

TUGAS AKHIR

**ANALISIS *PUSHOVER* BANGUNAN RUKO DI KOTA
MEDAN DENGAN PETA GEMPA 2017**

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

Disusun Oleh:

**ANDI SYAPUTRA
1407210139**



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Andi Syaputra

NPM : 1407210139

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis *Pushover* Bangunan Ruko di Kota Medan dengan Peta Gempa 2017

Bidang Ilmu : Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, 28 September 2019

Pembimbing I

Tondi Amulyah Putera P., ST, MT

Pembimbing II

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Andi Syaputra

NPM : 1407210139

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis *Pushover* Bangunan Ruko di Kota Medan dengan Peta Gempa 2017

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, 28 September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amriyah Putera P., ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Josef Hadipramana

Program Studi Teknik Sipil

Ketua,

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc



LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Andi Syaputra

Tempat /Tanggal Lahir: Batang Kuis / 25 September 1993

NPM : 1407210139

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Analisis *Pushover* Bangunan Ruko di Kota Medan dengan Peta Gempa 2017”.

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 orisinil dan otentik.

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

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

Medan, 28 September 2019

Saya yang menyatakan,



Andi Syaputra

ABSTRAK

ANALISIS *PUSHOVER* BANGUNAN RUKO DI KOTA MEDAN DENGAN PETA GEMPA 2017 (STUDI LITERATUR)

Andi Syaputra

1407210139

Tondi Amirsyah Putera P., ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Analisis *pushover* merupakan sebuah sarana untuk memberikan solusi berdasarkan *Performance Based Seismic Design* yang pada intinya adalah mencari kapasitas struktur. Prosedur analisis *pushover* dengan memberikan beban statis dalam arah lateral yang ditingkatkan secara bertahap (*incremental*) hingga mencapai target *displacement* tertentu atau mencapai keruntuhan. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui nilai target perpindahan bangunan rumah toko di kota Medan dengan metode koefisien perpindahan (*FEMA 356*). Dari hasil penelitian, didapat nilai target perpindahan menurut *FEMA 356* Ruko A: 200,8 mm untuk arah x dan 125,2 mm untuk arah y, Ruko B: 187,6 mm untuk arah x dan 117,2 mm untuk arah y dan Ruko C: 397,6 mm untuk arah x dan 215,6 mm untuk arah y. Nilai target perpindahan terbesar yang dihasilkan dari metode *FEMA 356* pada Ruko A maupun Ruko B terhadap arah sumbu x dan y masih dikategorikan aman karena tidak melebihi nilai batas *displacement* maksimum, sehingga gedung aman gempa terhadap gempa rencana. Sedangkan pada Ruko C dikategorikan tidak aman karena melebihi batas maksimum.

Kata kunci: Analisis *pushover*, *displacement*, *FEMA 356*

ABSTRACT

PUSHOVER ANALYSIS OF SHOP HOUSE BUILDINGS IN THE CITY OF MEDAN WITH THE 2017 EARTHQUAKE MAP (LITERATURE STUDY)

Andi Syaputra

1407210139

Tondi Amirsyah Putera P., ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Pushover analysis is a means to provide solutions based on Performance Based Seismic Design, which in essence is to find the capacity of the structure. Pushover analysis procedure to provide a static load in the lateral directions is increased gradually (incremental) until it reaches the target displacement or archieving certain collapse. The aims of this study is to determine the target value of the transfer of shop house buildings in the city of Medan by the method of displacement coefficient (FEMA 356) . From the results of the study, obtained the displacement target value according to FEMA 356 Ruko A: 200.8 mm for direction x and 125.2 mm for y direction, Ruko B: 187.6 mm for direction x and 117.2 mm for y direction and Ruko C: 397.6 mm for x direction and 215.6 mm for y direction. The largest displacement target value generated from the FEMA 356 method on Ruko A and Ruko B on the direction of the x and y axis is still categorized as safe because it does not exceed the maximum displacement limit value, so the building is safe for earthquakes. Whereas in Ruko C it is categorized as unsafe because it exceeds the maximum limit.

Keywords: pushover analysis, displacement, FEMA 356

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisis *Pushover* Bangunan Ruko di Kota Medan dengan Peta Gempa 2017” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Orang tua penulis: Bapak M. Yatin dan Ibu Komsiah, yang telah memberi dukungan moril maupun material serta memberi kasih sayang yang tulus kepada penulis.
2. Bapak Tondi Amirsyah Putera P., ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji sekaligus Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing I sekaligus Wakil Dekan I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Dr. Josef Hadipramana selaku Dosen Pembimbing II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Bapak Munawar Al Fansury Siregar ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Abang saya Julianto serta adik-adik saya Wulan Syahpitri dan Edi Hartono yang telah membantu dan memberi semangat selama proses pembuatan Tugas Akhir ini.
10. Sahabat-sahabat penulis: M. Yudistira, Indah Prastiwi, Rigo Ikhwansyah, Dicky Hadi Winata, Rahmad Amin Pasaribu, Mardiana, Rahmad Hariadi dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu persatu.

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, 28 September 2019

Andi Syaputra

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xviii
DAFTAR NOTASI	xxi
DAFTAR SINGKATAN	xxv
DAFTAR SATUAN	xxvi
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Penulisan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Definisi dan Deskripsi Gempa Bumi	5
2.1.1. Mekanisme Gempa Bumi	5
2.1.2. Fenomena Gempa Bumi di Indonesia	7
2.1.3. Kondisi Tektonik di Sumatera	7
2.2. Pengetahuan yang Mendukung Konsep Bangunan Tahan Gempa	9
2.3. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (SNI 1726:2012)	11
2.3.1. Gempa Rencana	11

2.3.2.	Peta Wilayah Gempa	12
2.3.3.	Arah Pembebanan Gempa	13
2.3.4.	Prosedur Analisa Struktur	14
2.3.5.	Struktur Penahan Gaya Seismik	19
2.3.6.	Kekakuan Struktur	20
2.3.7.	Respons Spektrum Desain	21
2.3.8.	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	25
2.3.8.1.	Geser Dasar Seismik	25
2.3.8.2.	Periode Alami Struktur	27
2.3.8.3.	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	28
2.3.8.4.	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	29
2.3.8.5.	Penentuan Simpangan Antar Lantai	29
2.3.9.	Analisis Ragam Spektrum Respons	31
2.3.10.	Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	32
2.4.	Analisis Beban Dorong Statik (<i>Analisis Pushover</i>)	41
2.4.1.	Distribusi Beban Lateral	43
2.4.2.	Target Perpindahan	44
2.4.3.	<i>Perfomanced Point</i> dengan FEMA 356	44
2.4.4.	Kriteria Penerimaan Komponen pada Prosedur Analisis Nonlinier	47
2.5.	Sendi Plastis	48
2.6.	Kriteria <i>Nonlinier Plastic Rotation Angle</i> untuk Balok dan Kolom	50
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		
3.1.	Umum	52
3.2.	Faktor Respon Gempa (C)	53
3.3.	Pemodelan Struktur Meneliti di Lapangan	55
3.3.1.	Data Perencanaan Struktur	55
3.3.2.	Konfigurasi Bangunan	57
3.3.3.	Faktor Reduksi Gempa	57
3.3.4.	Faktor Keamanan Struktur (I)	57
3.3.5.	Tebal Pelat Lantai	57

3.4.	Pembebanan Struktur	58
3.4.1.	Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	58
3.4.2.	Pembebanan Dinding Bata	58
3.4.3.	Beban Hidup (<i>Live Load</i>)	59
3.5.	Ruko A di Lapangan	59
3.5.1	Dimensi Balok dan Kolom	61
3.5.2	Analisis Respon Spektrum	61
3.6.	Ruko B di Lapangan	64
3.6.1.	Dimensi Balok dan Kolom	66
3.6.2.	Analisis Respon Spektrum	66
3.7.	Ruko C di Lapangan	70
3.7.1.	Dimensi Balok dan Kolom	71
3.7.2.	Analisis Respon Spektrum	71
3.8	Penentuan Sendi Plastis	75
3.9	Analisis <i>Pushover</i>	75
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1.	Umum	76
4.2.	Hasil Analisis Struktur Ruko A di Lapangan	76
4.2.1.	Gaya Geser	76
4.2.2.	Koreksi Faktor Redundansi	78
4.2.3.	Beban Kombinasi	79
4.2.4.	Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai	79
4.2.5.	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	80
4.2.6.	Nilai Simpangan	82
4.2.7.	Pengaruh Efek P-Delta	84
4.2.8.	Kapasitas Struktur	84
4.2.9.	Target Perpindahan (FEMA 356)	88
4.3.	Hasil Analisis Struktur Ruko B di Lapangan	90
4.3.1.	Gaya Geser	91
4.3.2.	Koreksi Faktor Redundansi	92
4.3.3.	Beban Kombinasi	93
4.3.4.	Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai	94

4.3.5.	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	95
4.3.6.	Nilai Simpangan	97
4.3.7.	Pengaruh Efek P-Delta	99
4.3.8	Kapasitas Struktur	100
4.3.9	Target Perpindahan (FEMA 356)	103
4.4.	Hasil Analisis Struktur Ruko C di Lapangan	106
4.4.1.	Gaya Geser	106
4.4.2.	Koreksi Faktor Redundansi	108
4.4.3.	Beban Kombinasi	109
4.4.4.	Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai	110
4.4.5.	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	111
4.4.6.	Nilai Simpangan	112
4.4.7.	Pengaruh Efek P-Delta	115
4.4.8.	Kapasitas Struktur	115
4.4.9.	Target Perpindahan (FEMA 356)	119
4.5.	Evaluasi Kinerja Struktur	121
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1.	Kesimpulan	123
5.2.	Saran	124
DAFTAR PUSTAKA		125
LAMPIRAN		
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Karakter segmen Sesar di Zona Subduksi Sumatera	8
Tabel 2.2	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	14
Tabel 2.3	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	15
Tabel 2.4	Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	17
Tabel 2.5	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	17
Tabel 2.6	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.7	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.8	Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.9	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012	20
Tabel 2.10	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	22
Tabel 2.11	Koefisien situs, F_a berdasarkan SNI 1726:2012	23
Tabel 2.12	Koefisien situs, F_v berdasarkan SNI 1726:2012	23
Tabel 2.13	Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.	28
Tabel 2.14	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	28
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012	31
Tabel 2.16	Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum	34

Tabel 2.17	Faktor elemen beban hidup, K_{LL}	38
Tabel 2.18	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	41
Tabel 2.19	Nilai untuk faktor modifikasi C_0^1 (FEMA 356,2000)	46
Tabel 2.20	Nilai faktor modifikasi C_2 (FEMA 356,2000)	47
Tabel 2.21	Nilai untuk faktor massa efektif C_m^1 (FEMA 356,2000)	47
Tabel 2.22	Kriteria <i>nonlinier plastic rotation angle</i> balok	50
Tabel 2.23	Kriteria <i>nonlinier plastic rotation angel</i> untuk kolom	51
Tabel 3.1	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	57
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPUG 1983	58
Tabel 3.3	Rekapitulasi beban dinding yang diinput dalam pemodelan	59
Tabel 3.4	Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013	59
Tabel 3.5	Ukuran penampang pada Ruko A di Lapangan	61
Tabel 3.6	Data perioda output program analisis struktur Ruko A di lapangan	62
Tabel 3.7	Hasil selisih persentase nilai perioda Ruko A di Lapangan	63
Tabel 3.8	Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Ruko A berdasarkan SNI 1726:2012	64
Tabel 3.9	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Ruko A	64
Tabel 3.10	Ukuran penampang pada Ruko B di lapangan	66
Tabel 3.11	Data perioda output program analisis struktur Ruko B di lapangan	67
Tabel 3.12	Hasil selisih persentase nilai perioda Ruko B di lapangan	67
Tabel 3.13	Pengecekan Perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Ruko B di lapangan berdasarkan SNI1726:2012	69
Tabel 3.14	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Ruko B	69
Tabel 3.15	Ukuran penampang pada Ruko C dilapangan	71
Tabel 3.16	Data perioda output program analisis struktur Ruko C di lapangan	72

Tabel 3.17	Hasil selisih persentase nilai perioda Ruko C di lapangan	73
Tabel 3.18	Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Ruko C berdasarkan SNI1726:2012	74
Tabel 3.19	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Ruko C di lapangan	75
Tabel 4.1	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spectrum	76
Tabel 4.2	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing–masing arah Ruko A	78
Tabel 4.3	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>baseshear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko A dilapangan terhadap gempa x	78
Tabel 4.4	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko A dilapangan terhadap gempa y	78
Tabel 4.5	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729:2012 dengan nilai $S_{DI} = 1$ dan $S_{DS} = 0,5867$	79
Tabel 4.6	Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa x Ruko A	80
Tabel 4.7	Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa y Ruko A	81
Tabel 4.8	Nilai simpangan gedung Ruko A di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	82
Tabel 4.9	Nilai simpangan gedung Ruko A di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	83
Tabel 4.10	Kontrol P-delta pada arah x untuk Ruko A di Lapangan	84
Tabel 4.11	Kontrol P-delta pada arah y untuk Ruko A di Lapangan	84
Tabel 4.12	Daktilitas peralihan aktual (μ_{Δ}) Ruko A	90
Tabel 4.13	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spectrum	91

Tabel 4.14	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Ruko di lapangan	92
Tabel 4.15	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko B di lapangan terhadap gempa x	93
Tabel 4.16	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko B di lapangan terhadap gempa y	93
Tabel 4.17	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729:2012 dengan nilai $S_{DI} = 1$ dan $S_{DS} = 0,5867$	94
Tabel 4.18	Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa x Ruko B	95
Tabel 4.19	Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa y Ruko B	96
Tabel 4.20	Nilai simpangan gedung Ruko B di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	97
Tabel 4.21	Nilai simpangan gedung Ruko B di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	98
Tabel 4.22	Kontrol P-delta pada arah x untuk Ruko B di Lapangan	100
Tabel 4.23	Kontrol P-delta pada arah y untuk Ruko B di Lapangan	100
Tabel 4.24	Daktilitas peralihan aktual (μ_{Δ}) Ruko B	106
Tabel 4.25	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum	107
Tabel 4.26	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Ruko C di lapangan	108
Tabel 4.27	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko C di lapangan terhadap gempa x	109
Tabel 4.28	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1 untuk Ruko C di lapangan terhadap gempa y	109

Tabel 4.29	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729:2012 dengan nilai $S_{DI} = 1$ dan $S_{Ds} = 0,5867$	109
Tabel 4.30	Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa x Ruko C	111
Tabel 4.31	Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa y Ruko C	112
Tabel 4.32	Nilai simpangan gedung Ruko C di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	113
Tabel 4.33	Nilai simpangan gedung Ruko C di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	114
Tabel 4.34	Kontrol P-delta pada arah x untuk Ruko C di Lapangan	115
Tabel 4.35	Kontrol P-delta pada arah y untuk Ruko C di Lapangan	115
Tabel 4.36	Daktilitas peralihan aktual (μ_{Δ}) Ruko C	121
Tabel 4.37	Persentase perbandingan target perpindahan	122

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Skema pergerakan permukaan tanah	6
Gambar 2.2	Skema pergeseran/benturan antar plat tektonik: (a) <i>Subduction</i> ; (b) <i>Extrusion</i> ; (c) <i>Intrusion</i> ; (d) <i>Transcursion</i>	7
Gambar 2.3	Peta sejarah gempa maksimum, laju pergeseran per tahun dan panjang segmen sesar dikawasan Sumatera	8
Gambar 2.4	Macam-macam respon akibat beban siklik	10
Gambar 2.5	PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012)	12
Gambar 2.6	S_1 , Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017).	13
Gambar 2.7	S_s , Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017).	13
Gambar 2.8	Spektrum respons desain	25
Gambar 2.9	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	30
Gambar 2.10	Batas deformasi elemen atau komponen (FEMA 356,2000)	42
Gambar 2.11	Hubungan beban-deformasi dan kriteria batas deformasi pada komponen: (a) <i>Deformation</i> , (b) <i>Deformation ratio</i> , (c) <i>Component or element deformation acceptance criteria</i> (FEMA 356, 2000)	48
Gambar 2.12	Kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis	49
Gambar 2.13	<i>Default</i> sendi plastis M3 dan P-MM	49
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	52
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah lunak	55
Gambar 3.3	Denah struktur beton Ruko A	60
Gambar 3.4	Tampak samping bangunan arah x dan y Ruko A di	

	lapangan	60
Gambar 3.5	Tampak 3D Struktur Bangunan Beton Ruko A di lapangan	61
Gambar 3.6	Denah struktur beton Ruko B di lapangan	65
Gambar 3.7	Tampak samping bangunan arah x dan y Ruko B di lapangan	65
Gambar 3.8	Tampak 3D struktur bangunan beton Ruko B di lapangan	66
Gambar 3.9	Denah struktur beton Ruko C di lapangan	70
Gambar 3.10	Tampak samping bangunan arah x dan y Ruko C di lapangan	70
Gambar 3.11	Tampak 3D struktur bangunan beton Ruko C di lapangan	71
Gambar 4.1	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x Ruko A	81
Gambar 4.2	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y Ruko A	81
Gambar 4.3	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x Ruko A	82
Gambar 4.4	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y Ruko A	83
Gambar 4.5	Push x step 19 Ruko A	85
Gambar 4.6	Kurva kapasitas sistem rangka arah x-x Ruko A	86
Gambar 4.7	Push y step 30 Ruko A	87
Gambar 4.8	Kurva kapasitas sistem rangka arah y-y Ruko A	87
Gambar 4.9	Kurva <i>bilinear pushover</i> arah x-x Ruko A	88
Gambar 4.10	Kurva <i>bilinear pushover</i> arah y-y Ruko A	89
Gambar 4.11	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x Ruko B	96
Gambar 4.12	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y Ruko B	97
Gambar 4.13	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x Ruko B	98
Gambar 4.14	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y Ruko B	99
Gambar 4.15	Push x step 8 Ruko B	101
Gambar 4.16	Kurva kapasitas sistem rangka arah x-x Ruko B	102
Gambar 4.17	Push y step 52 Ruko B	102
Gambar 4.18	Kurva kapasitas sistem rangka arah y-y Ruko B	103
Gambar 4.19	Kurva <i>bilinear pushover</i> arah x-x Ruko B	104
Gambar 4.20	Kurva <i>bilinear pushover</i> arah y-y Ruko B	105
Gambar 4.21	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x Ruko C	111

Gambar 4.22	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y Ruko C	112
Gambar 4.23	Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x Ruko C	113
Gambar 4.24	Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y Ruko C	114
Gambar 4.25	Push x step 107 Ruko C	116
Gambar 4.26	Kurva kapasitas sistem rangka arah x-x Ruko C	117
Gambar 4.27	Push y step 24 Ruko C	118
Gambar 4.28	Kurva kapasitas sistem rangka arah y-y Ruko C	119
Gambar 4.29	Kurva <i>bilinear pushover</i> arah x-x Ruko C	119
Gambar 4.30	Kurva <i>bilinear pushover</i> arah y-y Ruko C	120

DAFTAR NOTASI

A_s	=	Luas Penampang Tulangan
A_T	=	Luas tributari
b	=	Lebar Balok
C_o	=	Faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap/puncak (lantai teratas yang tidak dihuni)
C_1	=	Faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier
C_2	=	Faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum
C_3	=	Koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P-Delta
C_m	=	Rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif
C_d	=	Faktor kuat lebih system
C_{vx}	=	Faktor distribusi vertikal
C_s	=	Koefisien respon seismik
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
d	=	Jarak Serat Tekan terluar terhadap Tulangan
E	=	Modulus elastisitas
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
f	=	Frekuensi Struktur
F_a	=	Koefisien Perioda pendek
F_c'	=	Kuat Tekan Beton
F_v	=	Koefisien Perioda 1,0 detik
F_y	=	Kuat Leleh Baja
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
g	=	Percepatan gravitasi $9,81 \text{ m/detik}^2$

h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I	=	Momen Inersia Kolom/Balok
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur
K_{LL}	=	Faktor elemen beban hidup
K_i	=	Kekakuan lateral elastik
K_e	=	Kekakuan lateral efektif
l	=	Panjang Kolom/Balok
L_e	=	Panjang lekatan aktif
LL	=	Beban hidup
M_c	=	Momen puncak
M_n	=	Momen Nominal
M_u	=	Momen Ultimit
M_y	=	Momen leleh
PGA	=	Nilai PGA dibatuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
PGA_M	=	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
Q_E	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
S_S	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_I	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016

S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk Periode pendek
S_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk Periode 1,0 detik
T	=	Periode struktur dasar (detik)
$T_{a \text{ minimum}}$	=	Nilai batas bawah Periode bangunan
$T_{a \text{ maksimum}}$	=	Nilai batas atas Periode bangunan
T_e	=	Waktu getar efektif
T_1	=	Waktu getar elastik
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_1	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
V_y	=	Gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear
W_t	=	Berat total gedung
w_i	=	Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i
ϵ	=	Total tegangan yang terjadi
ϵ_y	=	Tegangan pada saat leleh
\emptyset	=	Faktor Reduksi kekuatan
θ_y	=	Rotasi pada saat leleh
θ_p	=	Koefisien rotasi plastis
θ_{pc}	=	Koefisien rotasi <i>post-capping</i>
θ_u	=	Rotasi pada batas ultimit
ϕ_y	=	Lengkungan pada saat leleh
θ_y	=	Rotasi pada batas leleh
ϕ_m	=	Lengkungan maksimum yang akan timbul
μ_p	=	Lendutan pada titik plastis
μ_y	=	Lendutan pada titik leleh
ΔV_u	=	Delta Geser Ultimit
Δ_y	=	Jarak penggeseran dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear

Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
ρ	=	Faktor redudansi
Ψ_f	=	Faktor reduksi tambahan
δ_{xe}	=	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
δ_T	=	Target perpindahan

DAFTAR SINGKATAN

ACI	= <i>American Concrete Institute</i>
CFRP	= <i>CarbonFibre Reinforced Polymer</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
FEMA	= <i>Federal Emergency Management Agency</i>
NLTHA	= <i>Non-Linier Time History Analisis</i>
PBSD	= <i>Performance Based Seismic Design</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung
PPIUG	= Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
SRPM	= Sistem Rangka Pemikul Momen
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

DAFTAR SATUAN

Konversi Area		Konversi Panjang		Konversi Momen	
1	m^2	1	m	1	kg.m
10000	cm^2	0,001	km	1000	kg.cm
1,00E+06	mm^2	100	cm	3,2808	kg.ft
1550,387	sq in	1000	mm	39,37	kg.in
10,764	sq ft	39,370	in	1,00E-03	t.m
1,196	sq yd	3,280	ft	0,1	t.cm
Konversi Volume		1,093	yd	1	t.mm
1,00E+06	m^3	Konversi Berat		1,09E-03	t.yd
1,00E+09	cm^3	1	Kg	3,28E-03	t.ft
61023,842	mm^3	9,806	N	3,94E-02	t.in
35,314	cu in	9,81E-03	kN	9,8066	N.m
1,3079	cu ft	9,81E-06	MN	980,665	N.cm
264,2	cu yd	1,00E-03	t	9806,65	N.mm
Konversi Tekanan		0,9806	dyN	32,174	N.ft
1	kg/m^2	2,203	lb	386,088	N.in
1,00E-04	kg/cm^2	2,20E-03	kip	9,81E-03	kN.m
1,00E-06	kg/mm^2	1,00E-03	mton	0,9806	kN.cm
9,8066	Pa	Konversi Sudut		9,8066	kN.mm
9,81E-03	Kpa	1	deg	1,07E-02	kN.yd
9,81E-06	Mpa	1,111111	grad	3,22E-02	kN.ft
1,00E-03	t/m^2	1,75E-02	rad	0,386	kN.in
1,00E-07	t/cm^2				
1,00E-09	t/mm^2				

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Semakin sempitnya lahan di kota-kota besar mengharuskan pola pembangunan gedung secara vertikal. Pembangunan gedung secara vertikal sangat rentan terhadap bahaya beban lateral seperti angin dan gempa bumi, terutama pada bangunan ruko. Ruko memiliki potensi resiko kerusakan yang cukup besar, karena minimnya sekat dari pasangan dinding dan banyaknya bukaan di dinding depan akan berpengaruh pada kekuatan struktur, diperparah lagi dengan desain struktur yang salah serta bentuk ruko yang berblok-blok yang tidak simetris menjadi salah satu faktor geografis bangunan yang berpengaruh pada kerusakan akibat gempa.

Indonesia merupakan wilayah yang berada di daerah pertemuan empat lempeng tektonik utama yaitu lempeng Eurasia, Indo-Australia, Pasifik, dan Filipina, yang sering disebut juga *Ring of Fire*. Pertemuan lempeng-lempeng tersebut mengakibatkan mekanisme tektonik dan kondisi geologi Indonesia mengakibatkan seringnya terjadi gempa. Gempa bumi yang terjadi sering kali memakan korban jiwa, dapat dipastikan bahwa penyebab adanya korban jiwa bukan diakibatkan secara langsung oleh gempa tetapi diakibatkan oleh rusaknya bangunan yang menyebabkan keruntuhan pada bangunan tersebut dan berakibat adanya korban jiwa. Namun hal yang terjadi tersebut dapat diminimalisir dengan membuat suatu struktur bangunan tahan gempa (Lasari, 2017).

Perencanaan bangunan tahan gempa sekarang ini sering digunakan perencanaan bangunan berbasis kinerja atau *performance based design*. Dalam perencanaan ini, kinerja bangunan terhadap gempa dan pola keruntuhannya dapat dinyatakan secara jelas dalam bentuk kurva. Untuk mengetahui perilaku keruntuhan pada bangunan maka digunakan analisis *pushover* atau analisis beban dorong statik (Mamesah dkk, 2014).

Dalam tugas akhir ini akan dilakukan analisis *pushover* terhadap bangunan ruko di kota Medan dengan peta gempa 2017.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada latar belakang di atas, maka timbul permasalahan sebagai berikut:

1. Bagaimana hasil output analisis *pushover* pada bangunan ruko di kota Medan?
2. Bagaimana pola keruntuhan gedung setelah dianalisis dengan *pushover*?

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Adapun ruang lingkup yang ditetapkan pada penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Jenis pemanfaatan struktur gedung sebagai gedung rumah toko yang terdiri dari 3 lantai. Ruko yang diteliti meliputi:
 - a. Ruko A berada di Jln. Tuasan Kecamatan Medan Tembung.
 - b. Ruko B berada di Jln. Alfalah 4 Lk VIII Kec. Medan Timur.
 - c. Ruko C berada di Jln. Budi Kemasyarakatan Kec. Medan Barat.
2. Struktur yang digunakan adalah struktur beton bertulang.
3. Analisis struktur ditinjau dalam 3 dimensi menggunakan bantuan program analisis struktur.
4. Pada tugas akhir ini hanya membahas aspek struktural tidak dimasukkan analisis segi biaya dan waktu.
5. Struktur bangunan yang direncanakan tidak meninjau perencanaan struktur bawah.
6. Pembebanan gedung meliputi :
 - a. Beban mati (berupa berat sendiri stuktur).
 - b. Beban hidup (berupa beban akibat fungsi bangunan sesuai dengan SNI 1726:2012).
 - c. Beban lateral (berupa beban gempa sesuai dengan SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung, tanpa memperhitungkan beban angin).
 - d. Peraturan pembebanan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung SNI 1727:2013.

7. Peraturan gempa berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012.
8. Penskalaan mengacu pada Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017.
9. Analisis struktur gedung terhadap beban gempa menggunakan analisis *pushover* dan kriteria kinerja mengacu pada FEMA 356.

1.4. Tujuan Penelitian

Penelitian ini bertujuan untuk:

1. Menghasilkan kurva kapasitas pada setiap bangunan ruko.
2. Mendapatkan nilai target perpindahan (target *displacement*) pada setiap bangun ruko.
3. Mendapatkan nilai faktor reduksi gempa (R) aktual dan nilai daktilitas pada setiap bangunan ruko.

1.5. Manfaat Penelitian

Dari penyusunan tugas akhir ini manfaat yang dapat diambil:

1. Menambah pengetahuan dan pengalaman penulis dalam bidang ilmu teknik sipil.
2. Memberikan pemahaman tentang analisis *pushover*.
3. Mengetahui pengaruh gempa bumi yang diberikan terhadap gedung.
4. Memahami peraturan serta mendapatkan gambaran optimasi menggunakan metode analisis *pushover*.
5. Sebagai referensi untuk perencanaan struktur bangunan gedung di daerah rawan gempa.

1.6. Sistematika Penulisan

Penelitian ini disusun menggunakan sistematika penulisan yang baku agar memudahkan proses penyusunan. Adapun rincian sistematika penulisan tugas akhir ini terdiri dari:

1. Bab 1 Pendahuluan: terdiri dari latar belakang masalah, rumusan masalah, tujuan penelitian, batasan masalah, manfaat penelitian, dan sistematika penulisan tugas akhir dari penelitian yang dilakukan.
2. Bab 2 Tinjauan Pustaka: terdiri dari tinjauan pustaka atau landasan teori yang digunakan untuk memberikan penjelasan mengenai studi ini.
3. Bab 3 Metode Penelitian: membahas mengenai data struktur penelitian, metode penelitian, teknik pengumpulan data, metode pengolahan data dan sistematika penelitian serta uraian tentang modelisasi struktur, beban-beban yang bekerja pada struktur, dan kombinasi pembebanan yang digunakan.
4. Bab 4 Hasil Dan Pembahasan: menyajikan hasil perhitungan dan analisa struktur yang dimodelkan dengan program komputer numerik.
5. Bab 5 Kesimpulan Dan Saran: bab ini berisi kesimpulan dan saran secara menyeluruh dari hasil analisa berdasarkan batasan-batasan yang ada dalam Tugas Akhir.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Definisi dan Deskripsi Gempa Bumi

Gempa bumi dapat didefinisikan sebagai getaran yang bersifat alamiah, yang terjadi pada lokasi tertentu, dan sifatnya tidak berkelanjutan. Gempa bumi biasa disebabkan oleh pergerakan kerak bumi (lempeng bumi) secara tiba-tiba (*sudden slip*). Pergeseran secara tiba-tiba terjadi karena adanya sumber gaya (*force*) sebagai penyebabnya, baik bersumber dari alam maupun dari bantuan manusia (*artificial earthquakes*). Selain disebabkan oleh *sudden slip*, getaran pada bumi juga bisa disebabkan oleh gejala lain yang sifatnya lebih halus atau berupa getaran kecil-kecil yang sulit dirasakan manusia. Contoh getaran kecil adalah getaran yang disebabkan oleh lalu lintas, mobil, kereta api, tiupan angin pada pohon dan lain-lain. Getaran seperti ini dikelompokkan sebagai *mikroseismisilas* (getaran sangat kecil).

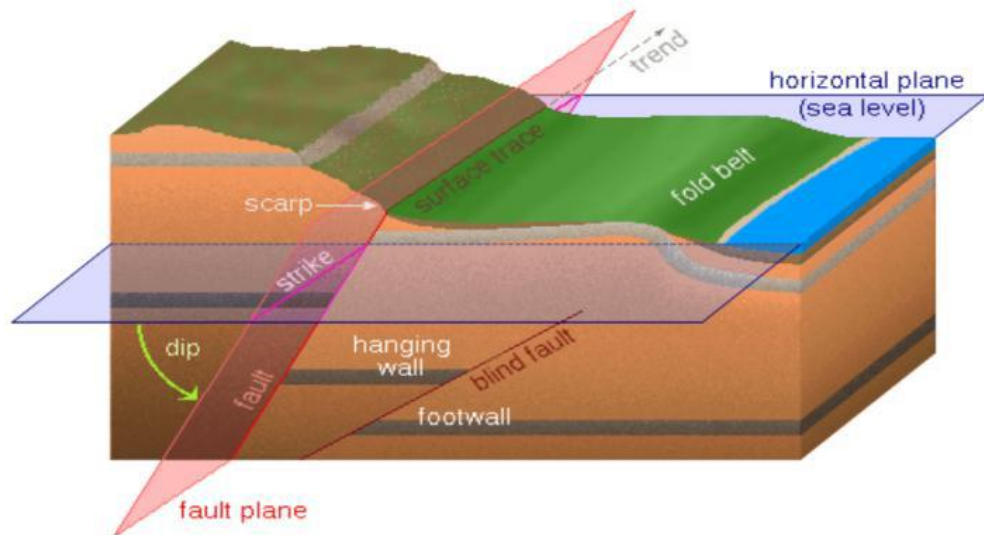
Indonesia termasuk negara yang sering tertimpa bencana gempa bumi. Gempa bumi baik yang sekala kecil maupun sekala besar pernah terjadi di Indonesia. Letak geografis Indonesia yang berada di pertemuan perbatasan 3 lempeng tektonik, yaitu lempeng Australia, lempeng Pasifik dan lempeng Euroasia mengakibatkan Indonesia menjadi daerah yang rawan gempa.

2.1.1. Mekanisme Gempa Bumi

Terjadinya gempa bumi disebabkan oleh benturan/gesekan antara plat tektonik (lempeng bumi) atau amblesnya dasar laut. Lempeng samudera yang rapat massanya lebih besar bertumbukkan dengan lempeng benua di zona tumbukan (subduksi) akan menyusup ke bawah. Gerakan lempeng itu akan mengalami perlambatan akibat gesekan dari selubung bumi. Perlambatan gerak itu menyebabkan penumpukkan energi di zona subduksi dan zona patahan. Akibatnya zona-zona itu terjadi tekanan, tarikan dan geseran. Pada batas elastisitas lempeng terlampaui maka terjadilah patahan batuan yang diikuti oleh lepasnya energi

secara tiba-tiba. Proses ini menimbulkan getaran partikel ke segala arah yang disebut gelombang gempa.

Pergeseran/benturan antar plat tektonik menyebabkan plat tektonik bergerak. Pergerakan plat tektonik mengakibatkan permukaan tanah bergeser, sebagaimana pada Gambar 2.1.



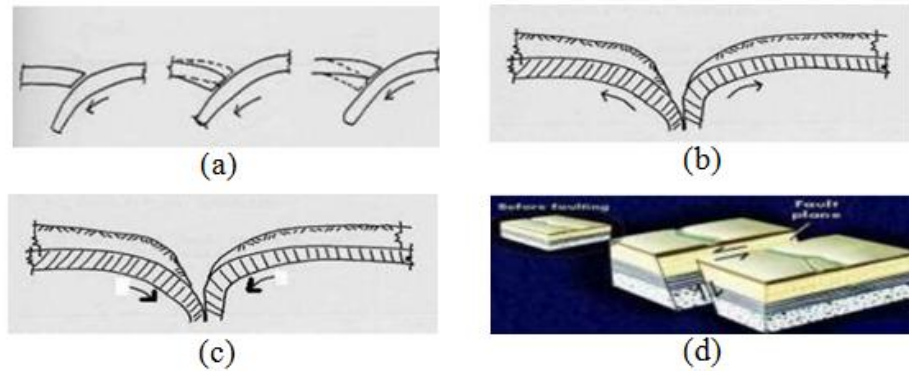
Gambar 2.1: Skema pergerakan permukaan tanah.

Mekanisme pergeseran/benturan antar plat tektonik adalah sebagai berikut:

- Subduction*, yaitu plat tektonik yang satu membelok ke bawah, sedangkan plat tektonik yang lainnya sedikit terangkat.
- Extrusion*, yaitu kedua plat tektonik saling bergerak keatas kemudian saling menjauh.
- Intrusion*, yaitu kedua plat tektonik saling mendekat dan saling bergerak kebawah.
- Transcursion*, yaitu plat tektonik yang satu bergerak vertikal/horisontal terhadap yang lain.

Ilustrasi pergeseran atau benturan antar plat tektonik dapat dilihat pada Gambar 2.2. Bila gempa bumi terjadi, maka struktur bangunan akan ikut terpengaruh oleh getaran gempa. Selanjutnya struktur bangunan akan merespons gempa tersebut. Struktur akan beresonansi memberikan gaya-gaya dalam. Apabila gaya gempa lebih kecil dari gaya dalam struktur, maka struktur akan kuat dan

aman menahan beban gempa. Sebaliknya bila gaya gempa lebih besar dari gaya dalam struktur, maka struktur tidak kuat dan tidak aman menahan beban gempa selanjutnya bisa jadi struktur runtuh.



Gambar 2.2: Skema pergeseran/benturan antar plat tektonik: (a) *Subduction*; (b) *Extrusion*; (c) *Intrusion*; (d) *Transcursion*.

2.1.2. Fenomena Gempa Bumi di Indonesia

Sejumlah wilayah di Indonesia berulang kali dilanda gempa bumi. Dalam rentang waktu yang terbilang singkat gempa mengguncang Tasikmalaya, Yogyakarta, Aceh, Nusa Tenggara Barat, Toli-Toli, Sulawesi Tengah. Akibat gempa tidak hanya merusak bangunan, namun banyak menelan korban jiwa.

Selama ada dinamika di lapisan bumi, maka akan tetap terjadi potensi gempa. Menurut Badan Geologi Departemen ESDM, setiap hari kita mencatat ada gempa, cuma skalanya beragam. Lempeng-lempeng yang bergerak menjadikan potensi gempa. Daerah rawan gempa tersebut membentang disepanjang batas lempeng tektonik Australia dengan Asia, lempeng Asia dengan Pasifik dari timur hingga barat Sumatera sampai selatan Jawa, Nusa Tenggara, serta Banda.

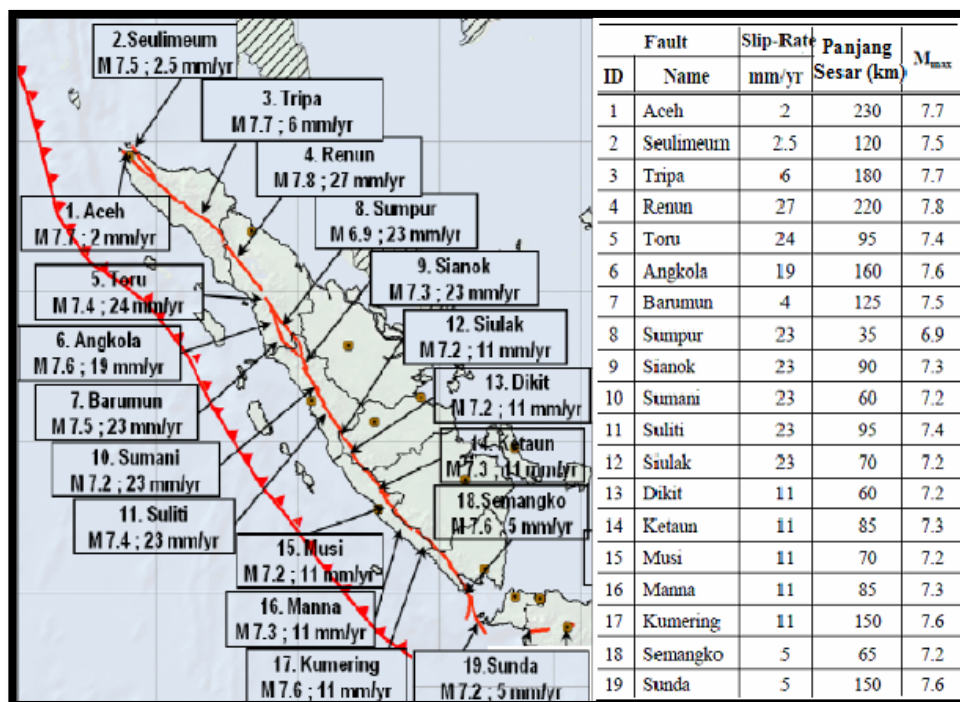
2.1.3. Kondisi Tektonik di Sumatera

Data karakter sesar subduksi Sumatera dan gempa-gempa besar yang pernah terjadi dibuat pada Tabel 2.1. Sesar mendatar aktif ini terjadi disepanjang pulau Sumatera pada sumbu Utara-Selatan (*latitude*), yaitu pada lintasan bukit barisan (panjang ~ 1900 km), kawasan antarmuka (*interface*) subduksi berada pada

kedalaman kurang lebih 100-175 km dibawah sesar aktif Sumatera. Sesar ini dibagi kedalam 19 segmen oleh Sieh dan Natawidjaja (2002) dimana 12 segmen adalah segmen sesar aktif seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.3. Laju pergeseran (*slip-rate*) yang dimiliki sesar ini berkisar 27 mm/tahun dibagian utara dan 11 mm/tahun dibagian selatan, sedangkan secara rata-rata laju pergeseran disepanjang sesar hampir sama yaitu sebesar 25 mm/tahun.

Tabel 2.1: Karakter segmen Sesar di Zona Subduksi Sumatera.

Segmen Sesar	Panjang (km)	Dip (o)	Kedalaman Down-dip (km)	Pergeseran Rata-rata (m)	Konvergensi Rata-rata (mm/thn)	Interval Kemunculan (tahun)	Gempa Bersejarah
Aceh-Andaman	1500	12-17	30	15-25	14-34	> 500	2004 (Mw 9.15), 1881 (Mw.), 1941 (Mw.)
Nias-Simeuleu	400	12-15	35	8-12	40	200-360	1861 (M 8.5), 1907 (7.8), 2005 (Mw 8.7)
Batu	65	12	30	3	15-20	150-200	1935 (Mw 7.7)
Mentawai	670	12	35-50	12	40	200-300	1833 (Mw 8.9-9.0), 1797 (Mw. 8.4-8.7)



Gambar 2.3: Peta sejarah gempa maksimum, laju pergeseran per tahun dan panjang segmen sesar dikawasan Sumatera.

2.2. Pengetahuan Yang Mendukung Konsep Bangunan Tahan Gempa

Seperti yang kita bahas sebelumnya bahwa bencana alam gempa bumi sering terjadi di Indonesia. Gempa-gempa tersebut mulai dari skala richter yang relatif kecil (*small*), sedang (*moderate*), kuat (*strong*) dan gempa besar (*great*). Gempa-gempa kecil umumnya sering terjadi, dapat dirasakan orang secara jelas dan tidak menimbulkan kerusakan (Intensitas gempa $I_{mm} < V$). Gempa sedang umumnya terjadi hanya kadang-kadang, dan gempa ini kemungkinan menimbulkan kerusakan ringan. Gempa kuat umumnya relatif jarang terjadi, tetapi kalau terjadi dapat mengakibatkan kerusakan minor maupun kerusakan major.

Bangunan-bangunan gedung memang mempunyai faktor keutamaan yang bergantung pada penting/tidaknya suatu bangunan. Bangunan yang sangat penting, diharapkan dapat bertahan/mempunyai umur yang lebih lama dibanding dengan bangunan biasa.

Dengan banyaknya hal yang dapat berkaitan tersebut maka diantaranya dapat dikelompokkan menurut kekuatan gempa (berkaitan dengan periode ulang dan tingkat pentingnya bangunan) dan performa bangunan dalam rangka melindungi manusia, tetapi masih memperhitungkan tingkat ekonomisnya pembangunan. Pengelompokkan itu dituangkan di dalam desain filosofi (*earthquake design philosophy*) suatu bangunan akibat beban gempa. Desain filosofi yang dimaksud adalah sebagai berikut:

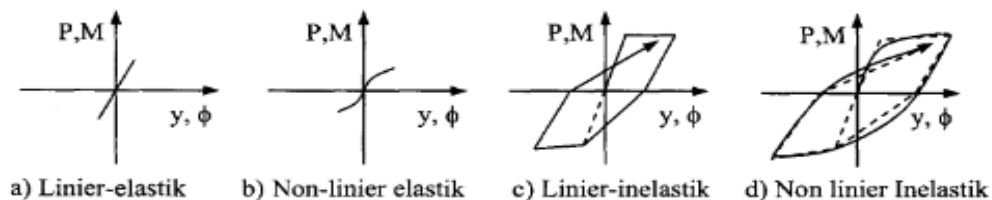
1. Pada gempa kecil (*light*, atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non-struktur masih dibolehkan.
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang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

earthquake), yang tujuannya adalah melindungi manusia/ penghuni bangunan secara maksimum.

Desain filosofi seperti yang disampaikan di atas masih sangat deskriptif kualitatif. Untuk dapat mengimplementasikan filosofi tersebut diperlukan banyak komponen-komponen pengetahuan mulai dari beban gempa, analisis struktur, perilaku bahan, perilaku struktur, kategorisasi jenis kerusakan struktur dan konsep bangunan tahan gempa. Oleh karena itu implementasikan atas desain filosofi tersebut diperlukan waktu yang relatif lama, walaupun beberapa pengetahuan telah berkembang sebelumnya.

Perkembangan metode ataupun *software* untuk analisis struktur yang juga sangat mendukung konsep desain bangunan tahan gempa. Konsep-konsep dasar analisis struktur sudah berkembang sejak pengetahuan abad ke-19 misalnya metode *unit load*, *flexibility method*, *stiffness method*, *slope deflection*, sampai abad ke-20. Perkembangan metode analisis terus berkembang misalnya metode Muto (1993), metode distribusi/*cross method* (1939), metode kani (1949) dan metode takabeya (1965). Untuk analisis yang rumit maka berkembanglah metode matriks yang operasionalisasinya memerlukan alat penghitung yaitu komputer.

Menurut Pawirodikromo (2012), riset tentang perilaku bahan, elemen struktur maupun struktur juga yang mendukung pengembangan konsep bangunan tahan gempa. Perilaku bahan akibat beban dapat berupa linier dan non-linier, sedangkan intensitas beban dapat mengakibatkan respons elastik maupun inelastik. Dengan demikian, akan terdapat 4 kombinasi yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Macam-macam respon akibat beban siklik.

1. Linier elastik

Adalah suatu respons bahan/elemen struktur yang mana hubungan antara beban-simpangan bersifat lurus, proporsional/linier dan apabila beban dihilangkan

maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula). Bahan metal khususnya baja mempunyai sifat/respons linier apabila intensitas bebannya masih kecil.

2. Non-linier elastik

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

3. Linier inelastik

Adalah suatu kondisi yang mana intensitas beban sudah besar, tegangan yang terjadi sudah tidak lagi tegangan elastik tetapi sudah inelastik. Apabila beban diiadakan maka benda tidak dapat lagi kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linier/lurus di tempat yang lain (ada deformasi permanen). Walaupun beban sudah besar tetapi perilaku bahan dimodel secara linier. Struktur beton yang dibebani dengan beban siklik dengan intensitas yang besar pada hakekatnya akan berperilaku non-linier inelastik, tetapi pada umumnya dimodel sebagai linier-inelastik.

4. Non-linier inelastik

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

2.3. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (SNI 1726:2012)

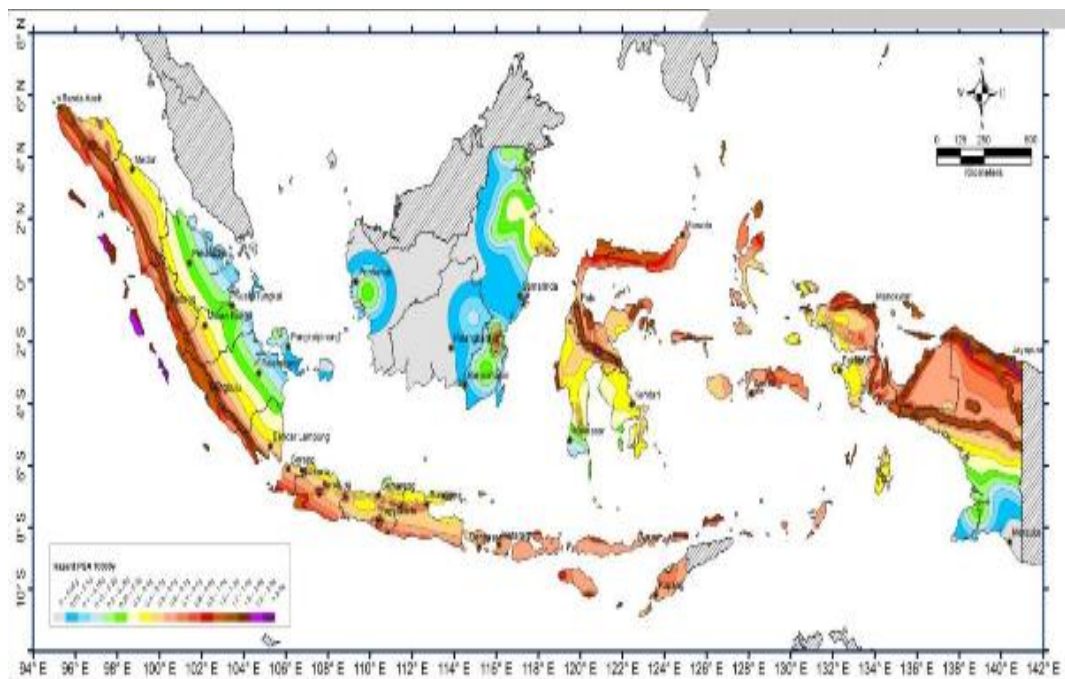
2.3.1. Gempa Rencana

Menurut peta Hazard gempa Indonesia 2010 wilayah Indonesia meliputi peta percepatan puncak (PGA) dan respons spektra percepatan di batuan dasar (SB) untuk periode pendek 0,2 detik (S_s) dan untuk periode 1,0 detik (S_1) dengan redaman 5% mewakili tiga level hazard gempa yaitu 500, 1000 dan 2500 tahun atau memiliki kemungkinan terlampaui 10% dalam 50 tahun dan 10% dalam 100

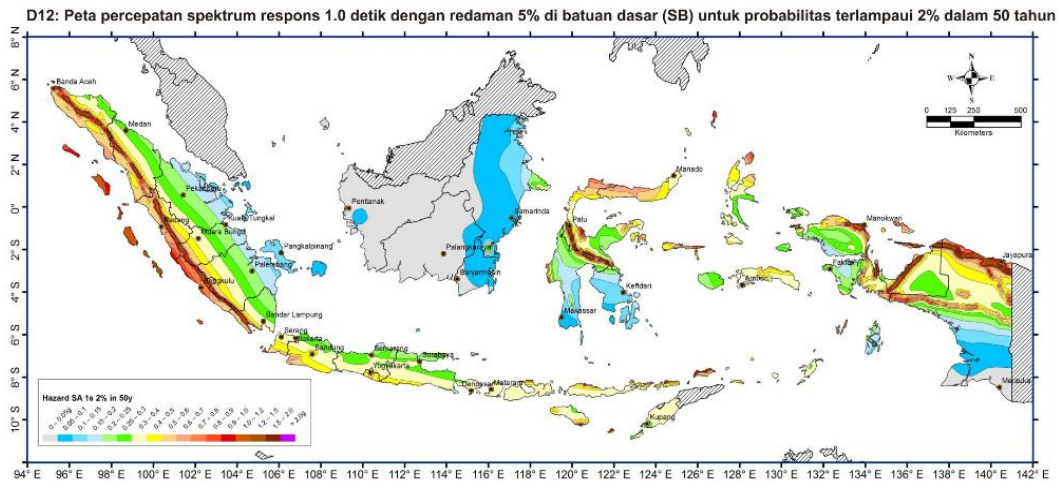
tahun, dan 2% dalam 50 tahun. Definisi batuan dasar (SB) adalah lapisan batuan dibawah permukaan tanah yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser (V_s) mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain dibawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.

2.3.2. Peta Wilayah Gempa

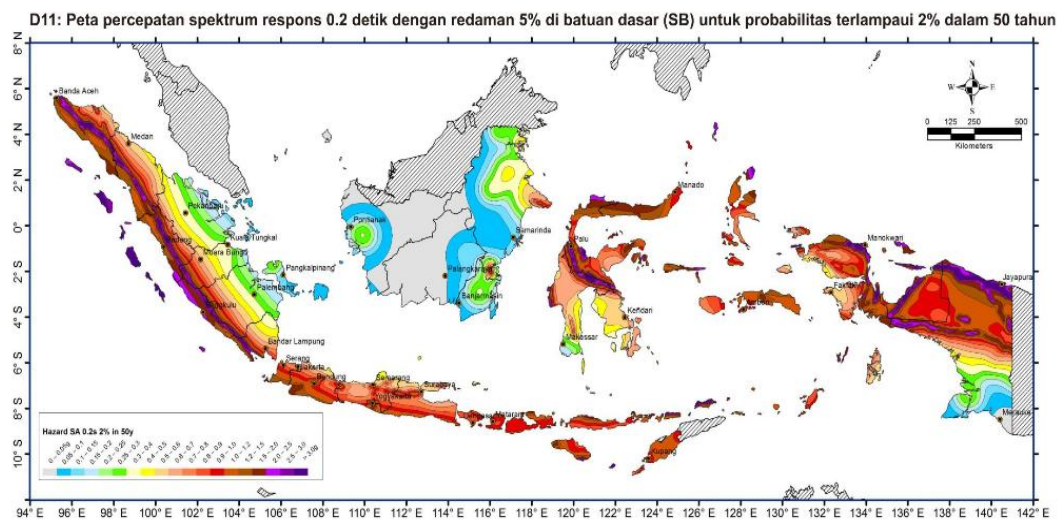
Peta wilayah gempa yang ditampilkan dalam SNI 1726:2012 meliputi panduan peta percepatan tanah puncak (PGA) dan respon spektrum percepatan dibantuan dasar (SB) untuk perioda pendek 0,2 detik (S_s) dan untuk perioda panjang 1,0 detik (S_l). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.5 - 2.7, dimana percepatan batuan dasar pada perioda pendek 0,2 detik (S_s) terbesar ditandai dengan warna ungu tua dengan nilai lebih besar 3,0g dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_l) terbesar ditandai dengan warna ungu muda dengan nilai lebih besar 2,0g.



Gambar 2.5: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012).



Gambar 2.6: S_1 , Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017).



Gambar 2.7: S_s , Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017).

2.3.3. Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektivitas 30%.

2.3.4. Prosedur Analisis Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2 ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakbertaturan horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan 2.3.

Tabel 2.2: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12..1 Tabel 13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D

Tabel 2.2: Lanjutan.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ketinggian selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonperalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3. 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.3: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 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.	Tabel 13	D, E, dan F
1b	ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
2.	Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 13	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahanan gaya seismik tingkat di dekatnya.	Tabel 13	D, E dan F
4.	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F
5a.	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateralnya tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.		E dan F D, E dan F
5b.	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E dan F B dan C D, E dan F

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.6, prosedur analisis yang dapat digunakan seperti pada Tabel 2.8. Prosedur analisis yang digunakan terkait erat dengan berbagai parameter struktur bangunan tersebut, yaitu:

- Parameter keutamaan bangunan berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726:2012 dan dapat dilihat pada Tabel 2.4.

- Parameter faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat Tabel 2.5
- Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan respons spektra pada periode 1 detik (S_1) dan parameter percepatan respons spektra pada periode pendek (S_S) berdasarkan pasal 6.5 SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan 2.7.

Oleh karena itu, prosedur analisis struktur harus terdiri dari salah satu tipe struktur yang diizinkan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.8, yaitu berdasarkan kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis dan keteraturan. Dari berbagai parameter yang dimiliki oleh struktur gedung tersebut, dapat ditetapkan prosedur analisis yang dapat digunakan seperti yang dijabarkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.4: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.5: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel 2.6: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.8: Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I

Tabel 2.8: *Lanjutan.*

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
D, E, F	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 2.1 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 2.2	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan, I : Diizinkan, TI : Tidak Dizinkan

2.3.5. Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memnuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 pasal 7.2. Setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Di dalam SNI 1726:2012 pasal 7.2, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut ini:

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

Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.9.

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

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem rangka pemikul momen: Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus.	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
<p>Catatan:</p> <p>^a Faktor modifikasi respons (R) untuk penggunaan pada keseluruhan tata cara.</p> <p>^b Faktor pembesaran defleksi (C_d) untuk penggunaan dalam penentuan simpangan antar lantai, pengaruh P-delta dan parameter respons ragam.</p> <p>^c TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Dijinkan.</p> <p>^g Harga tabel kuat (Ω_0) lebih iijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistem kolom kantilever.</p>								

2.3.6. Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan. Nilai kekakuan struktur ini tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas, modulus elastisitas geser dan momen inersia polar. Selain itu, kekakuan struktur juga terkait dengan nilai dari periode struktur tersebut. Dapat dilihat dari Pers. 2.1-2.3.

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.1)$$

$$\text{Di mana, } \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

$$\text{Dengan demikian, } T = \frac{1}{\sqrt{k}} \quad (2.3)$$

Di mana :

T = Periode struktur

f = Frekuensi struktur

ω = Kecepatan sudut

k = Kekakuan struktur

2.3.7. Respons Spektrum Desain

Respons spektrum merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respon maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v) dan perpindahan (d) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spectra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d), kecepatan relatif maksimum (S_v) dan percepatan relatif maksimum (S_a).

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dimuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spektra berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 6.3 adalah :

a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_a (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti yang ada pada Gambar 2.7 dan Gambar 2.8 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

b. Parameter kelas situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE, dan SF berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.3 dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: a. Rawan dan berpotensi berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah b. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

c. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R).

Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Berdasarkan SNI 1726:2012, faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek S_{MS} dan periode 1 detik S_{MI} yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan Pers. 2.4 dan 2.5 berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.4)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.5)$$

Dimana:

S_S = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.16)

S_I = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.17)

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan Tabel 2.11 dan 2.12

Tabel 2.11: Koefisien situs, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Tabel 2.12: Koefisien situs, F_v berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

Keterangan :

- Nilai-nilai F_a maupun F_v yang tidak terdapat pada Tabel 2.11 dan 2.12 dapat dilakukan proses interpolasi linier.
- SS merupakan situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs spesifik.

d. Parameter percepatan spektra desain

Parameter-percepatan spektra desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui Pers. 2.6 dan 2.7 berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3}S_{MS} \quad (2.6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}S_{M1} \quad (2.7)$$

Dimana:

S_{DS} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

e. Prosedur pembuatan respons spektra desain berdasarkan SNI 1726:2012

Selanjutnya, untuk mendapatkan kurva spektrum desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.8 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari Pers. 2.8.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.8)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.9.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.9)$$

Dimana:

T = Periode getar fundamental struktur

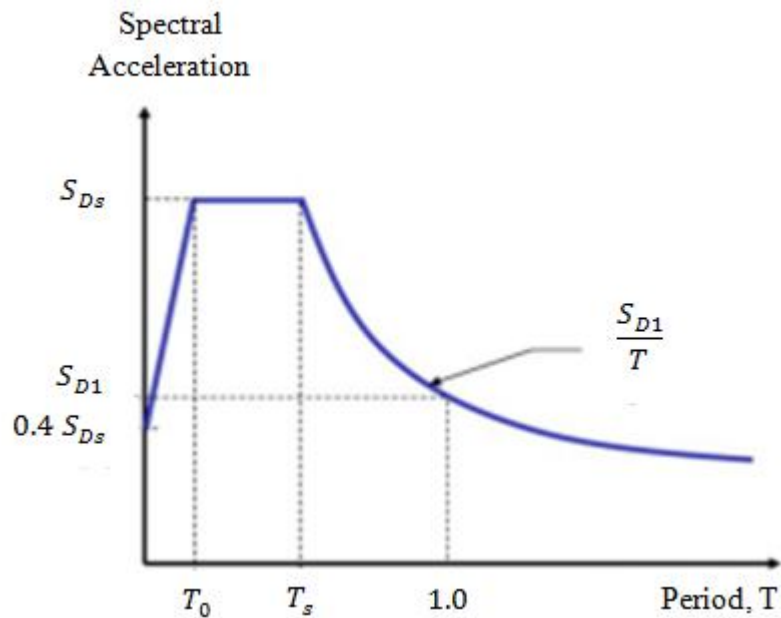
S_{DS} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode 1 detik

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.10 dan 2.11.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \quad (2.10)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \quad (2.11)$$



Gambar 2.8: Spektrum respons desain.

2.3.8. Analisis Gaya Lateral Ekivalen

2.3.8.1. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.12.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.12)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t = Berat total gedung

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1 persamaan-persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah:

1. C_s maksimum

Untuk C_s maksimum ditentukan dengan Pers. 2.13.

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.13)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

Nilai $C_{s \text{ maksimum}}$ di atas tidak perlu melebihi C_s hitungan pada Pers. 2.14.

2. C_s hasil hitungan

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.14)$$

dimana:

S_{D1} = Parameter percepatan respon spektrum desain pada periode 1 detik

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

T = Periode struktur dasar (detik)

Nilai C_s hitungan di atas tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum pada Pers.2.15.

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.15)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 jika lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.16.

4. $C_{s\text{minimum tambahan}}$

$$C_{s\text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.16)$$

dimana:

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

2.3.8.2. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Hubungan periode dengan kekakuan, frekuensi dan kecepatan sudut struktur telah dijelaskan sebelumnya pada sub Bab 2.3.6. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan di mana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.6, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

1) Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a\text{ minimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.17.

$$T_{a\text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.17)$$

dimana :

$T_{a\text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah periode bangunan

h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.13

x = Ditentukan dari Tabel 2.13

Tabel 2.13: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

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

- 2) Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.18.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.18)$$

dimana :

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas periode bangunan

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.14

Tabel 2.14: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektra Desain pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.3.8.3. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.19 dan 2.20.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.19)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.20)$$

dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya geser atau laeral desain total

w_i = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i

h_i = Tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat ke- i

K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k=1$
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k=2$
- Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi

2.3.8.4. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4, geser tingkat di semua (V_x) harus ditentukan dari Pers. 2.21.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.21)$$

Dimana:

F_i = Bagian dari geser dasar seismik (V) (kN) yang timbul di tingkat ke- i

2.3.8.5. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak

terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.

Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b pada Tabel 2.1, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.22.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.22)$$

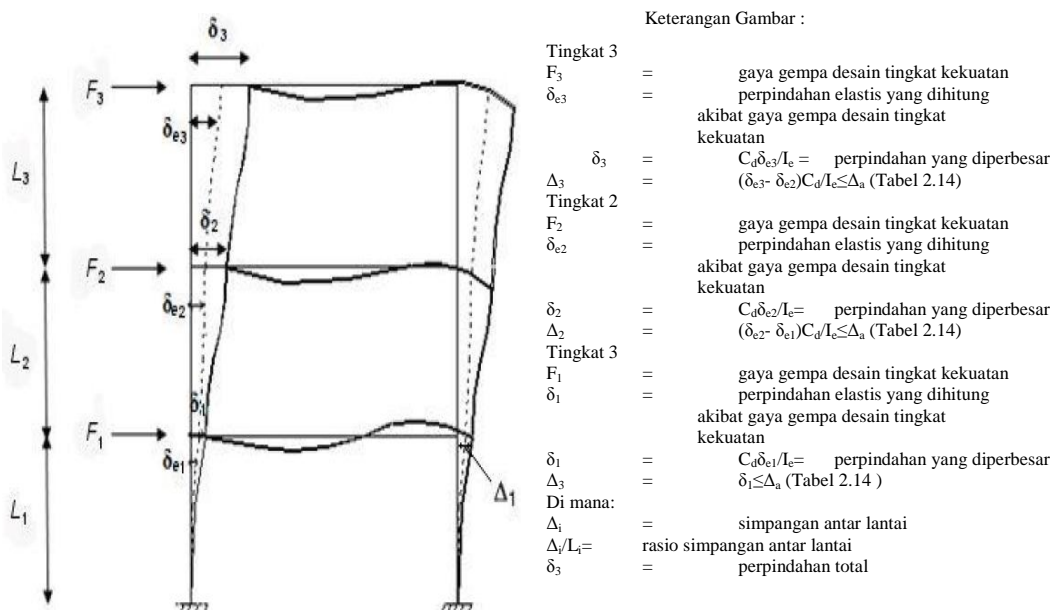
dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.9

δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.5

Penentuan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726;2012.

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

2.3.9. Analisis Ragam Spektrum Respons

Metode analisis ragam spektrum respons mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi merupakan penjumlahan dari simpangan masing-masing ragam getarnya.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) parameter respons terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui respons spektrum rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination*).

Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*).

Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/ SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil dari kurang 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan Pers. 2.23.

$$V_t \geq 0,85 V_I \quad (2.23)$$

dimana:

V_I = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

Maka, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.24.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_I}{V_t} \geq 1 \quad (2.24)$$

Dimana:

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

V_I = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

2.3.10. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013, beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup dan beban gempa selain itu ada pula beban dari lift dan tangga.

1. Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, kalding gedung dan komponen arsitektural dan struktural lain serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati terdiri dari :

- Berat bahan konstruksi :
 - Berat sesungguhnya bahan.
 - Data berat jenis dan berat bahan pada standar sebelumnya bisa digunakan.
- Berat peralatan layan tetap :
 - Peralatan/mesin yang menyatu dan selalu ada selama masa layan bangunan seperti: peralatan plambing, M/E, alat pemanas, ventilasi, sistem pengkondisian udara dll.

2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk bahan konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati.

Beban hidup atap merupakan beban pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan dan material dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

- Beban merata :
 - Minimum sesuai Tabel 2.16
- Beban terpusat :
 - Untuk lantai, atap dan sejenisnya
 - Bekerja merata di area 762 mm x 762 mm
 - Minimum sesuai Tabel 2.16
 - Penempatan pada lokasi yang menghasilkan efek beban maksimum
- Beban partisi :
 - Minimal $0,72 \text{ kN/m}^2$
- Beban impak :
 - Tangga berjalan : mengacu pada ASME A17.1

- Mesin :
 - Mesin ringan : berat ditingkatkan 20%
 - Mesin bergerak maju mundur: berat ditingkatkan 50%

Tabel 2.16: Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18) ^a	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79) ^a	
Lobi	100 (4,79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,79) ^a	
Lantai podium	150 (7,18) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 KN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in.x 2 in. [50 mmx50mm])		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai finishing ringan (pada area 1 in.x 1 in.[25 mm x 25 mm])		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/Parkir		
Mobil penumpang saja	40 (1,92) ^{abc}	
Truk dan bus		

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2,87) ^{de} tidak boleh direduksi	
Rumah sakit Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor diatas lantai pertama	60 (2,87) 40 (1,92) 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimpanan Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 150 (7,18) ^a 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6,00) ^a 250 (11,97) ^a	2000 (8,90) 3000 (13,4)
Gedung perkantoran: Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama Kantor Koridor di atas lantai pertama	100 (4,79) 50 (2,40) 80 (3,83)	2000 (8,90) 2000 (8,90) 2000 (8,90)
Lembaga hukum Blok sel Koridor	40 (1,92) 100 (4,79)	
Tempat rekreasi Tempat bowling, kolam renang, dan penggunaan yang sama Bangsal dansa dan Ruang dansa Gimnasium Tempat menonton baik terbuka atau tertutup Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	75 (3,59) ^a 100 (4,79) ^a 100 (4,79) ^a 100 (4,79) ^{ak} 60 (2,87) ^{ak}	

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiamin tanpa gudang	10 (0,48) ⁱ	
Loteng yang tidak dapat didiamin dengan gudang	20 (0,96) ^m	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1,44)	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
Rumah pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	
Ruang publik ^a dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96) ⁿ	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Rangka tumpu layar penuh	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai		
Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi		200 (0,89)
Semua komponen struktur atap utama lainnya		2000 (8,9)
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		300 (1,33)
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		300 (1,33)

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Sekolah		
Ruang kelas	40 (1,92)	1000 (4,5)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,5)
Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,5)
Bak-bak/scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,97) ^{ap}	8000 (35,6)
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300 ^r
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	300 ^r
Gudang diatas langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)		
Ringan	125 (6,00) ^a	
Berat	250 (11,97) ^a	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,45)
Lantai diatasnya	75 (3,59)	1000 (4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00) ^a	1000 (4,45)
Penghalang kendaraan	Lihat pasal 4,5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79) ^a	

- Reduksi beban hidup merata
 - Untuk struktur dengan $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$
 - $L \geq 4,79 \text{ kN/m}^2$, garasi mobil penumpang dan tempat pertemuan tidak boleh direduksi
 - Beban hidup tereduksi dihitung dengan Pers. 2.12.

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right) \quad (2.25)$$

$$L \geq 0,50 L_0 \quad \text{- Komponen struktur penyangga 1 lantai}$$

$$L \geq 0,40 L_0 \quad \text{- Komponen struktur penyangga } \geq 2 \text{ lantai}$$

dimana:

L = Beban hidup desain tereduksi

L_0 = Beban hidup desain tanpa reduksi

K_{LL} = Faktor elemen beban hidup berdasarkan Tabel 2.17

A_T = Luas tributari

Tabel 2.17: Faktor elemen beban hidup, K_{LL} .

Elemen	K_{LL}^a
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3
Kolom-kolom sudut dengan pelat kantilever	2
Balok-balok tepi tanpa pelat-pelat kantilever	2
Balok-balok interior	2
Semua komponen struktur yang tidak disebut di atas: Balok-balok tepi dengan pelat-pelat kantilever Balok-balok kantilever Pelat-pelat satu arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 cara analisis, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respons seismik.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur, dan elemen-elemen fondasi harus sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal adalah:

- a. 1,4 DL
- b. 1,2 DL + 1,6 LL
- c. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
- d. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
- e. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$
- f. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (c) dan (d), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.26.

$$E = E_h + E_v \quad (2.26)$$

- Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (e) dan (f), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.27.

$$E = E_h - E_v \quad (2.27)$$

dimana:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

- Untuk pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.28.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.28)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

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

- Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.29.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.29)$$

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

Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.

- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan
- Desain elemen struktur atausambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. 2.30 yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (2.30)$$

dimana:

F_{px} = Gaya desain diafragma

F_i = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i

w_i = Tributari berat sampai tingkat i

w_{px} = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x

dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.31.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.31)$$

dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.32.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.32)$$

- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D,E, dan F faktor redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ izinkan diambil sebesar 1:

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.18.

Tabel 2.18: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 persen atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidak beraturan struktur horizontal Tipe 1b)

- Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang permeter penahan gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

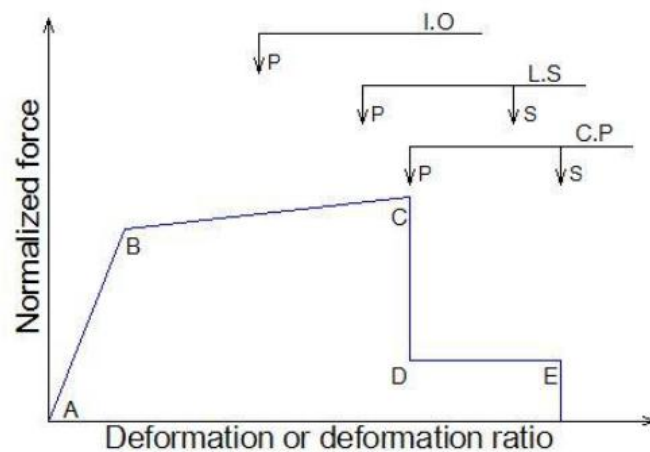
2.4. Analisis Beban Dorong Statik (Analisis *Pushover*)

Menurut SNI 1726:2012, analisis beban dorong statik (*static pushover analysis*) merupakan cara analisis statik yang bisa dilakukan secara 2 dimensi maupun 3 dimensi. Pengaruh gempa rencana dianggap sebagai beban statik yang ditempatkan pada pusat massa masing-masing lantai, yang kemudian nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama (sendi plastis) di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca elastik yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

Tujuan dari analisis pushover ini adalah untuk mengevaluasi perilaku keruntuhan dari suatu struktur akibat gempa, mendapatkan kurva hubungan gaya geser dan *displacement*, dan mendapatkan kurva kapasitas dan skema plastifikasi atau distribusi sendi plastis yang terjadi. Hal ini tentunya berbeda dengan analisis beban gempa statik ekuivalen, karena model analisisnya yang linier sehingga

tidak dapat digunakan untuk menganalisis kinerja struktur yang telah mengalami plastifikasi (nonlinier) di beberapa tempat, sehingga perilaku keruntuhan struktur juga tidak dapat diketahui.

Pada FEMA 356 telah dijelaskan tentang kriteria deformasi yang terjadi dan prosedur analisis pada analisis *pushover*. Dokumen tersebut mendefinisikan kriteria deformasi-gaya untuk sendi (*hinges*) yang digunakan pada analisis *pushover*, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Batas deformasi elemen atau komponen (FEMA 356,2000).

Gambar 2.10 merupakan grafik yang berfungsi untuk mengetahui seberapa besar level kinerja dari suatu bangunan. Pada kondisi A-B bangunan dapat dikategorikan masih dalam kondisi elastik. Dalam kondisi tersebut bangunan yang telah diberi beban gempa masih dalam level *Operasional*. Pada titik tertentu yang terdapat kondisi leleh pada komponen bangunan, maka kondisi tersebut termasuk ke dalam level *Immediate Occupancy*. Kemudian jika bangunan terus dibebani dengan beban gempa yang lebih besar, maka komponen bangunan akan sampai pada titik C, dalam kondisi tersebut level kinerja bangunan pada kondisi *Life Safety*. Pada kondisi terakhir, bangunan yang dibebani dengan beban gempa yang lebih besar lagi akan sampai pada kondisi *Collapse Prevention*. Pada kondisi tersebut bangunan sudah tidak memungkinkan lagi untuk diadakan perbaikan.

Pada kondisi terakhir ini mitigasi yang bisa diberikan yaitu dengan cara diruntuhkan (*demolished*).

Ada beberapa cara menentukan target perpindahan untuk menentukan titik kinerja bangunan dengan analisis *pushover*. Dua cara yang cukup terkenal adalah *Displacement Coeficient Method* atau Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/274, FEMA 356/440) dan *Capacity Spectrum Method* atau Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40). Karena banyaknya komponen yang harus dievaluasi, maka analisis *pushover* dilakukan dengan bantuan program komputer.

2.4.1. Distribusi Beban Lateral

Beban lateral harus diterapkan pada model matematik dan proporsional dengan distribusi gaya inersia pada setiap lantai diaphragma. Untuk analisis, FEMA 356 (2000) mensyaratkan penggunaan sedikitnya dua pola distribusi vertikal dari beban lateral. Salah satu pola dapat dipilih dari setiap 2 kelompok pola berikut ini:

- 1) Pola modal (*modal pattern*), yaitu sebagai berikut ini.
 - a) Distribusi vertikal yang proporsional dengan nilai. Distribusi ini digunakan hanya jika lebih dari 75% dari total massa yang berpartisipasi dalam mode pertama dalam arah yang ditinjau.
 - b) Distribusi vertikal yang proporsional dengan bentuk mode pertama dalam arah yang ditinjau. Penggunaan distribusi ini berlaku hanya bila lebih dari 75% dari total massa yang berpartisipasi dalam mode ini.
 - c) Distribusi vertikal yang proporsional dengan distribusi gaya geser tingkat yang dihitung dengan kombinasi respon modal dari analisis respon spektrum, termasuk mode yang cukup untuk mencakup sedikitnya 90% dari total massa bangunan, dan menggunakan spectrum gerakan tanah yang sesuai. Distribusi ini digunakan apabila waktu getar alami dari mode pertama melebihi 1 detik.
- 2) Pola kedua (*second pattern*), yaitu sebagai berikut ini.
 - a) Distribusi seragam yang terdiri dari gaya lateral pada setiap lantai yang proporsional dengan total massa dari setiap lantai.

- b) Distribusi beban *adaptive*, yang dimodifikasi dari distribusi beban awal dengan menggunakan suatu prosedur yang meninjau properti struktur yang telah leleh.

2.4.2. Target Perpindahan

Evaluasi level kinerja struktur didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi pada saat perpindahan pada titik kontrol sama dengan target perpindahan (δt). Titik kontrol (*control node*) ini diletakkan pada pusat massa atap dari model struktur. Titik kontrol ini kemudian dievaluasi terhadap beban lateral yang ditetapkan. Target perpindahan (*displacement target*) dapat dihitung dengan beberapa metode, antara lain Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40, 1996) dan Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356, 2000). Menurut SNI 1726:2012 Pasal 12.6.4.4 bahwa batasan maksimum simpangan adalah 0,02 H. Pada saat dilakukan analisis, target perpindahan ini diperbesar sampai minimal 150% untuk mendapatkan perilaku bangunan pada saat melebihi kondisi rencananya.

2.4.3. *Perfomanced Point* dengan FEMA 356

Metode koefisien perpindahan FEMA 356 adalah suatu metode pendekatan yang menyediakan perhitungan numerik langsung dari perpindahan global maksimum pada struktur. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan.

Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif (T_e), yang memeperhitungkan kondisi inelastis bangunan. Waktu getar efektif didapat dengan Pers.2.33.

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.33)$$

dimana :

T_e = Waktu getar efektif

T_1 = Waktu getar elastik

K_i = Kekakuan lateral elastik

K_e = Kekakuan lateral efektif

Kekakuan lateral efektif ditentukan tergantung dari perilaku struktur. Kekakuan lateral efektif ini sangat tergantung dari penggambaran kurva bilinear dari kurva kapasitasnya. Kekakuan lateral efektif dihitung dengan Pers.2.34.

$$K_e = \frac{0,6 \times V_y}{0,6 \times \Delta_y} \quad (2.34)$$

dimana :

V_y = Gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear

Δ_y = Jarak penggeseran dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear

Selanjutnya target perpindahan didapat dari modifikasi respon elastik linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan beberapa faktor koefisien perpindahan dan dihitung dengan Pers.2.35.

$$\delta_T = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.35)$$

dimana :

T_e = Waktu getar efektif

δ_T = Target perpindahan

C_o = Faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap/puncak (lantai teratas yang tidak dihuni). Umumnya menggunakan faktor partisipasi ragam pertama atau berdasarkan Tabel 2.19

C_1 = Faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier

$$C_1 = 1,0 \text{ untuk } T_e \geq T_s \quad (2.36)$$

$$C_1 = [1,0 + (R-1) T_s/T_e] / R, \text{ untuk } T_e < T_s \quad (2.37)$$

C_2 = Faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum, diambil berdasarkan Tabel 2.20

C_3 = Koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P-Delta. Jika gedung pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka,

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.38)$$

S_a = Akselerasi respon spektrum yang berhubungan dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau

R = Rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh terhitung

$$R = \frac{S_a}{v_y/W} C_m \quad (2.39)$$

G = Percepatan gravitasi 9,81 m/detik²

C_m = Rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, diambil berdasarkan Tabel 2.21

Tabel 2.19: Nilai untuk faktor modifikasi C_0^1 (FEMA 356,2000).

Jumlah Tingkat	Bangunan Geser		Any Load Pattern
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.2	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Interpolasi linier harus digunakan untuk menghitung nilai tengah-tengah.
2. Untuk seluruh lantai pada bangunan, *interstory drift* menurun dengan bertambahnya tingkat/lantai.

Tabel 2.20: Nilai faktor modifikasi C_2 (FEMA 356,2000).

Level Kinerja Struktur	$T \leq 0.1$ detik ³		$T \geq T_s$ detik ³	
	Tipe Rangka 1 ¹	Tipe Rangka 2 ²	Tipe Rangka 1 ¹	Tipe Rangka 2 ²
<i>Immediate Occupancy</i>	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>Life Safety</i>	1.3	1.0	1.1	1.0
<i>Collapse Prevention</i>	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Struktur dengan lebih dari 30% pada geser tingkat disetiap level ditahan oleh beberapa kombinasi antara komponen, elemen atau rangka.
 2. Semua rangka yang tidak termasuk Tipe Rangka 1.
 3. Interpolasi linier harus digunakan untuk nilai tengah T .

Tabel 2.21: Nilai untuk faktor massa efektif C_m^1 (FEMA 356,2000).

<i>Number of Story</i>	<i>Concrete Moment Frame</i>	<i>Concrete Shear Wall</i>	<i>Concrete Pier-Sprandel</i>	<i>Steel Moment Frame</i>	<i>Steel Concentric Braced Frame</i>	<i>Steel Eccentric Braced Frame</i>	<i>Other</i>
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_m harus diambil sebesar 1.0 jika waktu getar alami (T) lebih besar dari 1.0 detik.

2.4.4. Kriteria Penerimaan Komponen pada Prosedur Analisis Nonlinier

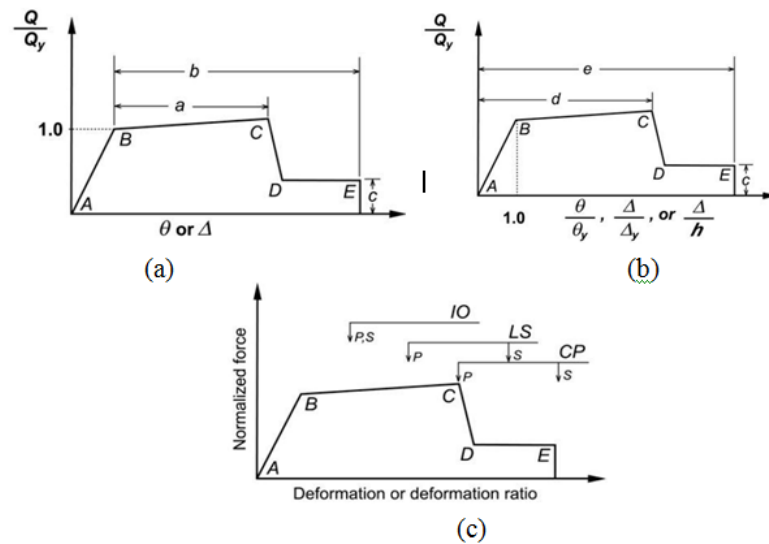
Kriteria penerimaan komponen yang digunakan oleh FEMA 356 (2000) untuk prosedur non linier dan *deformation controlled* adalah deformasi pada titiktitik yang terdapat dalam alternatif kurva hubungan gaya dan deformasi (Δ). Kurva tersebut diperoleh dari *backbone curve* dari data pengujian. Kriteria penerimaan untuk komponen primer adalah sebagai berikut:

- Immediate Occupancy*, adalah deformasi pada bagian yang permanen, yaitu kerusakan yang tampak pada saat pengujian (*experiments*) tetapi tidak lebih besar dari 0,67 kali batas deformasi untuk *Life Safety*.
- Life Safety* : 0,75 kali deformasi pada titik C dalam kurva.
- Collapse Prevention* : deformasi pada titik C dalam kurva, tetapi tidak lebih besar dari 0,75 kali deformasi pada titik E.

Kriteria penerimaan untuk komponen sekunder adalah sebagai berikut:

- Immediate Occupancy* : penentunya sama dengan yang terdapat pada komponen primer.
- Life Safety* : 75% dari deformasi pada titik E.
- Collapse Prevention* : 100% dari deformasi pada titik C dalam kurva.

Hubungan antara beban dan deformasi hasil analisis menggunakan *pushover* terlihat pada Gambar 2.11.

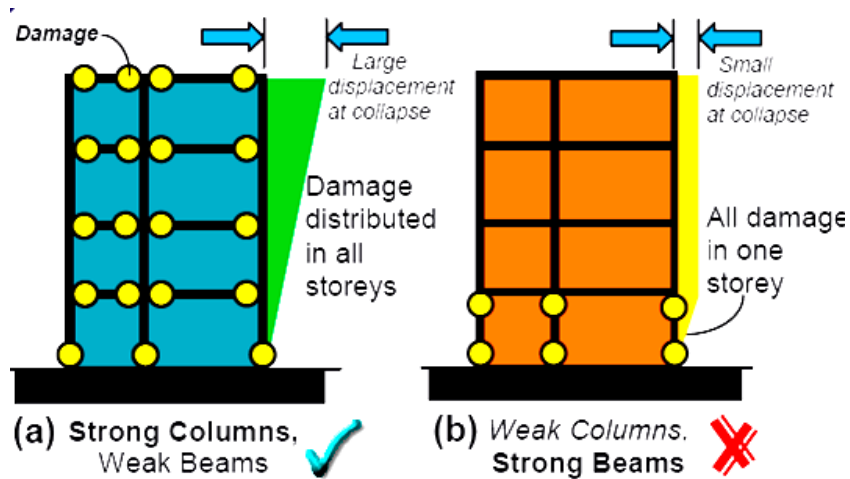


Gambar 2.11: Hubungan beban-deformasi dan kriteria batas deformasi pada komponen: (a) *Deformation*, (b) *Deformation ratio*, (c) *Component or element deformation acceptance criteria* (FEMA 356, 2000).

2.5. Sendi Plastis

Tegangan akan terjadi pada suatu elemen struktur sederhana dikenai sebuah gaya atau banyak gaya. Jika gaya-gaya yang dikenai ditingkatkan, maka tegangantegangan yang terjadi pada tampang juga akan meningkat. Pada suatu saat, gayagaya yang didukung sudah tidak dapat ditingkatkan lagi jika pada seluruh tampang telah tercapai tegangan lelehnya. Pada keadaan demikian, tampang akan terdefleksi atau berotasi terus (*plastic flow*) pada gaya yang konstan. Daerah dimana tampang sudah tidak mampu lagi menahan kenaikan gaya yang lebih besar disebut sendi plastis (*plastic hinges*). Sendi plastis dapat terjadi pada suatu struktur portal berderajat kebebasan banyak MDOF (*Multi Degree of Freedom*).

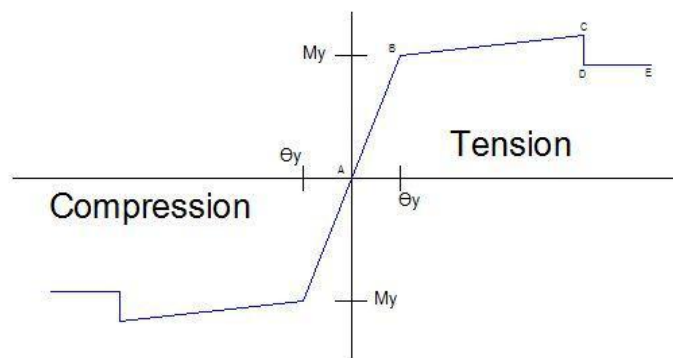
Ketika suatu gedung dilanda gempa yang cukup besar, akan timbul momen-momen pada balok atau kolomnya. Apabila besar dari momen-momen tersebut melampaui besar momen kapasitas balok atau kolom portal, maka terjadi sendi plastis pada balok atau kolom ditandai dengan melelehnya tulangan baja. Sendi plastis terjadi secara bertahap sampai bangunan gedung tersebut runtuh.



Gambar 2.12: Kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis.

Ada dua kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis, yaitu:

- Sendi-plastis terjadi pada balok. Pola ini tidak begitu berbahaya karena tidak ada efek $P-\Delta$ (sangat kecil), sehingga diperlukan banyak sendi-plastis untuk mencapai taraf keruntuhan bangunan.
- Sendi-plastis terjadi pada kolom. Bila pola ini terjadi maka keadaan menjadi berbahaya karena ada efek $P-\Delta$ (Gambar 2.13).



Gambar 2.13: Default sendi plastis M3 dan P-MM.

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku non linier *force-displacement* dan atau momen rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda sepanjang bentang balok atau kolom pemodelan sendi adalah *rigid* dan tidak memiliki efek perilaku linier pada *member*.

Dalam analisa elemen kolom menggunakan tipe sendi *default* P-MM dengan mempertimbangkan kolom mendapat gaya aksial dan momen, sedangkan balok tipe sendi *default* M3 dengan mempertimbangkan balok menahan momen pada sumbu kuat (Gambar 2.13). Nilai yang tertera pada kriteria penerimaan untuk *Immediate Occupancy, Life Safety, serta Collapse Prevention*, merupakan nilai yang diambil berdasarkan FEMA 356 (2000).

2.6. Kriteria Nonlinier Plastic Rotation Angle Untuk Balok Dan Kolom

Balok dan kolom pada pemodelan *hinge* harus memenuhi kriteria untuk prosedur nonlinier terutama pada *plastic rotation angle*. Pada bangunan gedung yang diberikan gaya lateral *pushover* akan mengalami respon *plastic rotation* untuk menentukan *performace level* apakah balok dan kolom termasuk didalam IO, LS dan CP (Tabel 2.22 dan 2.23).

Tabel 2.22: Kriteria *nonlinier plastic rotation angle* balok.

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type		LS	CP
Primary	Secondary									
<i>i. Beams controlled by flexure¹</i>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

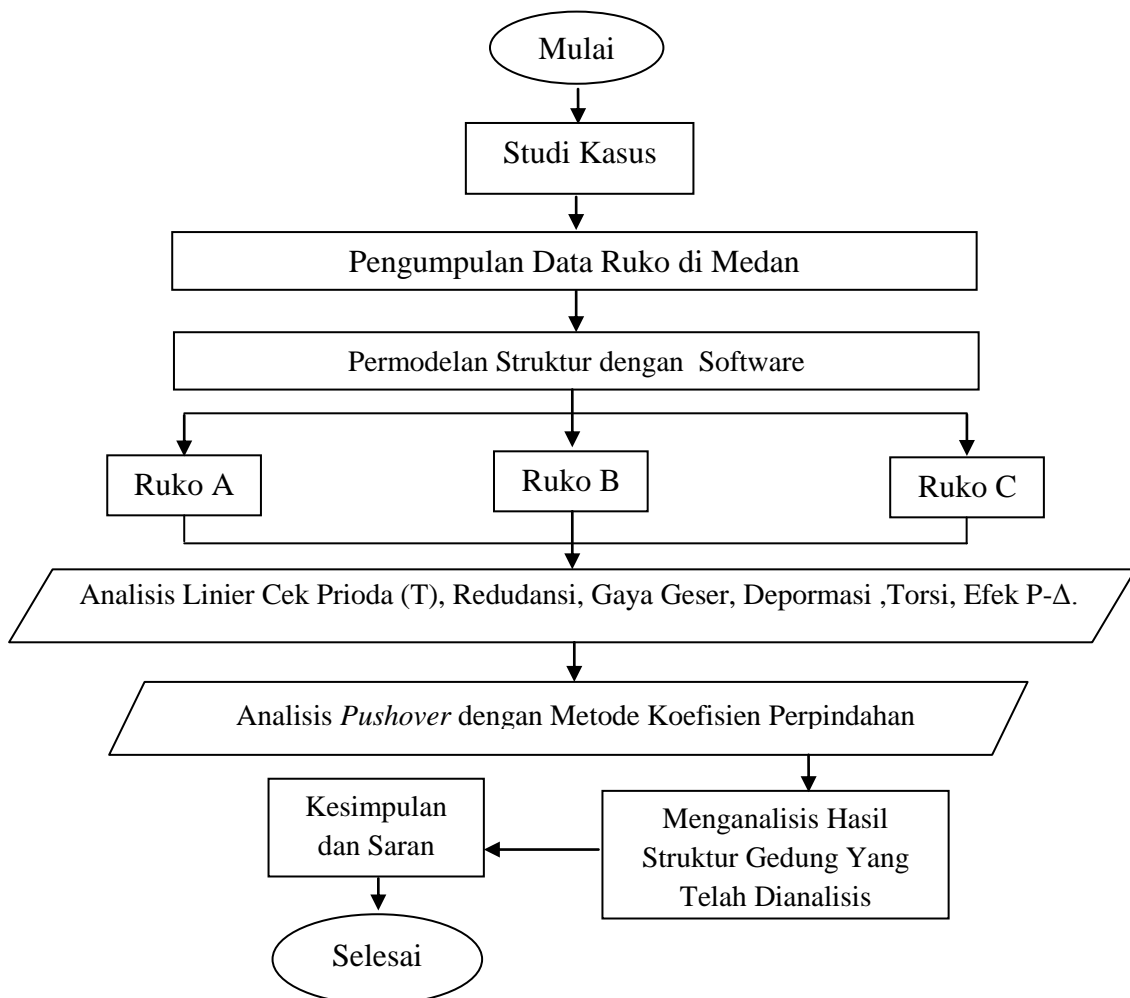
Tabel 2.23: Kriteria *nonlinier plastic rotation angel* untuk kolom.

<i>Conditions</i>			<i>Modeling Parameters</i> ⁴			<i>Acceptance Criteria</i> ⁴					
			<i>Plastic Rotation Angle, Radians</i>		<i>Residual Strength Ratio</i>	<i>Plastic Rotation Angle, radians</i>					
						<i>Performance Level</i>					
			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>IO</i>	<i>Component Type</i>				
<i>Primary</i>		<i>Secondary</i>									
						<i>LS</i>	<i>CP</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>		
<i>i. Columns controlled by flexure</i> ¹											
$\frac{\rho}{A_g f_c}$	<i>Trans. Reinf.</i> ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$									
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03	
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024	
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025	
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02	
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015	
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012	
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01	
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008	

BAB 3
METODE PENELITIAN

3.1. Umum

Pada bab ini berisi tentang pemeriksaan 3 pemodelan struktur yang berada di lapangan tepatnya Ruko A berada pada Jln. Tuasan, Ruko B berada pada Jln. Alfalah 4 dan Ruko C berada pada Jln. Kemasyarakatan, metode penelitian tugas akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 3 model bangunan ruko dengan jenis sistem rangka pemikul momen khusus. Ketiga model bangunan tersebut dianalisis secara nonlinier dengan menggunakan Analisis *Pushover* dengan metode *Capacity Spectrum*.

3.2. Faktor Respon Gempa (C)

Rencananya berdirinya bangunan dalam Pemodelan struktur gedung ini di kota Medan yang dinilai sebagai daerah rawan gempa di Indonesia dengan data PGA (*Peak Ground Acceleration*) $S_s = 0,55$ g dan $S_1 = 0,275$ g pada tanah lunak. Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Pada peta gempa *Hazard* SNI 1726:2012 atau dapat dilihat pada Gambar 2.6-2.8. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut.

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.11 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai F_a di bawah ini:

$$F_a = 1,6$$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang terdapat pada Tabel 2.12 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini:

$$F_v = 2,9$$

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

- $S_{MS} = F_a \cdot S_s$
 $= 1,6 \cdot 0,55$
 $= 0,88$
- $S_{MI} = F_v \cdot S_1$
 $= 2,9 \cdot 0,275$
 $= 0,8$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

$$\begin{aligned} - S_{DS} &= \mu \cdot S_{MS} \\ &= (2/3) \cdot 0,88 \\ &= 0,5867 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - S_{D1} &= \mu \cdot S_{M1} \\ &= (2/3) \cdot 0,8 \\ &= 0,53 \end{aligned}$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$\begin{aligned} - T_s &= \frac{S_{d1}}{S_{ds}} \\ &= \frac{0,53}{0,5867} \\ &= 0,90625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - T_0 &= 0,2 \cdot T_s \\ &= 0,2 \cdot 0,90625 \\ &= 0,181 \end{aligned}$$

e. Penentuan nilai S_a

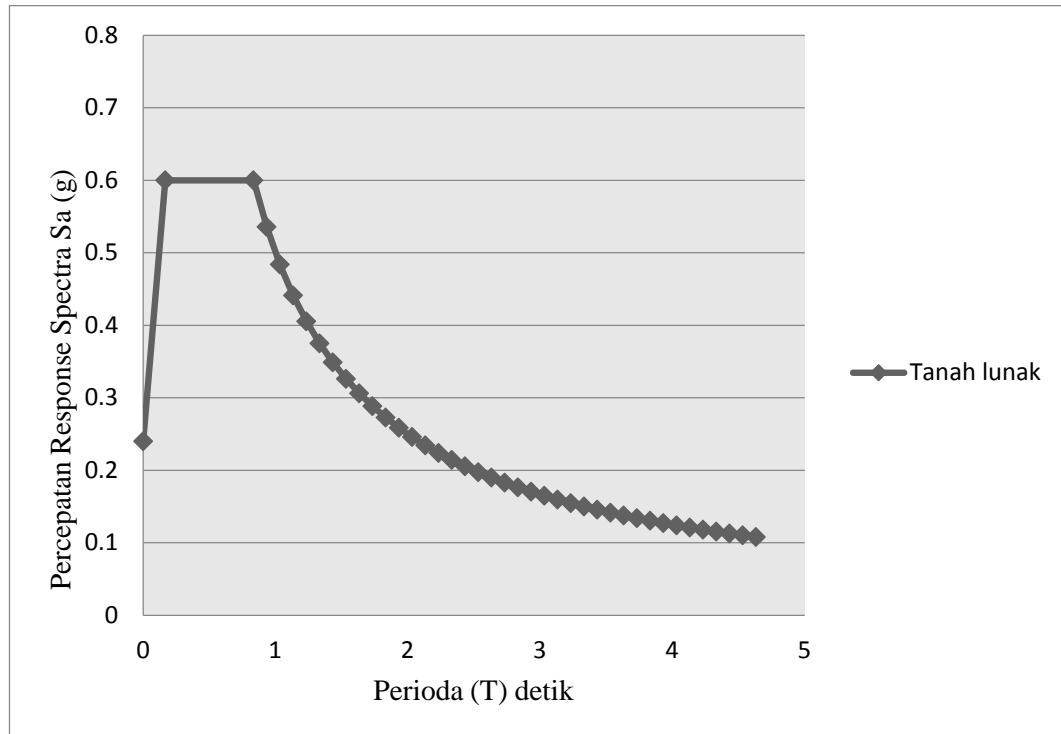
- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan:

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

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon desain S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{ds}}{T}$$

Spektrum respon percepatan disajikan dalam grafik respons spektrum pada Gambar 3.2. Dapat dilihat bahwa respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,5867 untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek (S_{DS}), dan 0,532 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik (S_{D1}).



Gambar 3.2: Grafik respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah Kota Medan dengan klasifikasi tanah Lunak.

3.3. Pemodelan Struktur Meneliti di Lapangan

3.3.1. Data Perencanaan Struktur

Adapun data perencanaan struktur yang dimiliki setiap data bangunan ruko di Medan yang dikumpulkan setiap 3 ruko yaitu: Ruko A Jalan Tuasan Kec. Medan Tembung, Ruko B Jalan Alfalah IV LK. VIII, Ruko C Jalan Budi Kemasyarakatan Kec. Medan Barat yang setiap ruko memiliki 3 lantai. Pemodelan dalam program analisis struktur, yaitu:

A. Ruko A Jalan Tuasan Kec. Medan Tembung

1. Jenis pemanfaatan gedung sebagai rumah toko
2. Gedung terletak di Medan, Provinsi Sumatera Utara
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE)
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang digunakan:

- a. Kolom induk : 21,4 Mpa
 - b. Balok dan slab : 11,9 Mpa
7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah:
- a. Kuat leleh minimum (f_y) : 255,2 Mpa
 - b. Kuat tarik minimum (f_u) : 407,4 Mpa
- B. Ruko B Jalan Alfalah IV LK. VIII Kec. Medan Timur
- 1. Jenis pemanfaatan gedung rumah toko
 - 2. Gedung terletak di Medan, Provinsi Sumatera Utara
 - 3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE)
 - 4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
 - 5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang
 - 6. Kuat tekan beton (f'_c) yang digunakan:
 - a. Kolom dan dinding struktur : 21 Mpa
 - b. Balok dan slab : 22 MPa
 - 7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah:
 - a. Kuat leleh minimum (f_y) : 255,2 Mpa
 - b. Kuat tarik minimum (f_u) : 407,4 Mpa
- C. Ruko C Jalan Budi Kemasyarakatan Kec. Medan Barat
- 1. Jenis pemanfaatan gedung rumah toko
 - 2. Gedung terletak di Medan, Provinsi Sumatera Utara
 - 3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE)
 - 4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
 - 5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang
 - 6. Kuat tekan beton (f'_c) yang digunakan:
 - a. Kolom dan dinding struktur : 13 Mpa
 - b. Balok dan slab : 8 MPa
 - 7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah:
 - a. Kuat leleh minimum (f_y) : 255,2 MPa
 - b. Kuat tarik minimum (f_u) : 407,4 Mpa

3.3.2. Konfigurasi Bangunan

Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus, bangunan berbentuk persegi yang simetri (*regular building*). Jenis struktur yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Ruko A = SRPMK (3 Lantai)
2. Ruko B = SRPMK (3 Lantai)
3. Ruko C = SRPMK (3 Lantai)

3.3.3. Faktor Reduksi Gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem penahan gaya seismik	R
X	Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8

3.3.4. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Menurut SNI 1726:2012, sesuai Tabel 2.4 pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko dengan fungsi bangunan rumah toko adalah kategori resiko II, dengan hal itu maka didapat melalui Tabel 2.5 nilai faktor keutamaan (I_e) = 1.

3.3.5. Tebal Plat Lantai

Tebal pelat lantai berdasarkan data lapangan pada tiga model gedung seragam yaitu setebal 120 mm, untuk mengecek apakah pelat lantai memenuhi standar maka penentuan tebal pelat lantai menggunakan rumus dari SNI 2847:2013 ayat 11 butir 5 sub butir.

3.4. Pembebanan Struktur

Di dalam struktur bangunan teknik sipil terdapat dua jenis beban luar yang bekerja yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut.

3.4.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja secara vertikal yang mengikuti arah gravitasi pada struktur bangunan. Adapun berat komponen material bangunan dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan juga menggunakan PPUG 1983 untuk berat satuan material disajikan pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Berat material konstruksi berdasarkan PPUG 1983.

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2200-2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Dinding pasangan batako tanpa lubang	300 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit-langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanda adukan per cm tebal	24 kg/m ²
M&E	40 kg/m ²

3.4.2. Pembebanan Dinding Bata

Beban dinding bata yang di input ke balok induk sebesar 9,81 Kn/m untuk lantai 1, 9,194 Kn/m untuk lantai 2, dan 6,74 Kn/m untuk lantai 3. Selanjutnya berat dinding diinput ke balok dengan beban terbagi merata (*assignn-frame load-distributed*) dalam program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Rekapitulasi beban dinding yang diinput dalam pemodelan.

Penerima Beban	Tinggi (m)	Beban Mati (Kn/m ²)
Balok LT.1	4	9,81
Balok LT.2	4	9,194
Balok LT.3	3,5	6,74

3.4.3. Beban Hidup (*Live Load*).

Beban hidup adalah beban yang disebabkan oleh penggunaan maupun hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur pada waktu tertentu. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi terkadang dapat juga berarah horizontal. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat bergerak atau berpindah. Nilai beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013. Berat beban hidup disajikan dalam Tabel 3.4, selengkapnya dapat dilihat pada tabel 2.16.

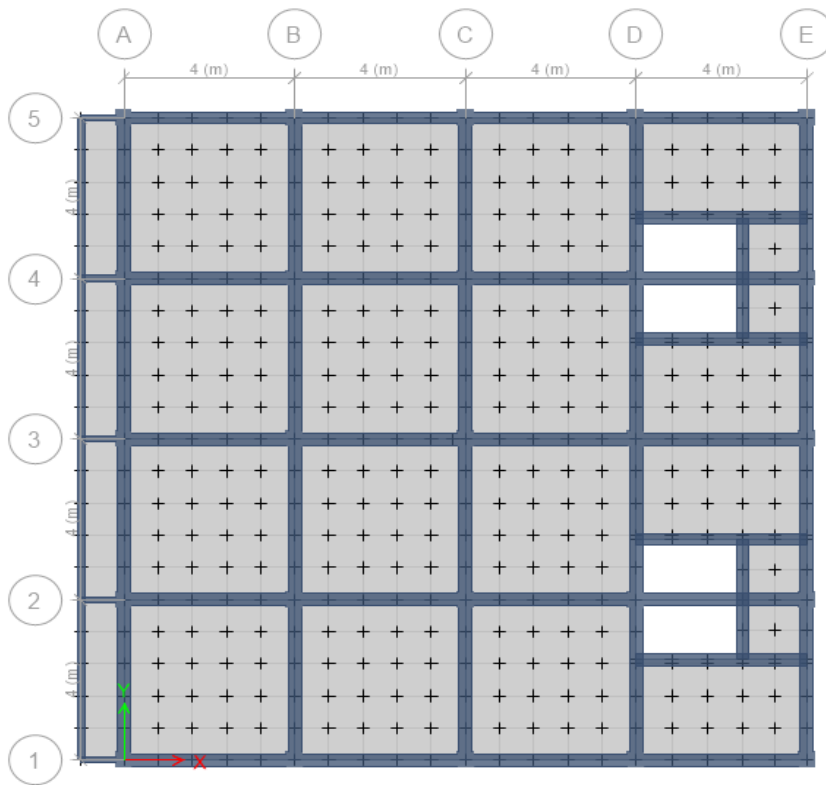
Tabel 3.4: Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013

Beban Hidup	Besarnya Beban
Beban Lantai Pertama	4,79 Kn/m ²
Beban Lantai Kedua	3,59 Kn/m ²
Beban Air Hujan	0,49 Kn/m ²

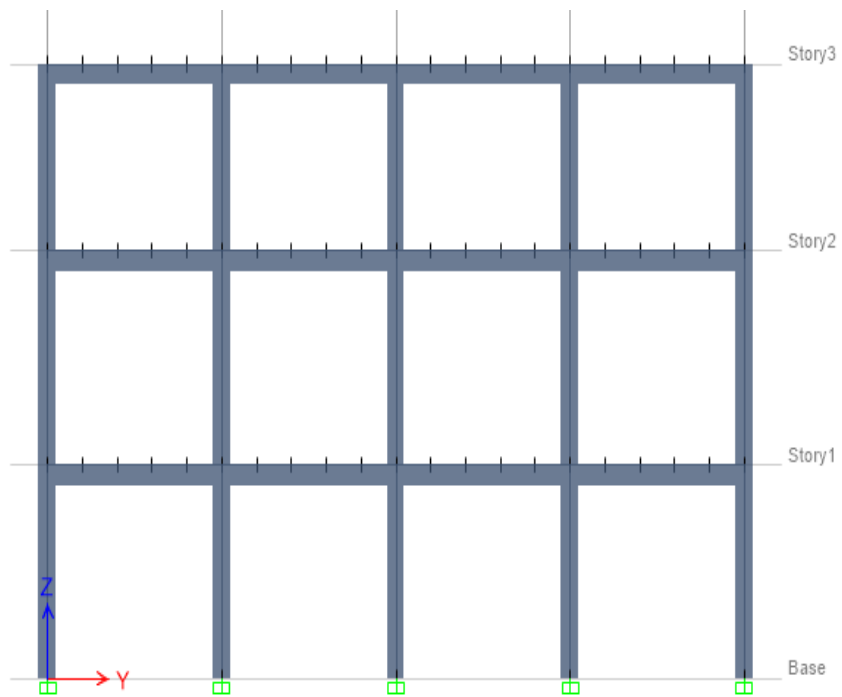
Selanjutnya beban yang diperoleh dari perhitungan dimasukkan sebagai beban area (*assign-shell load-uniform*) dalam program analisis struktur, sedangkan berat pelat sendiri akan dihitung otomatis oleh komputer dengan memasukkan faktor Reduksi 0,54 untuk *self weight multiplier* pada saat pembebanan (*loadcase*).

3.5. Ruko A di Lapangan

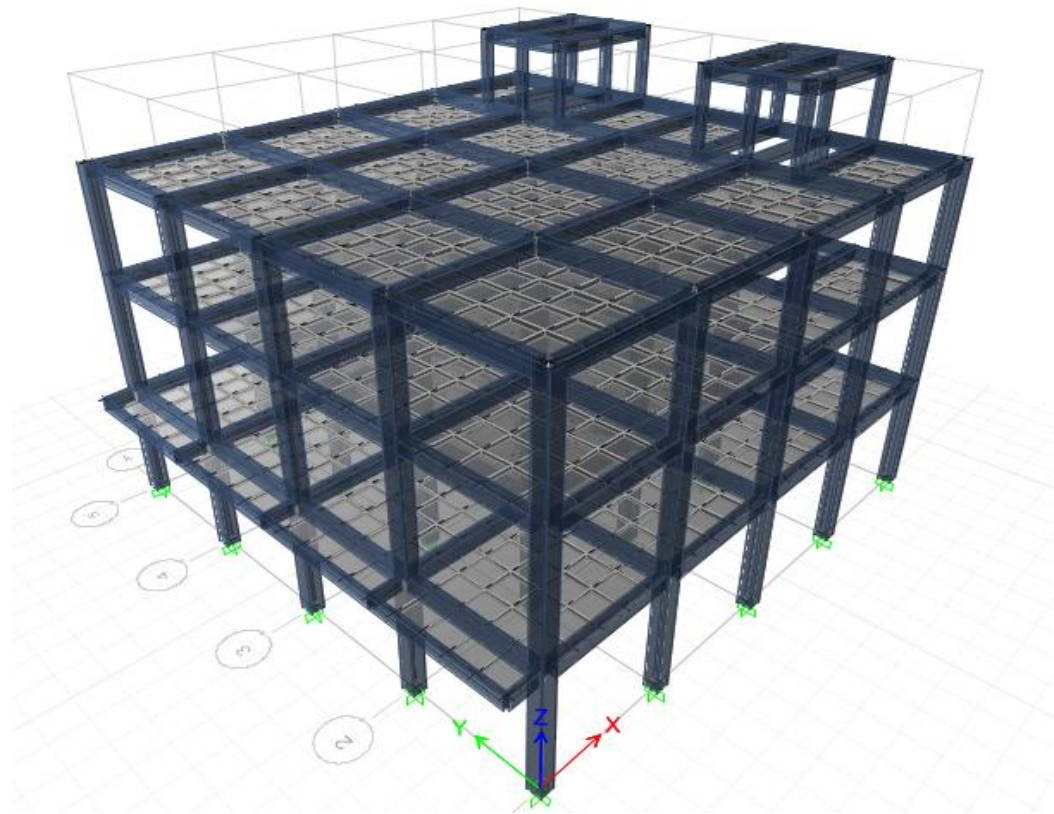
Model gedung yang pertama adalah bentuk struktur menggunakan rangka beton komposit dan pemikul momen khusus. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.3 – 3.5.



Gambar 3.3: Denah struktur beton Ruko A.



Gambar 3.4: Tampak samping bangunan arah x dan y Ruko A di lapangan.



Gambar 3.5: Tampak 3D struktur bangunan beton Ruko A di lapangan.

3.5.1. Dimensi Balok dan Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada Ruko A rangka beton momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Ukuran Penampang pada Ruko A di Lapangan.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok utama Lt.1 – Lt.3	400 × 250
Kolom Utama Lt.1-Lt.3	500 × 300

3.5.2. Analisis Respon Spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program analisis struktur. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*)

dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada sub bab 2.4. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode *CQC* atau *SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program analisis struktur yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai Perioda untuk Ruko A terdapat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Data perioda output program analisis struktur Ruko A di lapangan.

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,307	0	0,861
Modal	2	1,032	0,826	0
Modal	3	1,012	0	0,0021
Modal	4	0,395	0	0,1183
Modal	5	0,295	0,0001	0,0002
Modal	6	0,288	0,1366	0
Modal	7	0,234	6,98E-07	0,0181
Modal	8	0,201	1,64E-05	0,0001
Modal	9	0,19	0,0043	1,25E-05
Modal	10	0,184	0,0003	0,0001
Modal	11	0,175	0,0113	9,94E-07
Modal	12	0,158	0,0006	3,82E-06

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* ataukah *SRSS* dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Hasil selisih persentase nilai perioda Ruko A di Lapangan.

Mode	Persentase (%)	$CQC < 15\%$	$SRSS > 15\%$
T1-T2	21,04	Not ok	Ok
T2-T3	1,94	Ok	Not ok
T3-T4	60,97	Not ok	Ok
T4-T5	25,32	Not ok	Ok
T5-T6	2,37	Ok	Not ok
T6-T7	18,75	Not ok	Ok
T7-T8	14,10	Ok	Not Ok
T8-T9	5,47	Ok	Not ok
T9-T10	3,16	Ok	Not ok
T10-T11	4,89	Ok	Not ok
T11-T12	9,71	Ok	Not ok

Penjumlahan ragam respon menurut metode CQC atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 3.7, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada Model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat dengan menggunakan metode CQC .

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari analisis struktur nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) dari Ruko A adalah:

T arah X = 1,032 detik

T arah Y = 1,307 detik

Maka, menurut sub bab 2.5.8.2 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.17 dan 2.18 pada Bab 2.

$C_t = 0,0466$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$H_n = 11,5$ m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,9$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.14 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$).

Tabel 3.8: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Ruko A berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_{a \text{ min}}$	$T_{a \text{ maks}}$	T	Cek min	Cek maks
X	0,4198	0,5877	1,032	Ok	Not OK
Y	0,4198	0,5877	1,307	Ok	Not OK

b. Penentuan faktor respon gempa(C_s)

Berdasarkan sub bab 2.5.8.1 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.13-Pers. 2.15 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

1. C_s maksimum

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,587}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,07333$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,587}{0,588\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,114$$

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \geq 0,01$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.9.

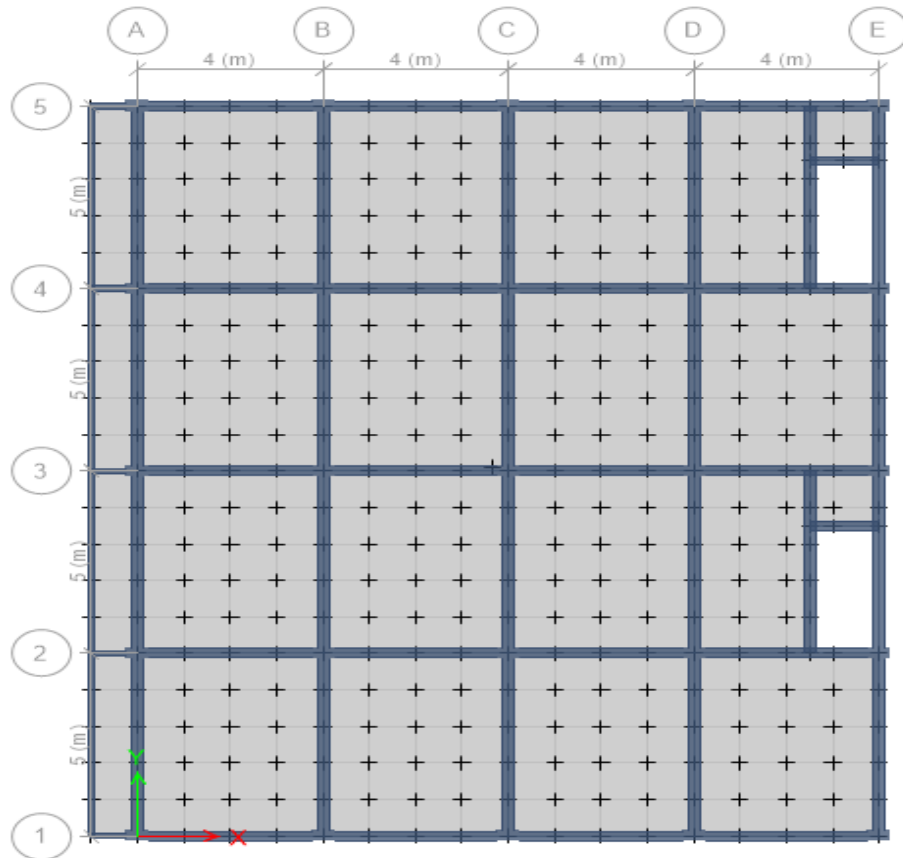
Tabel 3.9: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Ruko A.

Arah	$C_{s \text{ maks}}$	$C_{s \text{ hitungan}}$	$C_{s \text{ min}}$	C_s yang digunakan
X	0,073	0,0114	0,026	0,114
Y	0,073	0,0114	0,026	0,114

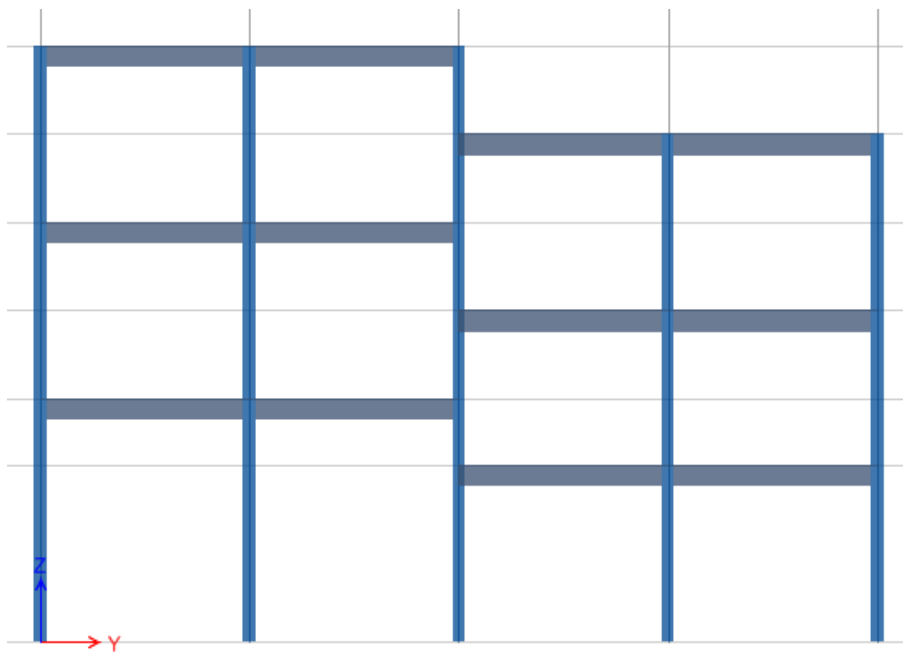
Pemilihan nilai C_s diatas di dapat karena nilai $C_{s \text{ hitungan}}$ lebih kecil diantara $C_{s \text{ min}}$ dan $C_{s \text{ maks}}$. Maka yang digunakan $C_{s \text{ maksimum}}$ sesuai peraturan SNI 1726:2012.

3.6. Ruko B di Lapangan

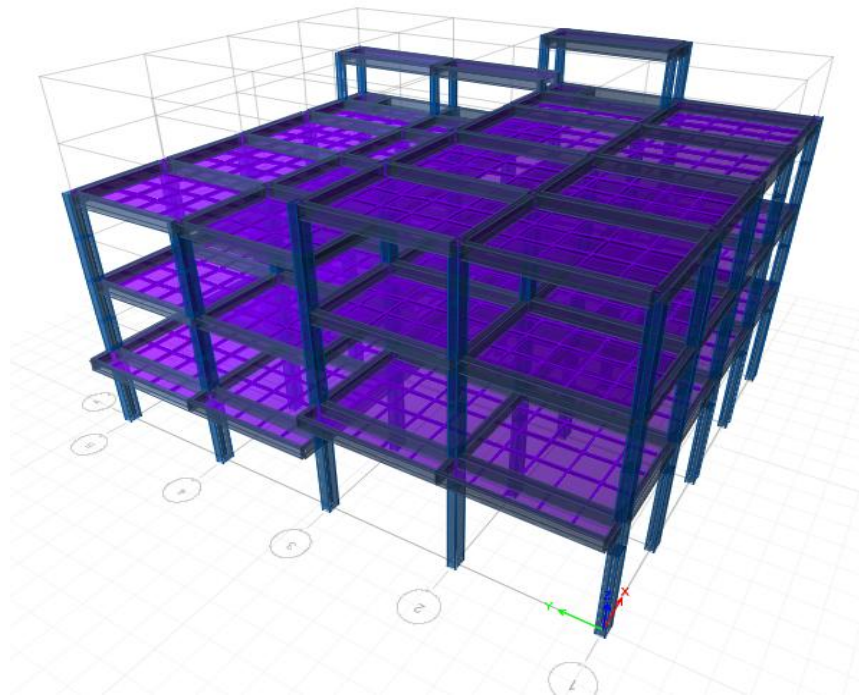
Model gedung yang kedua adalah bentuk struktur menggunakan rangka beton pemikul momen khusus. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.6-3.8.



Gambar 3.6: Denah struktur beton Ruko B di lapangan.



Gambar 3.7: Tampak samping bangunan arah x dan y Ruko B di lapangan.



Gambar 3.8: Tampak 3D struktur bangunan beton Ruko B di lapangan.

3.6.1. Dimensi Balok dan Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada Ruko B beton pemikul momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Ukuran penampang pada Ruko B di lapangan.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok utama Lt.1 – Lt.3	450 × 250
Kolom Utama Lt.1-Lt.3	500 × 300

3.6.2. Analisis Respon Spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program analisis struktur. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada sub bab 2.5. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode *CQC* atau *SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program analisis struktur yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai Perioda untuk Ruko B terdapat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Data perioda output program analisis struktur Ruko B di lapangan.

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,523	0,0004	0,9521
Modal	2	1,461	0,4735	0,0017
Modal	3	0,948	0,7136	0,0007
Modal	4	0,444	5,83E-06	0,0643
Modal	5	0,336	0,0216	0,0008
Modal	6	0,299	0,0481	0,0005
Modal	7	0,27	0,0002	0,0114
Modal	8	0,218	0,0029	3,81E-05
Modal	9	0,208	0,0044	1,12E-05
Modal	10	0,199	0,0035	2,01E-05
Modal	11	0,178	0,0004	1,36E-05
Modal	12	0,16	0,0104	4,87E-06

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* ataupun *SRSS* dapat dilihat pada Tabel 3.12.

Tabel 3.12: Hasil selisih persentase nilai perioda Ruko B di lapangan.

Mode	Persentase (%)	<i>CQC</i> < 15%	<i>SRSS</i> > 15%
T1-T2	23,61	Not Ok	Ok
T2-T3	10,14	Ok	Not Ok
T3-T4	53,16	Not Ok	Ok
T4-T5	24,32	Not Ok	Ok
T5-T6	11,01	Ok	Not Ok

Tabel 3.12: *Lanjutan.*

Mode	Persentase (%)	$CQC < 15\%$	$SRSS > 15\%$
T6-T7	9,70	Ok	Not Ok
T7-T8	19,26	Not Ok	Ok
T8-T9	4,59	Ok	Not Ok
T9-T10	4,53	Ok	Not Ok
T10-T11	10,55	Ok	Not Ok
T11-T12	10,11	Ok	Not Ok

Penjumlahan ragam respon menurut metode CQC atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 3.12, diperoleh nilai partisipasi massa ($Sum UX$ dan $Sum UY$) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada Model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat dengan menggunakan metode CQC .

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari program analisis struktur nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) dari Ruko B di lapangan adalah:

$$T \text{ arah X} = 1,523 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah Y} = 1,461 \text{ detik}$$

Maka, menurut sub bab 2.5.8.2 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.17 dan 2.18 pada Bab 2.

$$C_t = 0,0466 \text{ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)}$$

$$H_n = 13 \text{ m (tinggi gedung daridasar)}$$

$$X = 0,9 \text{ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.14 dengan nilai } SD1 \geq 0,4 \text{).}$$

Tabel 3.13: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Ruko B berdasarkan SNI1726:2012.

Arah	$T_{a\ min}$	$T_{a\ maks}$	T	Cek min	Cek maks
X	0,4198	0,5877	1,523	Ok	Not OK
Y	0,4198	0,5877	1,461	Ok	Not OK

b. Penentuan faktor respon gempa (C_s)

Berdasarkan sub bab 2.5.8.1 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.13–Pers. 2.15 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

1. C_s maksimum

$$C_s\ \text{maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$= \frac{0,587}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0733$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_s\ \text{hasil hitungan} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$= \frac{0,587}{0,656\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,10127$$

3. C_s minimum

$$C_s\ \text{minimum} = 0,044 S_{DS} \geq 0,01$$

$$C_s\ \text{minimum} = 0,0258133 \geq 0,01$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.14.

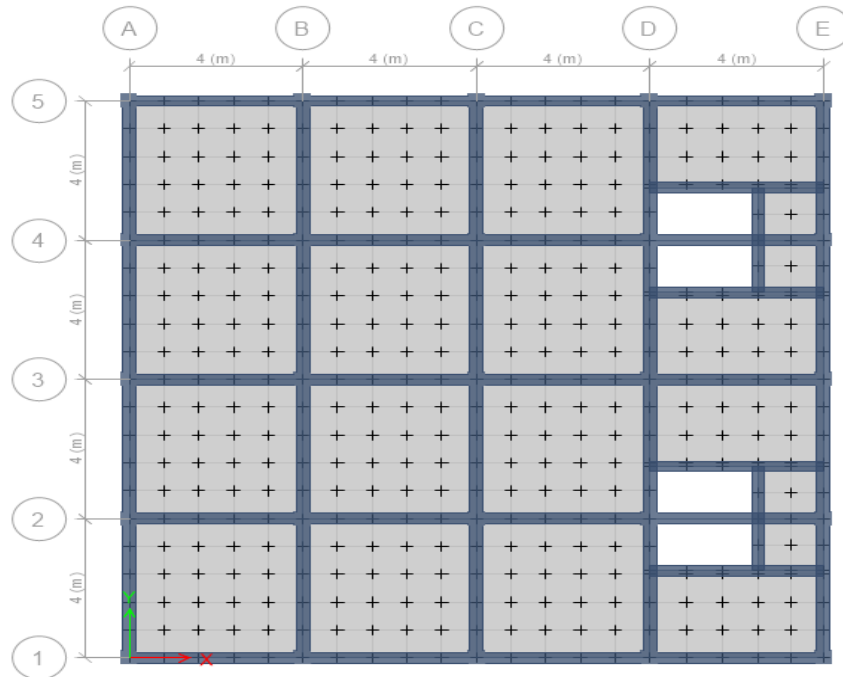
Tabel 3.14: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Ruko B.

Arah	$C_s\ maks$	$C_s\ hitungan$	$C_s\ min$	C_s yang digunakan
X	0,073	0,1131	0,0258	0,1131
Y	0,073	0,1131	0,0258	0,1131

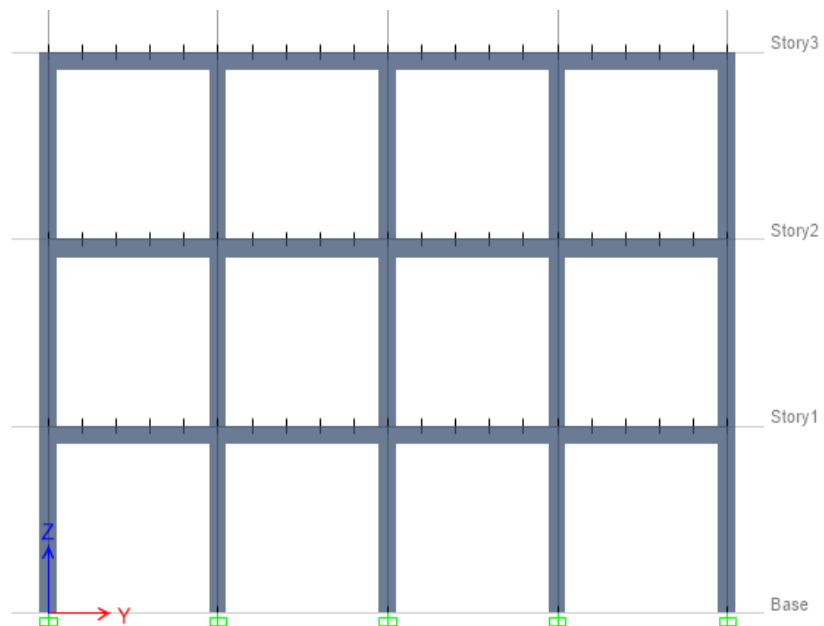
Pemilihan nilai C_s di atas didapat karena nilai $C_{s\ hitungan}$ lebih kecil diantara $C_{s\ minimum}$ dan $C_{s\ maksimum}$. Maka yang digunakan $C_{s\ maksimum}$ sesuai peraturan SNI 1726:2012.

3.7. Ruko C di Lapangan

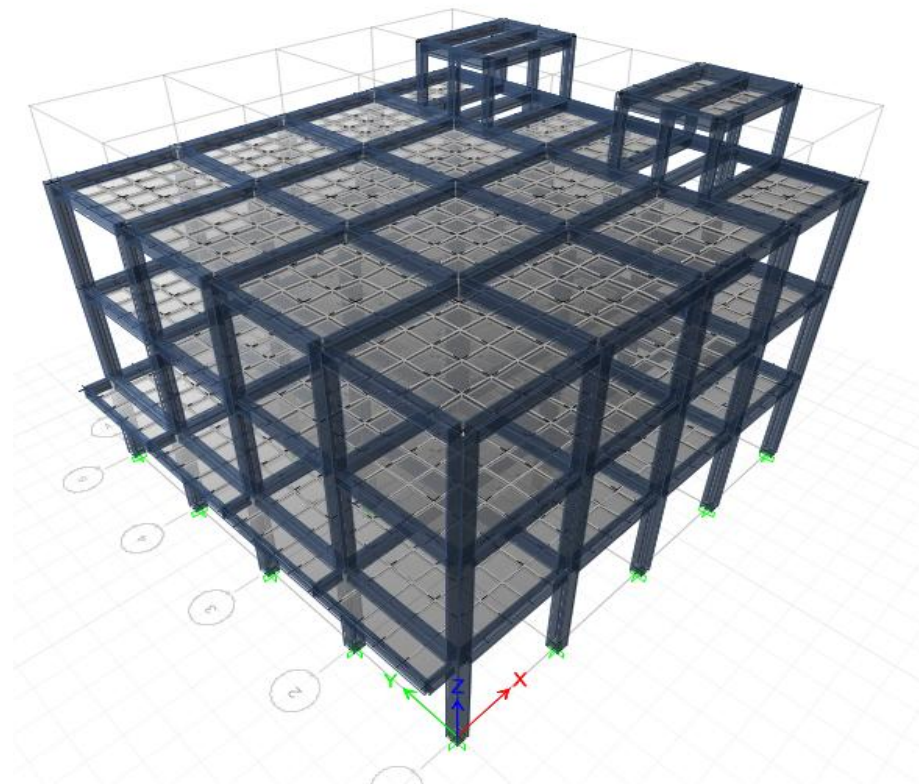
Model gedung yang ketiga adalah bentuk struktur menggunakan rangka beton pemikul momen khusus. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.9 – 3.11.



Gambar 3.9: Denah struktur beton Ruko C di lapangan.



Gambar 3.10: Tampak samping bangunan arah x dan y Ruko C di lapangan.



Gambar 3.11: Tampak 3D struktur bangunan beton Ruko C di lapangan.

3.7.1. Dimensi Balok dan Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada Ruko C rangka beton pemikul momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.15.

Tabel 3.15: Ukuran penampang pada Ruko C di lapangan.

Uraian	Dimensi (mm)
Kolom Utama Lt.1-Lt.3	500 × 200
Balok Utama Lt.1-Lt.3	300 × 200

3.7.2. Analisis Respon Spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program analisis struktur. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada sub bab

2.4. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode *CQC* atau *SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program analisis struktur yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai Perioda untuk Ruko C terdapat pada Tabel 3.16.

Tabel 3.16: Data perioda output program analisis struktur Ruko C di lapangan.

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.373	0	0,8703
Modal	2	1,66	0,0007	0,0006
Modal	3	1,539	0,8041	0
Modal	4	0,745	0	0,1162
Modal	5	0,487	1,16E-05	2,68E-05
Modal	6	0,455	1,38E-06	0,0128
Modal	7	0,408	0,1568	0
Modal	8	0,275	0	8,06E-07
Modal	9	0,262	4,38E-05	4,66E-06
Modal	10	0,244	0	2,87E-06
Modal	11	0,211	0,0354	0
Modal	12	0,202	0,0001	1,25E-06

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* ataukah *SRSS* dapat dilihat pada Tabel 3.17.

Tabel 3.17: Hasil selisih persentase nilai perioda Ruko C di lapangan.

Mode	Persentase (%)	$CQC < 15\%$	$SRSS > 15\%$
T1-T2	30,05	Not OK	OK
T2-T3	7,29	OK	Not OK
T3-T4	51,59	Not OK	OK
T4-T5	34,63	Not OK	OK
T5-T6	8,62	OK	Not OK
T6-T7	8,31	OK	Not OK
T7-T8	32,60	Not OK	OK
T8-T9	4,73	OK	Not OK
T9-T10	6,87	OK	Not OK
T10-T11	13,52	OK	Not OK
T11-T12	4,27	OK	Not OK

Penjumlahan ragam respon menurut metode CQC atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 3.17, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada Model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat dengan menggunakan metode CQC .

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari program analisis struktur nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) dari Ruko C adalah:

T arah X = 1,66 detik

T arah Y = 2,373 detik

Maka, menurut sub bab 2.6.7 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.17 dan 2.18 pada Bab 2.

$C_t = 0,0466$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$H_n = 12$ m (tinggi gedung daridasar)

$X = 0,9$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.14 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$).

Tabel 3.18: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Ruko C berdasarkan SNI1726:2012.

Arah	$T_{a\ min}$	$T_{a\ maks}$	T	Cek min	Cek maks
X	0,4198	0,5877	1,660	Ok	Not OK
Y	0,4198	0,5877	2,373	Ok	Not OK

b. Penentuan faktor respon gempa(C)

Berdasarkan sub bab 2.5.8.1 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.13–Pers. 2.15 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

1. C_s maksimum

$$\begin{aligned} C_{s\ \text{maksimum}} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \\ &= \frac{0,587}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0733 \end{aligned}$$

2. C_s hasil hitungan

$$\begin{aligned} C_{s\ \text{hasil hitungan}} &= \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \\ &= \frac{0,587}{0,611\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,108836 \end{aligned}$$

3. C_s minimum

$$C_{s\ \text{minimum}} = 0,044 S_{DS} \geq 0,01$$

$$C_{s\ \text{minimum}} = 0,0258133 \geq 0,01$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.19.

Tabel 3.19: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Ruko C di lapangan.

Arah	$C_{s maks}$	$C_{s hitungan}$	$C_{s min}$	C_s yang digunakan
X	0,073	0,1131	0,0258	0,1131
Y	0,073	0,1131	0,0258	0,1131

Pemilihan nilai C_s di atas didapat karena nilai $C_{s hitungan}$ lebih kecil diantara $C_{s minimum}$ dan $C_{s maksimum}$. Maka yang digunakan $C_{s maksimum}$ sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

3.8. Penentuan Sendi Plastis

Pemasukan data sendi plastis pada model struktur bangunan sesuai dengan penentuan tempat terjadinya sendi plastis. Sendi plastis diharapkan terjadi pada balok utama dan kolom. Untuk balok dikenakan beban momen arah sumbu lokal 3 (M3), sedangkan pada kolom dikenakan beban gaya aksial (P) dan momen (M) Sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3 (PM2M3).

3.9. Analisis *Pushover*

Analisis dan modelisasi struktur tiga dimensi untuk mengevaluasi kinerja dengan analisis statik nonlinier *pushover* dilakukan menggunakan program analisis struktur dan mengacu pada beberapa peraturan/literatur seperti FEMA 356 dan SNI Gempa 2012.

Analisis hasil dan pengolahan data dilakukan dengan mengolah hasil keluaran dari program analisis struktur dalam bentuk grafik dan tabel untuk respon-respon yang ditinjau. Hasil keluaran yang dianalisis yaitu kurva *pushover* dan penyebaran lokasi terjadinya sendi plastis.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Umum

Bab ini akan membahas tentang hasil studi dari hasil analisis oleh program analisis struktur serta akan diperiksa berdasarkan peraturan yang telah ditentukan oleh SNI 1726:2012. Bab ini juga akan membandingkan hasil dari perilaku bangunan ruko dengan menggunakan Pushover Analisis dengan Metode Koefisien Perpindahan.

4.2. Hasil Analisis Struktur Ruko A di Lapangan

Pada Ruko A analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi jumlah kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.2.1. Gaya Geser

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah x maupun arah y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respon spectrum program analisa struktur sangat teliti sehingga arah x dan arah y tidak sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur rangka pemikul momen khusus. Oleh karena itu, hasil perioda yang diperoleh terhadap arah x dan arah y tidak sama. Ketentuan ini berlaku pada gedung setiap model.

Dari hasil analisis respon spektrum yang menggunakan program analisis struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726-2012 yang disajikan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum.

TABEL: <i>Base Reactions</i>		
<i>Outpu Case</i>	FX (Kgf)	FY (Kgf)
Gempa X	51007,56	12,64
Gempa Y	12,64	42113,01

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon spektrum terhadap respon ragam pertama.

- Gempa Arah X

$$\begin{aligned}V_{Ix} &= C_s \times W_t \\ &= 0.1131 \times 941767,83 \\ &= 106531,9416 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekivalen arah x)}\end{aligned}$$

- Gempa Arah Y

$$\begin{aligned}V_{Iy} &= C_s \times W_t \\ &= 0.1131 \times 941767,83 \\ &= 106531,9416 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekivalen arah y)}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol faktor skala:

- Arah X

$$\begin{aligned}V_x &= 51007,56 \text{ K gf} \\ V_{Ix} &= 106531,9416 \text{ Kgf}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat } V_x &\leq 0,85 V_{Ix} \\ 51007,56 &\leq 0,85 \times 106531,9416 \\ 51007,56 &\leq 90552,15\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Ix}}{V_x} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 106531,9416}{51007,56} = 1,77 \geq 1 \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

- Arah Y

$$\begin{aligned}V_y &= 42113,01 \text{ Kgf} \\ V_{Iy} &= 106531,9416 \text{ Kgf}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat } V_y &\leq 0,85 V_{Iy} \\ 42113,01 &\leq 0,85 \cdot 106531,9416 \\ 42113,01 &\leq 90552,15\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Iy}}{V_y} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 106531,9416}{42113,01} = 2,15 \geq 1 \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Tabel 4.2: Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Ruko A.

V1 ELF		Vt CQC		Faktor Skala	
Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x	Arah y
106531,9416	106531,9416	51007,56	42113,01	1,2263	1,2263

4.2.2. Koreksi Faktor Redudansi

Berdasarkan sub bab 2.4.8 (3), bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub bab 2.4.8 (3) dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi dizinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.3-4.4 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.3: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko A di lapangan terhadap gempa x.

Lantai	V_x (kgf)	V_y (kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor 3</i>	23330,16	28,54	18204,6340	4,5115	OK	OK
<i>Floor 2</i>	42177,09	20,55	18204,6340	4,5115	OK	OK
<i>Floor 1</i>	52013,24	12,89	18204,6340	4,5115	OK	OK

Tabel 4.4: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko A di lapangan terhadap gempa y.

Lantai	V_x (kg)	V_y (kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor3</i>	5,94	18503,56	4,5115	15030,1585	OK	OK
<i>Floor2</i>	9,44	33957,93	4,5115	15030,1585	OK	OK
<i>Floor1</i>	12,89	42943,31	4,5115	15030,1585	OK	OK

Dari Tabel 4.3-4.4 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 1-3 dengan redundansi 1,0 memenuhi syarat lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar.

Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1.

4.2.3. Beban Kombinasi

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program analisis struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.5867$ diperoleh dari sub bab 3.2, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729:2012 dengan nilai $\rho = 1$ dan $S_{ds} = 0,5867$.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,44	DL	1,0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	0,96	DL	1,0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,07	DL	1,0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,33	DL	1,0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,44	DL	1,0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	0,96	DL	1,0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,33	DL	1,0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,07	DL	1,0	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,66	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,77	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	1,03	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,14	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,66	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	1,03	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,77	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

4.2.4. Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_x) yang timbul di semua tingkat dapat ditentukan oleh:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad \text{dimana} \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagaiberikut:

- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$.
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$.
- Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi berikut cara mendapatkan nilai k .

Karena nilai $T_x = 1,039$ dan $T_y = 1,311$ maka untuk mendapatkan nilai k harus diinterpolasi.

$$k_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,039 - 0,5) = 1,269$$

$$k_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,311 - 0,5) = 1,405$$

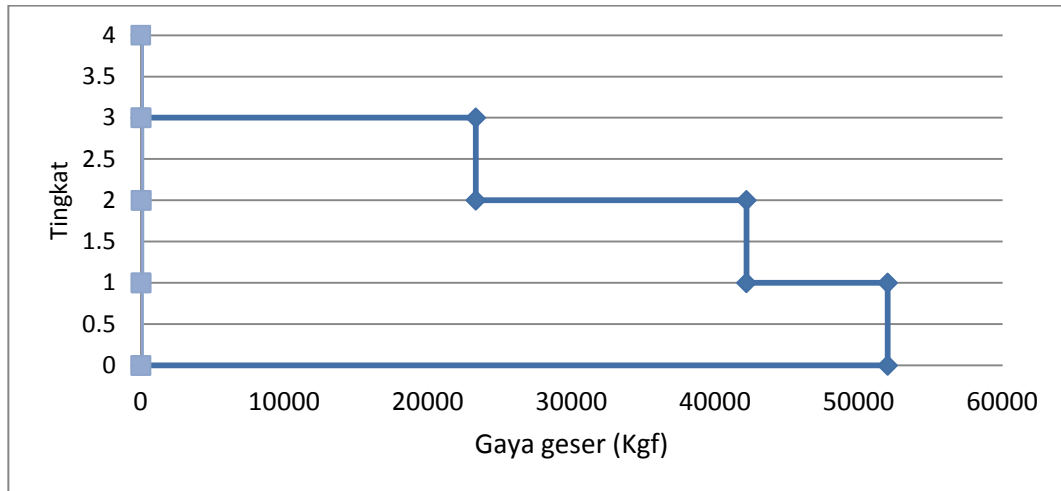
Setelah dilakukan perhitungan, didapatlah nilai dari distribusi gaya geser horizontal arah x berdasarkan metode analisis statik ekuivalen.

4.2.5. Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.6 - 4.7.

Tabel 4.6: Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa x Ruko A.

<i>TABLE: Story Response Seismic X</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation (M)</i>	<i>Location</i>	<i>X-Dir (Kgf)</i>	<i>Y-Dir (Kgf)</i>
<i>Floor 3</i>	11,5	<i>Top</i>	23330,16	28,54
		<i>Bottom</i>	23330,16	28,54
<i>Floor2</i>	8	<i>Top</i>	42177,09	20,55
		<i>Bottom</i>	42177,09	20,55
<i>Floor1</i>	4	<i>Top</i>	52013,24	12,89
		<i>Bottom</i>	52013,24	12,89
<i>Basement</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

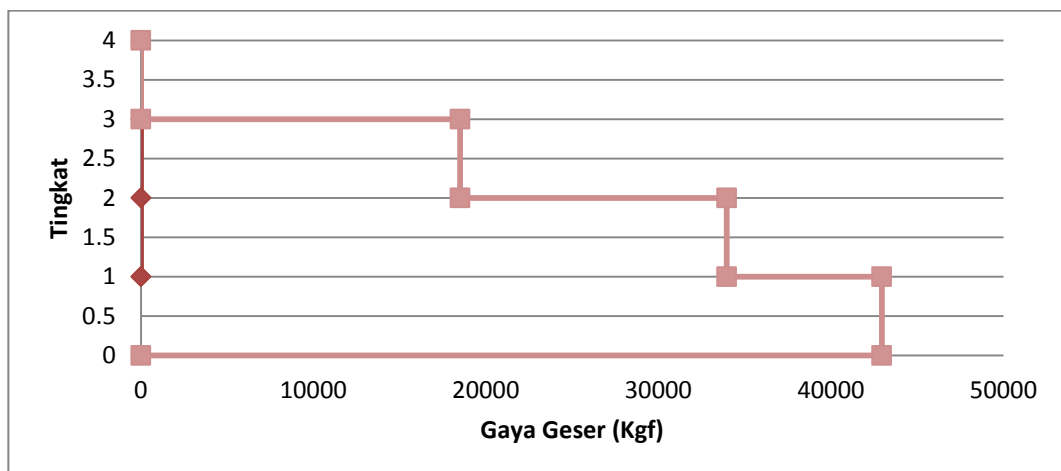


Gambar 4.1: Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x Ruko A.

Tabel 4.7: Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa y Ruko A.

TABLE: Story Responce Seismic Y

Story	Elevation (M)	Location	X-Dir (Kgf)	Y-Dir (Kgf)
Floor 3	11,5	Top	5,94	18503,56
		Bottom	5,94	18503,56
Floor2	8	Top	9,44	33957,93
		Bottom	9,44	33957,93
Floor1	4	Top	12,89	42943,31
		Bottom	12,89	42943,31
Basement	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



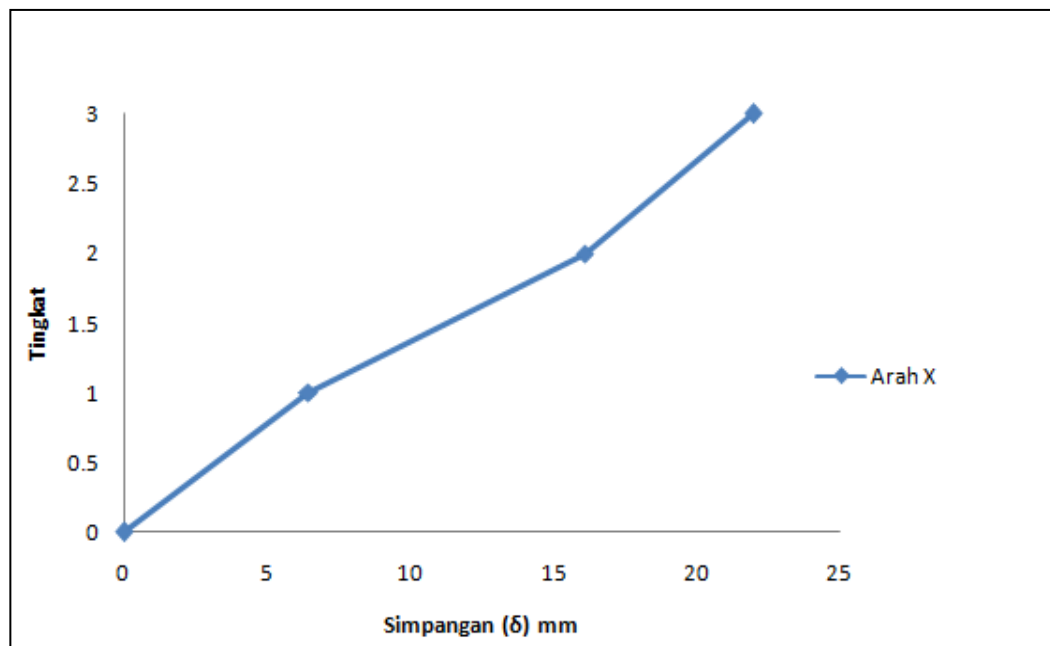
Gambar 4.2: Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y Ruko A.

4.2.6. Nilai Simpangan

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai teratas dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Pada tabel 4.8-4.9 menunjukkan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Ruko A.

Tabel 4.8: Nilai simpangan gedung Ruko A di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

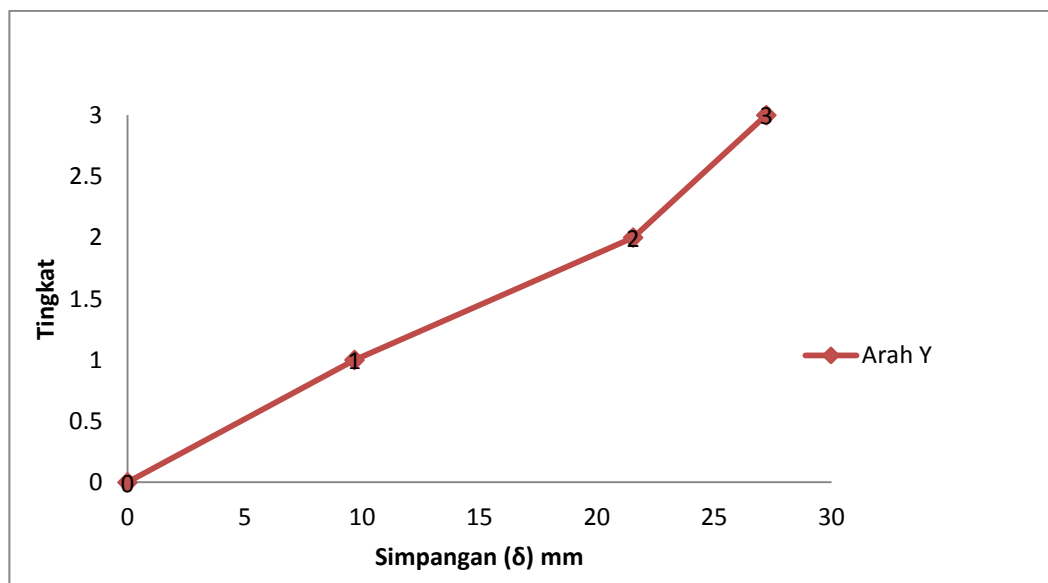
Lt	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/p$ (mm)	Ce k	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
3	11500	21,9820	0,003	120,901	0,0165	32,2355	0,0055	70,0	OK	OK
2	8000	16,1210	0,002	88,6655	0,0110	53,1465	0,0055	80,0	OK	OK
1	4000	6,4580	0,001	35,5190	0,0055	35,5190	0,0055	80,0	OK	OK
0										



Gambar 4.3: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x Ruko A.

Tabel 4.9: Nilai simpangan gedung Ruko A di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a / \rho$ (mm)	Ce k X	Ce k Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
3	11500	0,0010	27,221	0,0055	149,7155	0,0038	31,2235	70,0	OK	OK
2	8000	0,0003	21,544	0,0017	118,492	0,0110	65,2905	80,0	OK	OK
1	400	0,0010	9,673	0,0055	53,2015	0,0055	53,2015	80,0	OK	OK
0										



Gambar 4.4: Perbandingan simpangan respons spektrum arah y Ruko A.

Pada Tabel 4.8-4.9 di atas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besar simpangan arah sumbu x dan y berbeda, hal ini diakibatkan oleh sistem penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.2.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y dapat dilihat pada Tabel 4.10 dan 4.11.

Tabel 4.10: Kontrol P-delta pada arah x untuk Ruko A di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (Kgf)	Beban Vertikal Total (kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
<i>Floor3</i>	11500	32,236	23330,16	253181,03	253226,93	0,006	OK
<i>Floor2</i>	8000	53,147	42177,09	325941,92	579168,85	0,017	OK
<i>Floor1</i>	4000	35,519	52013,24	362644,88	941813,74	0,029	OK

Tabel 4.11: Kontrol P-delta pada arah y untuk Ruko A di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_y (kgf)	Beban Vertikal Total (kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
<i>Floor 3</i>	11500	31,224	18503,56	253181,03	253226,93	0,007	OK
<i>Floor2</i>	8000	65,291	33957,93	325941,92	579168,85	0,025	OK
<i>Floor1</i>	4000	53,202	42943,31	362644,88	941813,74	0,053	OK

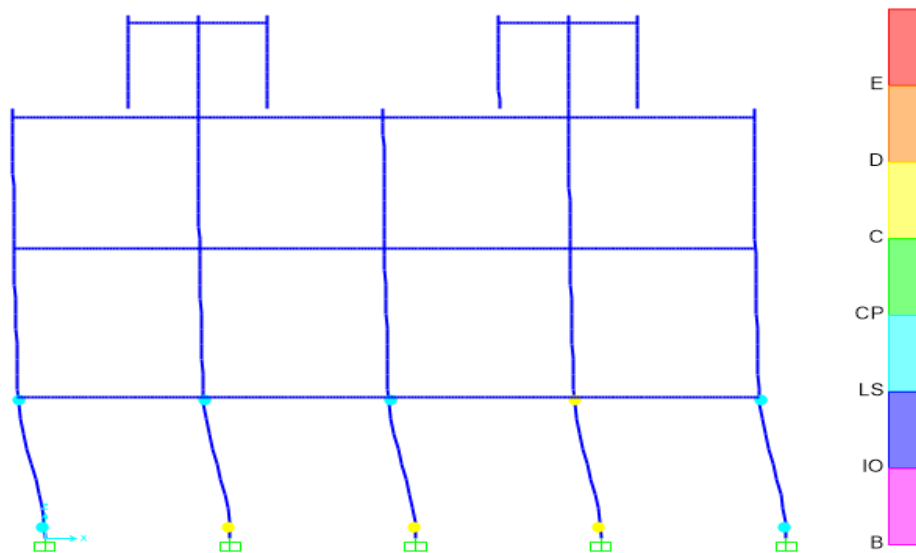
Dari Tabel 4.10 dan 4.11 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Ruko A dapat diabaikan.

4.2.8. Kapasitas Struktur

Dari output analisis *pushover* didapatkan kurva kapasitas dari struktur, selanjutnya dari kurva kapasitas akan dievaluasi berdasarkan FEMA 356. Kurva kapasitas hasil analisis *pushover* untuk masing-masing arah adalah sebagai berikut:

a. Kapasitas Sistem Rangka (Arah x-x)

Dari hasil *running pushover analysis* dengan program analisis struktur untuk arah x-x didapatkan 19 Step pola beban dorong yang diberikan pada struktur hingga struktur mengalami keruntuhan. Dari 19 Step beban dorong tersebut dapat digambarkan dalam grafik hubungan gaya dan perpindahan terhadap struktur. Step pola beban dorong hasil *running* dengan program analisis struktur dapat dilihat pada Lampiran D Tabel D1. Dari Tabel tersebut dapat dilihat bahwa pada setiap kenaikan beban dorong yang diberikan maka kondisi plastifikasi pada elemen juga akan meningkat secara bertahap hingga mengalami keruntuhan. Pada Gambar 4.5 adalah lokasi terjadinya sendi plastis maksimum pada elemen struktur yang untuk beban dorong arah x-x sebagai berikut:

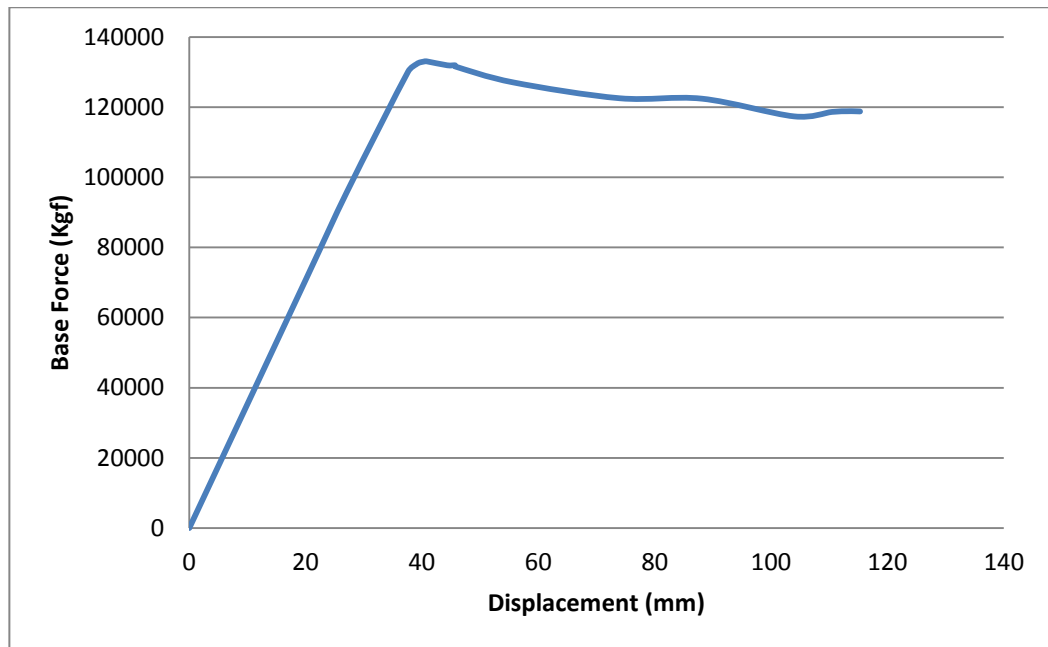


Gambar 4.5: Push x step 19 Ruko A.

Pada step 19 program berhenti melakukan iterasi. Sendi plastis muncul hampir di seluruh elemen balok serta kolom. Pada tahap ini nilai *displacement* 115,28 mm dan $V= 118778.21$ Kgf, serta terjadi penurunan besarnya gaya geser dasar karena telah memasuki kondisi *limit nonlinear*. Terlihat pada Gambar 4.5 terjadi distribusi sendi plastis yang menentukan yaitu level C yang berwarna kuning yang menunjukkan batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung. Sendi plastis level C sudah terbentuk pada kolom lantai dasar.

Dari Tabel D1 yang terdapat pada Lampiran D dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah x-x dan dapat dilihat pada Gambar 4.6.

Pada Gambar 4.6, grafik menunjukkan bahwa pada saat perpindahan 40,76 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku inelastis sampai perpindahan 115,28 mm.

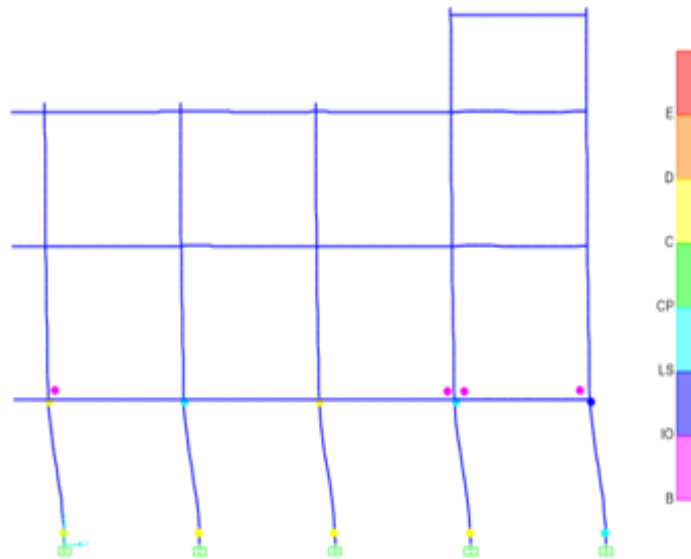


Gambar 4.6: Kurva kapasitas sistem rangka arah x-x Ruko A.

b. Kapasitas Sistem Rangka (Arah y-y)

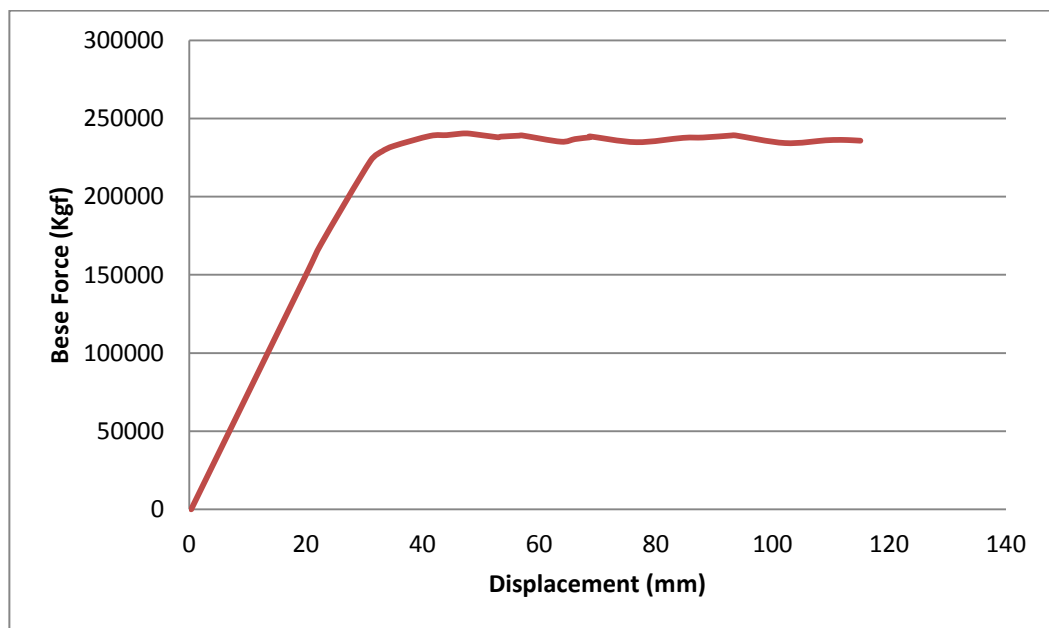
Pada sistem rangka arah y-y, terdapat 30 step pola beban dorong yang diberikan pada struktur hingga mengalami keruntuhan seperti pada Lampiran D Tabel D2. Untuk arah y-y mekanisme terbentuknya sendi plastis maksimum dapat dilihat pada Gambar 4.7. Pada step 30 program berhenti melakukan iterasi. Sendi plastis muncul hampir di seluruh elemen balok serta kolom. Pada tahap ini nilai *displacement* 115,03 mm dan $V = 235817,79$ Kgf, serta terjadi penurunan besarnya gaya geser dasar karena telah memasuki kondisi *limit nonlinear*. Terlihat pada Gambar 4.5 terjadi distribusi sendi plastis yang menentukan yaitu level C yang berwarna kuning yang menunjukkan batas maksimum gaya geser yang masih

mampu ditahan gedung. Sendi plastis level C sudah terbentuk pada kolom lantai dasar.



Gambar 4.7: Push y step 30 Ruko A.

Dari Tabel D2 yang terdapat pada Lampiran D dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah y-y dan dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8: Kurva kapasitas sistem rangka arah y-y Ruko A.

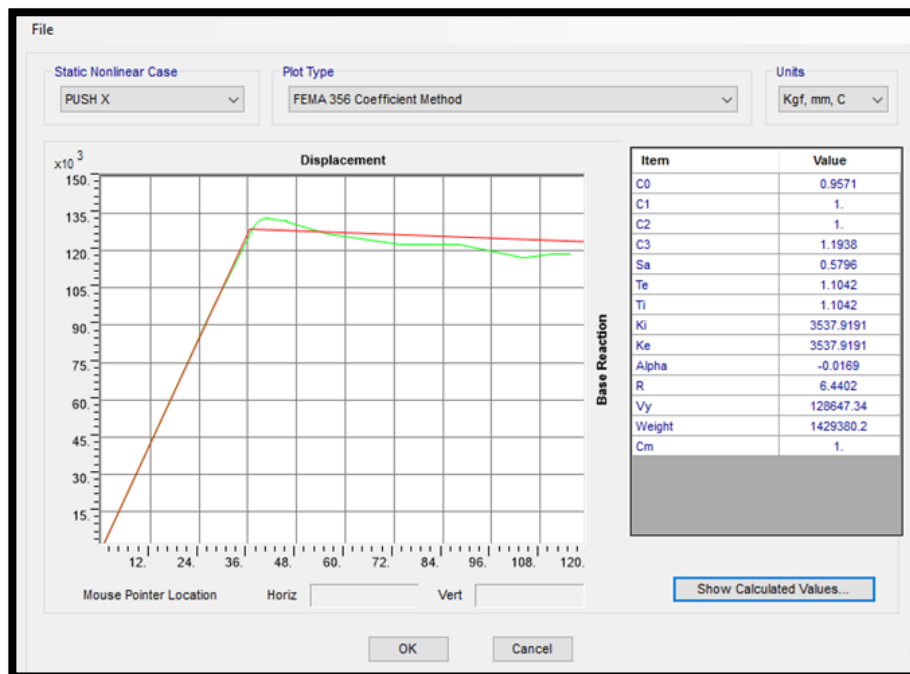
Pada Gambar 4.8, grafik menunjukkan pada saat perpindahan 48,15 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku inelastis sampai perpindahan 115,03 mm. Selanjutnya struktur akan mengalami keruntuhan dengan ditandai penurunan kurva dengan tajam.

4.2.9. Target Perpindahan (FEMA 356)

Metode Koefisien Perpindahan atau *Displacement Coefficient Method* (FEMA 356) secara *default* sudah *built-in* terdapat pada program analisis stuktur.

a. Target Perpindahan Arah x-x

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah x-x dapat dilihat pada Gambar 4.9. *Performance point* didapat dari titik perpotongan antara *bilinear force curve* (garis merah) paling besar dengan *capacity curve* (garis hijau).



Gambar 4.9: Kurva *bilinear pushover* arah x-x Ruko A.

Dari Gambar 4.9 dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode FEMA 356 secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut.

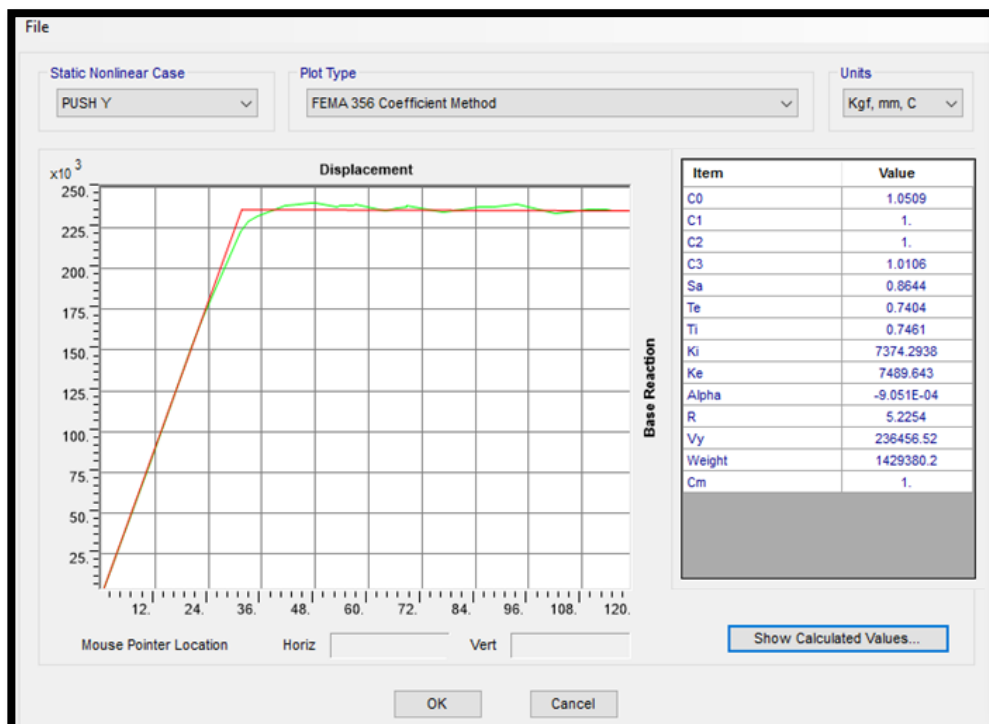
$$C_3 = 1,1938 \text{ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai negatif)}$$

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti dibawah ini.

$$\begin{aligned} \delta_T &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 0,9571 \times 1 \times 1 \times 1,1938 \times 0,5796 \times \frac{1,1042^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,200842 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Target Perpindahan Arah y-y

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah y-y dapat dilihat pada Gambar 4.10. *Performance point* didapat dari titik perpotongan antara *bilinear force curve* (garis merah) paling besar dengan *capacity curve* (garis hijau).



Gambar 4.10: Kurva *bilinear pushover* arah y-y Ruko A.

Dari Gambar 4.10 dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode FEMA 356 secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut.

$$C_3 = 1,0106 \text{ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai negatif)}$$

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti dibawah ini.

$$\begin{aligned} \delta_T &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 1,0509 \times 1 \times 1 \times 1,0106 \times 0,8644 \times \frac{0,7404^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,125181 \text{ m} \end{aligned}$$

Nilai target perpindahan (δ_T) digunakan sebagai parameter peralihan ultimit (δ_u) dalam perhitungan parameter daktilitas peralihan aktual struktur. Titik leleh pertama (δ_y) ditentukan dengan metode luas area ekuivalen atau kurva idealis (*bilinear*) yang sama dengan kurva kapasitas.

Tabel 4.12: Daktilitas peralihan aktual (μ_Δ) Ruko A.

Arah	δ_y (mm)	V_y (Kg)	δ_T (mm)	V_T (Kg)	Daktilitas (μ_Δ)
X	27,075	95789,73	200,842	118778,21	7,4
Y	22,591	169686,14	125,181	235817,75	5,5

4.3. Hasil Analisis Struktur Ruko B di Lapangan

Pada Ruko B analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi jumlah kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.3.1. Gaya Geser

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah x maupun arah y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respon spektrum program analisa struktur sangat teliti sehingga arah x dan arah y tidak sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur rangka pemikul momen khusus. Oleh karena itu, hasil perioda yang diperoleh terhadap arah x dan arah y tidak sama. Ketentuan ini berlaku pada gedung setiap model.

Dari hasil analisis respon spektrum yang menggunakan program analisis struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726:2012 yang disajikan pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13: Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum.

TABEL: <i>Base Reactions</i>		
<i>Output Case</i>	FX (Kgf)	FY (Kgf)
Gempa X	66810,11	2279,98
Gempa Y	2279,98	52150,55

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon spektrum terhadap respon ragam pertama.

- Gempa Arah X

$$\begin{aligned}V_{Ix} &= C_s \times W_t \\ &= 0.1131 \times 1054022,31 \\ &= 119209,92 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekuivalen arah x)}\end{aligned}$$

- Gempa Arah Y

$$\begin{aligned}V_{Iy} &= C_s \times W_t \\ &= 0.1131 \times 1054022,31 \\ &= 119209,92 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekuivalen arah y)}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 kontrol faktor skala:

- Arah X

$$V_x = 66810,11 \text{ Kgf}$$

$$V_{Ix} = 119209,92 \text{Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_x \leq 0,85 \cdot V_{Ix}$$

$$66810,11 \leq 0,85 \cdot 119209,92$$

$$66810,11 < 101328,432$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Ix}}{V_x} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 119209,92}{66810,11} = 1,52 > 1 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Arah Y

$$V_y = 52150,55 \text{ Kgf}$$

$$V_{Iy} = 119209,92 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_y \leq 0,85 \cdot V_{Iy}$$

$$52150,55 \leq 0,85 \cdot 119209,92$$

$$52150,55 < 101328,432$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Iy}}{V_y} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 119209,92}{52150,55} = 1,94 > 1 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Tabel 4.14: Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Ruko B.

V1 ELF		Vt CQC		Faktor Skala	
Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x	Arah y
119209,92	119209,92	66810,11	52150,55	1,2263	1,2263

4.3.2. Koreksi Faktor Redudansi

Berdasarkan sub bab 2.5.8 (3), bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub bab 2.5.8 (3) dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi dizinkan diambil

1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.15-4.16 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.15: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko B di lapangan terhadap gempa x.

Lantai	V _x (Kgf)	V _y (Kgf)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
3.1	16050,37	552,35	15142,6695	550,7390	OK	OK
3	18012,32	578,31	15142,6695	550,7390	OK	OK
2.1	30986,25	866,33	15142,6695	550,7390	OK	OK
2	30986,25	866,33	15142,6695	550,7390	OK	OK
1.1	43264,77	1573,54	15142,6695	550,7390	OK	OK
1	43264,77	1573,54	15142,6695	550,7390	OK	OK

Tabel 4.16: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko B di lapangan terhadap gempa y.

Lantai	V _x (Kgf)	V _y (Kgf)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
3.1	1467,81	14782,07	813,6905	12292,4690	OK	OK
3	1580,03	16546,52	813,6905	12292,4690	OK	OK
2.1	2552,56	24594,37	813,6905	12292,4690	OK	OK
2	2552,56	24594,37	813,6905	12292,4690	OK	OK
1.1	2324,83	35121,34	813,6905	12292,4690	OK	OK
1	2324,83	35121,34	813,6905	12292,4690	OK	OK

Dari Tabel 4.15-4.16 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 1-3 dengan redundansi 1,0 memenuhi syarat lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1.

4.3.3. Beban Kombinasi

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program analisis struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari desain seismik D dan

nilai $S_{DS} = 0.5867$ diperoleh dari sub bab 3.2, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $\rho = 1$ dan $S_{ds} = 0,5867$.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,44	DL	1,0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	0,96	DL	1,0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,07	DL	1,0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,33	DL	1,0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,44	DL	1,0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	0,96	DL	1,0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,33	DL	1,0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,07	DL	1,0	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,66	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,77	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	1,03	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,14	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,66	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	1,03	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,77	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

4.3.4. Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_x) yang timbul di semua tingkat dapat ditentukan oleh:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \text{ dimana } C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagaiberikut:

- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k=1$.
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k=2$.
- Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi berikut cara mendapatkan nilai k .

Karena nilai $T_x = 1,523$ dan $T_y = 1,461$ maka untuk mendapatkan nilai k harus

diinterpolasi.

$$k_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,461 - 0,5)$$

$$= 1,481$$

$$k_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,523 - 0,5)$$

$$= 1,512$$

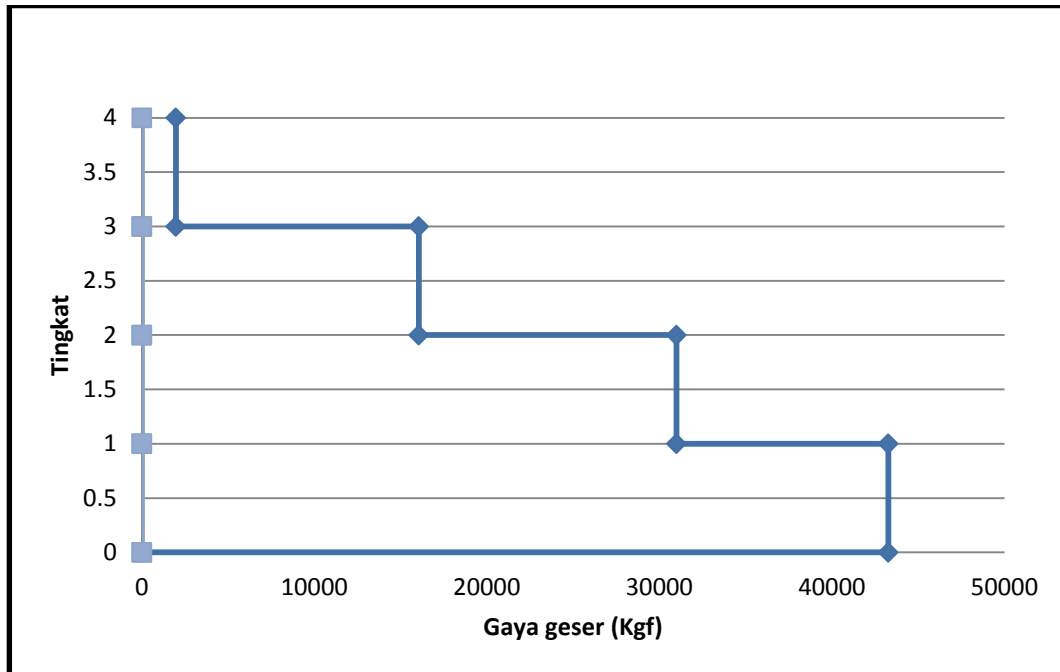
Setelah dilakukan perhitungan, didapatkan nilai dari distribusi gaya geser horizontal arah x berdasarkan metode analisis statik ekuivalen.

4.3.5. Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.18-4.19.

Tabel 4.18: Gaya geser hasil output analisis respon spectrum gempa x Ruko B.

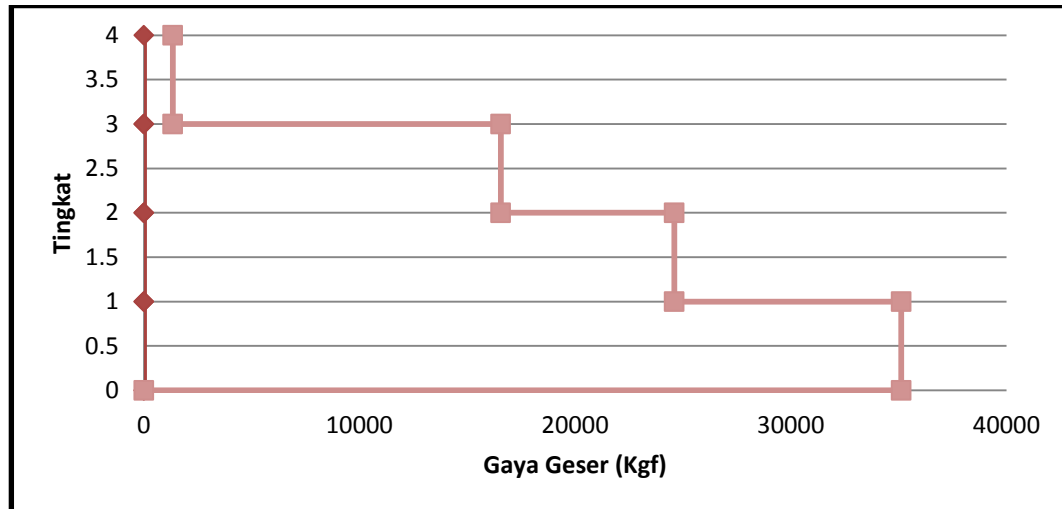
<i>TABLE: Story Responce Seismic X</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation</i> M	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> Kgf	<i>Y-Dir</i> Kgf
lt3.1	13,5	Top	16050,37	552,35
		Bottom	16050,37	552,35
lt3	11,5	Top	18012,32	578,31
		Bottom	18012,32	578,31
lt2.1	9,5	Top	30986,25	866,33
		Bottom	30986,25	866,33
lt.2	7,5	Top	30986,25	866,33
		Bottom	30986,25	866,33
lt1.1	5,5	Top	43264,77	1573,54
		Bottom	43264,77	1573,54
lt.1	4	Top	43264,77	1573,54
		Bottom	43264,77	1573,54
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Gambar 4.11: Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x Ruko B.

Tabel 4.19: Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa y Ruko B.

<i>TABLE: Story Responce Seismic Y</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation</i> M	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> Kgf	<i>Y-Dir</i> Kgf
Lt 3.1	13,5	Top	1467,81	14782,07
		Bottom	1467,81	14782,07
Lt 3	11,5	Top	1580,03	16546,52
		Bottom	1580,03	16546,52
Lt 2.1	9,5	Top	2552,56	24594,37
		Bottom	2552,56	24594,37
Lt 2	7,5	Top	2552,56	24594,37
		Bottom	2552,56	24594,37
Lt 1.1	5,5	Top	2324,83	35121,34
		Bottom	2324,83	35121,34
Lt 1	4	Top	2324,83	35121,34
		Bottom	2324,83	35121,34
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



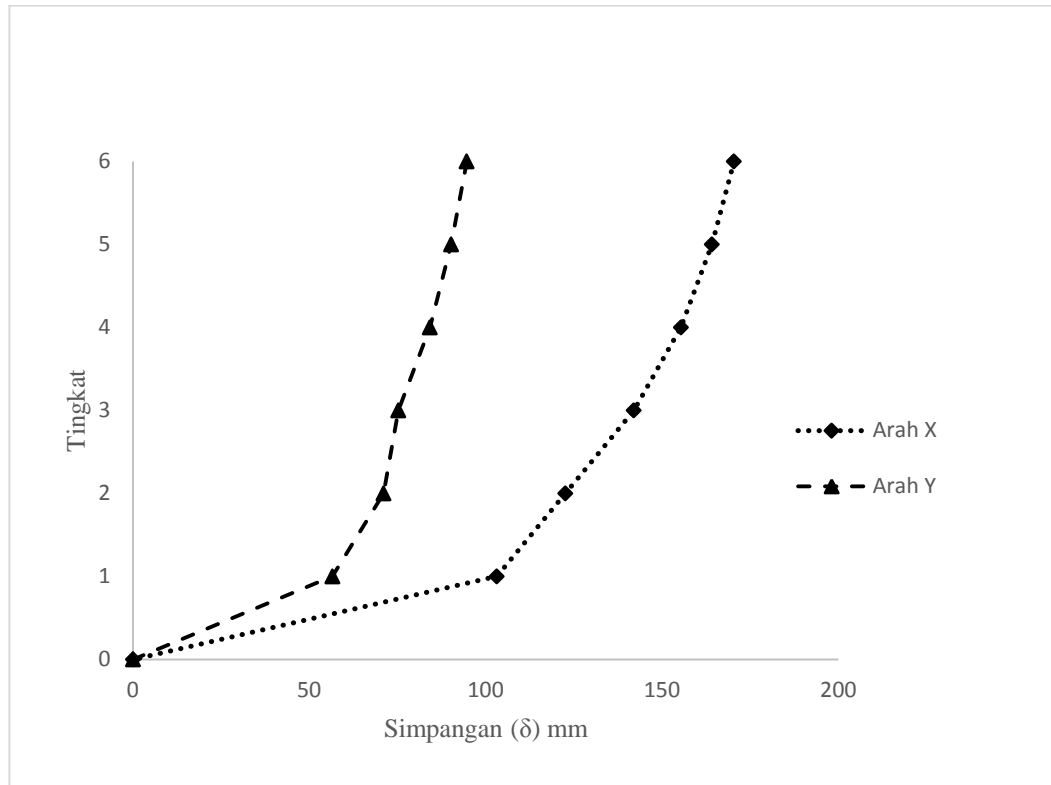
Gambar 4.12: Diagram gaya geser respons spektrum sumbu y Ruko B.

4.3.6. Nilai Simpangan

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai teratas dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Pada tabel 4.20-4.21 menunjukkan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Ruko B.

Tabel 4.20: Nilai simpangan gedung Ruko B di lapangan akibat gempa x pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

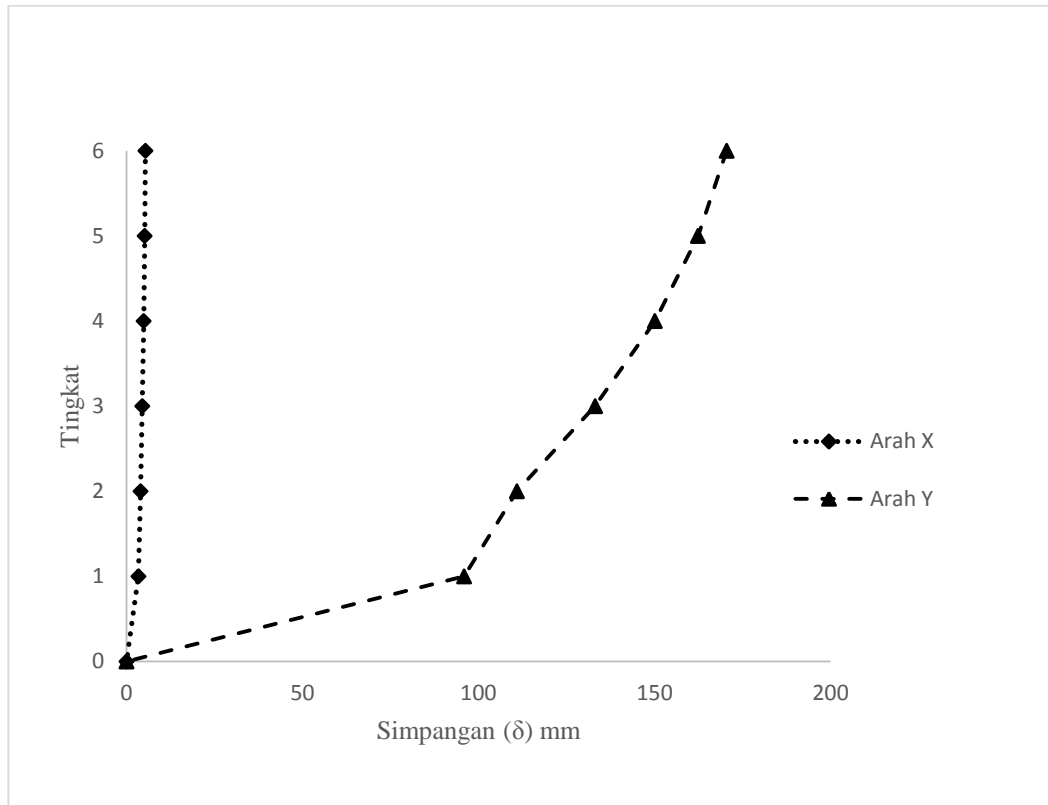
Lt	h	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
	mm							$\Delta a/p$ (mm)		
3.1	13500	30,972	17,197	170,346	94,583	6,2315	4,4	270	OK	OK
3	11500	29,839	16,397	164,114	90,1835	8,756	6,0335	230	OK	OK
2.1	9500	28,247	15,3	155,358	84,15	13,403	8,9375	190	OK	OK
2	7500	25,81	13,675	141,955	75,2125	19,382	4,191	150	OK	OK
1.1	5500	22,286	12,913	122,573	71,0215	19,459	14,476	110	OK	OK
1	4000	18,784	10,281	103,114	56,5455	103,11	56,545	80	OK	OK
0										



Gambar 4.13: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x Ruko B.

Tabel 4.21: Nilai simpangan gedung Ruko B di lapangan akibat gempa y pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Ce k	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
	mm							$\Delta a / \rho$	X	Y
3.1	13500	0,978	30,997	5,379	170,484	0,231	8,167	270	OK	OK
3	11500	0,936	29,512	5,148	162,316	0,286	12,243	230	OK	OK
2.1	9500	0,884	27,286	4,862	150,073	0,380	16,962	190	OK	OK
2	7500	0,815	24,202	4,483	133,111	0,495	22,209	150	OK	OK
1.1	5500	0,725	20,164	3,988	110,902	0,600	14,999	110	OK	OK
1	4000	0,616	17,437	3,388	95,904	3,388	95,904	80	OK	OK
0										



Gambar 4.14: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y Ruko B.

Pada Tabel 4.20-4.21 di atas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besar simpangan arah sumbu x dan y berbeda, hal ini diakibatkan oleh sistem penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.3.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y dapat dilihat pada Tabel 4.22 dan 4.23.

Tabel 4.22: Kontrol P-delta pada arah x untuk Ruko B di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (Kgf)	Beban Vertikal Total (Kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek X
3.1	13500	6,23150	16050,37	139108,93	139108,93	0,00154	OK
3	11500	8,75600	18012,32	141289,07	2749,000	0,00211	OK
2.1	9500	13,4035	30986,25	182534,31	462932,31	0,00472	OK
2	7500	19,3820	32978,88	188496,61	651428,92	0,00875	OK
1.1	5500	19,4590	43264,77	189544,36	840972,66	0,01347	OK
1	4000	103,114	43264,77	213049,03	1054022,31	0,10499	OK

Tabel 4.23: Kontrol P-delta pada arah y untuk Ruko B di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_y (Kgf)	Beban Vertikal Total (kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek Y
3.1	13500	8,1675	14782,07	139108,93	139108,93	0,00180	OK
3	11500	12,243	16546,52	141289,07	2749,000	0,00306	OK
2.1	9500	16,962	24594,37	182534,31	462932,31	0,00569	OK
2	7500	22,209	26251,64	188496,61	651428,92	0,01014	OK
1.1	5500	14,9985	35121,34	189544,36	840972,66	0,01013	OK
1	4000	95,903	35121,34	213049,03	1054022,31	0,09610	OK

Dari Tabel 4.22 dan 4.23 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Ruko B di lapangan dapat diabaikan.

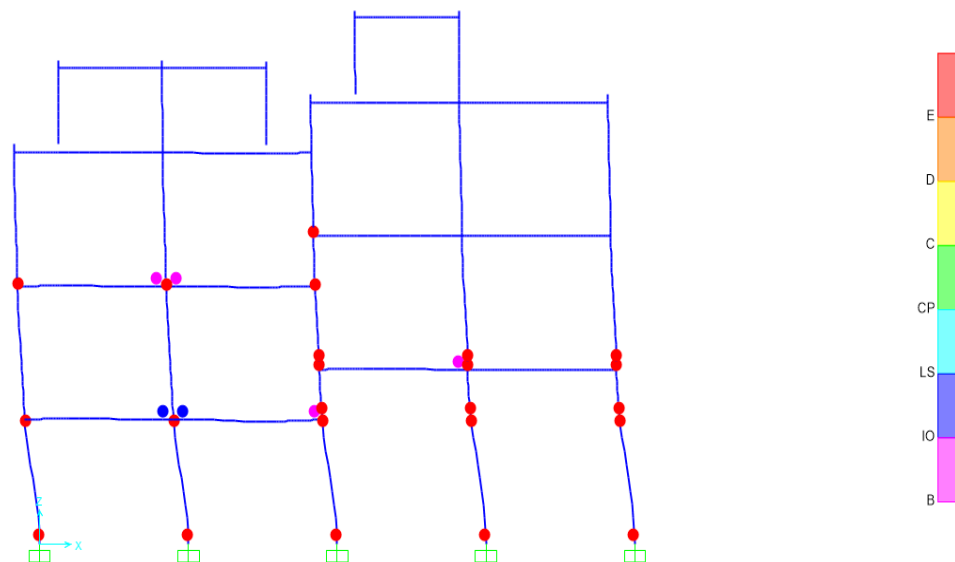
4.3.8. Kapasitas Struktur

Dari output analisis *pushover* didapatkan kurva kapasitas dari struktur, selanjutnya dari kurva kapasitas akan dievaluasi berdasarkan FEMA 356. Kurva kapasitas hasil analisa *pushover* untuk masing-masing arah adalah sebagai berikut:

a. Kapasitas Sistem Rangka (Arah x-x)

Dari hasil *running pushover analysis* dengan program analisis struktur untuk arah x-x didapatkan 8 Step pola beban dorong yang diberikan pada struktur

hingga struktur mengalami keruntuhan. Dari 8 Step beban dorong tersebut dapat digambarkan dalam grafik hubungan gaya dan perpindahan terhadap struktur. Step pola beban dorong hasil *running* dengan program analisis struktur dapat dilihat pada Lampiran D Tabel D3. Dari Tabel tersebut dapat dilihat bahwa pada setiap kenaikan beban dorong yang diberikan maka kondisi plastifikasi pada elemen juga akan meningkat secara bertahap hingga mengalami keruntuhan. Pada Gambar 4.15 adalah lokasi terjadinya sendi plastis maksimum pada elemen struktur yang untuk beban dorong arah x-x sebagai berikut.



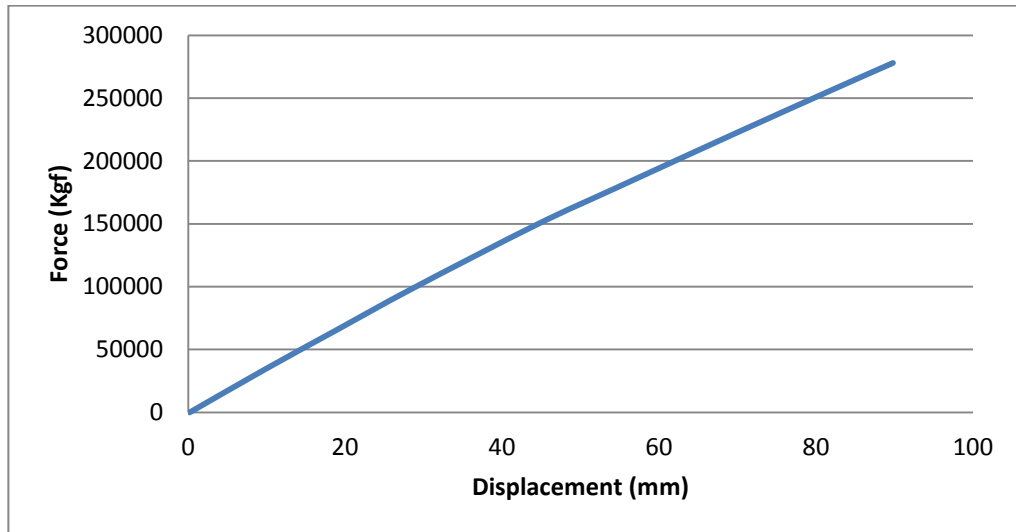
Gambar 4.15: Push x step 8 Ruko B.

Pada step 8 program berhenti melakukan iterasi. Sendi plastis muncul hampir di seluruh elemen balok serta kolom. Pada tahap ini nilai *displacement* 89,81 mm dan $V = 278049,5$ Kgf serta terlihat pada Gambar 4.15 terdapat kolom yang sudah mengalami *collapse*.

Dari Tabel D3 yang terdapat pada Lampiran D dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah x-x dan dapat dilihat pada Gambar 4.16.

Pada Gambar 4.16, grafik menunjukkan pada saat perpindahan 18,6 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku inelastis sampai

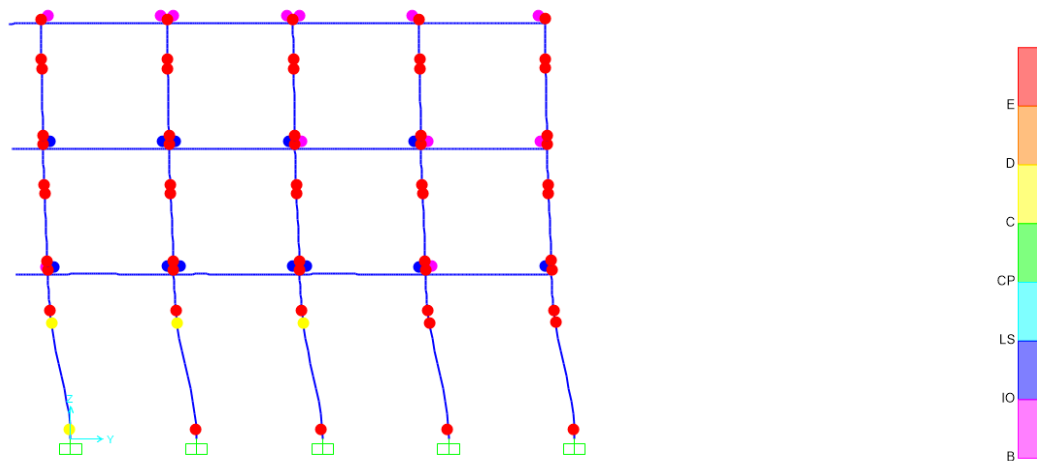
perpindahan 89,81 mm. Selanjutnya struktur akan mengalami keruntuhan dengan ditandai penurunan kurva dengan tajam.



Gambar 4.16: Kurva kapasitas sistem rangka arah x-x Ruko B.

b. Kapasitas Sistem Rangka (Arah y-y)

Pada sistem rangka arah y-y, terdapat 52 step pola beban dorong yang diberikan pada struktur hingga mengalami keruntuhan seperti pada Lampiran D Tabel D4. Untuk arah y-y mekanisme terbentuknya sendi plastis maksimum dapat dilihat pada Gambar 4.17.

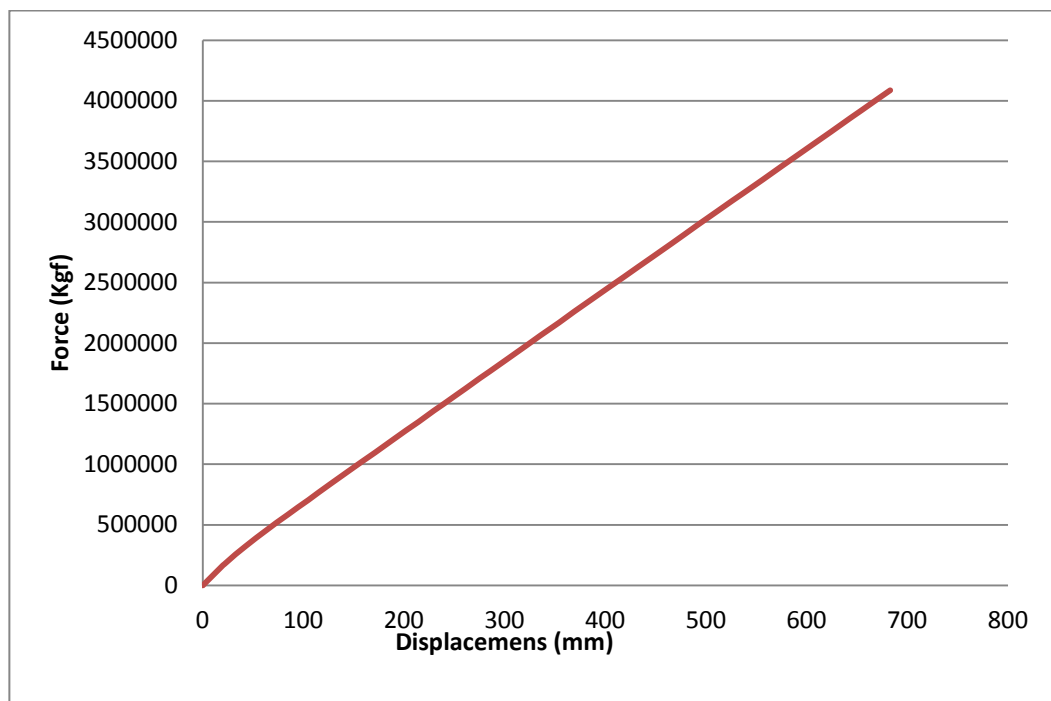


Gambar 4.17: Push y step 52 Ruko B.

Pada step 52 program berhenti melakukan iterasi. Sendi plastis muncul hampir di seluruh elemen balok serta kolom. Pada tahap ini nilai *displacement* 683,05 mm dan $V = 4086072,52$ Kgf serta terlihat pada Gambar 4.17 terdapat kolom yang sudah mengalami *collapse*.

Dari Tabel D4 yang terdapat pada Lampiran D dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah y-y dan dapat dilihat pada Gambar 4.18.

Pada Gambar 4.18, grafik menunjukkan pada saat perpindahan 20,13 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku inelastis sampai perpindahan 42,42 mm. Selanjutnya struktur akan mengalami keruntuhan dengan ditandai penurunan kurva dengan tajam.



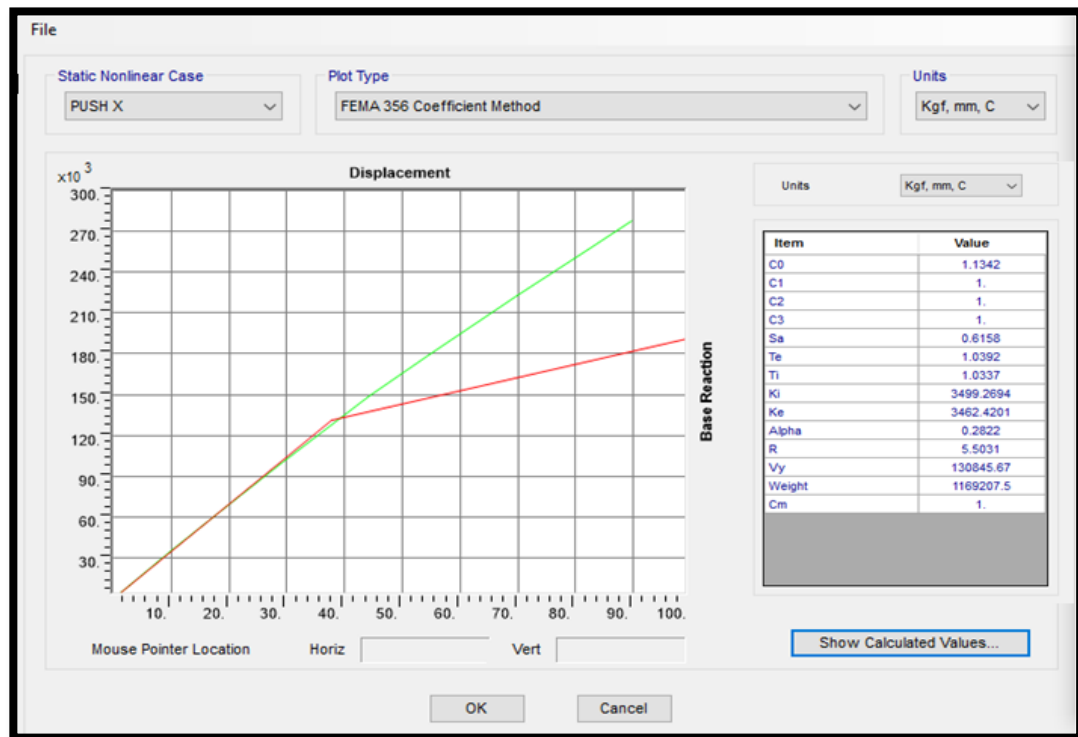
Gambar 4.18: Kurva kapasitas sistem rangka arah y-y Ruko B.

4.3.9. Target Perpindahan (FEMA 356)

Metode Koefisien Perpindahan atau *Displacement Coefficient Method* (FEMA 356) secara *default* sudah *built-in* terdapat pada program analisis stuktur.

a. Target Perpindahan Arah x-x

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah x-x dapat dilihat pada Gambar 4.19. *Performance point* didapat dari titik perpotongan antara *bilinear force curve* (garis merah) paling besar dengan *capacity curve* (garis hijau).



Gambar 4.19: Kurva *bilinear pushover* arah x-x Ruko B.

Dari Gambar 4.19 dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode FEMA 356 secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut.

$$C_3 = 1 \text{ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif)}$$

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti di bawah ini.

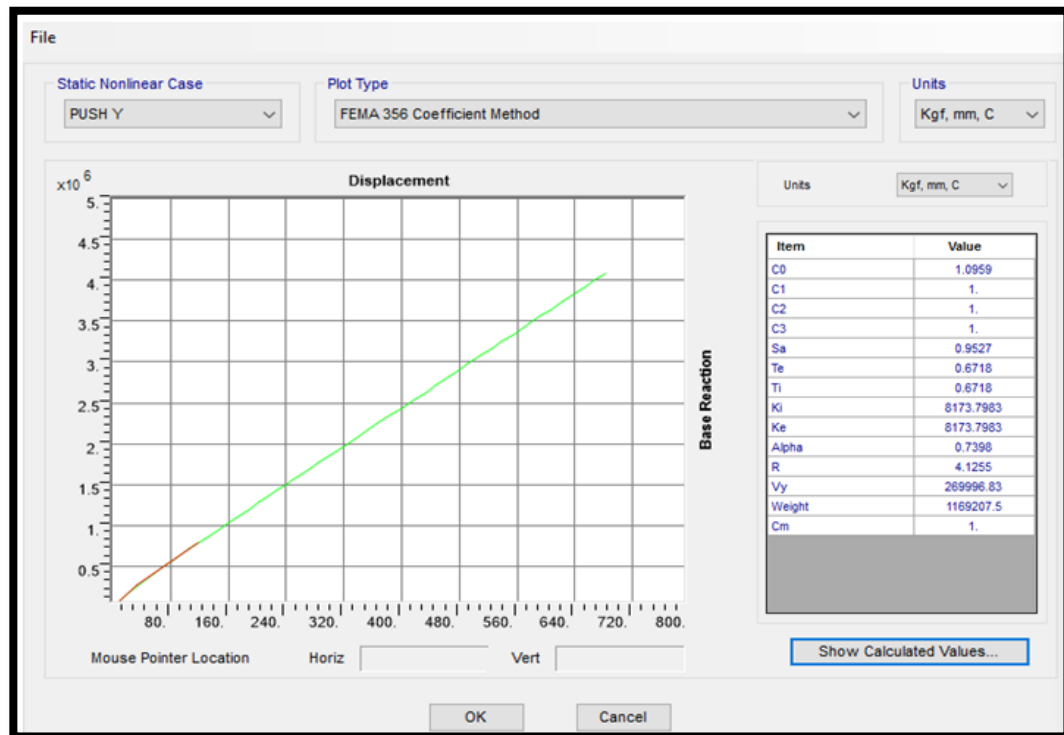
$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$= 1,1342 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,6158 \times \frac{1,0392^2}{4\pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,187619 \text{ m}$$

b. Target Perpindahan Arah y-y

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah y-y dapat dilihat pada Gambar 4.20. *Performance point* didapat dari titik perpotongan antara *bilinear force curve* (garis merah) paling besar dengan *capacity curve* (garis hijau).



Gambar 4.20: Kurva *bilinear pushover* arah y-y Ruko B.

Dari Gambar 4.20 dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode FEMA 356 secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut.

$C_3 = 1,0$ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif)

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti di bawah ini.

$$\begin{aligned}\delta_T &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 1,0959 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,9527 \times \frac{0,6718^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,117208 \text{ m}\end{aligned}$$

Nilai target perpindahan (δ_T) digunakan sebagai parameter peralihan ultimit (δ_u) dalam perhitungan parameter daktilitas peralihan aktual struktur. Titik leleh pertama (δ_y) ditentukan dengan metode luas area ekuivalen atau kurva idealis (*bilinear*) yang sama dengan kurva kapasitas.

Tabel 4.24: Daktilitas peralihan aktual (μ_Δ) Ruko B.

Arah	δ_y (mm)	V_y (Kg)	δ_T (mm)	V_T (Kg)	Daktilitas (μ_Δ)
X	18,645	95789,73	187,169	278049,5	10,03
Y	20,126	169686,14	117,208	782167,5	5,8

4.4. Hasil Analisis Struktur Ruko C

Pada Ruko C analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi jumlah kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.4.1. Gaya Geser

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah x maupun arah y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respon spectrum program analisa struktur sangat teliti sehingga arah x dan arah y tidak sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur rangka pemikul momen khusus. Oleh karena itu, hasil

periode yang diperoleh terhadap arah x dan arah y tidak sama. Ketentuan ini berlaku pada gedung setiap model.

Dari hasil analisis respon spektrum yang menggunakan program Analisis Struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726-2012 yang disajikan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25: Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum

TABEL: <i>Base Reactions</i>		
<i>OutputCase</i>	FX	FY
<i>Text</i>	Kgf	Kgf
GEMPA X	23883,79	16,37
GEMPA Y	16,37	17021,38

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon spektrum terhadap respon ragam pertama.

- Gempa Arah X

$$\begin{aligned}
 V_{Ix} &= C_s \cdot W_t \\
 &= 0,1131 \times 941813,74 \\
 &= 106519,1335 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekivalen arah x)}
 \end{aligned}$$

- Gempa Arah Y

$$\begin{aligned}
 V_{Iy} &= C_s \cdot W_t \\
 V_{Iy} &= 0,1131 \times 482271,19 \\
 &= 106519,1335 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekivalen arah y)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 kontrol faktor skala:

- Arah X

$$\begin{aligned}
 V_x &= 23883,79 \text{ Kgf} \\
 V_{Ix} &= 106519,1335 \text{ Kgf}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat } V_x &\leq 0,85 \cdot V_{Ix} \\
 23883,79 &\leq 0,85 \times 106519,1335 \\
 23883,79 &< 90541,2635
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Lx}}{V_x} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 106519,1335}{23883,79} = 3,79 > 1 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Arah Y

$$V_y = 17021,38 \text{ Kgf}$$

$$V_{Iy} = 106519,1335 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_y \leq 0,85 \cdot V_{Iy}$$

$$17021,38 \leq 0,85 \times 106519,1335$$

$$17021,38 < 90541,2635$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Iy}}{V_y} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 106519,1335}{17021,38} = 5,32 > 1 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Tabel 4.26: Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Ruko C di lapangan.

V1 ELF		Vt CQC		Faktor Skala	
Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x	Arah y
77096,71107	77096,71107	23883,79	17021,38	1,2263	1,2263

4.4.2. Koreksi Faktor Redudansi

Berdasarkan sub bab 2.4.8(3) bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub bab 2.4.8(3) dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.27-4.28 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.27: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko C di lapangan terhadap gempa x .

Lantai	V_x (Kgf)	V_y (Kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor3</i>	12180,77	8,01	8524,1415	5,8415	OK	OK
<i>Floor2</i>	19179,99	11,81	8524,1415	5,8415	OK	OK
<i>Floor1</i>	24354,69	16,69	8524,1415	5,8415	OK	OK

Tabel 4.28: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Ruko C di lapangan terhadap gempa y .

Lantai	V_x (Kgf)	V_y (Kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor3</i>	7,43	692,04	5,8415	6074,9395	OK	OK
<i>Floor2</i>	9,81	8669,85	5,8415	6074,9395	OK	OK
<i>Floor1</i>	13,73	13120,74	5,8415	6074,9395	OK	OK

Dari Tabel 4.27-4.28 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 1-3 dengan redundansi 1,0 memenuhi syarat lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1.

4.4.3. Beban Kombinasi

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program analisis struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.5867$ diperoleh dari sub bab 3.2, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 4.29.

Tabel 4.29: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $\rho = 1$ dan $S_{ds} = 0,5867$.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,44	DL	1,0	LL	0,3	EX	1	EY

Tabel 4.29: Lanjutan.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 4	0,96	DL	1,0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,07	DL	1,0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,33	DL	1,0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,44	DL	1,0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	0,96	DL	1,0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,33	DL	1,0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,07	DL	1,0	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,66	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,77	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	1,03	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,14	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,66	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	1,03	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,77	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

4.4.4. Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_x) yang timbul di semua tingkat dapat ditentukan oleh:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \text{ dimana } C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k=1$.
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k=2$.
- Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi berikut cara mendapatkan nilai k .

Karena nilai $T_x = 1,660$ dan $T_y = 2,373$ maka untuk mendapatkan nilai k harus diinterpolasi.

$$\begin{aligned} k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,660 - 0,5) \\ &= 1,58 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (2,373 - 0,5) \\ &= 1,9365 \end{aligned}$$

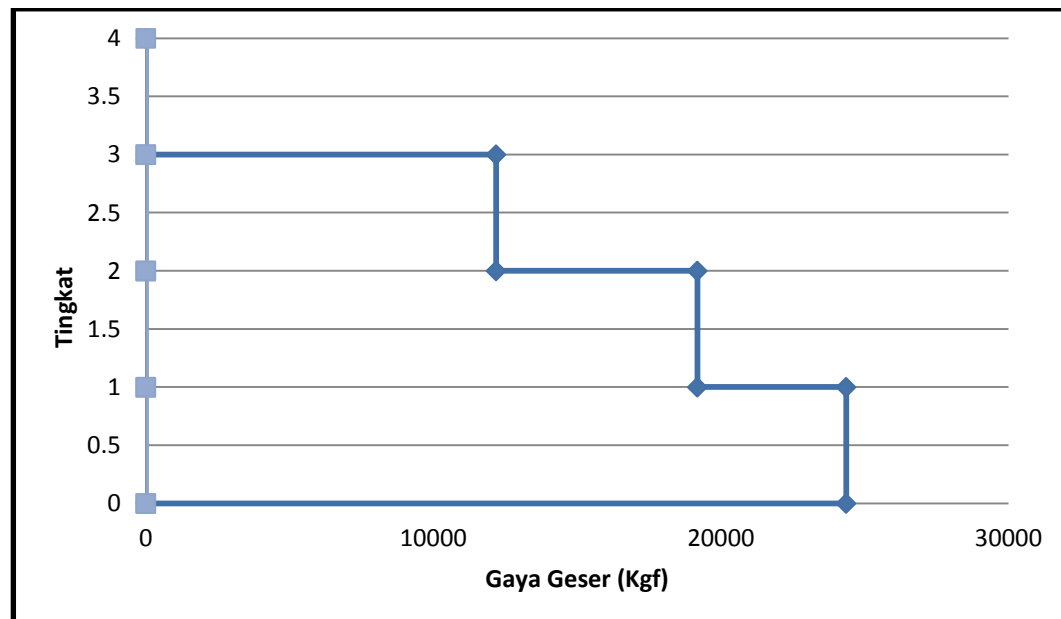
Setelah dilakukan perhitungan, didapatkan nilai dari distribusi gaya geser horizontal arah x berdasarkan metode analisis statik ekuivalen.

4.4.5. Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.30-4.31.

Tabel 4.30: Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa x Ruko C.

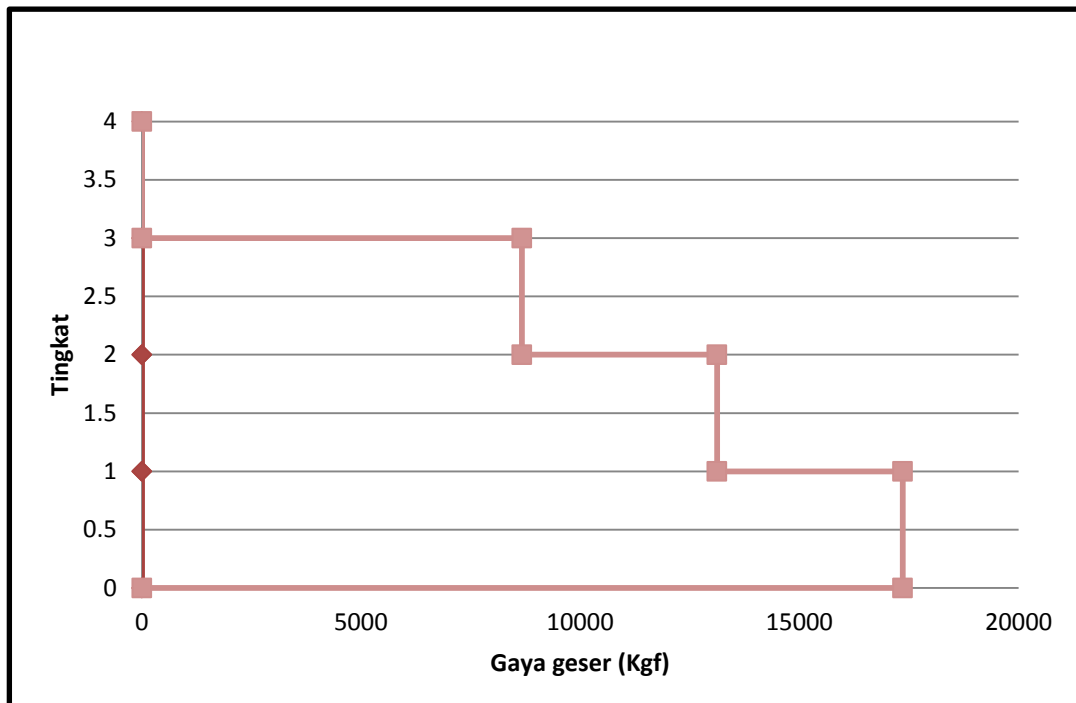
<i>TABLE: Story Responce Seismic X</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation (M)</i>	<i>Location</i>	<i>X-Dir (Kgf)</i>	<i>Y-Dir (Kgf)</i>
<i>Floor 3</i>	12	<i>Top</i>	12180,77	8,01
		<i>Bottom</i>	12180,77	8,01
<i>Floor2</i>	8	<i>Top</i>	19179,99	11,81
		<i>Bottom</i>	19179,99	11,81
<i>Floor1</i>	4	<i>Top</i>	24354,69	16,69
		<i>Bottom</i>	24354,69	16,69
<i>Basement</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0



Gambar 4.21: Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x Ruko C.

Tabel 4.31: Gaya geser hasil output analisis respon spektrum gempa y Ruko C.

<i>TABLE: Story Responce Seismic Y</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation</i> M	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> Kgf	<i>Y-Dir</i> Kgf
<i>Floor 3</i>	12	<i>Top</i>	9,81	8669,85
		<i>Bottom</i>	9,81	8669,85
<i>Floor2</i>	8	<i>Top</i>	13,73	13120,74
		<i>Bottom</i>	13,73	13120,74
<i>Floor1</i>	4	<i>Top</i>	16,69	17356,97
		<i>Bottom</i>	16,69	17356,97
<i>Basement</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0



Gambar 4.22: Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y Ruko C.

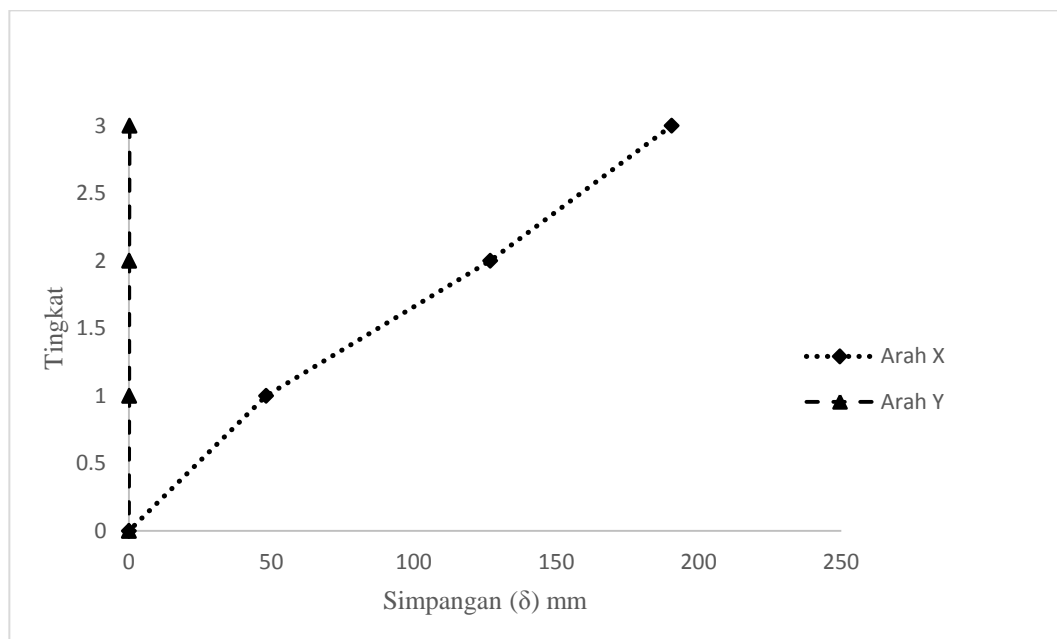
4.4.6. Nilai Simpangan

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai teratas dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012,

kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Pada tabel 4.32-4.33 menunjukkan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Ruko C.

Tabel 4.32: Nilai simpangan gedung Ruko C di lapangan akibat gempa x pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

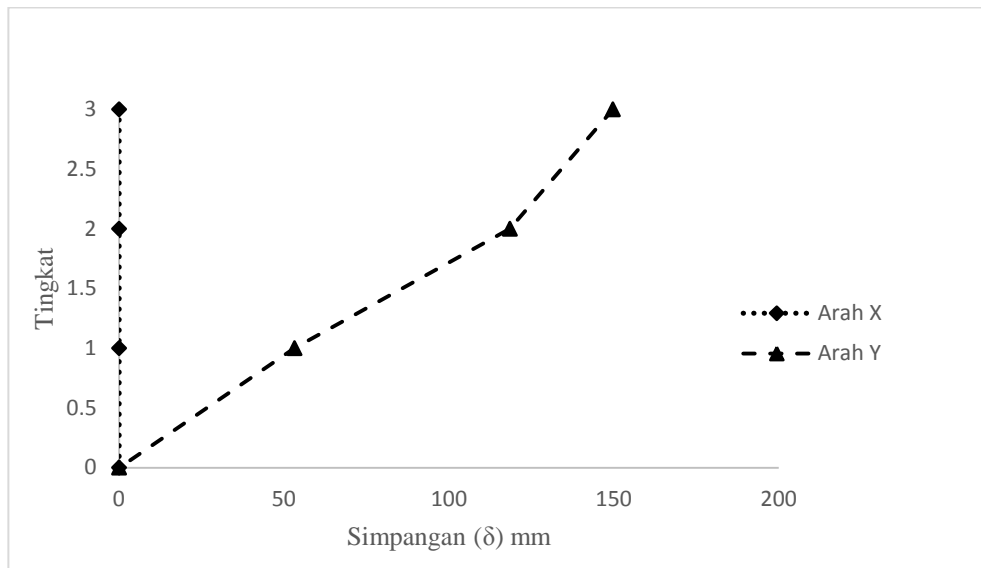
Lt	h	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Ce k	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
3	12000	34,643	0,037	190,537	0,204	63,696	0,105	80	OK	OK
2	8000	23,062	0,018	126,841	0,099	78,667	0,000	80	OK	OK
1	4000	8,759	0,018	48,175	0,099	48,175	0,099	80	OK	OK
0										



Gambar 4.23: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x Ruko C.

Tabel 4.33: Nilai simpangan gedung Ruko C di lapangan akibat gempa y pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Ce k	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
	mm							$\Delta a/p$ (mm)	X	Y
3	12000	0,024	51,614	0,132	283,877	0,050	68,316	70	OK	OK
2	8000	0,015	39,193	0,083	215,562	0,050	113,559	80	OK	OK
1	4000	0,006	18,546	0,033	102,003	0,033	102,003	80	OK	OK
0										



Gambar 4.24: Perbandingan simpangan respon spektrum arah y Ruko C.

Pada Tabel 4.32-4.33 di atas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besar simpangan arah sumbu x dan y berbeda, hal ini diakibatkan oleh sistem penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.4.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y dapat dilihat pada Tabel 4.34 dan 4.35.

Tabel 4.34: Kontrol P-delta pada arah x untuk Ruko C di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (kgf)	Beban Vertikal Total (kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek X
<i>Floor 3</i>	11500	63,6955000	119,6444	2482,617	2482,617	0,02090	OK
<i>Floor2</i>	8000	78,6665000	195,1162	3195,509	5678,126	0,05203	OK
<i>Floor1</i>	4000	48,1745000	247,3903	3555,342	9233,468	0,08173	OK

Tabel 4.35: Kontrol P-delta pada arah y untuk Ruko C di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (kgf)	Beban Vertikal Total (kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek X
<i>Floor 3</i>	11500	0,0495000	0,0928	2482,617	2482,617	0,02094	OK
<i>Floor2</i>	8000	0,0495000	0,1242	3195,509	5678,126	0,05143	OK
<i>Floor1</i>	4000	0,0330000	0,1544	3555,342	9233,468	0,08970	OK

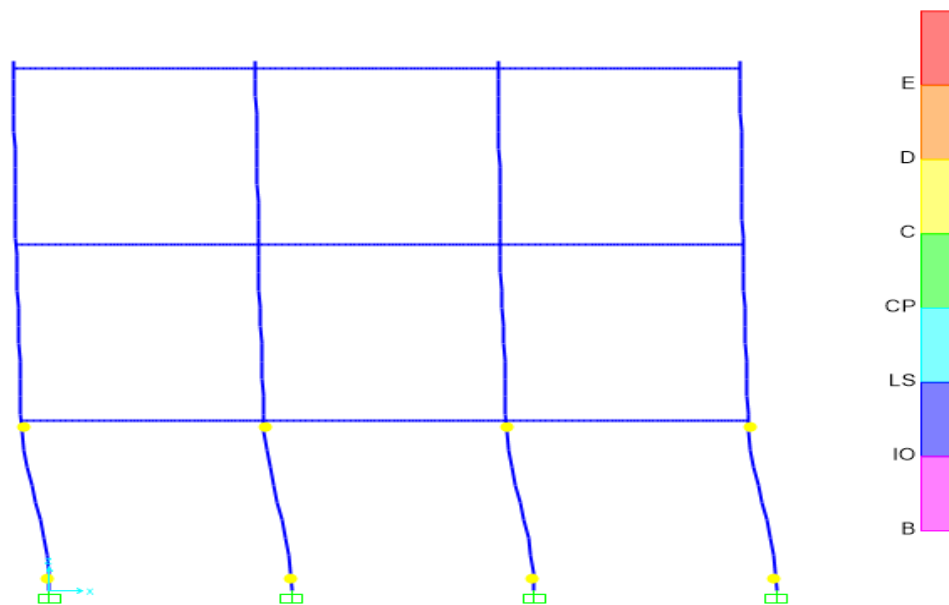
Dari Tabel 4.34 dan 4.35 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Ruko C di lapangan dapat diabaikan.

4.4.8. Kapasitas Struktur

Dari output analisis *pushover* didapatkan kurva kapasitas dari struktur, selanjutnya dari kurva kapasitas akan dievaluasi berdasarkan FEMA 356. Kurva kapasitas hasil analisa *pushover* untuk masing-masing arah adalah sebagai berikut:

a. Kapasitas Sistem Rangka (Arah x-x)

Dari hasil *running pushover analysis* dengan program analisis struktur untuk arah x-x didapatkan 107 Step pola beban dorong yang diberikan pada struktur hingga struktur mengalami keruntuhan. Dari 107 Step beban dorong tersebut dapat digambarkan dalam grafik hubungan gaya dan perpindahan terhadap struktur. Step pola beban dorong hasil running dengan program analisis struktur dapat dilihat pada Lampiran D Tabel D5. Dari Tabel tersebut dapat dilihat bahwa pada setiap kenaikan beban dorong yang diberikan maka kondisi plastifikasi pada elemen juga akan meningkat secara bertahap hingga mengalami keruntuhan. Pada Gambar 4.25 adalah lokasi terjadinya sendi plastis maksimum pada elemen struktur yang untuk beban dorong arah x-x sebagai berikut:

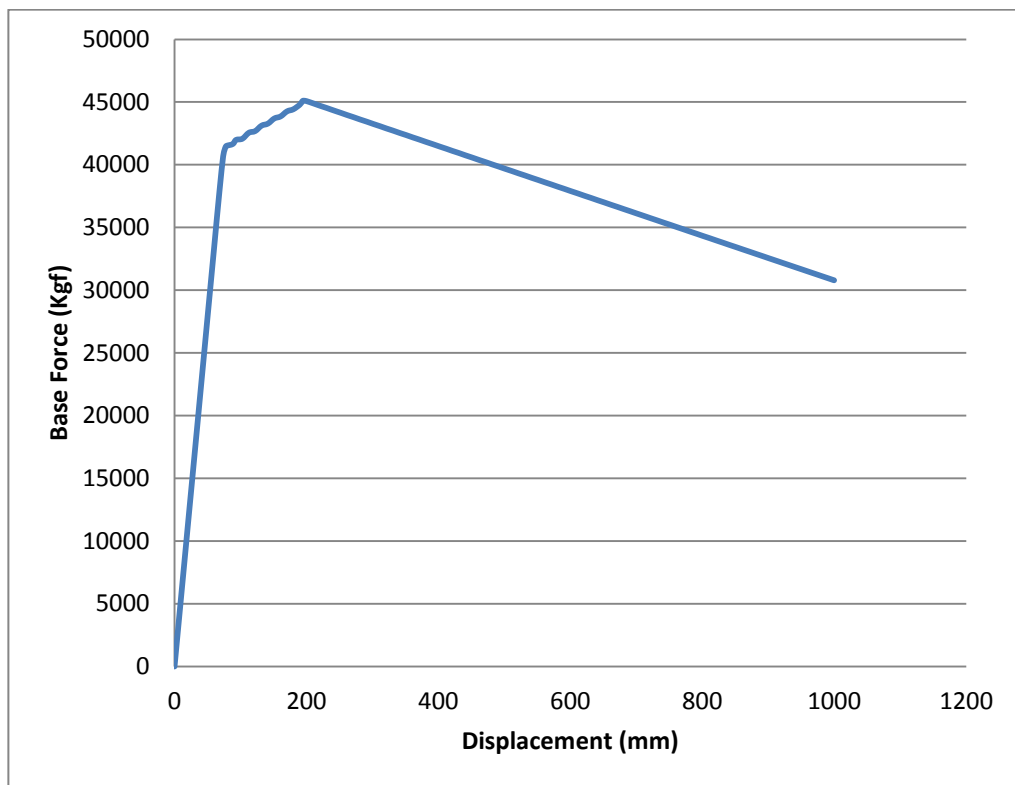


Gambar 4.25: Push x Step 107 Ruko C.

Pada step 107 program berhenti melakukan iterasi. Sendi plastis muncul hampir di seluruh elemen balok serta kolom. Pada tahap ini nilai *displacement* 999,995 mm dan $V = 30784$ Kgf, serta terjadi penurunan besarnya gaya geser dasar karena telah memasuki kondisi *limit nonlinear*. Terlihat pada Gambar 4.5 terjadi distribusi sendi plastis yang menentukan yaitu level C yang berwarna kuning yang menunjukkan batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung. Sendi plastis level C sudah terbentuk pada kolom lantai dasar.

Dari Tabel D5 yang terdapat pada Lampiran D dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah x-x dan dapat dilihat pada Gambar 4.26.

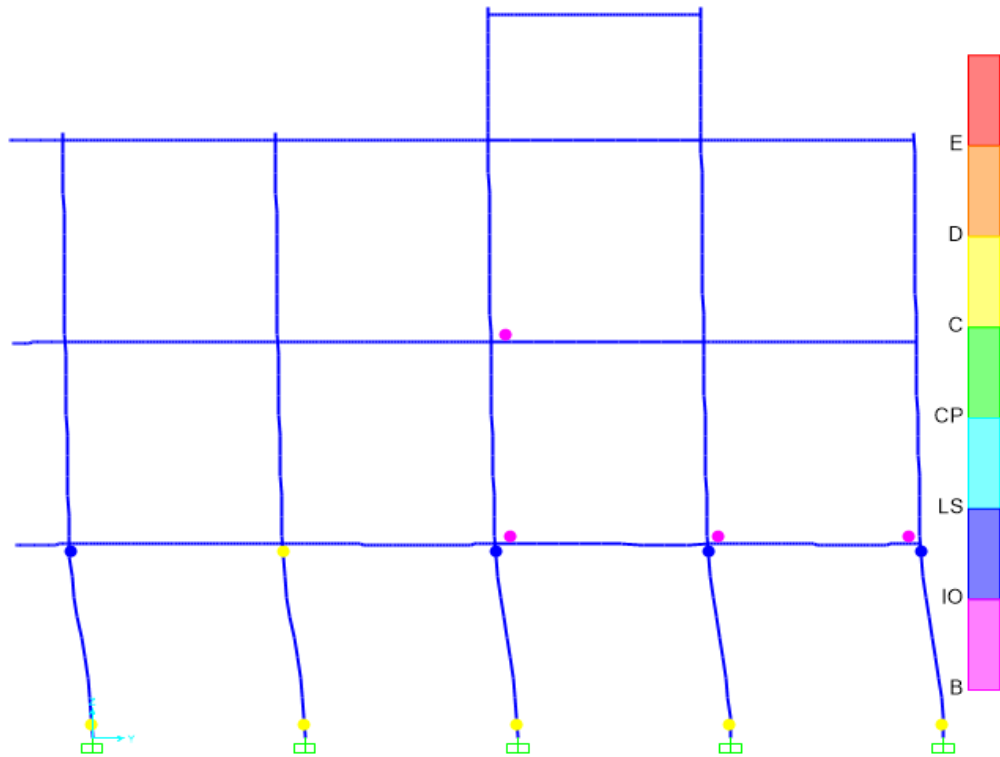
Pada Gambar 4.26 grafik menunjukkan pada saat perpindahan mencapai 59,99 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku inelastis sampai perpindahan mencapai 196,14 m. Selanjutnya struktur mulai mengalami keruntuhan dengan ditandai penurunan kurva dengan tajam.



Gambar 4.26: Kurva kapasitas sistem rangka arah x-x Ruko C.

b. Kapasitas Sistem Rangka (Arah y-y)

Pada sistem rangka arah y-y, terdapat 24 step pola beban dorong yang diberikan pada struktur hingga mengalami keruntuhan seperti pada Lampiran D Tabel D6. Untuk arah y-y mekanisme terbentuknya sendi plastis maksimum dapat dilihat pada Gambar 4.27.

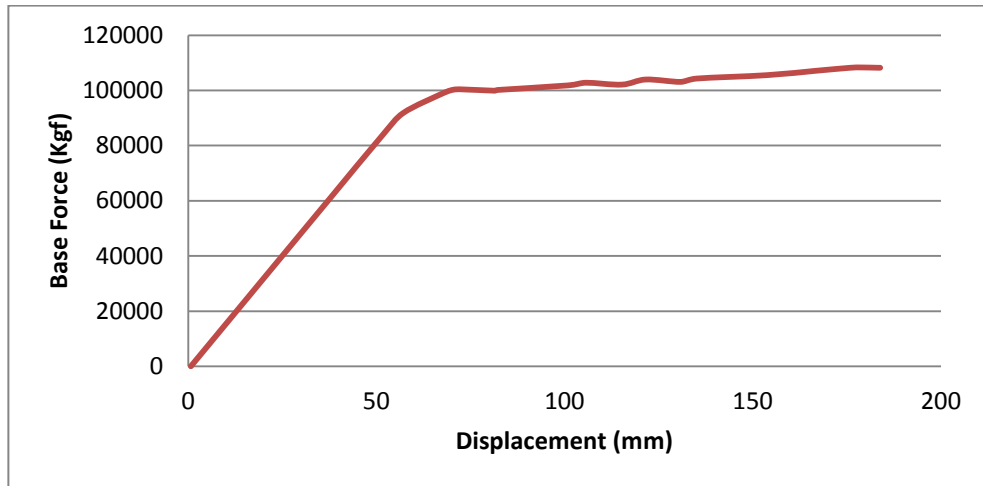


Gambar 4.27: Push y Step 24 Ruko C.

Pada step 24 program berhenti melakukan iterasi. Sendi plastis muncul hampir di seluruh elemen balok serta kolom. Pada tahap ini nilai *displacement* 183,857 mm dan $V = 108237,96$ Kgf, serta terjadi penurunan besarnya gaya geser dasar karena telah memasuki kondisi *limit nonlinear*. Terlihat pada Gambar 4.27 terjadi distribusi sendi plastis yang menentukan yaitu level C yang berwarna kuning yang menunjukkan batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung. Sendi plastis level C sudah terbentuk pada kolom lantai dasar.

Dari Tabel D6 yang terdapat pada Lampiran D dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah y-y dan dapat dilihat pada Gambar 4.28.

Pada Gambar 4.28 grafik menunjukkan pada saat perpindahan mencapai 51,63 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku inelastis sampai perpindahan mencapai 71,96 m. Selanjutnya struktur mulai mengalami keruntuhan dengan ditandai penurunan kurva dengan tajam.



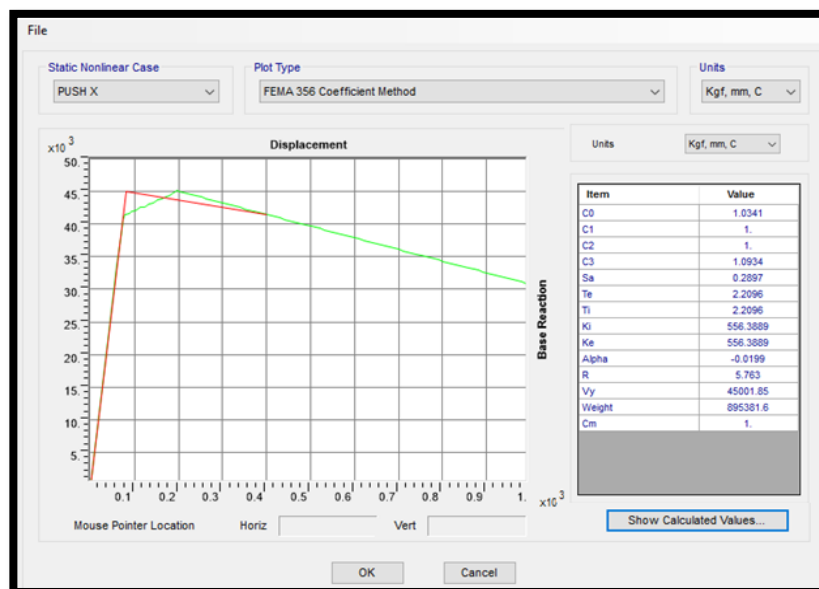
Gambar 4.28: Kurva kapasitas sistem rangka arah y-y Ruko C.

4.4.9. Target Perpindahan (FEMA 356)

Metode Koefisien Perpindahan atau *Displacement Coefficient Method* (FEMA 356) secara *default* sudah *built-in* terdapat pada program analisis stuktur.

a. Target Perpindahan Arah x-x

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah x-x dapat dilihat pada Gambar 4.29. *Performance point* didapat dari titik perpotongan antara *bilinear force curve* (garis merah) paling besar dengan *capacity curve* (garis hijau).



Gambar 4.29: Kurva *bilinear pushover* arah x-x Ruko C.

Dari Gambar 4.29 dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode FEMA 356 secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut. Karena perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai negatif maka dapat dihitung dengan persamaan 2.38.

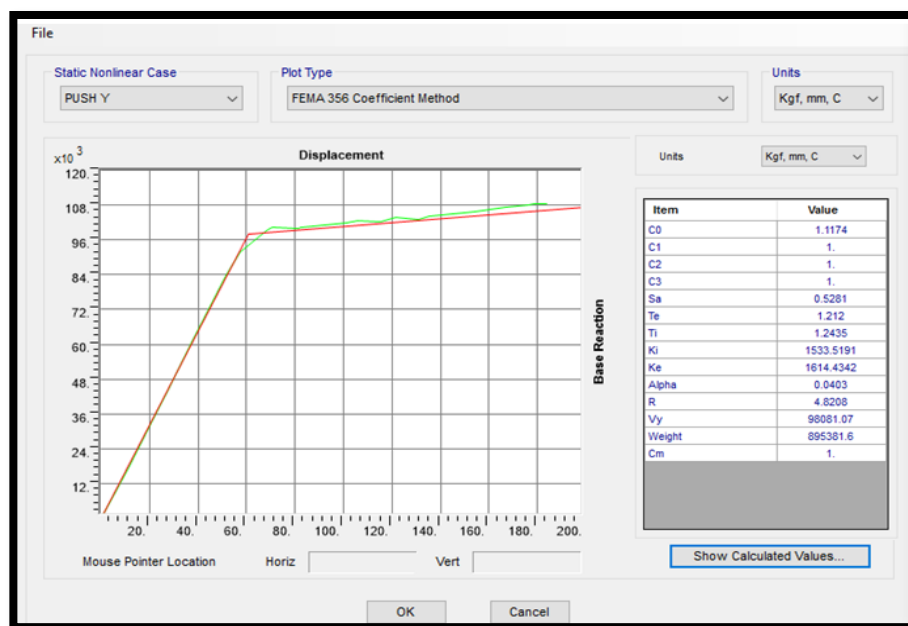
$$C_3 = 1,0934 \text{ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai negatif)}$$

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti dibawah ini.

$$\begin{aligned} \delta_T &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 1,0341 \times 1 \times 1 \times 1,0934 \times 0,2897 \times \frac{2,2096^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,397802 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Target Perpindahan Arah y-y

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah y-y dapat dilihat pada Gambar 4.30. *Performance point* didapat dari titik perpotongan antara *bilinear force curve* (garis merah) paling besar dengan *capacity curve* (garis hijau).



Gambar 4.30: Kurva *bilinear pushover* arah y-y Ruko C.

Dari Gambar 4.30 dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode FEMA 356 secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut.

$$C_3 = 1,0 \text{ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif)}$$

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti dibawah ini.

$$\begin{aligned} \delta_T &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 1,1174 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,5281 \times \frac{1,212^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,215615 \text{ m} \end{aligned}$$

Nilai target perpindahan (δ_T) digunakan sebagai parameter peralihan ultimit (δ_u) dalam perhitungan parameter daktilitas peralihan aktual struktur. Titik leleh pertama (δ_y) ditentukan dengan metode luas area ekuivalen atau kurva idealis (*bilinear*) yang sama dengan kurva kapasitas.

Tabel 4.36: Daktilitas peralihan aktual (μ_Δ) Ruko C.

Arah	δ_y (mm)	V_y (Kg)	δ_T (mm)	V_T (Kg)	Daktilitas (μ_Δ)
X	68,075	37863,04	397,802	278049,5	5,8
Y	27,481	60508,2	215,615	782167,5	7,8

4.5. Evaluasi Kinerja Struktur

Berdasarkan hasil dari sub Bab 4.2, 4.3 dan 4.4 dapat kita liat perbandingan target perpindahan pada masing-masing bangunan ruko berdasarkan SNI 1726:2012 dan FEMA 356 seperti pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37: Persentase perbandingan target perpindahan.

Model	Kriteria	Target Perpindahan (mm)		Nilai Batas $0,020h_{sx}$
		x	y	
Ruko A	Kinerja Batas Ultimit	120,9 (53%)	149,7 (65%)	230 (100%)
	Koef. Perpindahan	200,8 (87%)	125,2 (54%)	
Ruko B	Kinerja Batas Ultimit	170,3 (63%)	170,5 (63%)	270 (100%)
	Koef. Perpindahan	187,6 (69%)	117,2 (43%)	
Ruko C	Kinerja Batas Ultimit	190,5 (83%)	283,7 (123%)	230 (100%)
	Koef. Perpindahan	397,6 (173%)	215,6 (94%)	

Dari Tabel 4.37 dapat kita liat nilai target perpindahan terbesar yang dihasilkan dari metode FEMA 356 pada Ruko A maupun Ruko B terhadap arah sumbu x dan y masih dikategorikan aman karena tidak melebihi nilai batas *displacement* maksimum, sehingga gedung aman gempa terhadap gempa rencana. Sedangkan pada Ruko C dikategorikan tidak aman karena melebihi batas maksimum.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisis dan pembahasan terhadap 3 pemodelan bangunan ruko di kota Medan yaitu Ruko A berada pada Jln. Tuasan Kecamatan Medan Tembung, Ruko B berada pada Jln. Alfalah 4 Lk. VIII Kecamatan Medan Timur dan Ruko C berada pada Jln. Kemasyarakatan Kecamatan Medan Barat, dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Nilai target perpindahan (δ_T) yang dihasilkan dari masing-masing ketiga Ruko yang berdasarkan metode koefisien perpindahan (FEMA 356) tersebut adalah:
 - Target perpindahan untuk Ruko A yaitu 200,8 mm untuk arah x dan 125,2 mm untuk arah y.
 - Target perpindahan untuk Ruko B yaitu 187,6 mm untuk arah x dan 117,2 mm untuk arah y.
 - Target perpindahan untuk Ruko C yaitu 397,6 mm untuk arah x dan 215,6 mm untuk arah y.

Nilai target perpindahan terbesar yang dihasilkan dari metode FEMA 356 pada Ruko A maupun Ruko B terhadap arah sumbu x dan y masih dikategorikan aman karena tidak melebihi nilai batas *displacement* maksimum, sehingga gedung aman gempa terhadap gempa rencana. Sedangkan pada Ruko C dikategorikan tidak aman karena melebihi batas maksimum.

2. Dari analisis *pushover* didapatkan faktor reduksi gempa (R) aktual :
 - Faktor reduksi gempa (R) aktual untuk Ruko A yaitu 6,4402 untuk arah x dan 5,2254 untuk arah y.
 - Faktor reduksi gempa (R) aktual untuk Ruko B yaitu 5,5031 untuk arah x dan 4,1255 untuk arah y.
 - Faktor reduksi gempa (R) aktual untuk Ruko C yaitu 5,762 untuk arah x dan 4,8208 untuk arah y.

Hal ini menunjukkan bahwa faktor reduksi gempa (R) aktual yang terjadi sesuai dengan SNI-1726-2012 ($R = 8$ untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus)

3. Dari analisis *pushover* didapatkan daktilitas ($\mu\Delta$) aktual:
 - Daktilitas aktual Ruko A yaitu 7,4 untuk arah x dan 5,5 untuk arah y.
 - Daktilitas aktual Ruko B yaitu 10,03 untuk arah x dan 5,8 untuk arah y.
 - Daktilitas aktual Ruko C yaitu 5,8 untuk arah x dan 7,8 untuk arah y.

5.2. Saran

Pada tugas akhir ini analisis yang digunakan adalah analisis respon spektrum ragam hingga batas elastik linier lalu dilanjutkan dengan batas plastis dengan menggunakan analisis statik non-linier (*pushover*) dengan Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356) saja, maka perlu peninjauan lanjut dengan dinamik non-linier yaitu NLTHA (*non-linier time history analysis*) yang berdasarkan dengan konsep PBSD (*performance based seismic design*) yang dipadukan dengan teknik analisis yang lebih mukhtahir.

DAFTAR PUSTAKA

- Affandi, N. R. (2010) *Evaluasi Kinerja Seismik Struktur Beton Dengan Analisis Pushover Menggunakan Program Sap 2000*. Surakarta: Universitas Sebelas Maret.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (1983) *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B dan Supriatna, L (2011) *Pengaruh Frekuensi Gempa Terhadap Respons Bangunan Bertingkat*. Surakarta: Universitas Muhammadiyah Surakarta.
- FEMA 356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Wasington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Laseri, Y. T. (2017) *Analisis Pushover Terhadap Ketidakberaturan Struktur Gedung Universitas 9 Lantai*. Jakarta: Universitas Bakrie.
- Mamesah, H. Y., Wallah, S. E., Windah, R. S. (2014) Analisis *Pushover* pada Bangunan dengan *Soft First Story*. *Jurnal Sipil Statik*, Vol.2 (4), hal. 214-224.
- Natawidjaja dan Triyoso (2009) *Karakter Segmen Sesar di Zona Subduksi Sumatera*. *Jurnal Gempa dan Tsunami*.
- Nuridianti, Ulfa (2013) *Studi Keandalan Struktur Gedung Tinggi Tidak Beraturan Menggunakan Pushover Analysis Pada Tanah Medium*. Makassar: Universitas Hasanuddin.
- Parinduri, B. S. M. (2013) *Evaluasi Daktilitas pada Bangunan Rumah Toko di Kota Pematang Siantar Terkait dengan Peraturan Gempa*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, UMSU.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

USA: ACI 440.2R-08 (2008), *Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening concrete structures*, July 2008
America: American Concrete Institute.

Tavio & Usman Wijaya (2018) *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*. Yogyakarta: ANDI

Titono, Michael (2010) *Analisis Ketahanan Gempa dalam Rangka Konservasi Bangunan Bersejarah, Studi Kasus: Gedung X*. Depok: Universitas Indonesia

LAMPIRAN

A. HAMMER TEST

A1. Ruko A Jln. Tuasan Kec. Medan Tembung

Berikut ini adalah hasil pengujian *hammer test* di lapangan yang tercantum pada Tabel A1.

Tabel A1. Hasil pengujian *hammer test* Ruko A.

Elemen Struktur		Kolom				Balok			
Sudut Pukulan		0°		0°		+90°		-90°	
Kode Bidang Uji		K1		K2		B1		B2	
Elemen Struktur	1	32	0	30	1	22	-1	26	-1
	2	32	0	30	1	20	1	24	1
	3	32	0	30	1	22	-1	26	-1
	4	32	0	30	1	22	-1	26	-1
	5	34	-2	32	-1	20	1	22	3
	6	32	0	30	1	20	1	24	1
	7	32	0	34	-3	22	-1	24	1
	8	32	0	30	1	20	1	22	3
	9	32	0	34	-3	24	-3	26	-1
	10	34	-2	34	-3	22	-1	26	-1
R Minimum		32		30		20		22	
R Maksimum		34		34		24		26	
R rata-rata		32		31		21		25	
Simpangan Baku		0.7		3.6		1.8		2.7	
Koef. Variasi		0.02		0.11		0.09		0.11	
Perkiraan Kuat Tekan Beton Terkoreksi		Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²
	R	32.4		31.4		23.2		27.3	
	Average	280	22.3	260	20.5	100	7.1	217	16.8

A2. Ruko B Jln. Alfalah IV Lk.VIII

Berikut ini adalah hasil pengujian *hammer test* di lapangan yang tercantum pada Tabel A2.

Tabel A2. Hasil pengujian *hammer test* Ruko B

Elemen Struktur		Kolom				Balok			
Sudut Pukulan		0°		0°		+90°		-90°	
Kode Bidang Uji		K1		K2		B1		B2	
Elemen Struktur	1	22	0	32	-4	20	-1	30	3
	2	22	0	28	0	18	1	30	3
	3	24	-2	28	0	18	1	34	-1
	4	20	2	26	2	18	1	34	-1
	5	24	-2	28	0	18	1	34	-1
	6	22	0	28	0	18	1	34	-1
	7	24	-2	26	2	18	1	40	-6
	8	24	-2	28	0	20	-1	38	-5
	9	22	0	32	-4	18	1	34	-1
	10	20	2	28	0	20	-1	32	1
R Minimum		20		26		18		30	
R Maksimum		24		32		20		38	
R rata-rata		22		28		19		33	
Simpangan Baku		2.5		4.3		0.9		6.0	
Koef. Variasi		0.11		0.15		0.05		0.18	
Perkiraan Kuat Tekan Beton Terkoreksi		Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²
	R	22.4		28.4		19.5		39.3	
	Average	280	22.3	260	20.5	100	7.1	440	36.7

A3. Ruko C Jln. Budi Kemasyarakatan Kec. Medan Barat

Berikut ini adalah hasil pengujian *hammer test* di lapangan yang tercantum pada Tabel A3.

Tabel A3. Hasil pengujian *hammer test* Ruko C.

Elemen Struktur		Kolom				Balok			
Sudut Pukulan		0°		0°		+90°		-90°	
Kode Bidang Uji		K1		K2		B1		B2	
Elemen Struktur	1	28	0	26	-2	12	-1	28	0
	2	28	0	26	-2	12	-1	28	0
	3	28	0	26	-2	10	1	26	2
	4	28	0	26	-2	12	-1	30	-2
	5	28	0	24	0	12	-1	28	0
	6	28	0	22	2	12	-1	28	0
	7	26	2	22	2	10	1	28	0
	8	28	0	23	1	10	1	28	0
	9	28	0	24	0	12	-1	28	0
	10	30	-2	22	2	10	1	26	2
R Minimum		26		22		10		26	
R Maksimum		30		26		12		30	
R rata-rata		28		24		11		28	
Simpangan Baku		0.9		3.2		1.1		1.3	
Koef. Variasi		0.03		0.13		0.10		0.05	
Perkiraan Kuat Tekan Beton Terkoreksi		Kg / cm²	N/mm²	Kg / cm²	N/mm²	Kg / cm²	N/mm²	Kg / cm²	N/mm²
	R	28.0		24.1		12.3		29.1	
	Average	208	16.0	128	9.3	100	7.1	125	9.1

B. Respon Spektrum Medan dengan Kondisi Tanah Lunak

Tabel B1: Respon spektrum desain gempa kota Medan dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

Respon Spektrum Kondisi Tanah Lunak Data yang Diperoleh	
T(Detik)	Sa(g)
0,000	0,235
0,181	0,587
0,906	0,587
0,956	0,556
1,006	0,528
1,056	0,503
1,106	0,481
1,156	0,460
1,206	0,441
1,256	0,423
1,306	0,407
1,356	0,392
1,406	0,378
1,456	0,365
1,506	0,353
1,556	0,342
1,606	0,331
1,656	0,321
1,706	0,312
1,756	0,303
1,806	0,294
1,856	0,286
1,906	0,279
1,956	0,272
2,006	0,265
2,056	0,259

Tabel B1: *Lanjutan.*

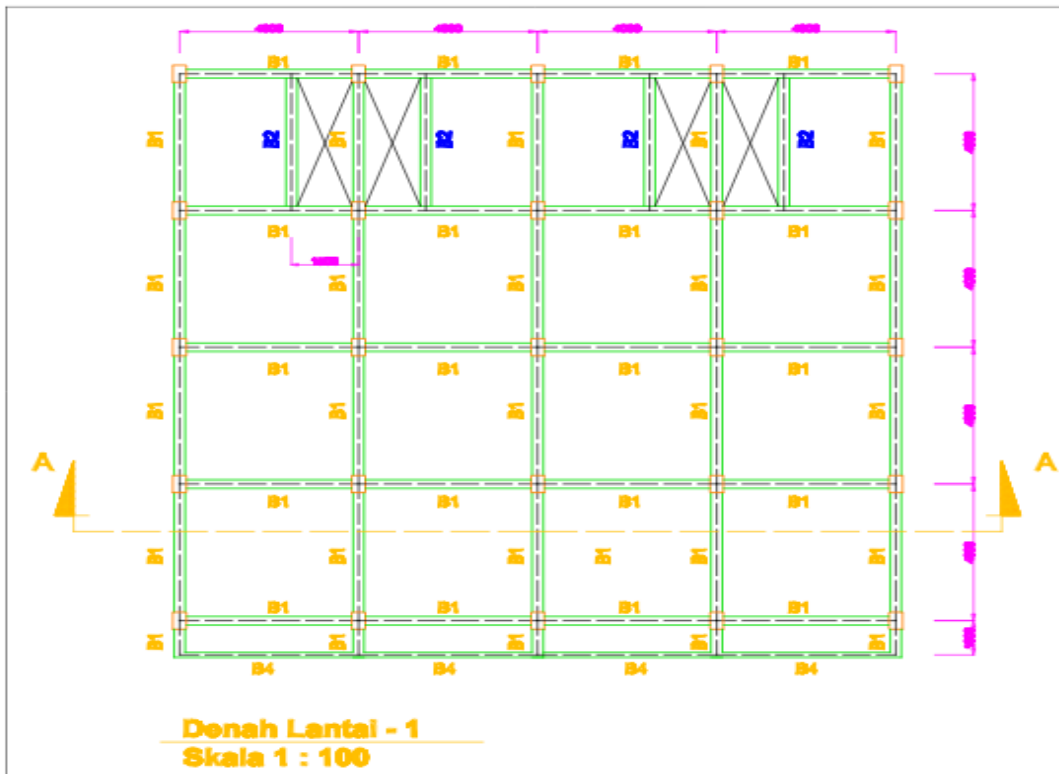
T(Detik)	Sa(g)
2,106	0,252
2,156	0,247
2,206	0,241
2,256	0,236
2,306	0,231
2,356	0,226
2,406	0,221
2,456	0,216
2,506	0,212
2,556	0,208
2,606	0,204
2,656	0,200
2,706	0,196
2,756	0,193
2,806	0,189
2,856	0,186
2,906	0,183
2,956	0,180
3,006	0,177
3,056	0,174
3,106	0,171
3,156	0,168
3,206	0,166
3,256	0,163
3,306	0,161
3,356	0,158
3,406	0,156
3,456	0,154
3,506	0,152

Tabel B1: *Lanjutan.*

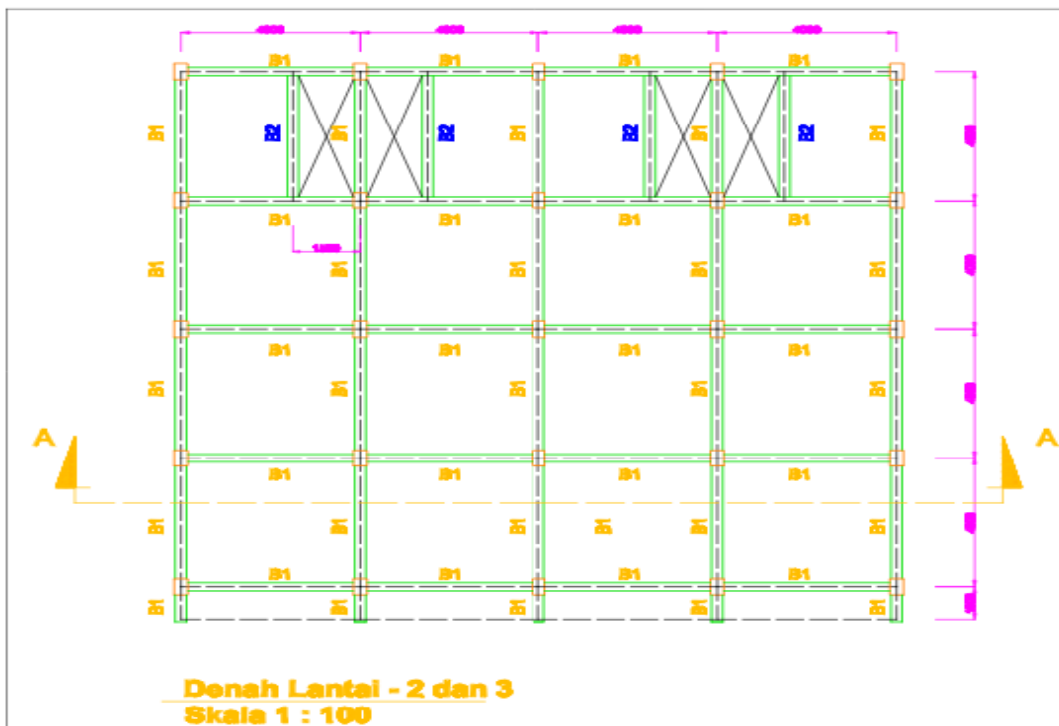
3,556	0,150
3,606	0,147
3,656	0,145
3,706	0,143
3,756	0,142
3,806	0,140
3,856	0,138
3,906	0,136
3,956	0,134
4,006	0,133
4,056	0,131
4,106	0,129
4,156	0,128
4,206	0,126
4,256	0,125
4,306	0,123
4,356	0,122
4,406	0,121
4,456	0,119
4,506	0,118
4,556	0,117
4,606	0,115
4,656	0,114
4,706	0,113
4,756	0,112
4,806	0,111
4,256	0,125
4,306	0,123
4,356	0,122
4,806	0,111

C. Gambar Denah

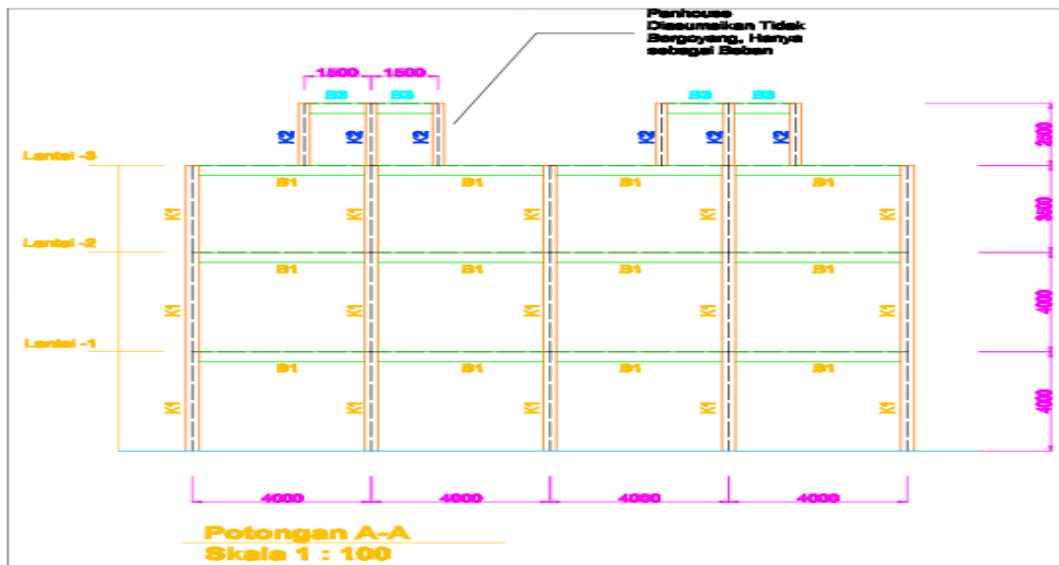
C1. Ruko A Jln. Tuasan Kec. Medan Tembung



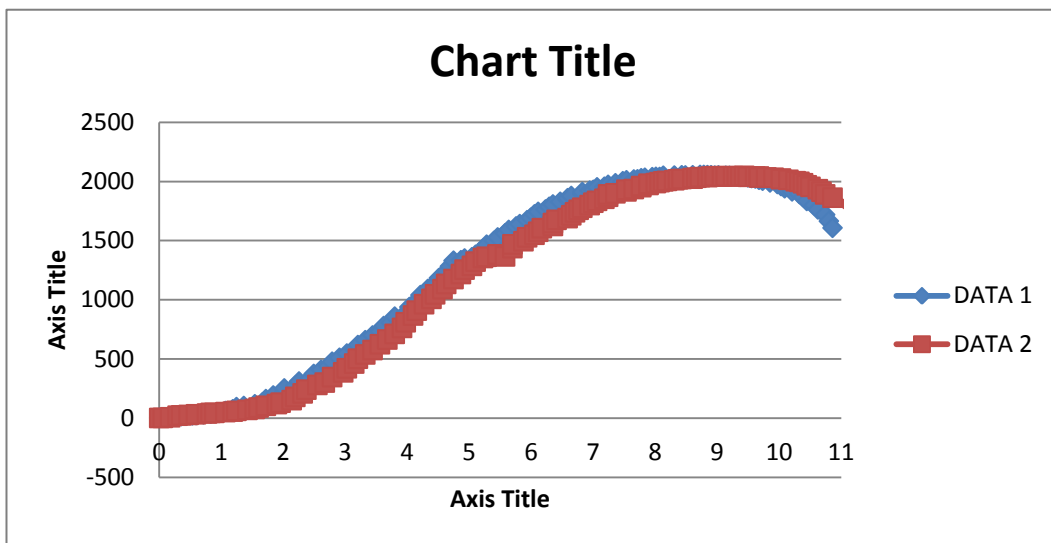
Gambar C1: Denah Lantai 1 Ruko A.



Gambar C2: Denah Lantai 2 Ruko A.



Gambar C3: Potongan A-A ruko A.



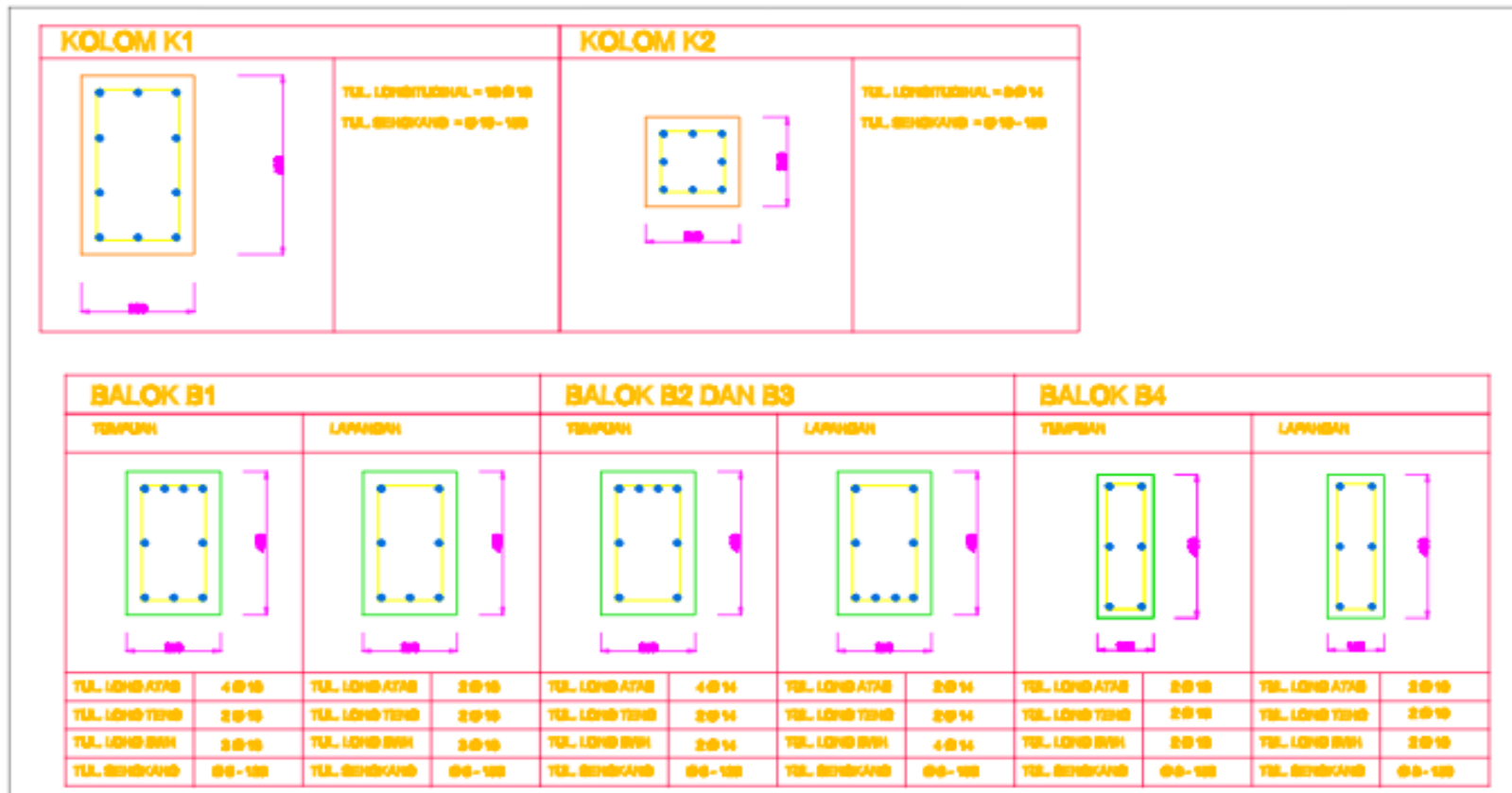
Gambar C4: Grafik uji tarik dan leleh laboratorium.

Tabel C1: Material properties kuat tekan beton Ruko A.

Elemen Struktur	Kolom				Balok				
	0°		0°		+90°		-90°		
Sudut Pukulan									
Kode Bidang Uji	K1		K2		B1		B2		
Perkiraan Kuat Tekan Beton	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	
R	32,4		31,4		23,2		27,3		
Terkoreksi	Average	280	22,3	260	20,5	100	7,1	217	16,8

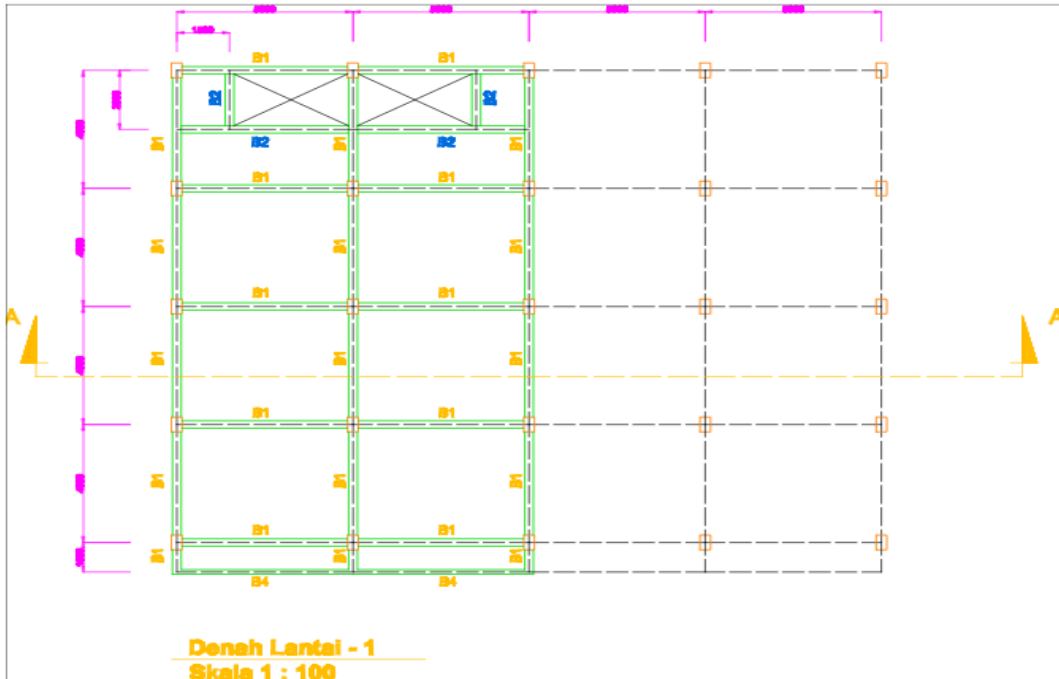
Material Properties Kuat Tekan Beton :
 Kolom , $f'_c = 21,4$ MPa
 Balok , $f'_c = 11,9$ MPa

Tebal Pelat Lantai (t_p) = 120 mm
 Kuat Tekan Beton = 11,9 MPa

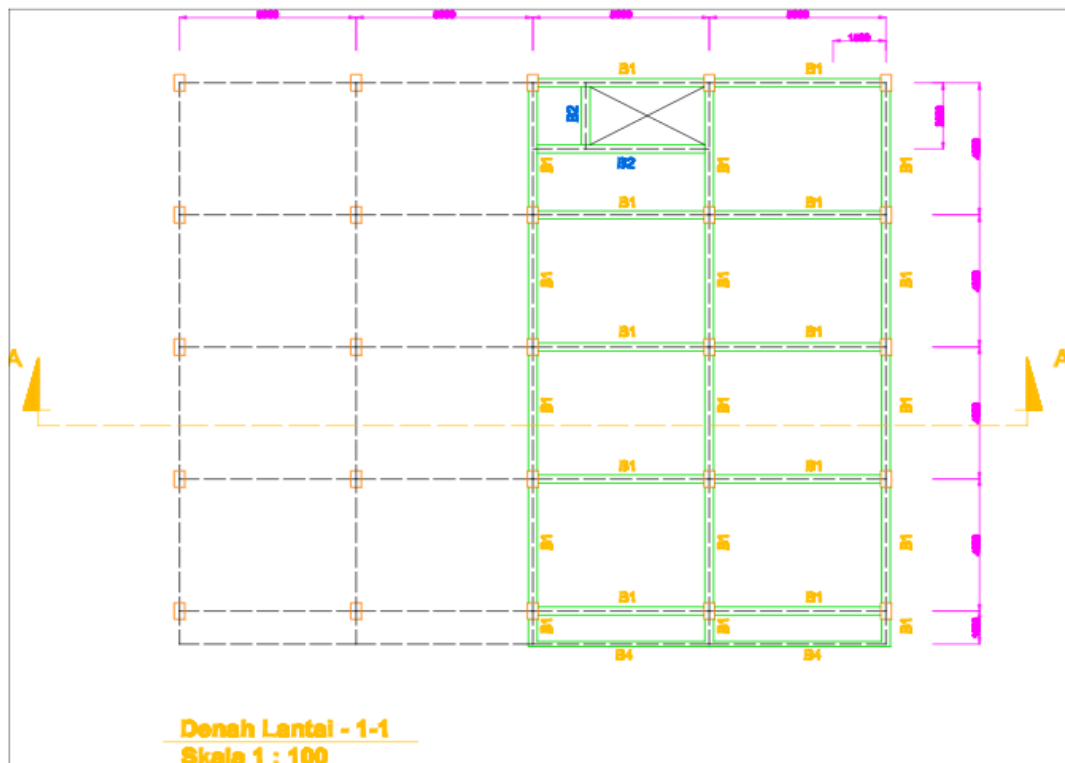


Gambar C5: Penulangan balok dan kolom Ruko A

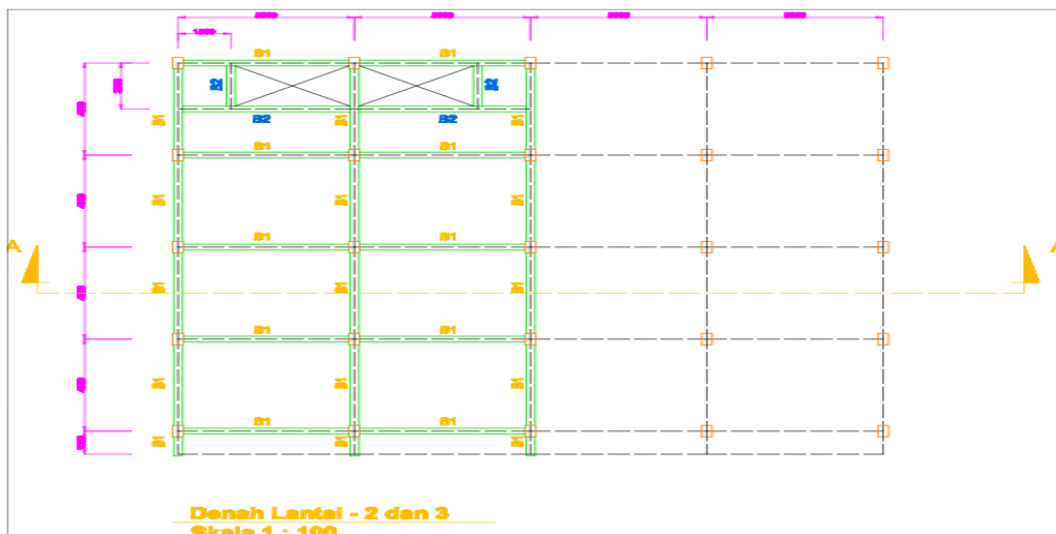
C2. Ruko B Jln. Alfalah 4 Lk.VIII Kec. Medan Timur



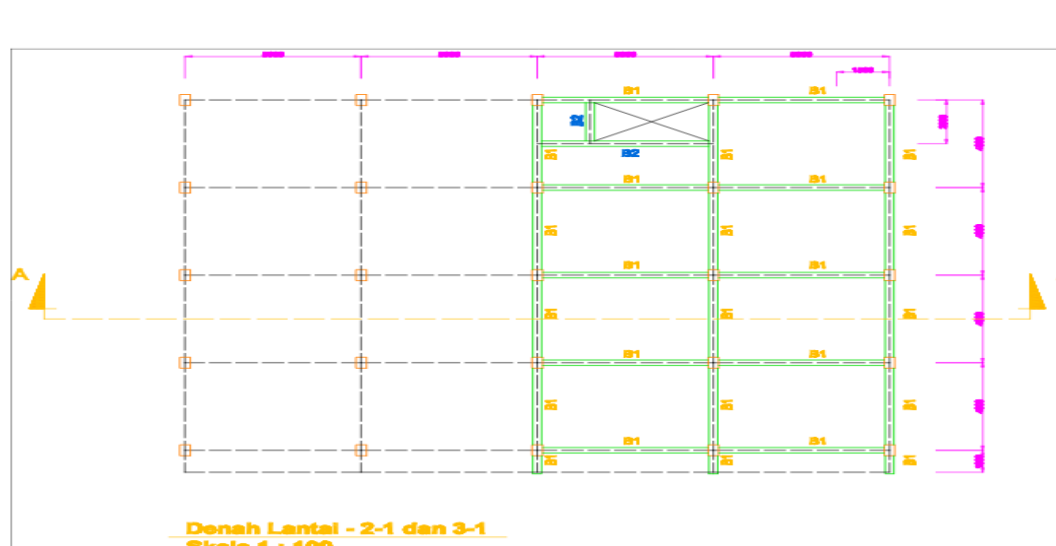
Gambar C5: Denah lantai 1 Ruko B.



Gambar C6: Denah lantai 1.1 Ruko B



Gambar C7: Denah lantai 2 dan 3 Ruko B.



Gambar C8: Denah lantai 2.1 dan 3.1 Ruko B.



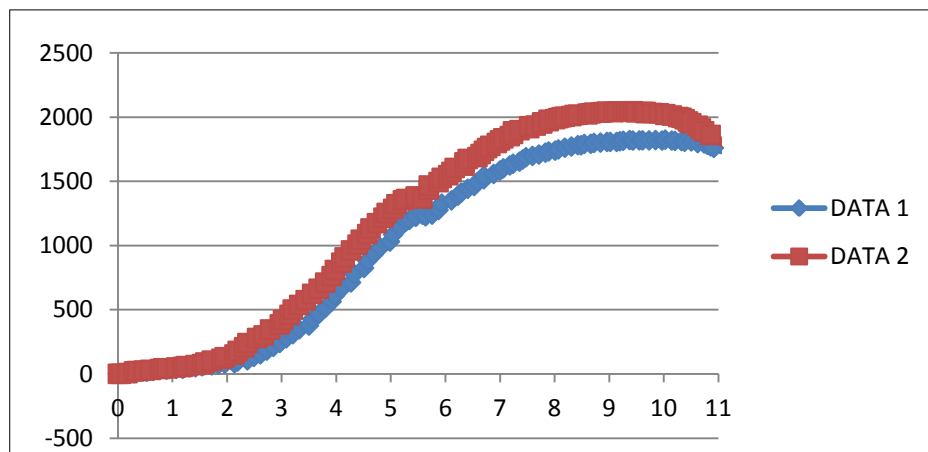
Gambar C9: Potongan A-A Ruko B.

Tabel C2: Material properties kuat tekan beton Ruko B

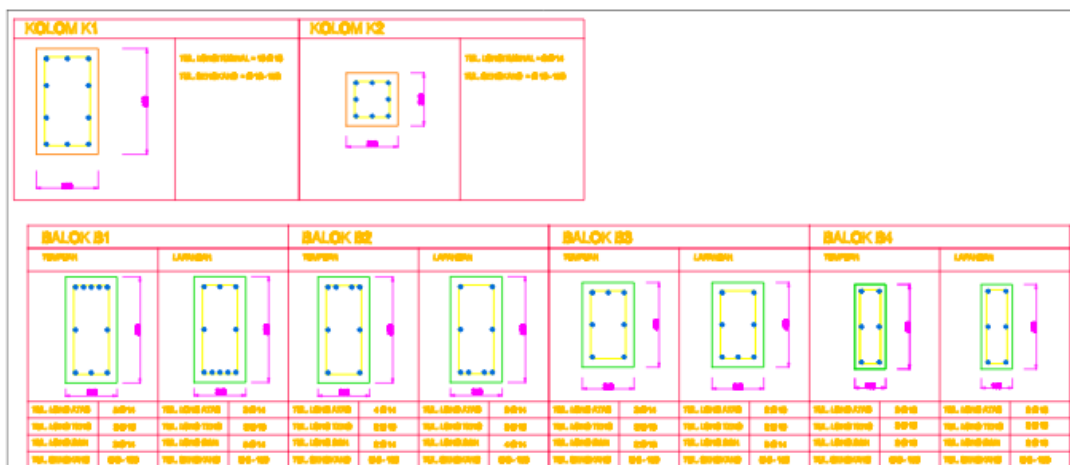
Elemen Struktur		Kolom				Balok				
Sudut Pukulan		0°		0°		+90°		-90°		
Kode Bidang Uji		K1		K2		B1		B2		
Perkiraan Kuat		Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	
Tekan Beton		R	22,4		28,4		19,5		39,3	
Terkoreksi		Average	280	22,3	260	20,5	100	7,1	440	36,7

Material Properties Kuat Tekan Beton :
 Kolom , f_c = 21,4 MPa
 Balok , f_c = 21,9 MPa

Tebal Pelat Lantai (d_f) = 100 mm
 Kuat Tekan Beton = 21,9 MPa

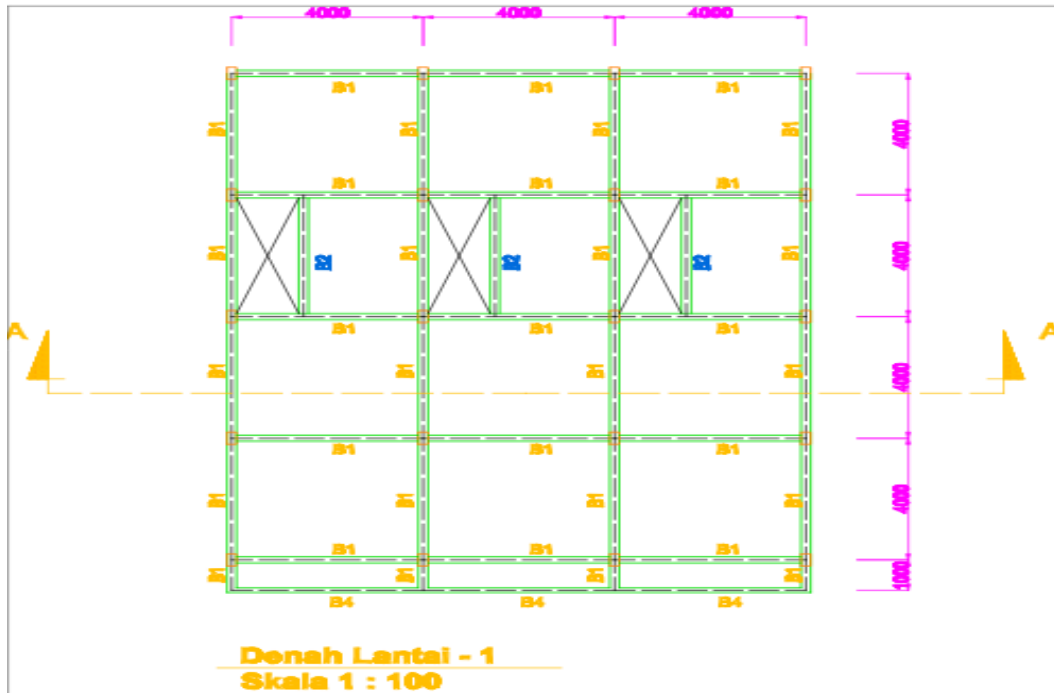


Gambar C10: Grafik uji tarik dan leleh laboratorium

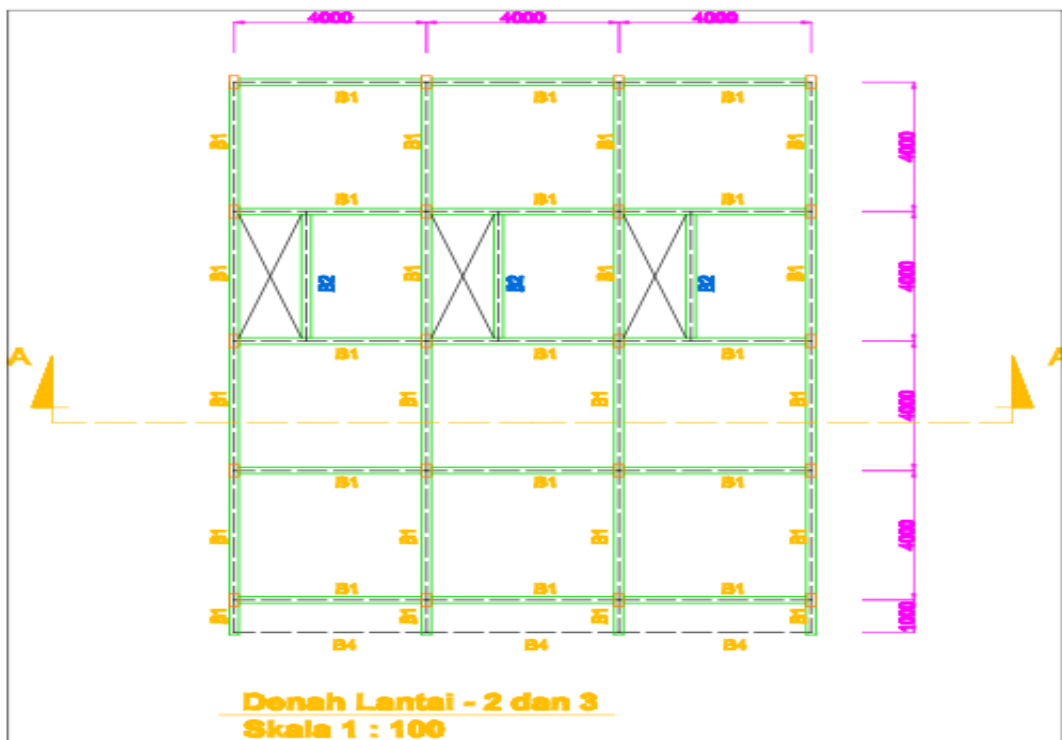


Gambar C11: Penulangan balok dan kolom Ruko B.

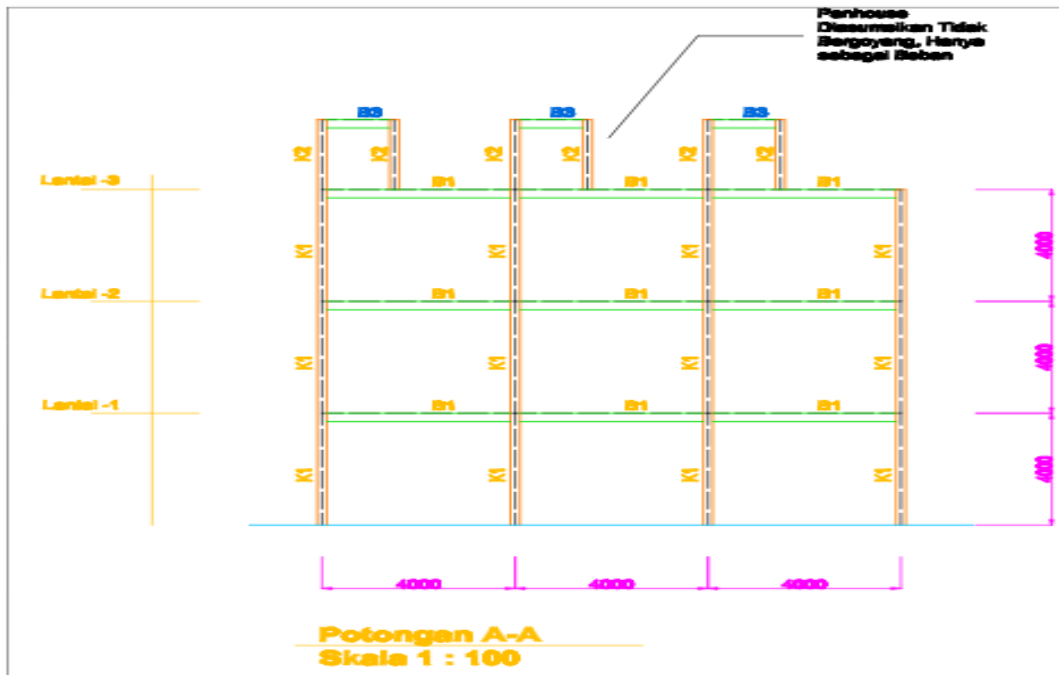
C3. Ruko C Jln. Budi Kemasyarakatan Kec. Medan Barat



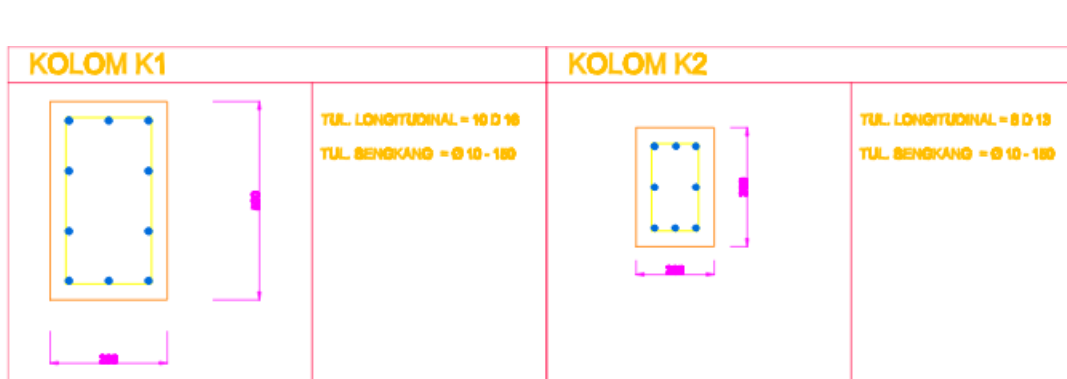
Gambar C12: Denah lantai 1 Ruko C.



Gambar C13: Denah lantai 2 dan 3 Ruko C.



Gambar C14: Potongan A-A Ruko C.



Gambar C15: Penulangan kolom Ruko C.

Tabel C3: Material properties kuat tekan beton Ruko C.

Elemen Struktur	Kolom				Balok			
	0°		0°		+90°		-90°	
Kode Bidang Uji	K1		K2		B1		B2	
Perkiraan Kuat	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²	Kg / cm ²	N/mm ²
Tekan Beton	R	28,0		24,1		12,3		29,1
Terkoreksi	Average	208	16,0	128	9,3	100	7,1	125
								9,1

Material Properties Kuat Tekan Beton :
 Kolom , $f_c' = 12,7 \text{ MPa}$
 Balok , $f_c' = 8,1 \text{ MPa}$

Tebal Pelat Lantai (p) = 120 mm
 Kuat Tekan Beton = 8,1 MPa

BALOK B1		BALOK B2		BALOK B3		BALOK B4	
TEBUPIN	LAPISAN	TEBUPIN	LAPISAN	TEBUPIN	LAPISAN	TEBUPIN	LAPISAN
TEL. L010-A170	4 Ø 10	TEL. L010-A170	3 Ø 10	TEL. L010-A170	4 Ø 10	TEL. L010-A170	3 Ø 10
TEL. L010-T100	3 Ø 10	TEL. L010-T100	3 Ø 10	TEL. L010-T100	3 Ø 10	TEL. L010-T100	3 Ø 10
TEL. L010-S10	3 Ø 10	TEL. L010-S10	3 Ø 10	TEL. L010-S10	3 Ø 10	TEL. L010-S10	3 Ø 10
TEL. S010-T10	3 Ø 10	TEL. S010-T10	3 Ø 10	TEL. S010-T10	3 Ø 10	TEL. S010-T10	3 Ø 10

Gambar C10: Penulangan balok Ruko C.

D. Hasil Output Analisis *Pushover*

Berikut ini adalah output beban dorong hasil *running* dengan program analisis struktur.

1. Ruko A

Tabel D1: Output Beban Dorong Arah x-x.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	mm	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH X	0	-6.206E-14	0	1008	0	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	1	-20	70758.38	1008	0	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	2	-27.07517	95789.73	1006	2	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	3	-37.599624	130123.68	950	58	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	4	-38.92617	132134.67	928	80	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	5	-39.479459	132665.16	918	90	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	6	-39.702827	132789.87	914	94	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	7	-40.315622	133005.52	910	98	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	8	-40.761043	133082.71	906	102	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	9	-44.334932	131939.75	906	102	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	10	-45.693319	131950.42	906	102	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	11	-45.713319	131597.36	906	102	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	12	-55.713319	127046.38	906	102	0	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	13	-73.940985	122548.4	906	4	98	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	14	-88.131322	122417.61	906	2	100	0	0	0	0	0	1008
PUSH X	15	-103.964718	117378.32	906	2	38	62	0	0	0	0	1008

Tabel D2: *Lanjutan.*

PUSH Y	15	-63.719175	235180.11	870	122	16	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	16	-66.106031	236856.04	870	94	44	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	17	-68.621629	237952.2	870	72	66	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	18	-68.622003	237954.84	870	72	66	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	19	-68.632003	238596.16	870	72	66	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	20	-76.632852	234872.55	870	42	96	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	21	-84.643092	237645.75	870	38	100	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	22	-88.059357	237865.62	870	38	100	0	0	0	0	0	1008
PUSH Y	23	-92.984043	239174.76	870	38	94	6	0	0	0	0	1008
PUSH Y	24	-93.601088	239206.65	870	38	94	6	0	0	0	0	1008
PUSH Y	25	-102.100317	234315.14	870	38	38	58	0	4	0	0	1008
PUSH Y	26	-109.075343	236073.54	870	38	4	84	0	12	0	0	1008
PUSH Y	27	-111.031359	236310.59	870	38	4	72	0	24	0	0	1008
PUSH Y	28	-112.153114	236308.33	870	38	4	56	0	40	0	0	1008
PUSH Y	29	-113.564979	236117.31	870	38	4	52	0	44	0	0	1008
PUSH Y	30	-115.03049	235817.79	870	38	4	40	0	56	0	0	1008

2. Ruko B

Tabel D3: Output Beban Dorong Arah x-x.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CptoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	mm	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH X	0	0.188404	0	616	0	0	0	0	0	0	0	616
PUSH X	1	-9.811203	34332.04	616	0	0	0	0	0	0	0	616
PUSH X	2	-18.644603	64659.81	615	1	0	0	0	0	0	0	616
PUSH X	3	-28.644126	98803.14	615	1	0	0	0	0	0	0	616
PUSH X	4	-44.233577	148872.45	571	13	0	0	0	0	0	32	616
PUSH X	5	-54.65512	178988.35	552	19	0	0	0	0	0	45	616
PUSH X	6	-69.868885	222437.08	515	9	10	4	0	0	0	78	616
PUSH X	7	-82.0634	256630.19	487	14	6	4	0	5	0	100	616
PUSH X	8	-89.813323	278049.5	475	16	3	6	0	6	0	110	616

Tabel D4: Output Beban Dorong Arah y-y.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CptoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	mm	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH Y	0	-0.126054	0	616	0	0	0	0	0	0	0	616
PUSH Y	1	-10.125954	82767.51	616	0	0	0	0	0	0	0	616
PUSH Y	2	-20.125846	165533.3	614	0	0	0	0	0	0	2	616
PUSH Y	3	-21.560101	177403.58	613	1	0	0	0	0	0	2	616
PUSH Y	4	-32.403903	256973.15	557	21	0	0	0	0	0	38	616

Tabel D4: *Lanjutan.*

PUSH Y	5	-42.41856	321977.6	525	32	3	0	0	0	0	56	616
PUSH Y	6	-52.85657	389256.25	486	43	4	1	0	2	0	80	616
PUSH Y	7	-62.918216	452817.62	456	54	8	0	0	3	0	95	616
PUSH Y	8	-73.230763	516422.5	431	61	6	1	0	7	0	110	616
PUSH Y	9	-84.096265	581761.61	413	69	4	2	0	8	0	120	616
PUSH Y	10	-94.507775	644123.02	390	76	6	1	0	10	0	133	616
PUSH Y	11	-104.817579	705618.85	366	87	3	4	0	11	0	145	616
PUSH Y	12	-114.946486	765726.6	354	87	5	0	0	16	0	154	616
PUSH Y	13	-127.250388	838464.94	336	94	5	0	0	16	0	165	616
PUSH Y	14	-147.011197	955063.11	319	96	3	3	0	17	0	178	616
PUSH Y	15	-157.781159	1018573.83	307	100	3	1	0	20	0	185	616
PUSH Y	16	-171.104801	1096988.93	300	96	8	0	0	21	0	191	616
PUSH Y	17	-187.88715	1195710.85	292	96	12	0	0	21	0	195	616
PUSH Y	18	-202.387526	1280955.62	286	98	13	0	0	21	0	198	616
PUSH Y	19	-214.211641	1350452.31	278	101	13	0	0	21	0	203	616
PUSH Y	20	-229.661235	1441182.68	273	101	14	0	0	22	0	206	616
PUSH Y	21	-239.655199	1499869.52	269	101	14	0	0	22	0	210	616
PUSH Y	22	-249.65012	1558546.5	265	99	16	0	0	22	0	214	616
PUSH Y	23	-261.369111	1627335.41	257	99	20	1	0	22	0	217	616
PUSH Y	24	-275.109033	1707964.81	246	103	23	2	0	22	0	220	616
PUSH Y	25	-285.103588	1766586.64	243	103	24	3	0	22	0	221	616
PUSH Y	26	-302.322889	1867562.21	236	104	26	1	0	24	0	225	616
PUSH Y	27	-320.759533	1975612.58	229	104	29	0	0	25	0	229	616
PUSH Y	28	-335.486474	2061883.88	224	106	30	0	0	25	0	231	616

Tabel C4: *Lanjutan.*

PUSH Y	29	-353.854295	2169425.7	218	105	34	0	0	25	0	234	616
PUSH Y	30	-369.331026	2259991.55	214	99	40	1	0	25	0	237	616
PUSH Y	31	-386.149503	2358313.76	210	99	43	2	0	25	0	237	616
PUSH Y	32	-401.879111	2450226.6	208	101	43	2	0	25	0	237	616
PUSH Y	33	-418.387606	2546638.56	207	101	43	1	0	26	0	238	616
PUSH Y	34	-432.389304	2628340.48	205	103	43	0	0	27	0	238	616
PUSH Y	35	-447.072615	2713983.65	198	104	48	0	0	27	0	239	616
PUSH Y	36	-466.008518	2824394.21	197	103	48	0	0	28	0	240	616
PUSH Y	37	-478.282653	2895932.19	195	104	49	0	0	27	1	240	616
PUSH Y	38	-490.751547	2968592.02	192	107	49	0	0	27	0	241	616
PUSH Y	39	-510.720559	3084931.59	191	104	53	0	0	27	0	241	616
PUSH Y	40	-525.52836	3171170.89	190	100	57	0	0	28	0	241	616
PUSH Y	41	-537.701867	3242017.96	189	100	57	0	0	29	0	241	616
PUSH Y	42	-556.310144	3350286.52	188	99	58	0	0	30	0	241	616
PUSH Y	43	-576.273011	3466381.78	186	100	58	0	0	31	0	241	616
PUSH Y	44	-593.058645	3563936.87	184	98	59	0	0	33	0	242	616
PUSH Y	45	-605.739385	3637612.79	184	96	60	0	0	34	0	242	616
PUSH Y	46	-623.453629	3740543.27	182	95	62	0	0	34	0	243	616
PUSH Y	47	-643.411148	3856393.93	180	94	65	0	0	34	0	243	616
PUSH Y	48	-655.640363	3927331.51	179	91	68	0	0	35	0	243	616
PUSH Y	49	-667.410738	3995559.56	179	90	69	0	0	35	0	243	616
PUSH Y	50	-682.091845	4080677.67	177	91	68	2	0	34	0	244	616
PUSH Y	51	-683.058991	4086332.61	176	91	69	2	0	33	1	244	616
PUSH Y	52	-683.052484	4086072.52	176	91	69	2	0	33	0	245	616

3. Ruko C

Tabel D5: Output Beban Dorong Arah x-x

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	mm	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH X	0	0.003922	0	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	1	-9.995927	5561.62	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	2	-19.995796	11123.24	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	3	-29.995686	16684.84	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	4	-39.995597	22246.43	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	5	-49.995528	27808.01	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	6	-59.99548	33369.59	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	7	-68.075175	37863.04	395	1	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	8	-73.729935	40668.72	372	24	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	9	-75.95744	41193.53	362	34	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	10	-77.397329	41403.99	357	39	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	11	-78.810372	41504.3	356	40	0	0	0	0	0	0	396
PUSH X	12	-88.340107	41647.16	356	39	1	0	0	0	0	0	396
PUSH X	13	-93.299973	41974.32	356	18	22	0	0	0	0	0	396
PUSH X	14	-102.912998	42068.89	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	15	-112.680405	42543.54	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	16	-122.258947	42677.76	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	17	-131.985448	43111.16	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	18	-141.543947	43272.71	356	0	40	0	0	0	0	0	396

Tabel D5: *Lanjutan.*

PUSH X	19	-151.266238	43681.38	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	20	-160.815426	43846.29	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	21	-170.552047	44247.86	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	22	-180.129247	44416.41	356	0	40	0	0	0	0	0	396
PUSH X	23	-189.855865	44780.19	356	0	38	0	0	2	0	0	396
PUSH X	24	-193.483062	45039.25	356	0	31	0	0	9	0	0	396
PUSH X	25	-194.87102	45097.25	356	0	26	0	0	14	0	0	396
PUSH X	26	-196.140541	45099.79	356	0	18	0	0	22	0	0	396
PUSH X	27	-200.035625	45069.11	356	0	2	0	0	38	0	0	396
PUSH X	28	-211.378818	44866.14	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	29	-221.375212	44681.28	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	30	-231.377822	44506.3	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	31	-241.374622	44321.57	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	32	-251.37694	44146.17	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	33	-261.373742	43961.46	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	34	-271.375874	43787.08	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	35	-281.372707	43602.2	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	36	-291.374828	43428.65	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	37	-301.371705	43243.67	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	38	-311.373769	43070.6	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	39	-321.370699	42885.63	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	40	-331.372733	42712.8	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	41	-341.369721	42527.91	356	0	0	0	0	40	0	0	396

Tabel D5: *Lanjutan.*

PUSH X	42	-351.371714	42355.16	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	43	-361.368763	42170.41	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	44	-371.370667	41997.55	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	45	-381.367808	41813.03	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	46	-391.36951	41639.78	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	47	-401.366758	41455.52	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	48	-411.368372	41282.13	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	49	-421.365688	41098.05	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	50	-431.367172	40924.4	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	51	-441.364618	40740.66	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	52	-451.365931	40566.65	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	53	-461.363436	40383.08	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	54	-471.364701	40209	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	55	-481.362268	40025.61	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	56	-491.363483	39851.46	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	57	-501.361113	39668.25	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	58	-511.362276	39494.03	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	59	-521.359969	39311	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	60	-531.361082	39136.71	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	61	-541.358837	38953.85	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	62	-551.359898	38779.49	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	63	-561.357716	38596.81	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	64	-571.358723	38422.34	356	0	0	0	0	40	0	0	396

Tabel D5: *Lanjutan.*

PUSH X	65	-581.356604	38239.85	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	66	-591.357535	38065.03	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	67	-601.35549	37882.85	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	68	-611.35636	37707.85	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	69	-621.354378	37525.86	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	70	-631.355195	37350.78	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	71	-641.353275	37168.97	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	72	-651.35404	36993.82	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	73	-661.352182	36812.19	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	74	-671.352891	36636.76	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	75	-681.351098	36455.47	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	76	-691.35175	36279.76	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	77	-701.35002	36098.63	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	78	-711.350618	35922.87	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	79	-721.34895	35741.91	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	80	-731.349495	35566.09	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	81	-741.347888	35385.32	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	82	-751.348381	35209.44	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	83	-761.346835	35028.84	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	84	-771.347276	34852.89	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	85	-781.345791	34672.48	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	86	-791.34618	34496.47	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	87	-801.344756	34316.24	356	0	0	0	0	40	0	0	396

Tabel D5: *Lanjutan.*

PUSH X	88	-811.345092	34140.16	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	89	-821.343729	33960.11	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	90	-831.344013	33783.96	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	91	-841.34271	33604.09	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	92	-851.342942	33427.88	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	93	-861.3417	33248.19	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	94	-871.341879	33071.92	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	95	-881.340698	32892.41	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	96	-891.340825	32716.07	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	97	-901.339704	32536.74	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	98	-911.339779	32360.33	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	99	-921.338718	32181.18	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	100	-931.338741	32004.71	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	101	-941.33774	31825.74	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	102	-951.337711	31649.2	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	103	-961.33677	31470.41	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	104	-971.336689	31293.81	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	105	-981.335808	31115.2	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	106	-991.335675	30938.53	356	0	0	0	0	40	0	0	396
PUSH X	107	-999.995367	30784	356	0	0	0	0	40	0	0	396

Tabel D6: Output Beban Dorong Arah y-y

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	mm	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH Y	0	-0.74977	0	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	1	-10.749243	16484.17	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	2	-20.748866	32967.83	396	0	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	3	-27.481508	44065.73	395	1	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	4	-37.481379	60508.2	395	1	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	5	-51.633716	83749.64	394	2	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	6	-57.171758	91844.56	376	20	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	7	-67.929133	99115.74	362	34	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	8	-69.762358	100038.84	358	38	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	9	-70.370151	100235.4	353	43	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	10	-71.966814	100442.76	352	44	0	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	11	-81.471026	99911.93	352	23	21	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	12	-82.237936	100178.54	352	22	22	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	13	-100.965655	101844.84	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	14	-105.677423	102806.32	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	15	-115.221857	102126.02	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	16	-121.60507	103973.35	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	17	-130.826829	103113.93	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	18	-135.170898	104329.62	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	19	-153.703017	105546.45	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	20	-166.736267	107130.32	352	4	40	0	0	0	0	0	396
PUSH Y	21	-175.826155	108225.57	351	5	35	0	0	5	0	0	396

Tabel D6: *Lanjutan.*

PUSH Y	22	-178.639663	108349.4	351	5	22	0	0	18	0	0	396
PUSH Y	23	-183.204699	108233.89	351	5	18	0	0	22	0	0	396
PUSH Y	24	-183.857282	108237.96	351	5	17	0	0	23	0	0	396

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI

Nama Lengkap : Andi Syaputra
Tempat, Tanggal Lahir : Batang Kuis, 25 September 1993
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Jln. Sugeng Pasar XI Dusun X Desa Sei Rotan Kec.
Percut Sei Tuan Kab. Deli Serdang, Sumatera Utara
No. Telp : 082310437981
Email : andisyaputra0108@gmail.com
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Muhammad Yatin
Ibu : Komsiah

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. SD Negeri No. 104607 Sei Rotan : Berijazah Tahun 2006
2. SMP Negeri 2 Percut Sei Tuan : Berijazah Tahun 2009
3. SMA Negeri 1 Batang Kuis : Berijazah Tahun 2012
4. Melanjutkan Kuliah di Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara tahun 2014.