

TUGAS AKHIR
DEFORMASI NONLINEAR STRUKTUR KOMPOSIT SRPMK
AKIBAT GEMPA BERULANG
(Studi Literatur)

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

Disusun Oleh:

MHD. DIFA ALFANZA NASUTION
1907210223P



UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2022

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Mhd. Difa Alfanza Nasution
NPM : 1907210223P
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Deformasi Nonlinear Struktur Komposit SRPMK Akibat
Gempa Berulang.
Bidang Ilmu : Struktur

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA

PANITIA UJIAN SKRIPSI

Medan, 08 Februari 2022

Dosen Pembimbing



Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

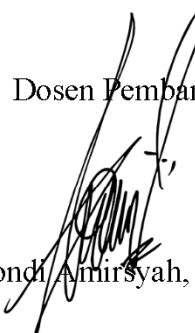
Nama : Mhd. Difa Alfanza Nasution
NPM : 1907210223P
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Deformasi Nonlinear Struktur Komposit SRPMK Akibat Gempa Berulang.
Bidang Ilmu : Struktur


Telah berhasil dipertahankan di hadapan 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, 08 Februari 2022

Mengetahui dan menyetujui:
Dosen Pembimbing


Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD

Dosen Pembimbing I

Tondy Amirsyah, S.T., M.T

Dosen Pembimbing II

Assoc. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc

Ketua Prodi Teknik Sipil


Assoc. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Mhd. Difa Alfanza Nasution
Tempat/Tanggal Lahir : Medan / 26 Juli 1998
NPM : 1907210223P
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul “Deformasi Nonlinear Struktur Komposit SRPMK Akibat Gempa Berulang.”

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 ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia di proses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kerjasama 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, 08 Februari 2022
Saya yang menyatakan,



Mhd. Difa Alfanza Nasution

ABSTRAK

DEFORMASI NONLINEAR STRUKTUR KOMPOSIT SRPMK AKIBAT GEMPA BERULANG (Studi Literatur)

Mhd. Difa Alfanza Nasution
1907210223P
Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD

Gempa bumi merupakan peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Semakin besar energi yang dilepas maka semakin kuat gempa yang terjadi. Untuk bangunan yang mengalami gempa tunggal, tentunya kehancuran yang terjadi pada bangunan tersebut akan meningkat seiring dengan berlangsungnya gempa berikutnya. Gempa berulang bisa saja terjadi tidak lama setelah gempa awal berlangsung yang dapat memberikan kerusakan lebih lanjut bahkan dapat mengakibatkan keruntuhan pada struktur bangunan. Oleh karena itu diperlukan desain khusus untuk bangunan di Indonesia yang mampu menahan gaya gempa yang terjadi. Dalam Tugas Akhir ini akan mengevaluasi struktur komposit Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dalam model 2 dimensi pada 4 model struktur yang difungsikan sebagai bangunan perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh. Model 1 memiliki tinggi 23,790 m (6 lantai) bentang 10,980 m dengan jenis batuan keras (SA), model 2 memiliki tinggi 15,860 m (4 lantai) bentang 10,980 m dengan jenis tanah keras (SC), model 3 memiliki tinggi 23,790 m (6 lantai) bentang 7,625 m dengan jenis batuan keras (SA), dan model 4 memiliki tinggi 15,860 m (4 lantai) bentang 7,625 m dengan jenis tanah keras (SC). Analisa yang digunakan adalah respon spektrum sebagai tahap desain dan respon riwayat waktu linear dan nonlinear sebagai tahap evaluasi. Pada struktur bangunan akan dikenakan respon gempa berulang. Hasilnya menunjukkan bahwa pada model 4 memiliki nilai simpangan antar tingkat dan simpangan atap terbesar yang dianalisis secara nonlinear dan model 1 memiliki nilai simpangan antar tingkat dan simpangan atap terbesar yang dianalisis secara linear.

Kata kunci: Gempa Berulang, Komposit, SRPMK.

ABSTRACT

NONLINEAR DEFORMATION OF SRPMK COMPOSITE STRUCTURE BECAUSE OF REPEATED EARTHQUAKE (Literature Study)

Mhd. Difa Alfanza Nasution
1907210223P
Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD

Earthquakes are the shaking of the earth due to the sudden release of energy in the earth which is characterized by the breaking of rock layers in the Earth's crust. The greater the energy released, the stronger the earthquake that occurs. For buildings that experience a single earthquake, of course, the destruction that occurs in these buildings will increase along with the next earthquake. Repeated earthquakes may occur shortly after the initial earthquake has taken place which can provide further damage and may even result in collapses in building structures. Therefore, a special design is needed for buildings in Indonesia that are able to withstand the style of earthquakes that occur. In this final project will evaluate the composite structure of the Special Moment Resisting Frame System (SRPMK) in a 2-dimensional model on 4 models of structures that function as office buildings located in the Banda Aceh area. Model 1 has a height of 23,790 m (6 floors) span of 10.980 m with hard rock type (SA), model 2 has a height of 15,860 m (4 floors) span of 10.980 m with hard soil type (SC), model 3 has a height of 23,790 m (6 floors) span 7,625 m with hard rock type (SA), and model 4 has a height of 15,860 m (4 floors) span of 7,625 m with hard soil type (SC). The analysis used is spectrum response as a design stage and linear and nonlinear time history response as an evaluation stage. On the structure of the building will be subject to repeated earthquake response. The results showed that in model 4 has the largest level of inter story drift and top displacement for nonlinear analyzed and model 1 has the largest level of inter story drift and top displacement for linear analyzed.

Keywords: Repeated Earthquakes, Composites, SRPMK.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis bisa menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini Yang berjudul “Deformasi Nonlinear Struktur Komposit SRPMK Akibat Gempa Berulang” Sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapat banyak bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD selaku Dosen Pembimbing Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara atas bimbingan, saran serta motivasi yang diberikan.
2. Bapak Tondi Amirsyah P, S.T., M.T selaku Dosen Pembimbing I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Bapak Assoc. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc selaku Dosen Pembimbing II sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
6. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Teristimewa untuk kedua orang tua penulis Ayahanda Chairil Hadi Nst dan Ibunda Wan Farida Fauzia, yang telah memberikan kasih sayang dan dukungan yang tidak ternilai kepada penulis sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

8. Sahabat-sahabat penulis yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu, yang telah membantu dan memotivasi penulis selama menyelesaikan 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, 08 Februari 2022



Mhd. Difa Alfanza Nasution

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xvi
DAFTAR SINGKATAN	xix
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Tujuan Penelitian	4
1.5 Manfaat Penelitian	4
1.6 Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 <i>Ground motion</i> (Getaran tanah)	6
2.2.1 Gempa Dekat (<i>Near-field</i>)	7
2.2.2 Gempa Jauh (<i>Far-field</i>)	8
2.2.3 Gempa Berulang	9
2.3 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019	10
2.4 Struktur Baja Komposit	10
2.5 Respons Simpangan	11
2.6 Perhitungan Kuat Perlu Struktur Komposit	14

2.7	Analisa Dinamik Struktur Nonlinear	15
2.7.1	Analisa Respons Riwayat Waktu	15
2.7.2	Momen Leleh (My)	16
2.7.3	Kapasitas Rotasi	17
2.7.4	Rotasi Leleh	17
2.7.5	<i>Panel Zone</i>	17
2.7.6	Diagram Interaksi Kolom	20
BAB 3 METODE PENELITIAN		23
3.1	Umum	23
3.2	Data Perencanaan Struktur	24
3.2.1	Fungsi dan Material Struktur	24
3.2.2	Konfigurasi Bangunan	24
3.2.3	Dimensi Elemen Balok dan Kolom	30
3.2.4	Pembebanan	31
3.2.5	Respons Spektrum Desain	32
3.2.6	Kombinasi Pembebanan	34
3.2.7	Data Rekaman Gempa	36
3.3	Prosedur Analisa	40
3.3.1	Prosedur Analisa Dinamik Struktur Linear	40
3.3.2	Prosedur Analisa Dinamik Struktur Nonlinear	41
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		44
4.1	Hasil Model Linear Dan Nonlinear	44
4.2	Hasil Analisa Linear	44
4.2.1	Respon Spektrum Ragam	44
4.2.2	Koreksi Gempa Dasar Nominal	47
4.2.3	Koreksi Gaya Geser Lantai	48
4.2.4	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	49
4.2.5	Kontrol Simpangan Izin	50
4.2.6	Kontrol Ketidakberaturan Vertikal	51
4.2.7	Kontrol Ketidakberaturan Horizontal	53
4.2.8	Pengaruh P-Delta	55

4.3 Hasil Simpangan Antar Tingkat	56
4.4 Hasil Simpangan Antar Atap	61
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	64
5.1 Kesimpulan	64
5.2 Saran	64
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1: Komponen struktural bangunan model 1 dan model 2.	30
Tabel 3.2: Komponen struktural bangunan model 3 dan model 4.	31
Tabel 3.3: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.	31
Tabel 3.4: Beban pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.	32
Tabel 3.5: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1,3$,SDS = 0,826	34
Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1,3$,SDS = 1,239	35
Tabel 3.7: Rekaman gempa utama (<i>Main Shock</i>).	37
Tabel 3.8: Rekaman gempa susulan (<i>After Shock</i>).	38
Tabel 3.9: Rekaman gempa berulang	39
Tabel 4.1: Hasil <i>output modal participating mass ratios</i> struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 1).	45
Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 1).	45
Tabel 4.3: Hasil <i>output modal participating mass ratios</i> struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 2).	45
Tabel 4.4: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 2).	46
Tabel 4.5: Hasil <i>output modal participating mass ratios</i> struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 3).	46
Tabel 4.6: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 3).	46
Tabel 4.7: Hasil <i>output modal participating mass ratios</i> struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 4).	46
Tabel 4.8: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 4).	47
Tabel 4.9: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen (V) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum output program analisa struktur Vt.	47
Tabel 4.10: Hasil analisa koreksi <i>story shear</i> model 1 dengan 35% <i>base shear</i> .	48
Tabel 4.11: Hasil analisa koreksi <i>story shear</i> model 2 dengan 35% <i>base shear</i> .	48
Tabel 4.12: Hasil analisa koreksi <i>story shear</i> model 3 dengan 35% <i>base shear</i> .	49
Tabel 4.13: Hasil analisa koreksi <i>story shear</i> model 4 dengan 35% <i>base shear</i> .	49
Tabel 4.14: Perbandingan nilai Vt dan Cs.W	49
Tabel 4.15: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 1.	50

Tabel 4.16: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 2.	50
Tabel 4.17: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 3.	51
Tabel 4.18: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 4.	51
Tabel 4.19: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 1.	52
Tabel 4.20: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 2.	52
Tabel 4.21: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 3.	52
Tabel 4.22: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 4.	53
Tabel 4.23: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 1.	53
Tabel 4.24: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 2.	54
Tabel 4.25: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 3.	54
Tabel 4.26: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 4.	54
Tabel 4.27: Hasil analisa P-Delta struktur model 1 dengan $I_e = 5$ dan $C_{dx} = 5,5$.	55
Tabel 4.28: Hasil analisa P-Delta struktur model 2 dengan $I_e = 5$ dan $C_{dx} = 5,5$.	55
Tabel 4.29: Hasil analisa P-Delta struktur model 3 dengan $I_e = 5$ dan $C_{dx} = 5,5$.	55
Tabel 4.30: Hasil analisa P-Delta struktur model 4 dengan $I_e = 5$ dan $C_{dx} = 5,5$.	56
Tabel 4.31: Nilai simpangan atap (<i>top displacement</i>) pada analisa nonlinear.	61
Tabel 4.32: Nilai simpangan atap (<i>top displacement</i>) pada analisa linear.	62
Tabel 4.33: Nilai rasio simpangan atap (<i>top displacement</i>).	63

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1: Respons spektra 21 rekaman <i>ground motion</i> dan rata-rata respons spektrum desain dengan $\zeta=5\%$.	6
Gambar 2.2: Ciri khas rekaman getaran gempa dekat dalam bentuk riwayat waktu kecepatan dan perpindahan (a) gempa jauh, (b) gempa dekat mengandung <i>pulse (forwarddirectivity)</i> , dan (c) gempa dekat (<i>fling-step</i>).	8
Gambar 2.3: Detail sambungan antara kolom komposit dan balok baja.	11
Gambar 2.4: Loop histeretik perpindahan beban lateral.	13
Gambar 2.5: Bentuk tekuk lokal pada kolom.	13
Gambar 2.6: Diagram interaksi PM untuk balok-kolom komposit.	22
Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.	23
Gambar 3.2: a) Denah struktur model 1, b) Proyeksi bangunan model 1 dan lokasi sendi plastis.	26
Gambar 3.3: a) Denah struktur model 2, b) Proyeksi bangunan model 2 dan lokasi sendi plastis.	27
Gambar 3.4: a) Denah struktur model 3, b) Proyeksi bangunan model 3 dan lokasi sendi plastis.	28
Gambar 3.5: a) Denah struktur model 4, b) Proyeksi bangunan model 4 dan lokasi sendi plastis.	29
Gambar 3.6: a) Respons spektrum untuk kelas situs SA, b) Respons spektrum untuk kelas situs SC.	34
Gambar 4.1: Nilai <i>inter story drift</i> untuk struktur komposit SRPMK model 1 untuk analisa nonlinear.	57
Gambar 4.2: Nilai <i>inter story drift</i> untuk struktur komposit SRPMK model 2 untuk analisa nonlinear.	57
Gambar 4.3: Nilai <i>inter story drift</i> untuk struktur komposit SRPMK model 3 untuk analisa nonlinear.	58
Gambar 4.4: Nilai <i>inter story drift</i> untuk struktur komposit SRPMK model 4 untuk analisa nonlinear.	58
Gambar 4.5: Nilai <i>inter story drift</i> untuk struktur komposit SRPMK model 1 untuk analisa linear.	59
Gambar 4.6: Nilai <i>inter story drift</i> untuk struktur komposit SRPMK model 2 untuk analisa linear.	59
Gambar 4.7: Nilai <i>inter story drift</i> untuk struktur komposit SRPMK model 3 untuk analisa linear.	60

Gambar 4.8: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 4 untuk analisa linear.

60

DAFTAR NOTASI

C_d	=	Faktor pembesaran simpangan lateral
C_s	=	Koefisien respons seismik
C_u	=	Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
E	=	Pengaruh beban seismik horizontal dan vertikal
E	=	Modulus elastisitas
E_h	=	Pengaruh gaya seismik horizontal
E_v	=	Pengaruh gaya seismik vertikal
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
F	=	Frekuensi Struktur
F_a	=	Koefisien situs untuk periode pendek yaitu pada periode 0.2 detik
F_{PGA}	=	Nilai Koefisien situs untuk PGA
F_v	=	Koefisien situs untuk periode panjang (pada periode 1 detik)
g	=	Percepatan gravitasi (m/s^2)
h	=	Tinggi rata-rata Struktur diukur dari dasar hingga level atap
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur
h_{sx}	=	Tinggi tingkat di bawah level-x
I	=	Momen Inersia kolom/balok
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
Kf	=	Kekakuan geser dari dua sayap kolom
Kw	=	Kekakuan geser dari dua badan kolom
l	=	Panjang kolom/balok
LL	=	Beban hidup
M_c	=	Momen puncak
M_u	=	Momen ultimit
M_y	=	Momen leleh
P	=	Gaya aksial kolom
PGA	=	Nilai PGA dibatuan dasar (SB) mengacu pada peta gempa

Q_E	= Pengaruh gaya seismik horizontal dari V
R	= Faktor Koefisien modifikasi respon
S1	= Parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik
S_a	= Respons spektra percepatan
S_{D1}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik
S_{DS}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode pendek
SS	= Parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek
T	= Periode fundamental bangunan
T_a	= Periode fundamental pendekatan
$T_{maksimum}$	= Nilai batas atas periode bangunan
$T_{minimum}$	= Nilai batas bawah periode bangunan
V	= Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
V_t	= Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_{wy}	= Kekuatan geser leleh pada badan kolom
V_{fy}	= Kekuatan geser leleh pada sayap kolom
V_{Su}	= Kekuatan geser ultimate
W	= Berat seismik efektif bangunan
Zx	= Modulus penampang plastis terhadap sumbu x
ϵ	= Total tegangan yang terjadi
ϵ_y	= Tegangan pada saat leleh
γ_{wy}	= Regangan leleh pada badan kolom
γ_{fy}	= Regangan leleh pada sayap kolom
μ_p	= Lendutan pada titik plastis
μ_y	= Lendutan pada titik leleh
Δ	= Simpangan antar tingkat desain
Δ_a	= Simpangan antar tingkat yang dizinkan
δ_x	= Defleksi pusat massa di tingkat x
δ_{xe}	= Defleksi pada lokasi yang ditentukan dengan analisis elastik
θ	= Koefisien stabilitas untuk pengaruh P-Delta
θ_p	= Koefisien Rotasi plastis

θ_{pc}	=	Koefisien Rotasi pasca puncak
θ_u	=	Rotasi pada batas ultimit
θ_y	=	Rotasi pada saat leleh
ρ	=	Faktor redundansi struktur
ω	=	Kecepatan sudut
Ω_0	=	Faktor kuat lebih sistem

DAFTAR SINGKATAN

CFT	= <i>Concrete Filled Tube</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
HSS	= <i>Hollow structural Section</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
RCA	= <i>Recycled Coarse Aggregate</i>
RCFST	= <i>Recycled Concrete Filled Steel Tube</i>
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
WF	= <i>Wide Flange</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Secara geografis Indonesia terletak pada rangkaian cincin api yang membentang sepanjang lempeng pasifik yang merupakan lempeng tektonik paling aktif di dunia. Zona ini memberikan kontribusi sebesar hampir 90% dari kejadian gempa di bumi dan hampir semuanya merupakan gempa besar di dunia (Kramer, 1996). Beberapa gempa besar telah terjadi dalam 10 tahun terakhir dan mengakibatkan kehilangan jiwa serta kerugian material yang mempengaruhi sektor ekonomi dan pembangunan. Beberapa gempa besar yang terjadi dalam dekade terakhir di Indonesia yaitu gempa Bengkulu 2000 (M_w 7,8), gempa Aceh-Andaman Tsunami 2004 (M_w 9,2), gempa Nias - Simeulue 2005 (M_w 8,7), gempa Yogyakarta 2006, gempa Jawa Selatan yang diikuti tsunami 2006 (M_w 7,6), gempa Bengkulu 2007 (M_w 8,4 and 7,9) dan gempa terbaru di Padang (M_w 7,6) pada September 2009.

Gempa bumi merupakan peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Semakin besar energi yang dilepas semakin kuat gempa yang terjadi. Gempa bumi juga didefinisikan sebagai getaran yang bersifat alamiah, yang terjadi pada lokasi tertentu dan sifatnya tidak berkelanjutan. Getaran pada bumi terjadi akibat adanya proses pergeseran secara tiba-tiba (*sudden slip*) pada kerak bumi. Pergeseran secara tiba-tiba terjadi karena adanya sumber gaya (*force*), baik yang bersumber dari alam maupun dari bantuan manusia (*artificial-earthquakes*). Terdapat beberapa pendekatan untuk mengantisipasi terjadinya gempa agar tidak menimbulkan dampak yang besar. Pertama, pendekatan struktural yakni desain mengikuti kaidah-kaidah konstruksi yang benar dan memasukkan parameter kegempaan dalam mendirikan bangunan sesuai dengan standar yang ada. Kedua, intensif melakukan sosialisasi kepada masyarakat mengenai pemahaman dan pelatihan penyelamatan dampak gempa (Budiono, 2011).

Untuk bangunan yang mengalami gempa tunggal, tentunya kehancuran yang terjadi pada bangunan tersebut akan meningkat seiring dengan berlangsungnya gempa berikutnya dengan periode ulang tertentu. Gempa berulang bisa saja terjadi tidak lama setelah gempa awal berlangsung yang dapat memberikan kerusakan lebih lanjut bahkan dapat mengakibatkan keruntuhan pada struktur bangunan. Pada beberapa kasus intensitas gempa berulang sering kali lebih besar daripada gempa awal yang mengakibatkan kemungkinan runtuhnya suatu struktur semakin besar. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural maupun pada komponen strukturalnya. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non strukturalnya, akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh mengalami kerusakan. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi penghuni bangunan dapat menyelamatkan diri.

Struktur komposit merupakan kombinasi beton dengan baja profil yang membentuk suatu kesatuan dan bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Bila pada beton bertulang gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan, maka pada beton komposit gaya-gaya tarik tersebut dipikul oleh profil baja. Perencanaan komposit memiliki beberapa keuntungan seperti:

1. Penghematan berat baja
2. Penampang balok baja dapat lebih rendah
3. Kekakuan lantai meningkat
4. Panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar
5. Kapasitas pemikul beban meningkat

Sebagai bahan studi perencanaan, struktur baja beton komposit akan dijadikan struktur utama dalam perencanaan struktur bangunan gedung yaitu pada perencanaan ini dipilih Gedung perkantoran 4 lantai dan 6 lantai. Berdasarkan latar belakang masalah diatas, maka penulis tertarik untuk membuat judul Tugas Akhir dengan judul “Deformasi Nonlinear Struktur Komposit SRPMK Akibat Gempa Berulang”.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam penelitian ini adalah:

1. Bagaimana pengaruh gempa berulang terhadap deformasi nonlinear untuk simpangan antar tingkat pada struktur komposit SRPMK.
2. Bagaimana pengaruh gempa berulang terhadap deformasi nonlinear untuk simpangan atap pada struktur komposit SRPMK.

1.3 Batasan Masalah

Mengingat luasnya permasalahan dan dengan keterbatasan waktu, maka perlu pembatasan masalah dalam penelitian ini. Adapun batasan masalah yang ditetapkan yaitu sebagai berikut:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
 - a. Struktur Komposit (Baja-Beton) 2 Dimensi dengan sistem pemikul gaya seismiknya Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Bentuk struktur terdiri dari 4 lantai dan 6 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah batuan keras (SA) dan tanah keras (SC).
 - b. Ujung-ujung balok dan ujung dasar kolom dikondisikan sebagai sendi plastis.
 - c. Struktur dengan dimensi kolom dan balok dianalisa sampai pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.
2. Perencanaan struktur komposit, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
 - a. Tata cara perencanaan bangunan gedung baja struktural berdasarkan SNI 1729:2020.
 - b. Tata cara perencanaan beton struktural untuk bangunan gedung berdasarkan SNI 2847:2019.
 - c. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPPURG (1987).
 - d. Beban gempa untuk gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2019.

3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
 - a. Program analisa struktur untuk menganalisa tahap desain (Analisa Linear).
 - b. PEER NGA dan PUSKIM PUPR 2019 untuk mendapatkan data rekaman gempa.
 - c. SEISMOSIGNAL, untuk mengubah *ground motion* menjadi Respon Spektrum.
 - d. MATLAB versi 07, untuk menskalakan *ground motion*.
 - e. RUAUMOKO2D versi 04, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu *Nonlinear*) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
4. Parameter yang ditinjau adalah
 - a. Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2019.
 - b. Nonlinear: Pengaruh gempa berulang terhadap struktur komposit SRPMK hanya meninjau nilai simpangan antar tingkat dan simpangan atap pada analisa nonlinear. Analisa nonlinear merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019.

1.4 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan pembahasan dalam Tugas Akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui pengaruh gempa berulang terhadap deformasi nonlinear untuk simpangan antar tingkat pada struktur komposit SRPMK.
2. Untuk mengetahui pengaruh gempa berulang terhadap deformasi nonlinear untuk simpangan atap pada struktur komposit SRPMK.

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil perencanaan pada pemodelan Struktur Komposit dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung baja komposit dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK) bila mengalami gempa berulang.

1.6 Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan yang digunakan pada Tugas Akhir ini sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Didalam Bab ini akan menguraikan penjelasan tentang latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup permasalahan, tujuan penelitian, manfaat penelitian, sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menguraikan penjelasan mengenai mekanisme gempa, konsep perencanaan struktur bangunan baja komposit, analisa struktur baja komposit Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dan konsep tentang kekuatan bangunan baja komposit terhadap gempa yang terjadi.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Bab ini akan menampilkan bagaimana metode penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan baja komposit dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa Struktur dan RUAUMOKO2D versi 04.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisis pemodelan bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini akan 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

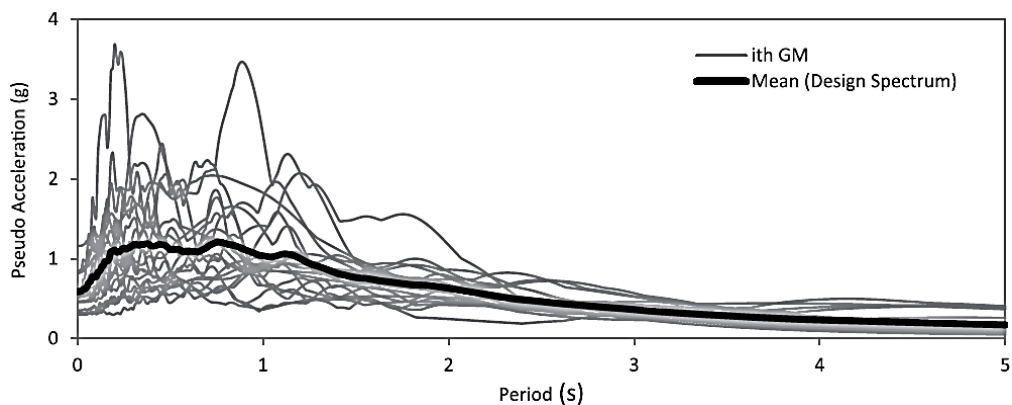
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada Bab ini akan dibahas mengenai studi dari penelitian sebelumnya serta syarat-syarat/ ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti struktur baja komposit, teori gempa, sistem struktur penahan gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2019, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2 *Ground motion* (Getaran 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). Gambar 2.1 menunjukkan contoh dari 21 rekaman *ground motion* serta respons spektrum desain rata-rata.



Gambar 2.1: Respons spektra 21 rekaman *ground motion* dan rata-rata respons spektrum desain dengan $\zeta=5\%$ (Shakeri dkk, 2018).

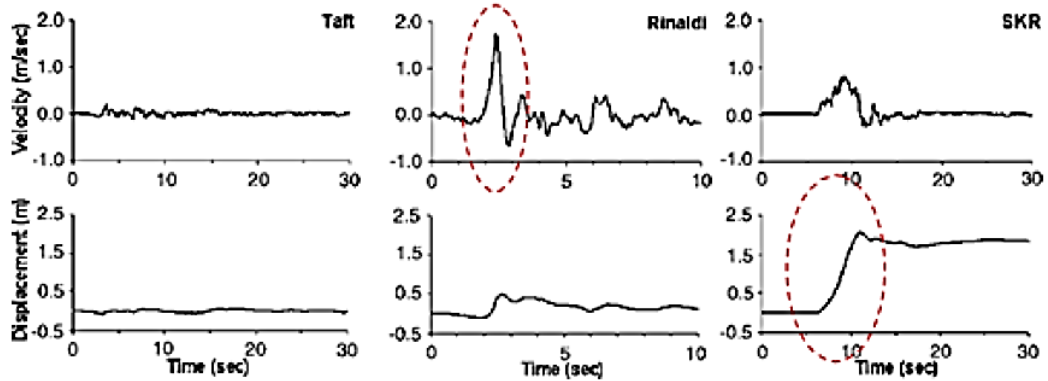
Respon gempa sensitif terhadap karakteristik getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola pulse, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya. Berdasarkan pola pulse nya, gempa dibagi menjadi 3, yaitu *near field* (gempa dekat, yaitu gempa dengan pulse), *far field* (gempa jauh, yaitu gempa tanpa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

2.2.1 Gempa Dekat (*Near-field*)

Gempa dekat adalah suatu respon tanah akibat dari aktivitas gempa pada suatu daerah yang tercatat dan dihitung pada stasiun gempa yang dekat dengan *epicenter*/pusat gempa tersebut (Pawirodikromo, 2012). Pawirodikromo menyatakan bahwa Kalkan dkk. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa near-fault adalah gempa yang direkam ≤ 15 km dari patahan (*fault rupture*), Stewart dkk. (2001) membuat definisi bahwa gempa *near-fault* umumnya adalah gempa-gempa antara 20-60 km dari pusat gempa.

Gempa *near fault* dapat dibedakan berdasarkan data rekamannya yaitu gempa *pulse* dan gempa *fling*. Efek *pulse* ialah salah satu jenis efek pada getaran yang dimiliki oleh getaran gempa dekat (*near-fault*), yang ditandai dengan adanya efek lonjakan yang bersifat monotonik. Efek lainnya yang dimiliki oleh getaran gempa dekat adalah efek *fling step*, dimana simpangan yang terjadi jauh dari titik nol setelah terjadinya sebuah lonjakan simpangan yang besar (Faisal dkk. 2015).

Di sisi lain, *fling step* menjadi hasil dari evolusi perpindahan sisa tanah akibat deformasi tektonik yang berkaitan dengan mekanisme kehancuran, umumnya ditandai dengan *pulse* kecepatan dengan amplitudo besar searah dan langkah monoton dalam perpindahan riwayat waktu. Bentuk riwayat waktu dari gempa jauh, gempa dekat (*forward-directivity*), dan gempa dekat (*fling-step*) dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Ciri khas rekaman getaran gempa dekat dalam bentuk riwayat waktu kecepatan dan perpindahan (a) gempa jauh, (b) gempa dekat mengandung pulse (*forwarddirectivity*), dan (c) gempa dekat (*fling-step*) (Kalkan dan Kunnath, 2006).

2.2.2 Gempa Jauh (*Far-field*)

Rekaman gempa pada *far-field* pada prinsipnya berbeda dengan gempa *near-field* dikarenakan energi gempa yang merambat pada jarak yang 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 diserap oleh media tanah. Perubahan respon tanah (percepatan, kecepatan dan perpindahan) setelah gelombang gempa merambat pada jarak atau durasi tertentu disebut atenuasi.

Pada umumnya gempa jauh (*far-field*) memiliki percepatan yang lebih kecil, frekuensi yang lebih rendah, impulsif, fluktuatif, respons tanah/batuan dan redaman yang kecil. Karena *ground motion acceleration history*, A mempunyai frekuensi getaran yang lebih tinggi daripada *velocity* maka *ground acceleration* beratenuasi lebih cepat daripada *ground velocity*, V . Dengan kondisi seperti ini maka gempa jarak jauh mempunyai A/V rasio yang lebih rendah daripada gempa jarak-jarak dekat.

Efetkhar dan Nouri (2018) menyatakan bahwa Wen dkk, (2002) berpendapat kerentanan kerusakan bangunan bertingkat tinggi berdasarkan jenis situs terhadap beban gempa didapati bahwa bangunan bertingkat tinggi dengan jenis situs bertanah lunak akan lebih parah kerusakannya ketika terkena gempa jauh dibandingkan dengan bangunan bertingkat tinggi dengan jenis situs tanah batuan

ketika terkena efek gempa dekat. Sharif dan Behnamfar menyatakan bahwa efek gempa dekat pada sistem rangka pemikul momen sangat sensitif terhadap periode alami struktur terhadap periode getaran tanah, akibat daripada itu perlu ditingkatkan rasio kekuatan pada struktur.

2.2.3 Gempa Berulang

Gempa berulang biasa disebut juga dengan gempa susulan (*after shock*). Menurut Song dkk. (2016) kegiatan kegempaan tidak jarang terjadi gempa susulan, pada umumnya intensitas gempa susulan tidak sebesar gempa awal namun dapat merusak struktural yang tampak tidak rusak akibat guncangan pertama. Gempa susulan (*after shock*) memiliki kemungkinan percepatan tanah puncak (*Peak Ground Acceleration/PGA*) yang lebih tinggi, durasi yang lebih lama dan pelepasan energi yang berbeda dengan gempa awal (*main shock*).

Kapasitas struktur untuk tetap kokoh ketika menghadapi gempa susulan ialah bergantung pada kekuatan residual dan kapasitas perpindahan (Di Trapani dan Malavisi, 2018). Metode *Incremental Dynamic Analysis (IDA)* telah banyak digunakan sebagai referensi untuk penilaian probabilistik kinerja seismik pada struktur bangunan. IDA bekerja untuk menghitung perpindahan pada struktur bangunan ketika diberi *ground motion* dengan spektrum desain yang dianalisis sampai batas nonlinear atau runtuh. Pada pemodelannya gempa berulang terhadap struktur nilai *ground motion* tunggal diulangi menjadi 2 kali namun rekaman tersebut diberi waktu peluruhan agar struktur dapat ke kondisi statis kembali.

Ruiz Garcia dan Aguilar (2017) mengatakan keterkaitan meningkatnya gempa berulang dalam beberapa tahun terakhir model analisis SDOF dan MDOF banyak digunakan secara luas. Sistem SDOF sendiri memberikan wawasan tentang efek gempa susulan pada respons nonlinear untuk berbagai parameter structural (misalnya periode alami getaran, kapasitas daktilitas perpindahan, kapasitas kekuatan lateral, dan lain-lain), sistem MDOF dapat mencakup pengaruh tertentu dari desain bangunan dalam respons nonlinear yang dapat dimasukkan oleh sistem SDOF secara umum. Para penulis memberikan suatu kesimpulan dengan mengamati bahwa variabilitas dalam respons gempa susulan dari sistem SDOF nonlinear yang setara mengalami 30 gerakan tanah gempa utama (*mainshock*) yang

berbeda yang mengarah pada keadaan kerusakan yang parah dan kemudian menerapkan analisis dinamis tambahan menggunakan gerakan tanah gempa susulan yang lebih kecil dari variabilitas yang diamati dalam model bangunan beton bertulang yang dianalisis dengan prosedur yang sama. Nilai simpangan antar tingkat dan simpangan atap sangat menentukan suatu bangunan dapat diperbaiki atau tidak. Probabilitas perbaikan bangunan diperoleh dari kurva kerapuhan perbaikan bangunan yang mengikuti distribusi lognormal dengan rasio *drift residual* median 1,0% dan parameter dispersi 0,3, di mana rasio *drift residual* 2% menyiratkan demo bangunan yang akan segera terjadi.

2.3 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

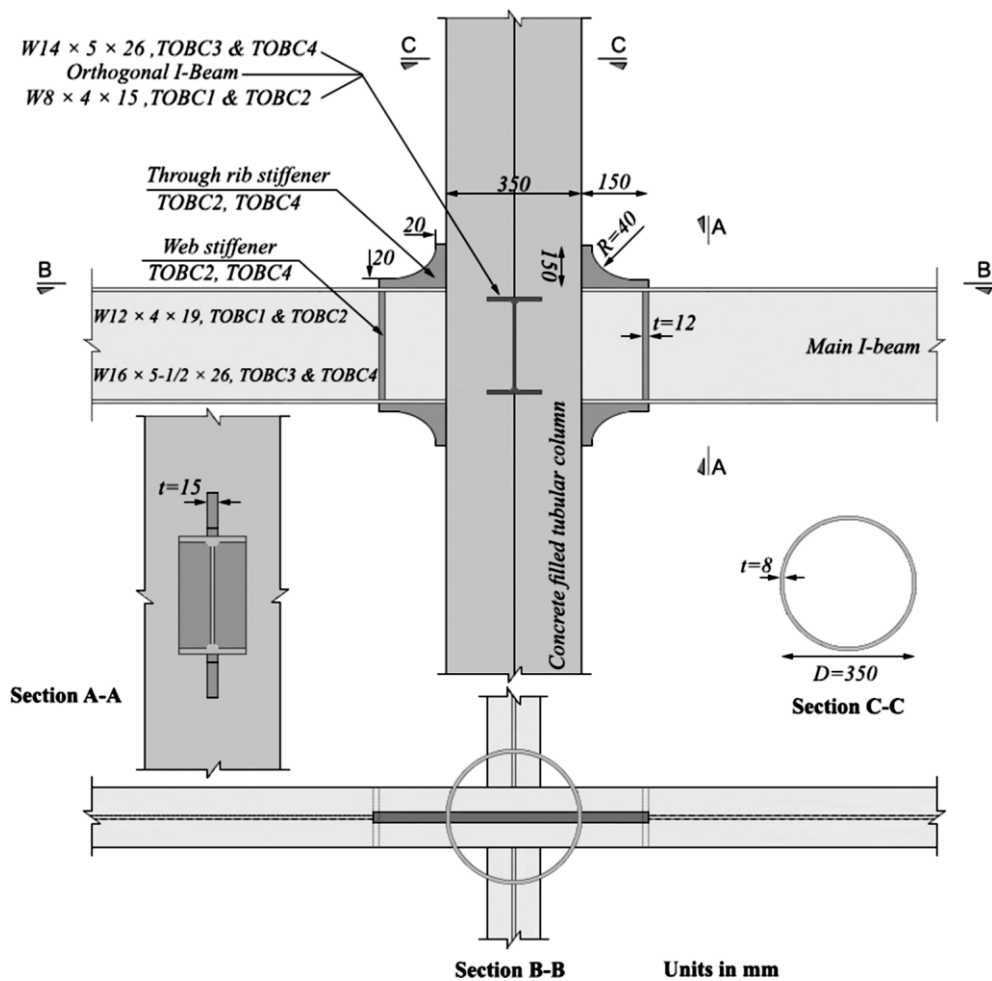
Perencanaan suatu konstruksi gedung harus memperhatikan aspek kegempaan, terutama di Indonesia karena merupakan salah satu daerah dengan zona gempa yang tinggi. Aspek kegempaan tersebut dianalisis berdasarkan peraturan yang berlaku di negara tersebut dan Indonesia memiliki peraturan sendiri dan peta gempanya. Peraturan yang digunakan pada penelitian ini ialah SNI 1726:2019 yang merupakan revisi dari SNI 03-1726-2012. Dimana terdapat perubahan dalam penentuan koefisien situs F_a dan F_v serta perubahan nilai S_s dan S_1 yang ada di beberapa kota di Indonesia. Dalam hal ini, tata cara perencanaan bangunan gedung tahan gempa menjadi lebih rasional dan akurat.

2.4 Struktur Baja Komposit

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih material berbeda sifat dan karakteristik yang berkerja bersama sama untuk memikul beban yang berkerja pada suatu struktur dalam hal ini digunakan material baja dan beton. Struktur komposit baja-beton memungkinkan pemanfaatan karakteristik dasar masing-masing bahan secara optimal, sehingga dengan penampang yang lebih kecil, mampu memikul beban serta dengan bentang yang sama dengan beton bertulang biasa (Fauzi dkk, 2018).

Penggunaan struktur baja terisi beton (*Concrete Filled Tube/CFT*) terutama pada elemen kolom ini sering digunakan pada bangunan tinggi. Menurut Lee dkk, (2019) menyebutkan bahwa penggunaan kolom tabung isi beton (CFT) dalam

tinggi bangunan sering diadopsi karena kelebihanannya pada struktur kinerja tural dan proses konstruksi selama pertemuan kolom beton bertulang nasional (RC) di Korea dan Jepang (Yamaguchi dkk, 2008; Kim dkk, 2014; Lee dkk, 2016). Sistem pelat datar RC biasanya digunakan untuk alas-lantai tempat tinggal dan bangunan tinggi untuk mengurangi lantai tinggi dan memungkinkan konstruksi cepat (Lee dkk, 2016). Contoh detail sambungan antara kolom komposit terisi beton dengan balok baja dapat dilihat pada Gambar 2.3



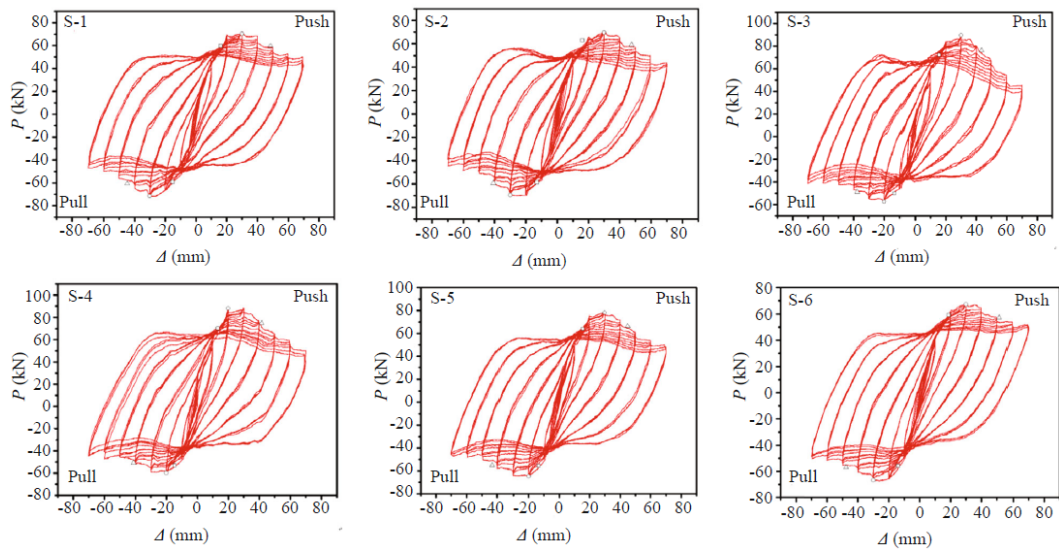
Gambar 2.3: Detail sambungan antara kolom komposit dan balok baja (Jeddi dkk, 2016).

2.5 Respons Simpangan

Dalam penelitian Zongping dkk, (2017) menyimpulkan bahwa kurva histeresis perpindahan beban lateral P-Delta untuk enam spesimen yang diuji ditunjukkan

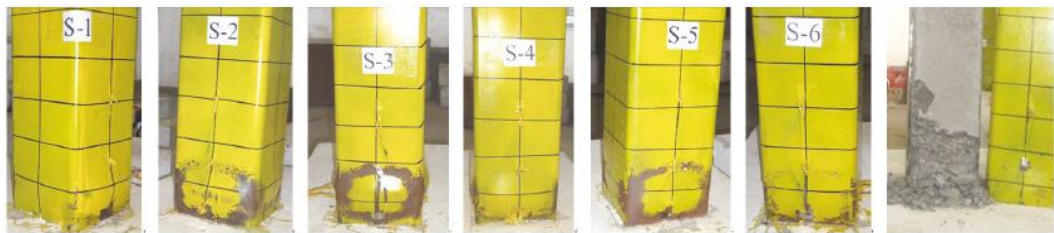
pada Gambar 2.4. Dalam diagram ini, menunjukkan poin hasil, masing-masing titik beban maksimum dan titik akhir. Berikut pemaparan dari kurva

1. Selama fase kontrol beban, kurva histeresis spesimen memanjang secara linear dan tampaknya tumpang tindih bersama, dan pada akhir fase ini, tidak ada sisa deformasi yang diamati, yang berarti bahwa spesimen tetap dalam keadaan elastis.
2. Selama fase terkontrol perpindahan, beban puncak setiap kurva histeresis terus meningkat hingga mencapai beban maksimum. Setelah beban maksimal, ketika kekuatan beban turun ke nol, bersamaan, perpindahan lateral tetap bernilai positif, yang mencerminkan deformasi sisa dan fenomena histeresis muncul. Selain itu, sebagai jumlah siklus meningkat, deformasi sisa dan fenomena histeresis menjadi jelas, dan kemiringan loop histeris menurun, yang berarti kerusakan kekakuan dan akumulasi kerusakan terjadi pada spesimen.
3. Bentuk lingkaran histeresis halus dan penuh, dan berbentuk cock, yang menunjukkan mereka memiliki kemampuan seismik yang lebih baik.
4. Penggantian tidak signifikan berpengaruh pada persentase RCA (*Recycled Coarse Aggregate*) pada bentuk histeresis, yang berarti bentuk lingkaran histeris dari spesimen RCFST (*Recycled Concrete Filled Steel Tube*) mirip dengan CFST.
5. Saat gaya aksial meningkat, lingkaran histeresis menjadi lebih penuh, dan kemampuan disipasi energi lebih kuat, hal itu menunjukkan gaya aksial dapat meningkatkan kapasitas lateral *bearing*.



Gambar 2.4: Loop histeretik perpindahan beban lateral (Zongping dkk, 2017).

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.5, proses kegagalan kolom RCFST pada tekuk lokal dari tabung baja pada awalnya muncul di bagian bawah kolom. Beban lateral atau jumlah siklus meningkat, tekuk lokal pada bagian sayap yang tertekan menjadi parah secara bertahap, tetapi tekuk lokal di sudut bertambah dengan bagus sebagai peningkatan nomor siklus. Ketika beban lateral dibalik, maka amplitudo akibat tekuk lokal menurun; Namun, di sisi berlawanan, tekuk lokal meningkat secara bersamaan (Zongping dkk, 2017).



Gambar 2.5: Bentuk tekuk lokal pada kolom (Zongping dkk, 2017).

2.6 Perhitungan Kuat Perlu Struktur Komposit

Untuk desain dengan metode analisis langsung, kekuatan perlu komponen struktur komposit terbungkus beton dan komponen struktur komposit terisi beton harus ditentukan dengan menggunakan ketentuan Pasal C2 SNI 1729:2020 dan persyaratan berikut ini:

1. Kekakuan lentur nominal komponen struktur yang memikul tekan neto harus diambil sebagai kekakuan efektif penampang komposit, EI_{eff} , seperti dijelaskan dalam Pasal I2 SNI 1729:2020.
2. Kekakuan aksial nominal komponen struktur yang memikul tekan neto harus diambil sebagai penjumlahan kekakuan aksial elastis setiap komponen.
3. Kekakuan komponen struktur yang memikul tarik neto harus diambil sebagai kekakuan komponen struktur baja telanjang sesuai dengan Bab C SNI 1729:2020.
4. Parameter reduksi kekakuan, τ_b , harus diambil sebesar 0,8.

Nilai kekakuan yang sesuai untuk perhitungan defleksi dan untuk penggunaan metode panjang efektif dibahas dalam penjelasan. Sedangkan gaya aksial yang dihitung terdiri dari kekuatan tekan, tarik dan tekan.

1. Kekuatan Tekan

Kekuatan tekan desain dan kekuatan tekan izin pada komponen struktur komposit terisi beton yang dibebani secara aksial simetris ganda harus ditentukan untuk keadaan batas tekuk lentur yang didasarkan atas kelangsingan komponen struktur sebagai berikut:

$$\text{Kuat tekan desain} = \phi_c \cdot P_n \quad (2.1)$$

$$\text{Dengan } \phi_c = 0,75$$

$$\text{Kuat tekan izin} = P_n / \Omega_c \quad (2.2)$$

$$\text{Dengan } \Omega_c = 2,00$$

2. Kekuatan Tarik

Kekuatan tarik tersedia komponen struktur komposit terisi beton yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\phi_t \cdot P_n = F_y \cdot A_s + F_{ysr} \cdot A_{sr} \quad (2.3)$$

Dimana:

$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

$$A_g = \text{Luas penampang bruto komponen struktur (mm}^2\text{)}$$

3. Kekuatan Lentur

Kekuatan lentur positif desain, $\phi_b M_n$, dan kekuatan lentur positif yang diizinkan, M_n/Ω_b , harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\text{Kuat lentur positif desain} = \phi_b \cdot M_n \quad (2.4)$$

$$\text{Dengan } \phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

$$\text{Kuat lentur positif izin} = M_n/\phi_b \quad (2.5)$$

$$\text{Dengan } \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

2.7 Analisa Dinamik Struktur Nonlinear

2.7.1 Analisa Respons Riwayat Waktu

Analisa ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019. Karena model yang digunakan merupakan model yang seluruhnya telah memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019 pada analisis linear sebelumnya yaitu dengan Metode Respon Spektrum. Pada metode respons riwayat waktu ini dianalisis secara dua dimensi menggunakan program RUAUMOKO2D.

Adapun data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinear menggunakan software RUAUMOKO2D antara lain:

I : Momen inersia penampang

E : Modulus elastisitas penampang

M_y : Momen leleh

M_c : Momen puncak

K_o : Kekakuan rotasi elastis

θ_p : Koefisien rotasi plastis

θ_y : Koefisien rotasi leleh

θ_c : Koefisien rotasi kapasitas plastis

θ_{pc} : Koefisien rotasi *post-capping*

- θ_u : Koefisien rotasi ultimit
- $\mu\theta_c$: Daktilitas rotasi kapasitas plastis
- r : Rasio kekakuan *post-yield*

2.7.2 Momen Leleh (My)

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai input analisis nonlinear pada program RUAUMOKO2D versi 04 adalah momen maksimum pada analisis linear respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur. Nilai tersebut sebelumnya diambil dari Program Analisa Struktur dan disesuaikan dengan sistem bangunan yang direncanakan.

Penampang komposit terisi beton harus diklasifikasikan sebagai tekuk lokal. Kekuatan lentur nominal (M_n) dengan nilai $\phi_b = 0,90$ (LFRD) komponen struktur komposit terisi beton harus ditentukan sebagai berikut:

1. Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (2.1)$$

Dimana:

M_p = momen sehubungan dengan distribusi tegangan plastis di penampang komposit (Nmm)

Z_x = modulus penampang plastis terhadap sumbu x (mm^3)

F_y = tegangan leleh minimum untuk tipe baja yang digunakan (MPa)

2. Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (2.2)$$

Dimana:

$\lambda, \lambda_p, \lambda_r$ = rasio kelangsingan yang ditentukan di SNI 1729:2020

M_y = momen leleh sehubungan dengan leleh sayap tarik dan leleh pertama sayap tekan, kip-in. (Nmm). Kapasitas pada saat leleh pertama harus dihitung dengan asumsi distribusi tegangan elastis linear dengan tegangan tekan beton maksimum dibatasi sampai 0,70f'c dan tegangan baja maksimum dibatasi sampai F_y .

3. Untuk penampang langsing

M_n , harus ditentukan sebagai momen leleh pertama. Tegangan sayap tekan harus dibatasi sampai tegangan tekuk lokal, F_{cr} , yang ditentukan dengan menggunakan Persamaan I2-10 atau Persamaan I2-11 SNI 1729:2020. Distribusi tegangan beton harus elastis linear dengan tegangan tekan maksimum yang dibatasi sampai $0,70f'_c$.

2.7.3 Kapasitas Rotasi

1. Kapasitas rotasi plastis (θ_p)

Menurut Zareian dan Krawinkler (2009), terdapat 3 kategori kapasitas rotasi plastis yaitu rendah, sedang, dan tinggi. Dalam Tugas Akhir ini nilai θ_p yang digunakan adalah kapasitas rendah yaitu 0,04.

2. Rotasi pasca-puncak (θ_{pc})

Pada pemodelan nonlinear ini memilih $\theta_{pc} = 0,06$ berdasarkan rata-rata Zareian dan studi Krawinkler (2009), sedangkan $M_c/M_y = 1,13$ berdasarkan nilai rata-rata Haselton, dkk., (2007).

2.7.4 Rotasi Leleh

Rotasi pada saat leleh digunakan untuk mendapatkan nilai daktalitas yang dibutuhkan sebagai input dalam software RUAUMOKO2D versi 04. Nilai rotasi sendi plastis tersebut untuk semua *frame* (balok-kolom) pada struktur gedung yang direncanakan. Nilai θ_y untuk semua frame dapat dilihat pada pembahasan selanjutnya.

2.7.5 Panel Zone

Zona panel (*Panel Zone*) pada struktur komposit yang digunakan dalam penelitian ini adalah struktur komposit dari tabung baja (*Steel tube*) dan inti beton. Secara umum, kekuatan geser zona panel struktur komposit dapat dihitung sebagai superposisi dari kekuatan geser komponen baja dan beton (Hu, 2016). Persamaan teoritis untuk model mekanika ini dibuat dengan menggunakan kontribusi kekakuan geser dari kedua material.

1. Tabung baja

Dua sayap kolom yang dikenakan gaya geser dapat dimodelkan sebagai kolom dengan dukungan tetap menahan deformasi lentur. Kekakuan geser dari dua sayap kolom (K_f) adalah:

$$K_f = 2 \frac{12E_s I_f}{(d_b - t_{bf})^2} \quad (2.3)$$

Dimana:

$$I_f = 2 \frac{b_c t_f^3}{12} \quad (2.4)$$

Kekakuan geser dari dua badan kolom (K_w) adalah:

$$K_w = 2(d_c - 2t_f)t_w G_s \quad (2.5)$$

Kekakuan geser (K_{s1}) dari tabung baja persegi panjang pada zona panel adalah super-posisi kekakuan geser dari badan kolom (K_w) dan kekakuan geser dari sayap kolom (K_f).

$$K_{s1} = K_f + K_w \quad (2.6)$$

Kuat geser leleh yang dihasilkan (V_{wy}) dan regangan leleh (γ_{wy}) pada badan kolom adalah sebagai berikut:

$$V_{wy} = 2(d_c - 2t_f)t_w \tau_{sy} \quad (2.7)$$

$$V_{wy} = 2(d_c - 2t_f)t_w \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (2.8)$$

$$\gamma_{wy} = \frac{V_{wy}}{K_w} \quad (2.9)$$

Kuat geser leleh yang dihasilkan (V_{fy}) dan regangan leleh (γ_{fy}) pada sayap kolom adalah sebagai berikut:

$$V_{fy} = \frac{4M_{fy}}{(d_b - t_{bf})} \quad (2.10)$$

$$V_{fy} = \frac{4 \left(\frac{b_c t_f^2 F_y}{6} \right)}{(d_b - t_{bf})} \quad (2.11)$$

$$\gamma_{fy} = \frac{V_{fy}}{K_f} \quad (2.12)$$

Kekuatan geser ultimate (V_{su}) dari zona panel adalah penjumlahan dari gaya geser dari badan kolom dan sayap kolom saat regangan geser panel zona tiba di regangan leleh (γ_{fy}) untuk sayap kolom.

$$V_{su} = V_{wy} + V_{fy} \quad (2.13)$$

2. Inti beton

Kriteria kegagalan Mohr-Coulomb digunakan untuk memperkirakan kekuatan geser ultimate dari beton. Tegangan geser ultimit (τ_{cu}) beton di zona panel dapat ditentukan sebagai:

$$\tau_{cu} = \sqrt{\left[\frac{f_c}{11} + \frac{9(f_{cp} + f_{ct})}{22} \right]^2 - \left(\frac{f_{cp} + f_{ct}}{2} \right)^2} \quad (2.14)$$

Regangan geser ultimit yang sesuai dari beton di zona panel adalah:

$$K_c = G_c A_c \quad (2.15)$$

$$V_{cu} = \tau_{cu} A_c \quad (2.16)$$

3. Kombinasi tabung baja dan inti beton

Tabung baja di zona panel dibagi secara struktural menjadi badan (*web*) dan sayap (*flange*). Regangan dan kekuatan di mana badan baja meleleh didefinisikan sebagai regangan geser leleh dan kekuatan zona panel, sedangkan regangan dan kekuatan pada sayap baja meleleh didefinisikan sebagai regangan

geser ultimit dan kekuatan zona panel. Untuk zona panel struktur komposit, kekakuan geser (K), kuat geser leleh (V_y), dan kekuatan geser ultimate (V_u) adalah penjumlahan dari tabung baja dan inti beton sebagai berikut:

$$K = K_{sl} + K_c \quad (2.17)$$

$$V_y = V_{sy} + V_{cu} \quad (2.18)$$

$$V_u = V_{wy} + V_{fy} + V_{cu} \quad (2.19)$$

2.7.6 Diagram Interaksi Kolom

Diagram interaksi kolom merupakan grafik yang menunjukkan hubungan antara gaya aksial kolom (P) dengan momen yang terjadi (M). Penentuan kekuatan untuk komponen komposit yang terdiri dari hubungan balok berbentuk-I atau lebar sayap ke kolom. Komponen mentransfer gaya termasuk baut tegangan, baut geser, baut badan, pelat, dan sudut. Prediksi kekuatan ultimit untuk sambungan merupakan proses yang cukup kompleks karena leleh dan kegagalan komponen berinteraksi satu sama lain (Hu, 2016).

Diagram interaksi PM diilustrasikan pada Gambar 2.6 untuk bagian komposit adalah berdasarkan distribusi tegangan plastis penuh dan dapat didekati dengan interpolasi linear antara lima titik (Galambos, 1998). Titik (A) dan (B) sesuai dengan kekuatan aksial hancur dan kekuatan lentur bagian tersebut masing-masing. Titik (C) ditambahkan ke posisi sumbu netral plastis (PNA) yang sama dari yang sesuai dengan titik (B) tetapi di sisi lain dari garis tengah, jadi itu mengandung kapasitas lentur yang sama dengan titik (B) dan besarnya hambatan aksial yang sama tance dari beton saja. Untuk titik (D), PNA terletak di garis tengah. Sebagai hasilnya, titik ini sesuai dengan kekuatan lentur maksimum dan setengah kekuatan aksial yang ditentukan untuk titik (C). Titik (E) adalah titik tambahan yang berubah-ubah untuk lebih menggambarkan kelengkungan diagram interaksi pada beban aksial tinggi. Lima titik dapat dengan mudah dihitung seperti yang ditunjukkan perhitungan dibawah ini. interpolasi dapat digunakan antara Titik (A), (C), dan (B) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.6 (Hu, 2016).

Persamaan untuk 5 titik dalam diagram interaksi P-M sebagai berikut:

a. Titik (A)

$$P_A = A_s F_y + A_c (0,85 f'_c)$$

$$M_A = 0$$

A_s = bidang bentuk baja

$$A_c = h_1 h_2 - 0,858 r_i^2$$

b. Titik (B)

$$P_B = 0$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - 1/2 Z_{cn} (0,85 f'_c)$$

$$Z_{sn} = 2 t_w h_n^2$$

$$h_n = \frac{0,85 f'_c A_c}{2 [0,85 f'_c h_1 + 4 t_w F_y]} \leq \frac{h_2}{2}$$

c. Titik (C)

$$P_C = A_c (0,85 f'_c)$$

$$M_C = M_B$$

d. Titik (D)

$$P_D = \frac{0,85 f'_c A_c}{2}$$

$$M_D = Z_s F_y + 1/2 Z_c (0,85 f'_c)$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2}{4} - 0,192 r_i^3$$

e. Titik (E)

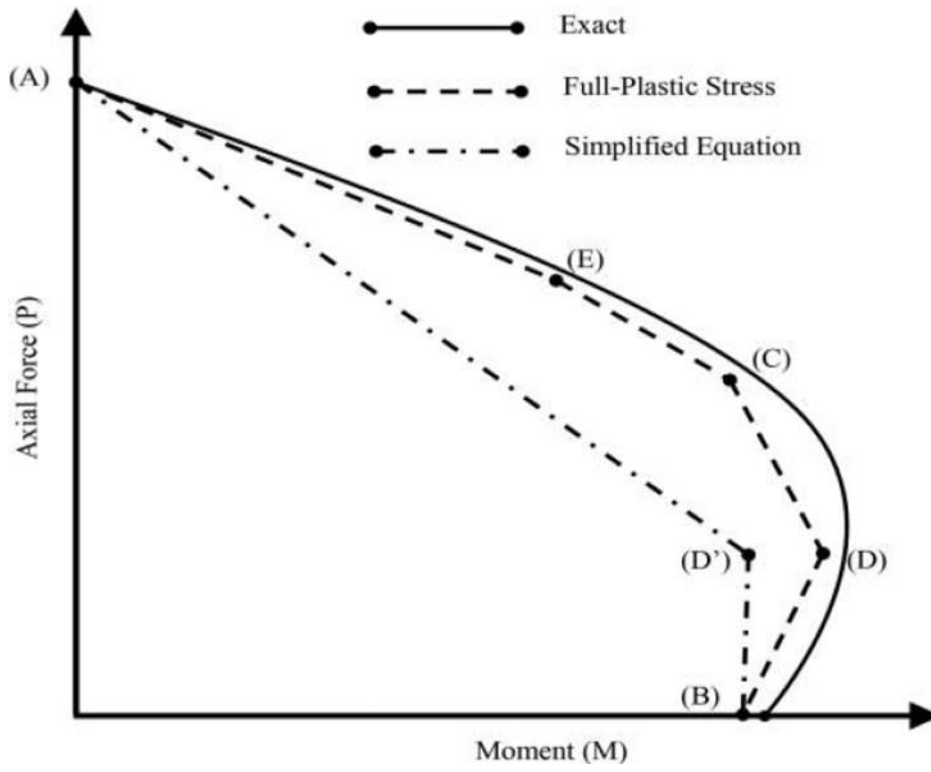
$$P_E = \frac{1}{2} (0,85 f'_c) A_c + 0,85 f'_c h_1 h_2 + 4 F_y t_w h_E$$

$$M_E = M_{max} - \Delta M_E$$

$$Z_{sE} = b h_E^2 - Z_{cE} \quad z_{cE} = h_1 h_E^2$$

$$\Delta M_E = Z_{sE} F_y + 1/2 Z_{cE} (0,85 f'_c)$$

$$h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{d}{4}$$

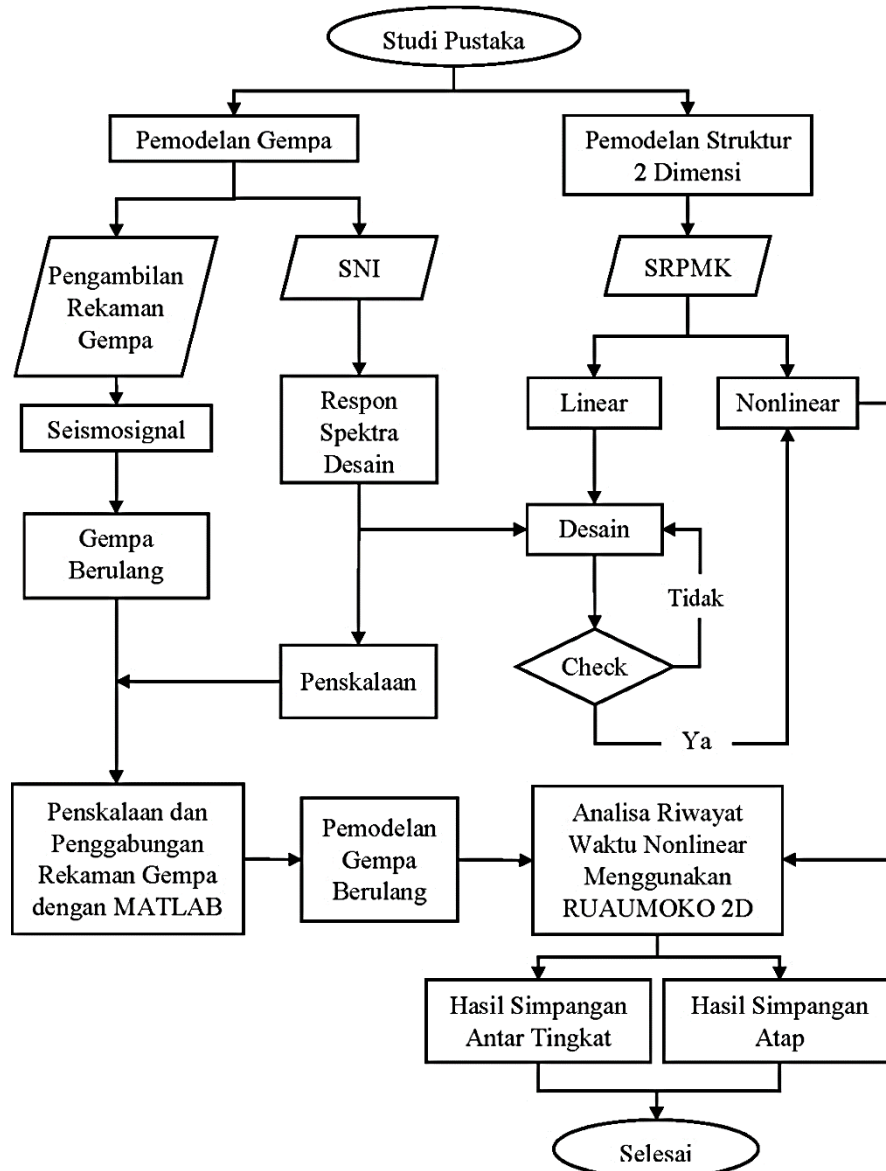


Gambar 2.6: Diagram interaksi PM untuk balok-kolom komposit.

BAB 3 METODE PENELITIAN

3.1 Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan 2 *software* bantuan, yaitu Program Analisa Struktur, dan RUAUMOKO2D versi 04. 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 Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 4 model, setiap modelnya menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Momen Khusus (SRPMK). Kedua model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Nonlinear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan software RUAUMOKO2D versi 04, untuk mendapatkan nilai simpangan yang ada ketika bangunan telah dikenakan berulang. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan untuk setiap modelnya.

3.2 Data Perencanaan Struktur

3.2.1 Fungsi dan Material Struktur

Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada kedua pemodelan dalam program analisa struktur, yaitu:

1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Banda Aceh.
3. Klasifikasi situs batuan keras (SA) dan tanah keras (SC).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
5. Jenis portal struktur gedung adalah struktur baja komposit (*Concrete Filled Tubes/CFT*)
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang digunakan: 27,56 MPa.
7. Mutu baja profil yang digunakan adalah ASTM A572-Gr.50.
 - a. Kuat leleh minimum (f_y): 378,95 Mpa.
 - b. Kuat tarik minimum (f_u): 502,97 Mpa.

3.2.2 Konfigurasi Bangunan

Pada Tugas Akhir ini, direncanakan struktur bangunan dengan material baja Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan berbentuk simetri. Adapun bentuk pemodelan yang digunakan adalah:

1. Model 1

Bangunan 6 lantai bentang 10,980 m dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada bagian keliling bangunan (perimeter) dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.2.

2. Model 2

Bangunan 6 lantai bentang 7,625 m dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada bagian keliling bangunan (perimeter) dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.3.

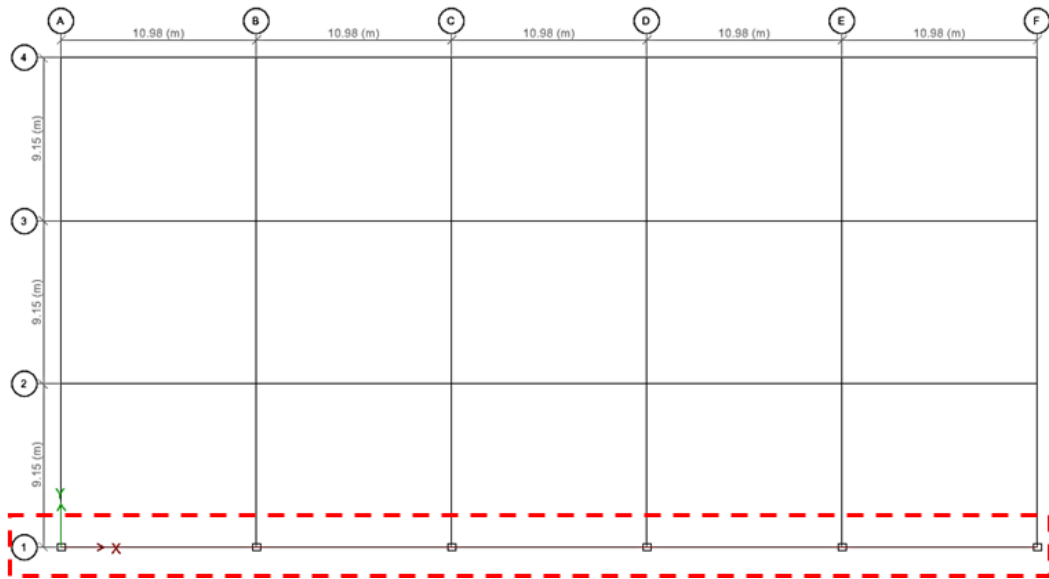
3. Model 3

Bangunan 4 lantai bentang 10,980 m dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada bagian keliling bangunan (perimeter) dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.4.

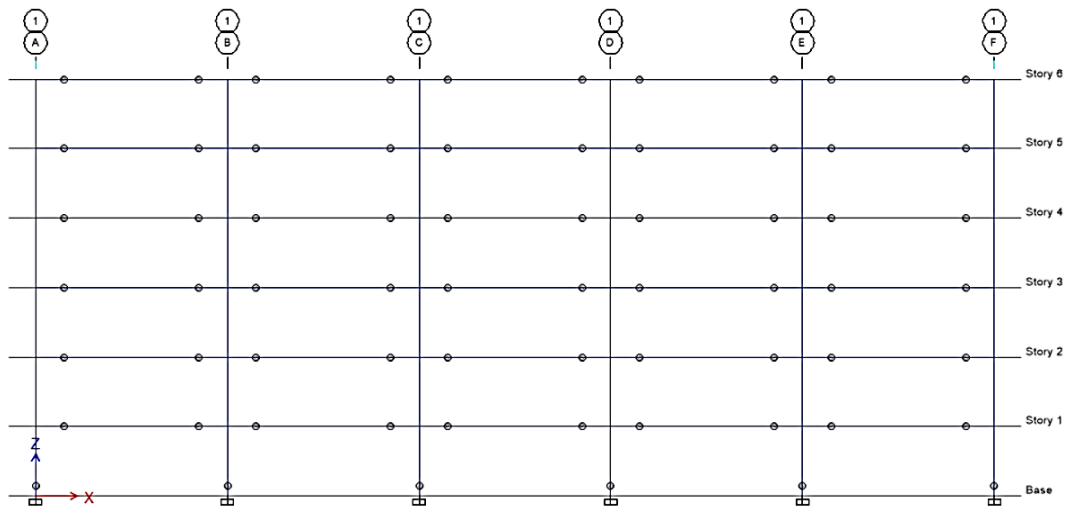
4. Model 4

Bangunan 4 lantai bentang 7,625 m dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada bagian keliling bangunan (perimeter) dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.5.

Ketinggian antar lantai untuk keseluruhan model yang dianalisa menggunakan ketinggian yang sama (tipikal) yaitu sebesar 3.965 m. Begitu juga dengan panjang bentang antar kolom arah Y menggunakan jarak sama sebesar yaitu 9.15 m. Analisa dilakukan pada portal atau potongan yang ditunjukkan garis putus-putus berwarna merah untuk keseluruhan model dan lingkaran bulat pada balok ujung-ujung balok dan dasar kolom menunjukkan posisi sendi plastis.

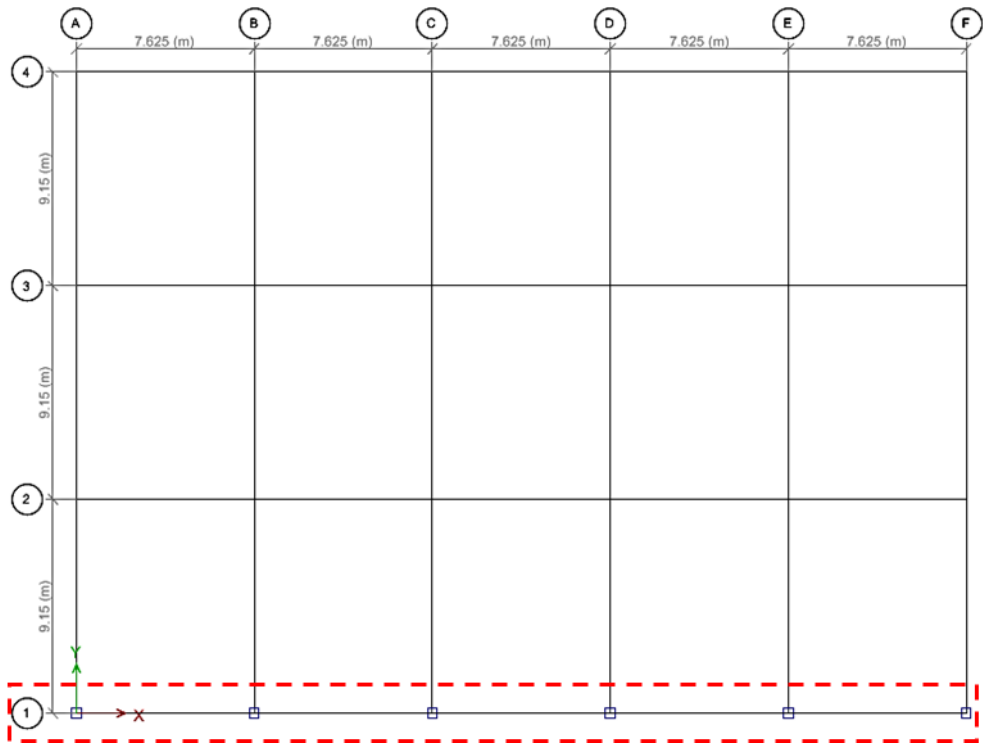


(a)

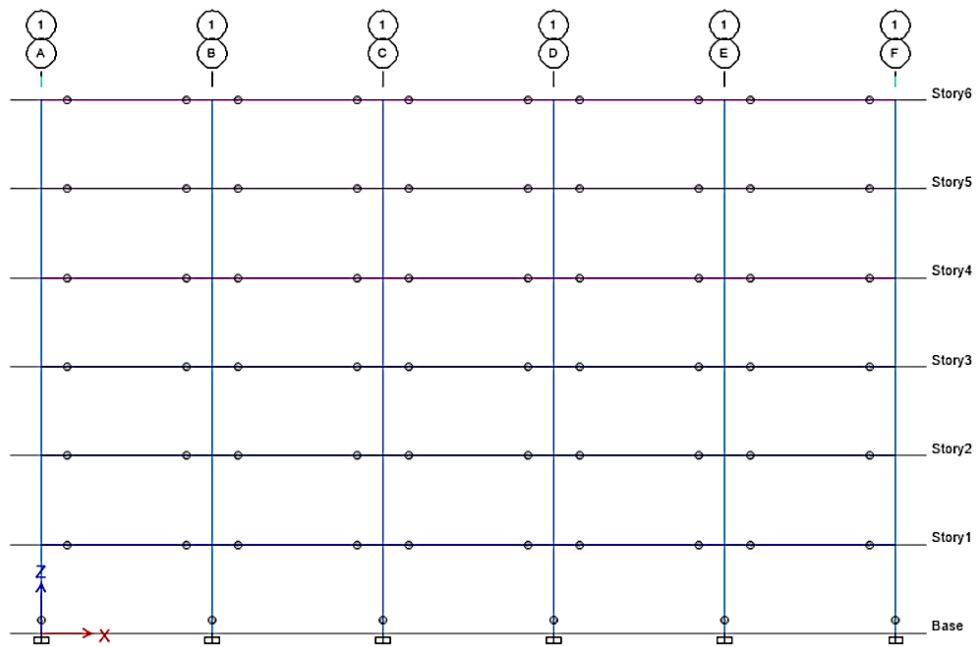


(b)

Gambar 3.2: a) Denah struktur model 1, b) Proyeksi bangunan model 1 dan lokasi sendi plastis.

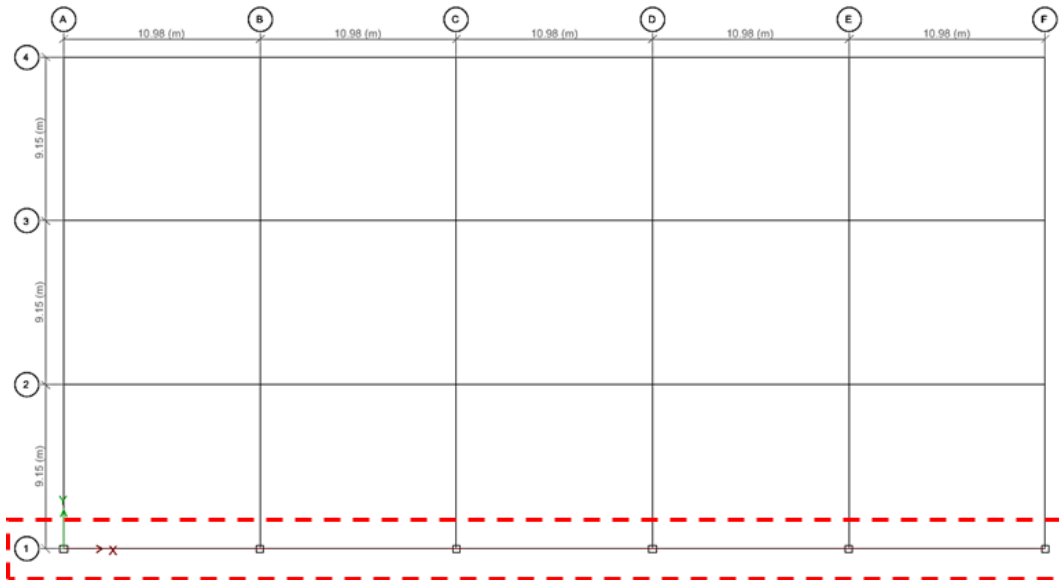


(a)

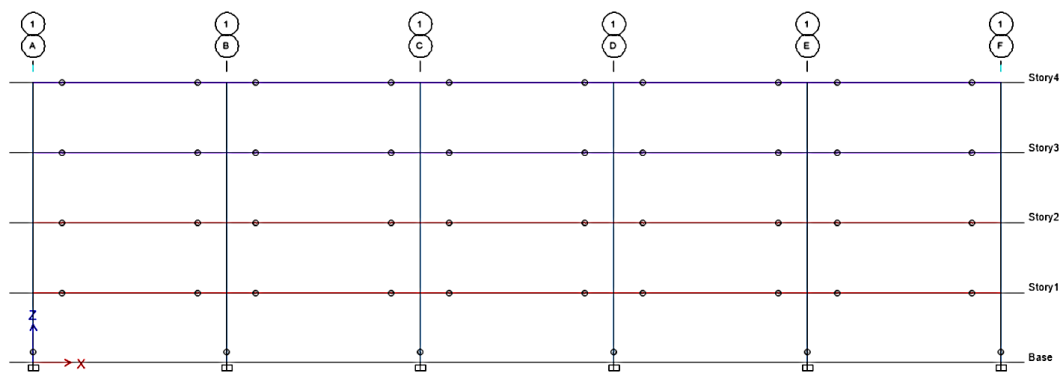


(b)

Gambar 3.3: a) Denah struktur model 2, b) Proyeksi bangunan model 2 dan lokasi sendi plastis.

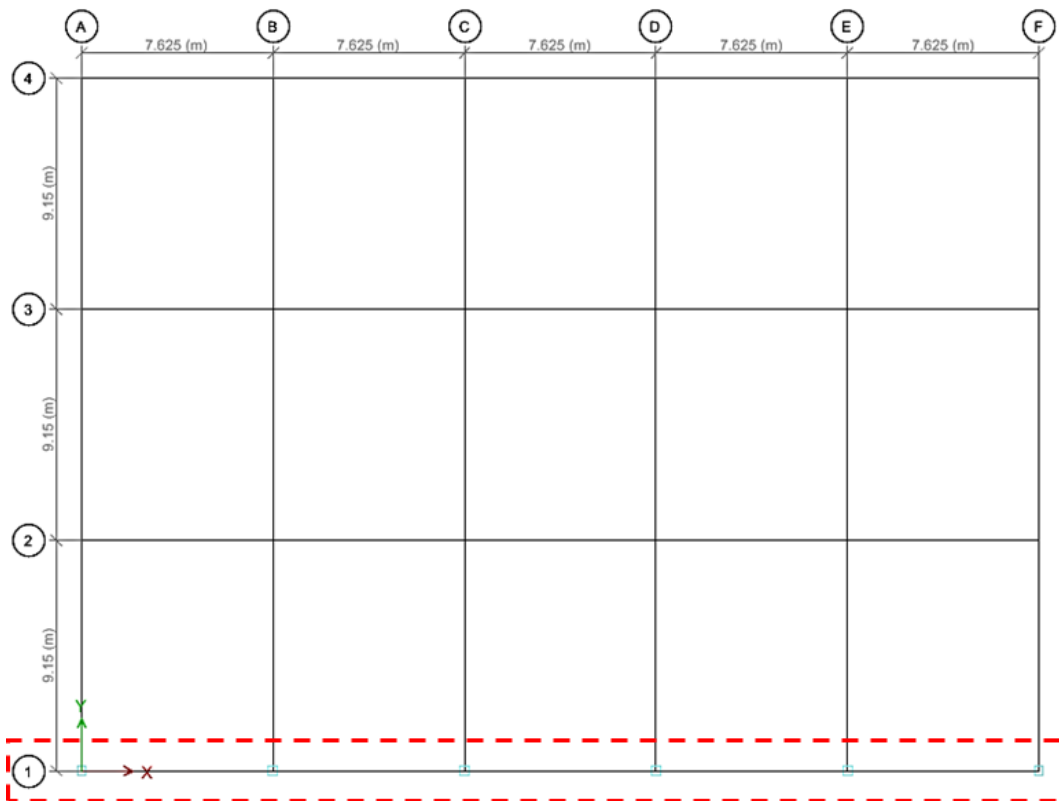


(a)

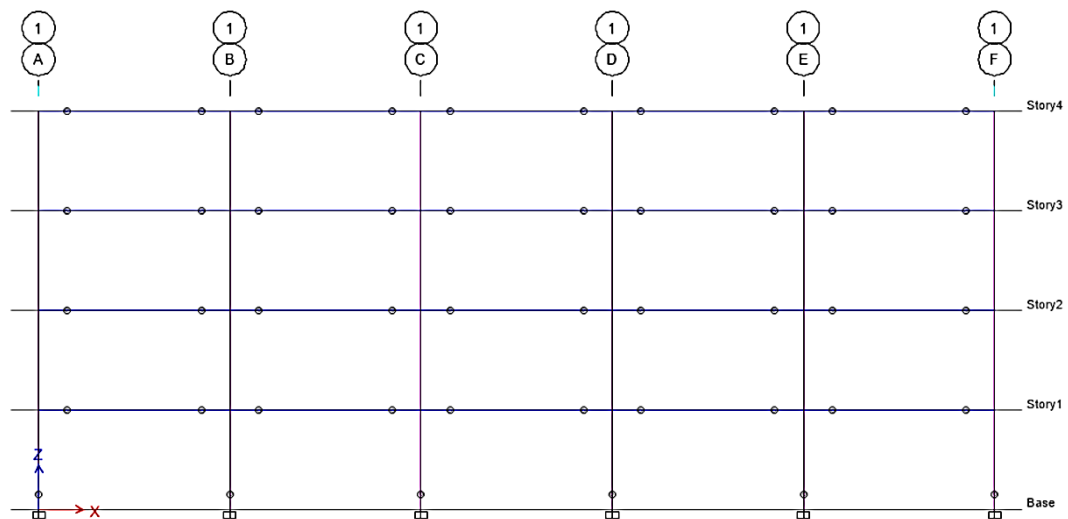


(b)

Gambar 3.4: a) Denah struktur model 3, b) Proyeksi bangunan model 3 dan lokasi sendi plastis.



(a)



(b)

Gambar 3.5: a) Denah struktur model 4, b) Proyeksi bangunan model 4 dan lokasi sendi plastis.

3.2.3 Dimensi Elemen Balok dan Kolom

Bangunan yang direncanakan adalah struktur beraturan, Struktur Gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda. Ukuran balok dan kolom terdapat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2.

Tabel 3.1: Komponen struktural bangunan model 1 dan model 2.

Model Bangunan	Lantai	Kolom Interior (mm)	Kolom Eksterior (mm)	Balok (inchi)	
				1 st to 3 rd	4 th to 6 th
6 Lantai (10,980 m)	Base	HSS16×16×500	HSS16×16×500		
	1	HSS16×16×500	HSS16×16×500	W24x103	
	2	HSS16×16×500	HSS16×16×500	W24x103	
	3	HSS16×16×500	HSS16×16×500	W24x103	
	4	HSS16×16×500	HSS16×16×500		W24x84
	5	HSS16×16×500	HSS16×16×500		W24x84
	6				W24x84
6 Lantai (7,625 m)	Base	HSS16×16×375	HSS16×16×375		
	1	HSS16×16×375	HSS16×16×375	W24x62	
	2	HSS16×16×375	HSS16×16×375	W24x62	
	3	HSS16×16×375	HSS16×16×375	W24x62	
	4	HSS16×16×375	HSS16×16×375		W24x55
	5	HSS16×16×375	HSS16×16×375		W24x55
	6				W24x55

Tabel 3.2: Komponen struktural bangunan model 3 dan model 4.

Model Bangunan	Lantai	Kolom Interior (mm)	Kolom Eksterior (mm)	Balok (inchi)	
				1 st to 2 nd	3 rd to 4 th
4 Lantai (10,980 m)	Base	HSS16×16×500	HSS16×16×500		
	1	HSS16×16×500	HSS16×16×500	W24x103	
	2	HSS16×16×500	HSS16×16×500	W24x103	
	3	HSS16×16×500	HSS16×16×500		W24x84
	4				W24x84
4 Lantai (7,625 m)	Base	HSS14×14×500	HSS14×14×500		
	1	HSS14×14×500	HSS14×14×500	W18x50	
	2	HSS14×14×500	HSS14×14×500	W18x50	
	3	HSS14×14×500	HSS14×14×500		W18x50
	4				W18x50

3.2.4 Pembebanan

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan diambil dari PPPURG (1987) dan SNI 1727:2013 yang telah disesuaikan dengan jenis dan fungsi bangunan. Beban-beban tersebut adalah beban hidup dan beban mati yang berhubungan dengan komponen material bangunan. Nilai beban hidup dan beban mati yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

Tabel 3.3: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Baja	7850 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²

Tabel 3.4: Beban pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama	4,79 KN/m ²
Kantor	2,40 KN/m ²
Koridor di atas lantai pertama	3,83 KN/m ²
Atap	1 KN/m ²

Selanjutnya nilai-nilai tersebut dihitung dan diakumulasikan sesuai dengan luas bangunan pada masing-masing tingkat/lantai yang kemudian digunakan sebagai input dalam pemodelan Program Analisa Struktur.

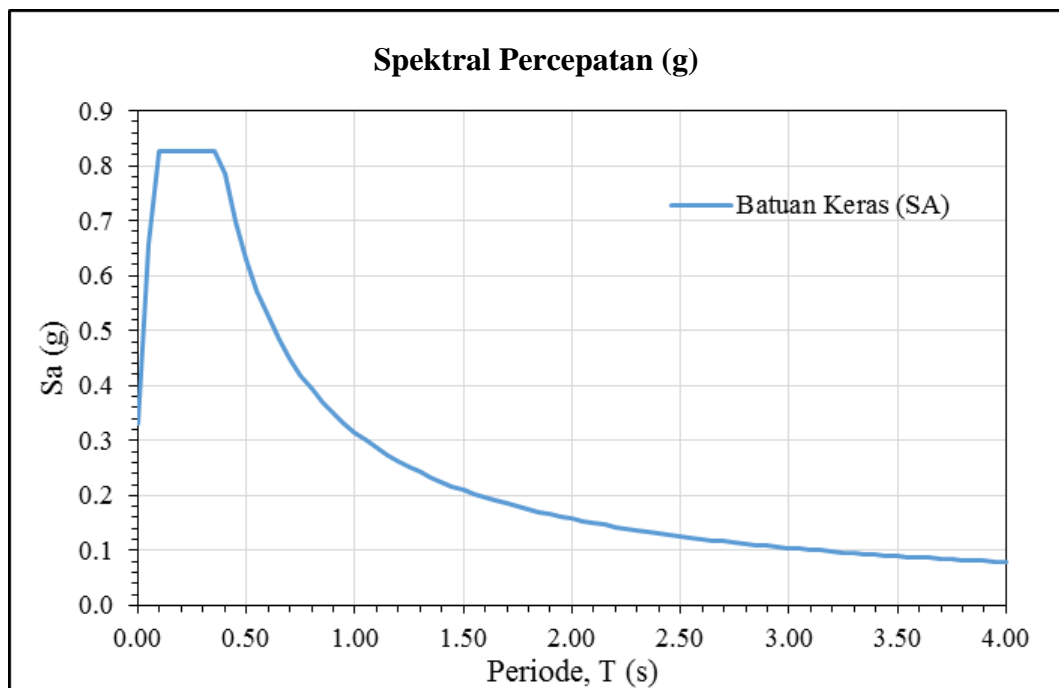
3.2.5 Respons Spektrum Desain

Data desain spektra dalam penelitian ini didapat dari PUSKIM PUPR 2019-2020. Dari website tersebut maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

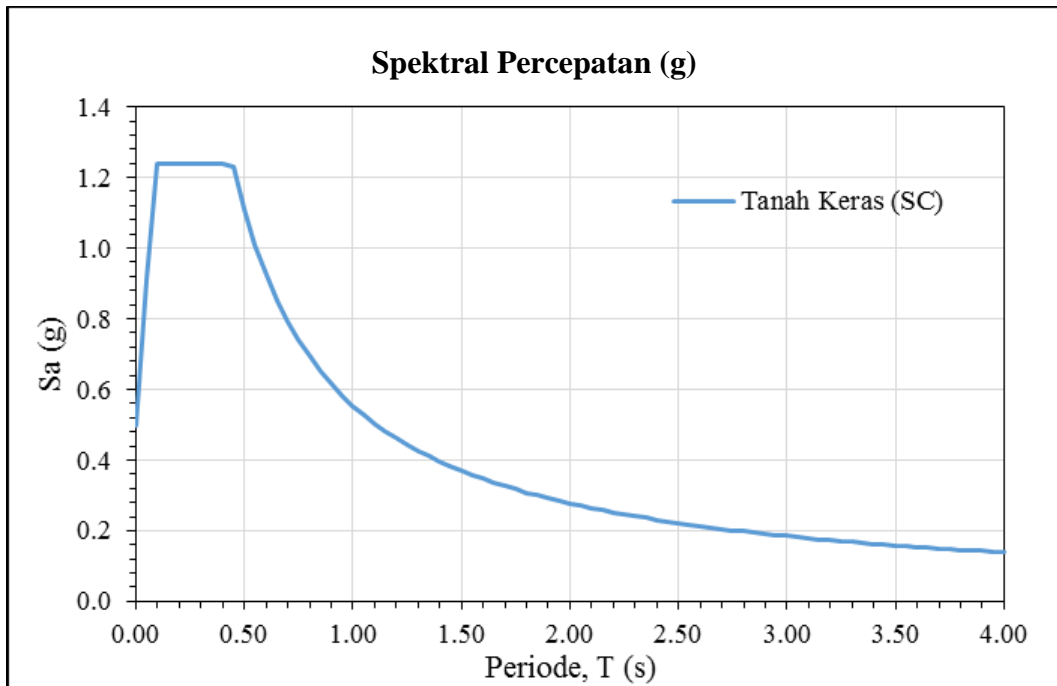
Nama Kota	: Banda Aceh
Kelas Situs	: SA – Batuan Keras
S_s	: 1,5491 g
S_1	: 0,5897 g
T_L	: 14 s
F_a	: 0,800
F_v	: 0,800
$S_{MS} = F_a \cdot S_s$: 1,239
$S_{M1} = F_v \cdot S_1$: 0,472
$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$: 0,826
$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$: 0,315
$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{DS}$: 0,076
$T_s = S_{D1}/S_{DS}$: 0,381

Nama Kota	: Banda Aceh
Kelas Situs	: SC – Tanah Keras
S_s	: 1,5491 g
S_1	: 0,5897 g
T_L	: 14 s
F_a	: 1,200
F_v	: 1,410
$S_{MS} = F_a \cdot S_s$: 1,859
$S_{M1} = F_v \cdot S_1$: 0,832
$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$: 1,239
$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$: 0,554
$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{DS}$: 0,089
$T_s = S_{D1}/S_{DS}$: 0,447

Respon spektrum untuk periode max (T_{max}) 4 detik diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.6. Respons spektrum untuk kelas situs SA digunakan untuk bangunan model 1 dan 2. Sedangkan respons spektrum untuk kelas situs SC digunakan untuk bangunan model 3 dan 4.



(a)



(b)

Gambar 3.6: a) Respons spektrum untuk kelas situs SA, b) Respons spektrum untuk kelas situs SC.

3.2.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub bab 7.2.2, maka didapatkan untuk Faktor R = 8 nilai $\rho = 1.3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0,826$ untuk kelas situs SA dan $S_{DS} = 1,239$ untuk kelas situs SC. Untuk nilai yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6.

Tabel 3.5: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1,3$, $S_{DS} = 0,826$

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (E _x)	Koefisien (E _y)
Kombinasi 1	1,4			
Kombinasi 2	1,2	1,6		

Tabel 3.5: Lanjutan.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (Ex)	Koefisien (Ey)
	$(1,2 + 0,2 S_{DS})DL + 1,0 LL + \rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 3	1,365	1,000	0,390	1,300
Kombinasi 4	1,365	1,000	-0,390	-1,300
	$(1.2 + 0.2 S_{DS})DL + 1.0 LL + \rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 5	1,365	1,000	1,300	0,390
Kombinasi 6	1,365	1,000	-1,300	-0,390
	$(0,9 - 0,2 S_{DS})DL + \rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 7	0,735		0,390	1,300
Kombinasi 8	0,735		-0,390	-1,300
	$(0,9 - 0,2 S_{DS})DL + \rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 9	0,735		1,300	0,390
Kombinasi 10	0,735		-1,300	-0,390
Kombinasi Envelope	Nilai absolute dari seluruh kombinasi			

Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1,3$, $S_{DS} = 1,239$

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (Ex)	Koefisien (Ey)
Kombinasi 1	1,4			
Kombinasi 2	1,2	1,6		
	$(1.2 + 0.2 S_{DS})DL + 1.0 LL + \rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 3	1,448	1,000	0,390	1,300
Kombinasi 4	1,448	1,000	-0,390	-1,300

Tabel 3.6: *Lanjutan*

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (E _x)	Koefisien (E _y)
	$(1,2 + 0,2 S_{DS})DL + 1,0 LL + \rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 5	1,448	1,000	1,300	0,390
Kombinasi 6	1,448	1,000	-1,300	-0,390
	$(0,9 - 0,2 S_{DS})DL + \rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 7	0,652		0,390	1,300
Kombinasi 8	0,652		-0,390	-1,300
	$(0,9 - 0,2 S_{DS})DL + \rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 9	0,652		1,300	0,390
Kombinasi 10	0,652		-1,300	-0,390
Kombinasi Envelope	Nilai absolute dari seluruh kombinasi			

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 10 yaitu kombinasi dengan tipe *linear add*, sementara Kombinasi maximum adalah kombinasi dengan tipe *envelope*. Tipe kombinasi ini tidak bersifat menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi *linear add*, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (dimana pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun *joint* tergantung dari posisi bebannya).

3.2.7 Data Rekaman Gempa

Data rekaman gempa diperoleh dari website resmi *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*. Dalam pengambilan data rekaman gempa melalui PEER NGA, diperlukan data *Station*, *Date*, dan *Magnitude* agar terdapat korelasi antara data gempa yang diambil dari website tersebut dengan data gempa dari bangunan yang direncanakan.

Data rekaman gempa yang diambil sebanyak 40 rekaman gempa diantaranya rekaman gempa tanpa Pulse (gempa biasa) dengan jarak epicentral diatas 20 km diambil sebanyak 20 data rekaman gempa sebagai gempa utama (*Main Shock*) dan 20 data rekaman gempa sebagai gempa susulan (*After Shock*). Kemudian gempa utama dan gempa susulan ini digabungkan untuk mendapatkan 20 rekaman gempa berulang. Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 untuk data rekaman gempa utama dan gempa susulan. Tabel 3.9 untuk data rekaman gempa berulang yang diambil dari PEER NGA.

Tabel 3.7: Rekaman gempa utama (*Main Shock*).

No	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun	Magnitude
1	Northridge-01	1994	Arleta - Nordhoff Fire Sta	6,69
2	Northridge-01	1994	Beverly Hills - 12520 Mulhol	6,69
3	Whittier Narrows-01	1987	Big Tujunga Angeles Nat F	5,99
4	Northridge-01	1994	Sunland - Mt Gleason Ave	6,70
5	Northridge-01	1994	Castaic - Old Ridge Route	6,69
6	Whittier Narrows-01	1987	Downey - Co Maint Bldg	5,99
7	Imperial Valley-03	1951	El Centro Array #9	5,60
8	Hollister-01	1961	Hollister City Hall	5,60
9	Whittier Narrows-01	1987	LA - Baldwin Hills	5,99
10	Northridge-01	1994	LA - Century City CC North	6,70
11	Northridge-01	1994	LA - Hollywood Stor FF	6,70
12	Northridge-01	1994	LA - N Faring Rd	6,70
13	Northridge-01	1994	LA - Obregon Park	6,70
14	Northridge-01	1994	LA - Wonderland Ave	6,70
15	Northridge-01	1994	La Crescenta - New York	6,70
16	Mammoth Lakes-01	1980	Mammoth Lakes H, S,	6,06
17	Northridge-04	1994	Moorpark - Fire Sta	5,93
18	Livermore-01	1980	San Ramon Fire Station	5,80
19	Northridge-01	1994	Santa Monica City Hall	6,70
20	Northridge-01	1994	Simi Valley - Katherine Rd	6,70

Tabel 3.8: Rekaman gempa susulan (*After Shock*).

No	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun	Magnitude
1	Northridge-02	1994	Arleta - Nordhoff Fire Sta	6,05
2	Northridge-06	1994	Beverly Hills - 12520 Mulhol	5,28
3	Whittier Narrows-02	1987	Big Tujunga Angeles Nat F	5,27
4	Northridge-06	1994	Sunland - Mt Gleason Ave	5,30
5	Northridge-02	1994	Castaic - Old Ridge Route	6,05
6	Whittier Narrows-02	1987	Downey - Co Maint Bldg	5,27
7	Imperial Valley-04	1953	El Centro Array #9	5,50
8	Hollister-02	1961	Hollister City Hall	5,50
9	Whittier Narrows-02	1987	LA - Baldwin Hills	5,27
10	Northridge-02	1994	LA - Century City CC North	6,1
11	Northridge-02	1994	LA - Hollywood Stor FF	6,1
12	Northridge-06	1994	LA - N Faring Rd	5,3
13	Northridge-02	1994	LA - Obregon Park	6,1
14	Northridge-06	1994	LA - Wonderland Ave	5,3
15	Northridge-06	1994	La Crescenta - New York	5,9
16	Mammoth Lakes-02	1980	Mammoth Lakes H, S,	5,69
17	Northridge-05	1994	Moorpark - Fire Sta	5,13
18	Livermore-02	1980	San Ramon Fire Station	5,42
19	Northridge-03	1994	Santa Monica City Hall	5,3
20	Northridge-06	1994	Simi Valley - Katherine Rd	5,3

Tabel 3.9: Rekaman gempa berulang.

No	Nama Gempa	Nama Stasiun	Magnitude
1	Northridge-01 Northridge-02	Arleta - Nordhoff Fire Sta	6,69 6,05
2	Northridge-01 Northridge-06	Beverly Hills - 12520 Mulhol	6,69 5,28
3	Whittier Narrows-01 Whittier Narrows-02	Big Tujunga Angeles Nat F	5,99 5,27
4	Northridge-01 Northridge-06	Sunland - Mt Gleason Ave	6,70 5,30
5	Northridge-01 Northridge-02	Castaic - Old Ridge Route	6,69 6,05
6	Whittier Narrows-01 Whittier Narrows-02	Downey - Co Maint Bldg	5,99 5,27
7	Imperial Valley-03 Imperial Valley-04	El Centro Array #9	5,60 5,50
8	Hollister-01 Hollister-02	Hollister City Hall	5,60 5,50
9	Whittier Narrows-01 Whittier Narrows-02	LA - Baldwin Hills	5,99 5,27
10	Northridge-01 Northridge-02	LA - Century City CC North	6,70 6,10
11	Northridge-01 Northridge-02	LA - Hollywood Stor FF	6,70 6,10
12	Northridge-01 Northridge-06	LA - N Faring Rd	6,70 5,30
13	Northridge-01 Northridge-02	LA - Obregon Park	6,70 6,10
14	Northridge-01 Northridge-06	LA - Wonderland Ave	6,70 5,30
15	Northridge-01 Northridge-06	La Crescenta - New York	6,70 5,90
16	Mammoth Lakes-01 Mammoth Lakes-02	Mammoth Lakes H, S,	6,06 5,69
17	Northridge-04 Northridge-05	Moorpark - Fire Sta	5,93 5,13
18	Livermore-01 Livermore-02	San Ramon Fire Station	5,80 5,42
19	Northridge-01 Northridge-03	Santa Monica City Hall	6,70 5,30
20	Northridge-01 Northridge-06	Simi Valley - Katherine Rd	6,70 5,30

Setiap data rekaman gempa terdiri dari 2 data gempa horizontal (arah X dan Y) dan 1 data gempa vertikal (arah Z), namun dalam Tugas Akhir ini data rekaman gempa yang digunakan hanya gempa horizontal arah X, sementara gempa horizontal arah Y tidak digunakan karena bangunan yang direncanakan dalam bentuk 2 dimensi (2D) pada sumbu X dan gempa vertikal arah Z karena dalam analisis karena data relatif sangat kecil (atau dianggap sama dengan 0).

Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Banda Aceh. Selain itu, rentang periode alami (T) juga dibutuhkan dalam proses penskalaan agar hasil skala lebih detail.

3.3 Prosedur Analisa

3.3.1 Prosedur Analisa Dinamik Struktur Linear

Pada prosedur analisa ini, struktur dimodelkan menggunakan bantuan program analisa struktur. Berikut adalah prosedur pemodelan untuk keempat model yang digunakan:

1. Pemodelan Struktur Linear
 - a. Membuat model bangunan dengan menentukan berapa jumlah dan panjang antar bentang serta ketinggian tiap lantainya.
 - b. Membuat tipe material baja dan beton yang akan digunakan.
 - c. Membuat ukuran penampang dari balok baja dan kolom komposit untuk.
 - d. Menggambar bentuk portal/potongan perimeter gedung yang akan dianalisa berdasarkan ketentuan yang telah dibuat sebelumnya.
 - e. Menentukan tipe tumpuan untuk setiap perletakan. Dalam hal ini diasumsikan bahwa semua perletakan menggunakan jepit (*fixed*).
 - f. Menentukan beban-beban yang akan digunakan. Dalam hal ini digunakan 3 jenis beban saja yaitu beban mati (termasuk berat sendiri struktur), beban hidup dan beban gempa.
 - g. Memasukkan beban-beban yang telah dibuat sebelumnya kedalam balok dan kolom.

- h. Membuat metode analisis gempa Respons Spektrum dengan menggunakan gempa di daerah aceh dengan kelas tanah A dan C.
- i. Menentukan pengaruh efek P-Delta kedalam struktur.
- j. Menentukan massa struktur agar mendapatkan berat dari masing-masing lantai nantinya.
- k. Membuat kombinasi beban yang telah dijelaskan sebelumnya dalam Bab 3 penelitian ini.
- l. Menentukan tipe sumpungan antara balok dan kolom.
- m. Menentukan berapa banyak jumlah mode yang digunakan untuk menghasilkan jumlah ragam getar bangunan.
- n. Melakukan pengecekan ulang sebelum model yang telah selesai dibuat dianalisis.
- o. Melakukan analisis pada model yang telah selesai untuk kemudian dievaluasi hasilnya berdasarkan SNI 1726:2019.

2. Evaluasi Struktur

Adapun beberapa aspek yang divalusi berdasarkan SNI 1726:2019 sebagai berikut:

- a. Gaya geser dasar (*Base Shear*).
- b. Periode getar alami fundamental (T_c).
- c. Partisipasi massa (*Mass participation ratio*).
- d. Analisa ragam (*CQC or SRSS*).
- e. Simpangan lantai (*Story drift*).
- f. Ketidakberaturan vertikal.
- g. Ketidakberaturan horizontal.
- h. Pengaruh P-Delta.

3.3.2 Prosedur Analisa Dinamik Struktur Nonlinear

Pada prosedur analisa ini, struktur dimodelkan menggunakan bantuan program analisa struktur RUAUMOKO2D dan kemudian akan diolah hasilnya lebih lanjut dengan menggunakan Microsoft Excel. Berikut adalah prosedur pemodelan untuk keempat model yang digunakan:

1. Pemodelan *Ground Motion*

a. Pengambilan rekaman gempa

- a) Membuka *website PEER/COSMOS*, kemudian login untuk bisa mengakses *website* tersebut.
- b) Tentukan wilayah gempa yang akan dicari. Jika menggunakan *PEER*, pilih *NGA WEST 2*.
- c) Masukkan nama gempa atau nama stasiun gempa yang akan dicari.
- d) Mengunduh data rekaman gempa (*ground motion*) tersebut untuk diolah lebih lanjut.
- e) Lakukan hal yang sama untuk rekaman gempa yang lainnya.

b. Penskalaan rekaman gempa

- a) Sediakan terlebih dahulu tabel/grafik desain spectra Indonesia yang diambil dari PUSKIM PUPR 2019-2020.
- b) Kemudian cari data desain *spectra unscaled* yang diperoleh dari *website PEER/COSMOS*.
- c) Cari nilai skala dengan cara menyamakan nilai acceleration pada desain spectra dari PEER agar sama dengan data desain spectra dari PUSKIM PUPR 2019-2020 berdasarkan nilai periode struktur yang telah didapatkan sebelumnya.
- d) Setelah faktor skala didapatkan, input data *ground motion* ke program SeismoMatch/SeismoSignal dengan memasukkan faktor skala yang telah didapatkan dan nilai *time step* (Δt) yang digunakan pada data *accelerations*.
- e) Setelah didapatkan data *ground motion* yang telah diskalakan, salin dan simpan data tersebut untuk diolah lebih lanjut.
- f) Lakukan hal yang sama untuk rekaman gempa lainnya.

c. Pemodelan gempa berulang

- a) Buka data *ground motion* yang telah diskalakan pada program MATLAB.
- b) Jika data *ground motion* yang akan dipakai belum diskalakan menggunakan SeismoMatch/SeismoSignal, gunakan MATLAB untuk penskalaan. Jika sudah abaikan langkah ini.
- c) Buka file MATLAB untuk pemodelan gempa berulang.

- d) Kemudian inputkan nama file *ground motion* yang telah diskalakan agar didapatkan data untuk pemodelan gempa berulang.
- e) Lakukan hal yang sama untuk rekaman gempa lainnya.

2. Pemodelan Struktur Nonlinear

Dalam pemodelan struktur nonlinear menggunakan bentuk model gedung yang sama pada saat pemodelan struktur linear. Sedangkan untuk gempanya menggunakan data rekaman gempa berulang yang telah dimodelkan dalam MATLAB sebelumnya. Data yang diambil dari output analisa linear yaitu: koordinat struktur balok dan koordinat struktur kolom.

Adapun data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinear menggunakan software RUAUMOKO2D versi 04 antara lain: momen inersia penampang, modulus elastisitas penampang, momen leleh, sendi plastis, rotasi leleh dan daktilitas. Untuk pemodelan sendi plastis pada balok dijelaskan pada sub bab 2.7.2 sampai 2.7.4 dan sendi plastis untuk kolom dijelaskan pada sub bab 2.7.6.

3. Analisa Hasil Deformasi

Data hasil analisa nonlinear yang telah diolah melalui program RUAUMOKO2D kemudian dicari nilai simpangan antar tingkat dan simpangan atap yang terbesar menggunakan bantuan program Microsoft Excel pada fitur macro excel, input data hasil output ini kemudian digambarkan kedalam bentuk grafik. Analisa ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Hasil Model Linear Dan Nonlinear

Pada Bab ini akan membahas beberapa hasil analisa linear dan nonlinear oleh Program Analisa Struktur diantaranya, periode getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung, berdasarkan model dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Semua input pembebanan serta kombinasi, zona gempa dan konfigurasi bangunan adalah sama. Serta perbandingan metode analisa pada tiap pemodelan, yaitu analisa respon spektrum ragam dan analisa respon riwayat waktu.

4.2 Hasil Analisa Linear

4.2.1 Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisa 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 respon yang ditinjau oleh model. persentase nilai periode yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.1 sampai Tabel 4.8. Syarat: $SRSS > 15\%$, $CQC < 15\%$.

Analisa menggunakan metode CQC (*Complete Quadratic Combination*), hasil persentase periode rata-rata yang didapat lebih kecil dari 15% dan SRSS (*Square Root of the Sum of Square*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisa diperoleh hasil:

- a. Model 1 untuk gedung 6 lantai bentang 10,980 m, didapat 6 mode dan hasil persentase nilai periode lebih banyak diatas 15 %.
- b. Model 2 untuk gedung 6 lantai bentang 7,625 m, didapat 6 mode dan hasil persentase nilai periode lebih banyak diatas 15 %.
- c. Model 3 untuk gedung 4 lantai bentang 10,980 m, didapat 6 mode dan hasil persentase nilai periode lebih banyak diatas 15 %.

- d. Model 4 untuk gedung 4 lantai bentang 7,625 m, didapat 6 mode dan hasil persentase nilai periode lebih banyak diatas 15 %.

Tabel 4.1: Hasil *output modal participating mass ratios* struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 1).

Case	Mode	Period (sec)	UX	Sum UX
Modal	1	0,916	0,819	0,819
Modal	2	0,303	0,107	0,926
Modal	3	0,166	0,040	0,966
Modal	4	0,110	0,021	0,987
Modal	5	0,080	0,010	0,987
Modal	6	0,080	0,000	1,000

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 1).

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 & 2		Not OK	OK
2 & 3	45,215	Not OK	OK
3 & 4	33,735	Not OK	OK
4 & 5	27,273	Not OK	OK
5 & 6	0,000	OK	Not OK

Tabel 4.3: Hasil *output modal participating mass ratios* struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 2).

Case	Mode	Period (sec)	UX	Sum UX
Modal	1	0,753	0,821	0,821
Modal	2	0,245	0,105	0,926
Modal	3	0,135	0,040	0,966
Modal	4	0,089	0,021	0,987
Modal	5	0,065	0,010	0,997
Modal	6	0,062	0,000	0,997

Tabel 4.4: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 2).

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 & 2	67,463	Not OK	OK
2 & 3	44,898	Not OK	OK
3 & 4	34,074	Not OK	OK
4 & 5	26,966	Not OK	OK
5 & 6	4,615	OK	Not OK

Tabel 4.5: Hasil *output modal participating mass ratios* struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 3).

Case	Mode	Period (sec)	UX	Sum UX
Modal	1	0,607	0.833	0,833
Modal	2	0,195	0.114	0,948
Modal	3	0,103	0.040	0,988
Modal	4	0,071	0.012	1,000
Modal	5	0,055	0.000	1,000
Modal	6	0,055	0.000	1,000

Tabel 4.6: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 3).

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 & 2	67,875	Not OK	OK
2 & 3	47,179	Not OK	OK
3 & 4	31,068	Not OK	OK
4 & 5	22,535	Not OK	OK
5 & 6	0,000	OK	Not OK

Tabel 4.7: Hasil *output modal participating mass ratios* struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 4).

Case	Mode	Period (sec)	UX	Sum UX
Modal	1	0,638	0,832	0,832
Modal	2	0,194	0,111	0,944
Modal	3	0,102	0,043	0,987

Tabel 4.7: *lanjutan.*

Case	Mode	Period (sec)	UX	Sum UX
Modal	4	0,068	0,013	1,000
Modal	5	0,044	0,000	1,000
Modal	6	0,044	0,000	1,000

Tabel 4.8: Hasil selisih persentase nilai periode (Model 4).

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 & 2	69,592	Not OK	OK
2 & 3	47,423	Not OK	OK
3 & 4	33,333	Not OK	OK
4 & 5	35,294	Not OK	OK
5 & 6	0.000	OK	Not OK

4.2.2 Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100 % dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan faktor skala:

$$\text{Faktor skala} = 100\% V/V_t = V/V_t \geq 1$$

Dimana:

V = gaya geser dasar statik ekuivalen yang dihitung.

V_t = gaya geser dasar dari hasil analisis kombinasi ragam.

Tabel 4.9: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen (V) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum output program analisa struktur V_t .

Struktur	Arah Gempa	V (KN)	V_t (KN)	Cek $V_t \geq V$
Model 1	Arah X	297,692	417,035	Oke
Model 2	Arah X	164,712	230,821	Oke
Model 3	Arah X	474,204	576,078	Oke
Model 4	Arah X	248,792	302,210	Oke

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2019, maka nilai faktor skala harus lebih besar dari 1 atau sama dengan 1. Untuk perhitungan tertera pada Lampiran A.4.

4.2.3 Koreksi Gaya Geser Lantai

Nilai gaya geser lantai (*story shear*) perlu dikoreksi dengan nilai gaya geser dasar (*base shear*). Koreksi untuk setiap gaya geser lantai yang memenuhi atau tidak memenuhi syarat 35 persen gaya geser dasar. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.10 sampai Tabel 4.13.

Tabel 4.10: Hasil analisa koreksi *story shear* model 1 dengan 35% *base shear*.

Story	Story Shear V_x (KN)	Base Shear 35% V (KN)	Cek $V_x \geq 35\% V$
6	133,587	104,192	Oke
5	224,440	104,192	Oke
4	286,972	104,192	Oke
3	339,192	104,192	Oke
2	386,349	104,192	Oke
1	417,035	104,192	Oke
Base	0,000	0,000	Oke

Tabel 4.11: Hasil analisa koreksi *story shear* model 2 dengan 35% *base shear*.

Story	Story Shear V_x (KN)	Base Shear 35% V (KN)	Cek $V_x \geq 35\% V$
6	66,741	57,649	Oke
5	119,417	57,649	Oke
4	158,818	57,649	Oke
3	190,670	57,649	Oke
2	216,132	57,649	Oke
1	230,821	57,649	Oke
Base	0,000	0,000	Oke

Tabel 4.12: Hasil analisa koreksi *story shear* model 3 dengan 35% *base shear*.

Story	Story Shear V_x (KN)	Base Shear 35% V (KN)	Cek $V_x \geq 35\% V$
4	225,440	165,971	Oke
3	393,821	165,971	Oke
2	513,497	165,971	Oke
1	576,078	165,971	Oke
Base	0,000	0,000	Oke

Tabel 4.13: Hasil analisa koreksi *story shear* model 4 dengan 35% *base shear*.

Story	Story Shear V_x (KN)	Base Shear 35% V (KN)	Cek $V_x \geq 35\% V$
4	117,388	87,077	Oke
3	207,241	87,077	Oke
2	270,006	87,077	Oke
1	302,210	87,077	Oke
Base	0,000	0,000	Oke

4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.2. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat berdasarkan pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726:2019, yaitu: $V_t \geq C_s.W$

Tabel 4.14: Perbandingan nilai V_t dan $C_s.W$

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$C_s.W$	Cek $V_t \geq C_s.W$
Model 1	Arah X	417,035	297,692	Oke
Model 2	Arah X	230,821	164,712	Oke
Model 3	Arah X	576,078	474,204	Oke
Model 4	Arah X	302,210	248,792	Oke

Dengan demikian syarat skala simpangan antar tingkat telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (Vt) lebih besar atau sama dengan nilai Cs.W, sehingga simpangan antar tingkat tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.2.5 Kontrol Simpangan Izin

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2019 pasal 7.12.1, kontrol simpangan antar tingkat hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar tingkat yang diizinkan yaitu 0,020 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar tingkat tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.15 sampai 4.18.

Tabel 4.15: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 1.

Story	δ_{ex} (mm)	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$ (mm)	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$ (mm)	h_{sx} (mm)	$\Delta_{ijin} = 0,020 h_{sx}$ (mm)	Cek
6	23,630	1,960	10,780	3965	79,300	Oke
5	21,670	3,311	18,211	3965	79,300	Oke
4	18,359	4,261	23,436	3965	79,300	Oke
3	14,098	4,892	26,906	3965	79,300	Oke
2	9,206	5,376	29,568	3965	79,300	Oke
1	3,830	3,830	21,065	3965	79,300	Oke

Tabel 4.16: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 2.

Story	δ_{ex} (mm)	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$ (mm)	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$ (mm)	h_{sx} (mm)	$\Delta_{ijin} = 0,020 h_{sx}$ (mm)	Cek
6	16,281	1,264	6,952	3965	79,300	Oke
5	15,017	2,194	12,067	3965	79,300	Oke
4	12,823	2,947	16,209	3965	79,300	Oke
3	9,876	3,484	19,162	3965	79,300	Oke
2	6,392	3,775	20,763	3965	79,300	Oke
1	2,617	2,617	14,394	3965	79,300	Oke

Tabel 4.17: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 3.

Story	δ_{ex} (mm)	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$ (mm)	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$ (mm)	h_{sx} (mm)	$\Delta_{ijin} = 0,020 h_{sx}$ (mm)	Cek
4	21,835	3,757	20,664	3965	79,300	Oke
3	18,078	5,909	32,500	3965	79,300	Oke
2	12,169	6,987	38,429	3965	79,300	Oke
1	5,182	5,182	28,501	3965	79,300	Oke

Tabel 4.18: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 4.

Story	δ_{ex} (mm)	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$ (mm)	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$ (mm)	h_{sx} (mm)	$\Delta_{ijin} = 0,020 h_{sx}$ (mm)	Cek
4	24,176	3,951	21,731	3965	79,300	Oke
3	20,225	6,563	36,097	3965	79,300	Oke
2	13,662	8,082	44,451	3965	79,300	Oke
1	5,580	5,580	30,690	3965	79,300	Oke

4.2.6 Kontrol Ketidakberaturan Vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.3.4, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Pada hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x untuk semua model, diperoleh nilai persentase kekakuan di atas batas yang ditentukan atau struktur yang direncanakan tidak mengalami *soft story*. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.19 sampai 4.22.

Tabel 4.19: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 1.

Story	Shear X (kN)	Drift X (mm)	Stiffness X (kN/m)	Kekakuan Tingkat Lunak		Keterangan
				Tipe 1a	Tipe 1b	
6	133,587	1,960	68156,582			
5	224,440	3,311	67786,016	OK	OK	Tidak ada soft story
4	286,972	4,261	67348,510	OK	OK	Tidak ada soft story
3	339,192	4,892	69336,141	OK	OK	Tidak ada soft story
2	386,349	5,376	71865,569	OK	OK	Tidak ada soft story
1	417,035	3,830	108886,449	OK	OK	Tidak ada soft story

Tabel 4.20: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 2.

Story	Shear X (kN)	Drift X (mm)	Stiffness X (kN/m)	Kekakuan Tingkat Lunak		Keterangan
				Tipe 1a	Tipe 1b	
6	66,741	1,264	52801,741			
5	119,417	2,194	54428,806	OK	OK	Tidak ada soft story
4	158,818	2,947	53891,551	OK	OK	Tidak ada soft story
3	190,670	3,484	54727,296	OK	OK	Tidak ada soft story
2	216,132	3,775	57253,510	OK	OK	Tidak ada soft story
1	230,821	2,617	88200,459	OK	OK	Tidak ada soft story

Tabel 4.21: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 3.

Story	Shear X (kN)	Drift X (mm)	Stiffness X (kN/m)	Kekakuan Tingkat Lunak		Keterangan
				Tipe 1a	Tipe 1b	
4	225,440	3,757	60005,323			
3	393,821	5,909	66647,673	OK	OK	Tidak ada soft story
2	513,497	6,987	73493,216	OK	OK	Tidak ada soft story
1	576,078	5,182	111168,950	OK	OK	Tidak ada soft story

Tabel 4.22: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada model 4.

Story	Shear X (kN)	Drift X (mm)	Stiffness X (kN/m)	Kekakuan Tingkat Lunak		Keterangan
				Tipe 1a	Tipe 1b	
4	117,388	3,951	29711,010			
3	207,241	6,563	31577,221	OK	OK	Tidak ada soft story
2	270,006	8,082	33408,364	OK	OK	Tidak ada soft story
1	302,210	5,580	54159,570	OK	OK	Tidak ada soft story

4.2.7 Kontrol Ketidakberaturan Horizontal

Dalam hal ini ketidakberaturan horisontal yang ditinjau hanya pada ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebihan. Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.3.4 tabel 14, ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur dan 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur untuk torsi berlebihan. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.23 sampai 4.26.

Tabel 4.23: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 1.

Story	Max Drift (mm)	Avg Drift (mm)	Ratio	Keterangan
6	2,329	2,329	1	Reguler
5	3,715	3,715	1	Reguler
4	4,541	4,541	1	Reguler
3	5,001	5,001	1	Reguler
2	5,395	5,395	1	Reguler
1	3,830	3,830	1	Reguler

Tabel 4.24: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 2.

Story	Max Drift (mm)	Avg Drift (mm)	Ratio	Keterangan
6	1,432	1,432	1	Reguler
5	2,374	2,374	1	Reguler
4	3,070	3,070	1	Reguler
3	3,533	3,533	1	Reguler
2	3,784	3,784	1	Reguler
1	2,617	2,617	1	Reguler

Tabel 4.25: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 3.

Story	Max Drift (mm)	Avg Drift (mm)	Ratio	Keterangan
4	3,918	3,918	1	Reguler
3	6,012	6,012	1	Reguler
2	7,010	7,010	1	Reguler
1	5,182	5,182	1	Reguler

Tabel 4.26: Kontrol ketidakberaturan torsi pada model 4.

Story	Max Drift (mm)	Avg Drift (mm)	Ratio	Keterangan
4	4,117	4,117	1	Reguler
3	6,663	6,663	1	Reguler
2	8,105	8,105	1	Reguler
1	5,580	5,580	1	Reguler

Dari Tabel 4.24 sampai 4.26 dapat dilihat bahwa hasil rasio dari perbandingan simpangan maksimum (Max Drift) dan simpangan rata-rata (Avg Drift) semuanya menghasilkan nilai 1. Ini artinya struktur tersebut tidak ada ketidakberaturan torsi dikarenakan bentuk geometrinya yang simetri.

4.2.8 Pengaruh P-Delta

Berdasarkan pasal 7.8.7 SNI 1726:2019, efek P-Delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1. Pada hasil perhitungan, nilai *stability ratio* (θ_x) dibawah nilai *stability ratio max* (θ_{max}) untuk semua model atau dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek P-Delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* sudah terpenuhi. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.27 sampai 4.30.

Tabel 4.27: Hasil analisa P-Delta struktur model 1 dengan $I_e = 5$ dan $Cd_x = 5,5$.

Story	Px (kN)	Δ_x (mm)	Vx (kN)	hsx (mm)	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek $\theta_x < \theta_{max}$
6	1361,9	10,780	133,587	3965	0,005	P- Δ Diabaikan
5	2841,8	18,211	224,440	3965	0,011	P- Δ Diabaikan
4	4321,6	23,436	286,972	3965	0,016	P- Δ Diabaikan
3	5823,5	26,906	339,192	3965	0,021	P- Δ Diabaikan
2	7325,5	29,568	386,349	3965	0,026	P- Δ Diabaikan
1	8827,4	21,065	417,035	3965	0,020	P- Δ Diabaikan

Tabel 4.28: Hasil analisa P-Delta struktur model 2 dengan $I_e = 5$ dan $Cd_x = 5,5$.

Story	Px (kN)	Δ_x (mm)	Vx (kN)	hsx (mm)	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek $\theta_x < \theta_{max}$
6	677,919	6,952	66,741	3965	0,003	P- Δ Diabaikan
5	1467,541	12,067	119,417	3965	0,007	P- Δ Diabaikan
4	2257,162	16,209	158,818	3965	0,011	P- Δ Diabaikan
3	3053,044	19,162	190,670	3965	0,014	P- Δ Diabaikan
2	3848,926	20,763	216,132	3965	0,017	P- Δ Diabaikan
1	4644,808	14,394	230,821	3965	0,013	P- Δ Diabaikan

Tabel 4.29: Hasil analisa P-Delta struktur model 3 dengan $I_e = 5$ dan $Cd_x = 5,5$.

Story	Px (kN)	Δ_x (mm)	Vx (kN)	hsx (mm)	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek $\theta_x < \theta_{max}$
4	1361,922	20,664	225,440	3965	0,006	P- Δ Diabaikan
3	2841,751	32,500	393,821	3965	0,011	P- Δ Diabaikan
2	4343,694	38,429	513,497	3965	0,015	P- Δ Diabaikan
1	5845,638	28,501	576,078	3965	0,013	P- Δ Diabaikan

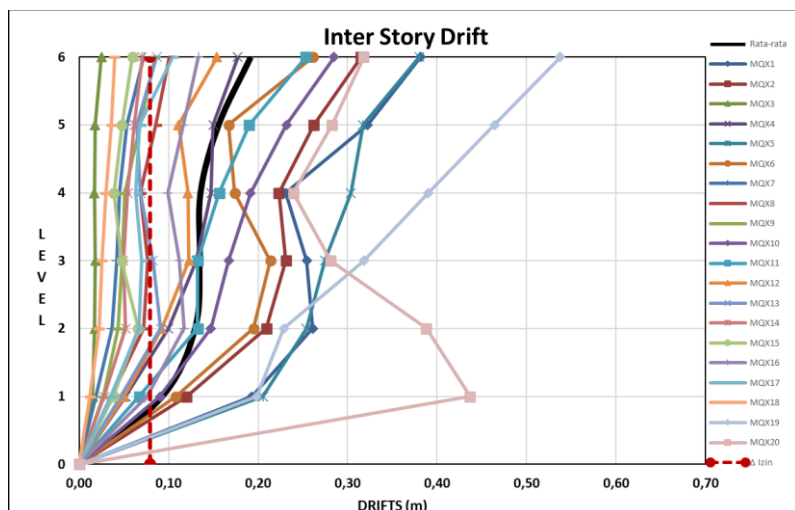
Tabel 4.30: Hasil analisa P-Delta struktur model 4 dengan $I_e = 5$ dan $Cd_x = 5,5$.

Story	P _x (kN)	Δ _x (mm)	V _x (kN)	h _{sx} (mm)	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek $\theta_x < \theta_{max}$
4	673,175	21,731	117,388	3965	0,006	P-Δ Diabaikan
3	1439,302	36,097	207,241	3965	0,011	P-Δ Diabaikan
2	2205,429	44,451	270,006	3965	0,017	P-Δ Diabaikan
1	2971,555	30,690	302,210	3965	0,014	P-Δ Diabaikan

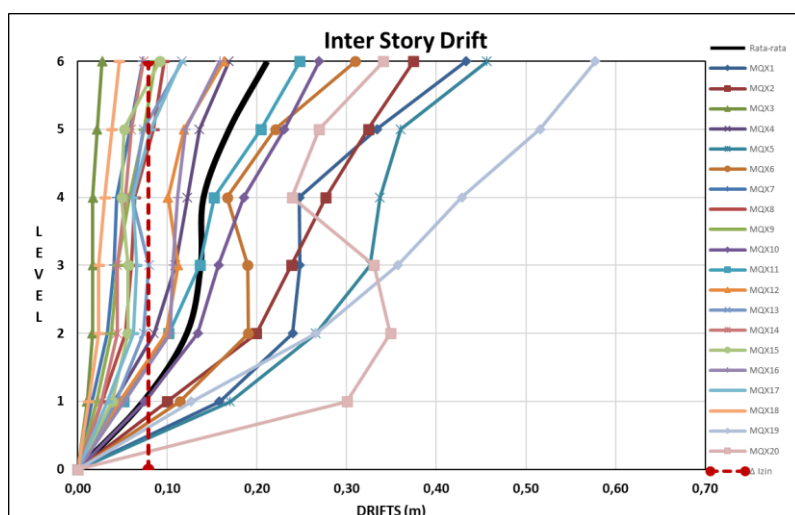
Dari Tabel 4.27 sampai 4.30 dapat dilihat bahwa hasil perhitungan P-Delta diabaikan jika nilai θ_x lebih kecil dari θ_{max} dengan nilai θ_{max} yaitu: $0,09 \approx 0.1$. Maka untuk ke empat model yang ditinjau seluruhnya telah memenuhi untuk analisa P-Delta.

4.3 Hasil Simpangan Antar Tingkat

Pada tahap ini merupakan bagian dari evaluasi struktur baja komposit yang telah di desain menggunakan RUAUMOKO2D terhadap beban gempa yang telah direncanakan, dalam hal ini respon struktur akan ditinjau terhadap perbedaan jenis gempa. Jenis gempa yang diberikan pada struktur baja komposit yaitu gempa berulang. Setiap model struktur akan diambil data simpangan antar tingkat (*inter story drift*). Setelah dianalisis, nilai tersebut dibandingkan terhadap faktor-faktor yang telah disebutkan diatas. Pada Gambar 4.1 sampai 4.8 menunjukkan beberapa grafik hasil analisis *inter story drift* pada beberapa rekaman gempa. Pada grafik *inter story drift* yang ditampilkan merupakan hasil dari beberapa *ground motion* dan nilai rata-rata nya.

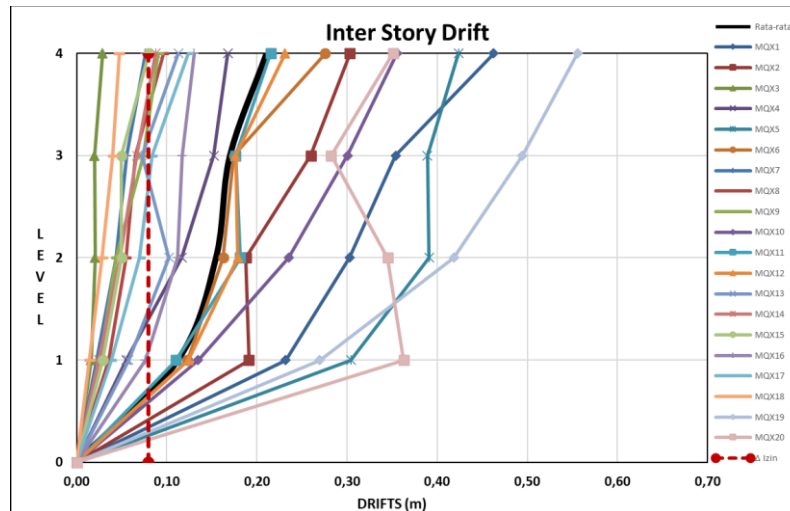


Gambar 4.1: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 1 untuk analisa nonlinear.

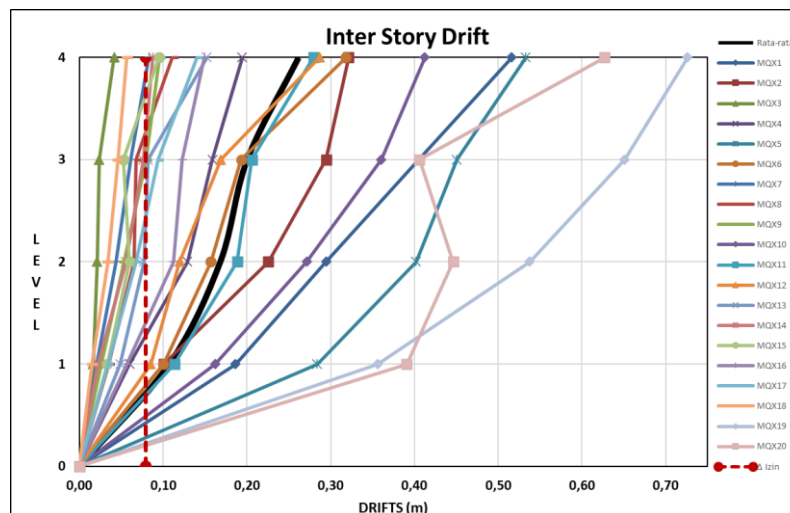


Gambar 4.2: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 2 untuk analisa nonlinear.

Pada Gambar 4.1 sampai 4.2 di atas, di dapat nilai maksimum dari rata-rata *inter story drift* terhadap 20 rekaman gempa berulang untuk model 1 sebesar 0,191 m dan model 2 sebesar 0,211 m. Nilai tersebut melewati batas izin sebesar 0,079 m karena menggunakan analisa respons riwayat waktu yang mengakibatkan banyak respons simpangan melewati batas izin dan menuju keruntuhan. Dalam penelitian ini ujung-ujung balok serta ujung kolom dasar dikondisikan sebagai sendi plastis pada Gambar 3.2 sampai 3.3. Besarnya nilai respons simpangan beragam akibat tiap *ground motion* dan durasi gempa yang berbeda-beda.

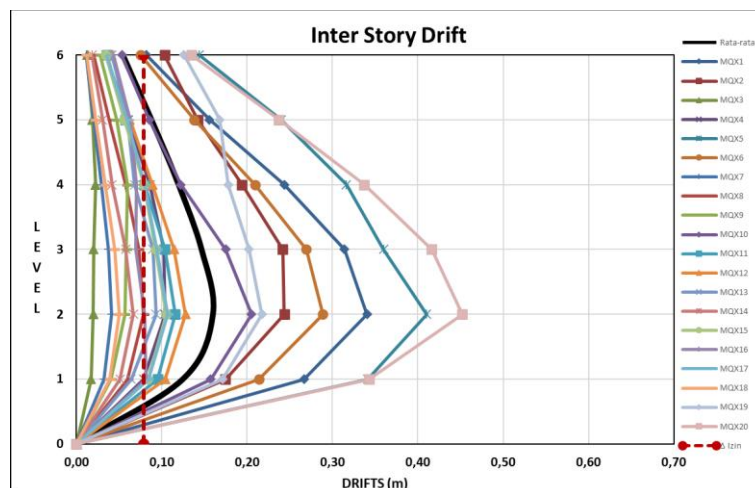


Gambar 4.3: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 3 untuk analisa nonlinear.

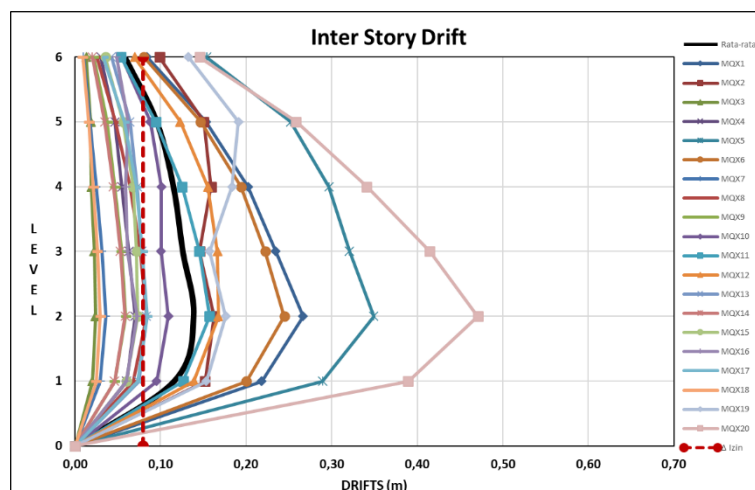


Gambar 4.4: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 4 untuk analisa nonlinear.

Dari Gambar 4.3 sampai 4.4, di dapat nilai maksimum dari rata-rata *inter story drift* terhadap 20 rekaman gempa berulang untuk model 3 sebesar 0,210 m, dan model 4 sebesar 0,261 m. Nilai tersebut melewati batas izin sebesar 0,079 m karena menggunakan analisa respons riwayat waktu yang mengakibatkan banyak respons simpangan melewati batas izin dan menuju keruntuhan. Dalam penelitian ini ujung-ujung balok serta ujung kolom dasar dikondisikan sebagai sendi plastis pada Gambar 3.4 sampai 3.5. Besarnya nilai respons simpangan beragam akibat tiap *ground motion* dan durasi gempa yang berbeda-beda.

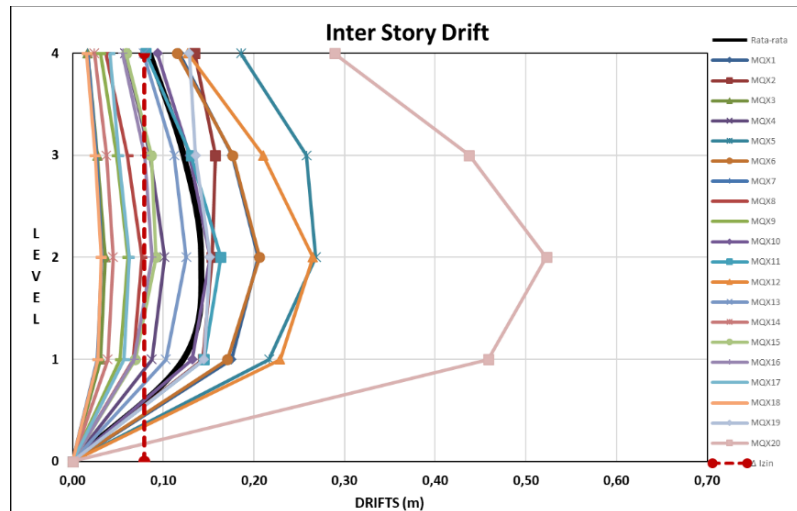


Gambar 4.5: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 1 untuk analisa linear.

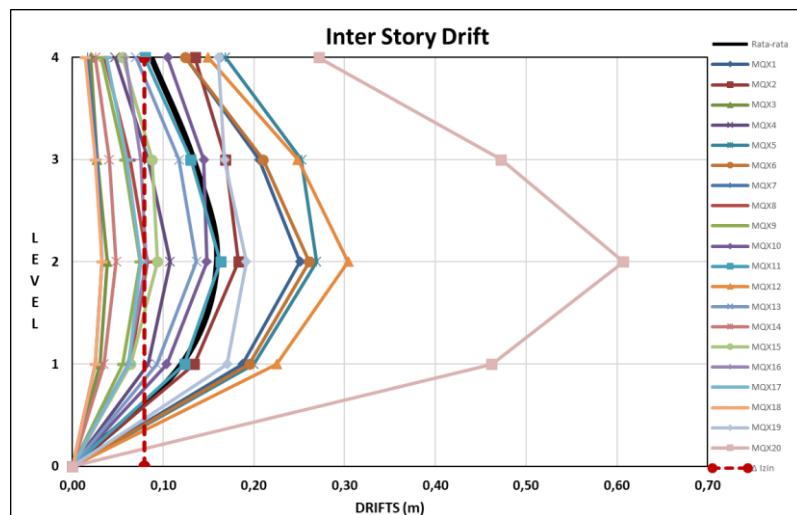


Gambar 4.6: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 2 untuk analisa linear.

Dari Gambar 4.5 sampai 4.6, di dapat nilai maksimum dari rata-rata *inter story drift* terhadap 20 rekaman gempa berulang untuk model 1 sebesar 0,160 m dan model 2 adalah sebesar 0,139 m. Nilai tersebut melewati batas izin sebesar 0,079 m karena menggunakan analisa respons riwayat waktu yang mengakibatkan banyak respons simpangan melewati batas izin dan menuju keruntuhan. Dalam penelitian ini ujung-ujung balok serta ujung kolom dasar dikondisikan sebagai sendi plastis pada Gambar 3.2 sampai 3.3. Besarnya nilai respons simpangan beragam akibat tiap *ground motion* dan durasi gempa yang berbeda-beda.



Gambar 4.7: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 3 untuk analisa linear.



Gambar 4.8: Nilai *inter story drift* untuk struktur komposit SRPMK model 4 untuk analisa linear.

Dari Gambar 4.7 sampai 4.8, di dapat nilai maksimum dari rata-rata *inter story drift* terhadap 20 rekaman gempa berulang untuk model 3 adalah sebesar 0,142 m, dan model 4 adalah sebesar 0,159 m. Nilai tersebut melewati batas izin sebesar 0,079 m karena menggunakan analisa respons riwayat waktu yang mengakibatkan banyak respons simpangan melewati batas izin dan menuju keruntuhan. Dalam penelitian ini ujung-ujung balok serta ujung kolom dasar dikondisikan sebagai sendi plastis pada Gambar 3.4 sampai 3.5. Besarnya nilai respons simpangan beragam akibat tiap *ground motion* dan durasi gempa yang berbeda-beda.

4.4 Hasil Simpangan Antar Atap

Tahap analisa ini membahas hasil linear dan nonlinear oleh Program RUAUMOKO2D berupa simpangan atap (*top displacement*). Nilai-nilai yang ada pada Tabel 4.31 dan 4.32 merupakan nilai simpangan atap maksimum yang terletak pada lantai paling atas untuk masing-masing model dan tiap model memiliki 20 hasil sesuai dengan jumlah *ground motion* yang digunakan.

Tabel 4.31: Nilai simpangan atap (*top displacement*) pada analisa nonlinear.

Ground Motion	Displacement (m)			
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
MQX01	1,170	1,071	1,155	1,255
MQX02	0,984	1,177	0,726	0,925
MQX03	0,054	0,061	0,058	0,064
MQX04	0,610	0,547	0,475	0,471
MQX05	1,297	1,470	1,321	1,523
MQX06	0,646	0,655	0,517	0,535
MQX07	0,167	0,192	0,165	0,183
MQX08	0,271	0,294	0,205	0,209
MQX09	0,203	0,214	0,212	0,239
MQX10	0,887	0,828	0,974	1,156
MQX11	0,663	0,618	0,579	0,648
MQX12	0,404	0,386	0,568	0,453
MQX13	0,249	0,193	0,206	0,189
MQX14	0,263	0,257	0,196	0,226
MQX15	0,136	0,144	0,127	0,133
MQX16	0,481	0,368	0,331	0,342
MQX17	0,195	0,227	0,233	0,272
MQX18	0,140	0,142	0,124	0,144
MQX19	1,672	2,026	1,669	2,212
MQX20	1,196	1,272	0,869	1,641
Rata-Rata	0,584	0,607	0,536	0,641

Tabel 4.32: Nilai simpangan atap (*top displacement*) pada analisa linear.

Ground Motion	Displacement (m)			
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
MQX01	1,394	1,142	0,667	0,761
MQX02	1,048	0,700	0,525	0,573
MQX03	0,090	0,100	0,103	0,107
MQX04	0,462	0,296	0,324	0,319
MQX05	1,628	1,522	0,914	0,868
MQX06	1,167	1,065	0,667	0,788
MQX07	0,171	0,146	0,102	0,099
MQX08	0,328	0,365	0,240	0,245
MQX09	0,262	0,257	0,192	0,218
MQX10	0,766	0,490	0,465	0,487
MQX11	0,460	0,697	0,519	0,489
MQX12	0,500	0,801	0,820	0,919
MQX13	0,363	0,341	0,418	0,416
MQX14	0,258	0,255	0,143	0,148
MQX15	0,425	0,348	0,302	0,296
MQX16	0,313	0,289	0,275	0,250
MQX17	0,436	0,361	0,193	0,218
MQX18	0,202	0,124	0,099	0,096
MQX19	0,875	0,838	0,472	0,512
MQX20	1,828	1,992	1,646	1,804
Rata-Rata	0,649	0,606	0,454	0,481

Tabel 4.33: Nilai rasio simpangan atap (*top displacement*).

Model	Inelastic	Elastic	Ratio
Model 1	0,584	0,649	0,900
Model 2	0,607	0,606	1,001
Model 3	0,536	0,454	1,178
Model 4	0,641	0,481	1,333

Pada Tabel 4.33 berisi nilai simpangan atap (*top displacement*) untuk 4 model yang dianalisa menggunakan respon riwayat waktu linear dan nonlinear. Simpangan atap (*top displacement*) terbesar pada model 1 untuk analisa linear dan model 4 untuk analisa nonlinear. Untuk rasio simpangan inelastic maksimum diperoleh dari model 4 sebesar 1,333.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Nilai maksimum untuk simpangan antar tingkat (*inter story drift*) dalam analisa nonlinear terjadi pada struktur model 4 sebesar 0,261 m. Dan pada analisa linear terjadi pada struktur model 1 sebesar 0,160 m.
2. Nilai maksimum untuk simpangan atap (*top displacement*) dalam analisa nonlinear terjadi pada struktur model 4 sebesar 0,641 m. Dan pada analisa linear terjadi pada struktur model 1 sebesar 0,649 m.

5.2 Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Lebih baik untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan agar data yang dihasilkan lebih akurat.
2. Dalam Tugas Akhir ini, jika terdapat hasil yang kurang sesuai pada analisa linear dan nonlinear diharapkan agar dapat diskusi dengan penulis. Apabila nilai yang didapatkan jauh dari hasil yang ada.
3. Diharapkan Tugas Akhir ini dapat diteruskan atau dievaluasi kembali dalam rangka mendapatkan hasil yang optimal dan dapat dilakukan perbandingan terhadap hasil yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (2019) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2019*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2019) *Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan SNI 2847:2019*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2020) *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural SNI 1729:2020*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Baja-beton, M. S. K., Fauzi, M. Z., Wahyuni, E., Suswanto, B., Sipil, D. T., Sipil, F. T., & Teknologi, I. (2018). *Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Brooklyn Alam Sutera*. 7(1).
- Bakti, J., & Vol, S. (2019). *Studi Perbandingan Perilaku Struktur Gedung Dengan Kolom Beton Bertulang, Kolom Baja, Dan Kolom Komposit* I. 08 (02), 140–149.
- Diartama, I. K., Tubuh, K., Sukrawa, M., Gede, I., & Susila, A. (2017). *Menggunakan Kolom Komposit Concrete Encased Dan Concrete Filled Tube , Serta Non Komposit Comparison Study Of Behavior And Steel Structure Performance Using Concrete Encased Composite Column And Concrete Filled Tube , And Non Composite*. 5(2), 111–121.
- Hu, J. W. (2016). *Smart Connection Systems Design and Seismic Analysis*. CRC Press/Balkema.
- Huang, Z., Jiang, L., Chen, Y. F., Luo, Y., & Zhou, W. (2018). *Experimental study on the seismic performance of concrete filled steel tubular laced columns*. 6, 719–731.
- Jeddi, M. Z., Sulong, N. H. R., & Khanouki, M. M. A. (2016). *Seismic performance of a new through rib stiffener beam connection to concrete-filled steel tubular columns: An experimental study*. Engineering Structures.
- Lee, C., Kang, T. H., Kim, J., Song, J., & Kim, S. (2019). *Seismic Performance of Concrete-Filled Tube Column-Reinforced Concrete Slab Connections with Shearhead Keys*. 116, 233–244.

- Pawirodikromo, Widodo. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan* Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Qin, Y., Lu, J., & Cao, S. (2017). *Theoretical Study on Local Buckling of Steel Plate in Concrete-filled Tube Column under Axial Compression*. 57(9), 1645–1651.
- Shakeri, K., Khansoltani, E., & Pessiki, S. (2018). *Ground motion scaling for seismic response analysis by considering inelastic response and contribution of the higher modes*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 110(August 2017), 70–85.
- Sipil, J. T., Teknik, F., & Malang, U. M. (2017). *Perencanaan Ulang (Re-Design) Gedung Belajar Smk 1 Muhammadiyah Kepanjen Menggunakan Struktur Baja Komposit Metode LRFD*.
- Stephens, M. T., Lehman, D. E., & Roeder, C. W. (2018). *Seismic performance modeling of concrete-filled steel tube bridges: Tools and case study*. *Engineering Structures*, 165(November 2017), 88–105.
- Sunarjo, dkk (2012) *Gempa bumi Edisi Populer*. Jakarta: Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika.
- Xu, J. J., Chen, Z. P., Zhao, X. Y., Demartino, C., Ozbakkaloglu, T., & Xue, J. Y. (2019). *Thin-Walled Structures Seismic performance of circular recycled aggregate concrete-filled steel tubular columns: FEM modelling and sensitivity analysis*. 141(March), 509–525.
- Zongping, C., Chenggui, J., Jinjun, X., & Xianggang, Z. (2017). *Seismic performance of recycled concrete-filled square steel tube columns*. 16(1), 119–130.

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : MHD DIFA ALFANZA NASUTION
NPM : 1907210223P
JUDUL : "DEFORMASI NONLINEAR STRUKTUR KOMPOSIT SRPMK AKIBAT GEMPA BERULANG"

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
		- perbaiki figure pustaka! - perbaiki metode penelitian! - perbaiki Gantt chart	<i>[Signature]</i> 10/02/21
		all proposal utk semprom!	<i>[Signature]</i> 17/02/21
		- perbaiki Bab 2 - Model linear komposit srpmk	<i>[Signature]</i> 10/03/21
		- lampirkan ke Bab 3 - Cek model linear komposit	<i>[Signature]</i> 29/03/21
		- perbaiki model linear - perbaiki Bab 3	<i>[Signature]</i> 17/04/21
		- Cek hasil analisis - perbaiki Bab 2	<i>[Signature]</i> 21/05/21
		- Buat grafik hasil analisis - lampirkan ke Bab 4	<i>[Signature]</i> 19/06/21
		- lampirkan ke Model nonlinear	<i>[Signature]</i> 30/06/21

Mengetahui,
Pembimbing Tugas Akhir

(Ade Faisal, S.T.,M.Sc.,PhD)

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : MHD DIFA ALFANZA NASUTION
NPM : 1907210223P
JUDUL : "DEFORMASI NONLINEAR STRUKTUR KOMPOSIT SRPMK AKIBAT GEMPA BERULANG"

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
		- perbaikan Prospekt	
		- perbaikan model nonlinier	Utha 17/09/21
		- Cek hasil analisa nonlinier	
		- Buat Grafik nya	Utha 10/08/21
		- Computer model nonlinier	
		- Bandingkan dgn model linear	Utha 15/09/21
		- perbaikan Grafik bab 4	
		- Buat kesimpulan	Utha 29/09/21
		- perbaikan kesimpulan	
		- Buat Daftar pustaka, isi, Abstract	Utha 10/10/21
		- perbaikan Abstract	
		- perbaikan kesimpulan	Utha 20/10/21
		all uthe seminar hasil	Utha 20/10/21

Mengetahui,

Pembimbing Tugas Akhir



(Ade Faisal, S.T.,M.Sc.,PhD)

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama lengkap : Mhd Difa Alfanza Nasution
Tempat tanggal lahir : Medan, 26 Juli 1998
Jenis kelamin : Laki- Laki
Alamat : JL. Kasih No.2B DS.VII Kedai Durian, Deli Tua
Agama : Islam
Nama Ayah : Chairil Hadi Nasution
Nama Ibu : Wan Farida Fauzia
No. HP : 085275021284
Email : muhammaddifa17.medan@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. SD Negeri 060928 Medan 2004 - 2010
2. SMP Negeri 2 Medan 2010 - 2013
3. SMA Negeri 13 Medan 2013 - 2016
4. Politeknik Negeri Medan 2016 - 2019
5. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara 2019 - 2022