

TUGAS AKHIR

**KINERJA STRUKTUR BAJA GOR BULU TANGKIS
LETDA SUJONO MEDAN AKIBAT GEMPA
(Studi Kasus)**

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

Disusun Oleh:

**YOPY SHAHPUTRA HIA
1407210021**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2018**

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : YOPY SHAHPUTRA HIA
NPM : 1407210021
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Kinerja Struktur Baja Gor Bulu Tangkis Letda Sujono, Medan
Akibat Gempa (Studi Kasus)
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.

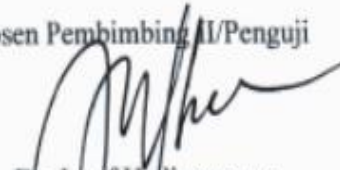
Medan, September 2018

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I/Penguji


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

Dosen Pembimbing II/Penguji


Dr. Josef Hadipramana

Dosen Pembimbing I/Penguji


Tondi Amulyah, ST., M.T

Dosen Pembimbing II/Penguji


Dr. Fahrizal Zulkarnain

Program Studi Teknik Sipil

Ketua



Dr. Fahrizal Zulkarnain

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : YOPY SHAHPUTRA HIA
Tempat/tgl. Lahir : Medan, 1 Juli 1996
NPM : 1407210021
Program Studi : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik

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

“KINERJA STRUKTUR BAJA GOR BULU TANGKIS LETDA SUJONO, MEDAN AKIBAT GEMPA” Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya, 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, September 2018
Saya yang menyatakan,



(YOPY SHAHPUTRA HIA)

ABSTRAK

KINERJA STRUKTUR BAJA GOR BULU TANGKIS LETDA SUJONO, MEDAN AKIBAT GEMPA

Yopy Shahputra Hia (1407210021)

Dr. Ade Faisal, ST., M.Sc

Dr. Josef Hadipramana

Konstruksi gor bulu tangkis memerlukan ruangan yang cukup luas tanpa tiang-tiang penyangga ditengah ruangan dengan bentang yang cukup lebar dan memerlukan ketinggian yang cukup tinggi. Kondisi ini sangat rawan terhadap beban lateral, angin dan gempa bumi. Tugas akhir ini bertujuan untuk menganalisis kinerja struktur baja gor bulu tangkis akibat gempa yang sesuai dengan peraturan pembebanan SNI 1727-2013 dan juga peraturan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 kemudian membuat disain profil yang aman sesuai peraturan SNI. Gedung yang dianalisis menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang memiliki tinggi 15,5 meter terdiri dari 1 lantai dan terletak di kota Medan dengan kondisi tanah sedang. Kondisi model 1 (di lapangan) yaitu rafter dan balok bagian tengah mengalami perlemahan akibat beban gravitasi, beban statik ekuivalen dan respon spektrum kemudian direncanakan Model 2 (disain baru) dengan mengganti profil rafter dan balok yang aman serta menganalisis sambungan momen dan sambungan sendi dari model 2. Analisa nonlinear yang digunakan pada tugas akhir ini yaitu analisis *pushover*. Dari analisa nonlinear yang didapat, simpangan model sambungan sendi pada step pertama sebesar 313,21 mm dan gaya geser dasar sebesar 3,89 ton sedangkan model sambungan momen pada step ke tiga sebesar 230,34 mm dan gaya geser dasar sebesar 19,5 ton. untuk berat profil baja yang dibutuhkan lebih berat model 2 (disain baru) daripada model 1 (di lapangan) dengan selisih 12,76%.

Kata kunci : analisis *pushover*, sambungan momen, sambungan sendi, simpangan.

ABSTRACT

PERFORMANCE OF STEEL BADMINTON SPORT BUILDING LETDA SUJONO, MEDAN DUE TO EARTHQUAKE

Yopy Shahputra Hia (1407210021)
Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc
Dr. Josef Hadipramana

The construction of badminton sports buildings requires a fairly large room without supporting poles in the middle of the room with a fairly wide span and requires a high enough height. This condition is very vulnerable to lateral loads of wind and earthquakes. This final project aims to analyze the performance of the steel structure of badminton gor due to the earthquake in accordance with the loading regulations SNI 1727-2013 and also earthquake based regulations SNI 1727-2012 then make a safe profile design accordingly. The building is analyzed using the special moment frame (SMF) which has a height of 15.5 meters consisting of 1 floor and is located in the city of Medan with moderate soil conditions. Model 1 (in the field) is analyzed using SMF namely rafter and center beams have weakened due to dead load, live load and equivalent static load then planned for Model 2 (new design) by replacing safe rafter and beam profiles and analyzing moment joints and joint joints of model 2. From the nonlinear analysis obtained, the deviation of the joint connection model in the first step is squal to 313,21 mm and the base shear force is squal to 3,89 ton while the moment connection on the third step is equal to 230,34 mm and the base shear force is equal to 19,5 ton. For the weight steel profile is needed heavier model 2 (new design) than the model 1 (in the field) with a difference 12,76 %.

Keywords: pushover analysis, connection moment, connection joints, displacement.

KATA PENGANTAR

Assalamu'Alaikum Wr. Wb

Alhamdulillahirabil'alamin, segala puji kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat, taufik serta hidayah-Nya kepada penulis, sehingga atas barokah dan ridho-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini sebagai mana yang diharapkan.

Adapun judul dari Tugas Akhir ini adalah “KINERJA STRUKTUR BAJA GOR BULU TANGKIS LETDA SUJONO, MEDAN AKIBAT GEMPA” yang diselesaikan selama kurang lebih 12 bulan. Tugas Akhir ini disusun untuk melengkapi syarat menyelesaikan jenjang keserjanaan Strata 1 pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Selama menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc selaku Dosen Pembimbing-I dalam penulisan Tugas Akhir ini dan juga selaku Wakil Dekan 1 Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
2. Bapak Dr. Josef Hadipramana selaku Dosen Pembimbing-II dalam penulisan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putra, ST., M.T selaku Dosen Pembimbing-I dalam penulisan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing-II dalam penulisan Tugas Akhir ini dan juga selaku Ketua program studi Teknik Sipil.
5. Bapak Munawar Alfansyuri, S.T., M.T selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Ibu Irma Dewi, S.T., M.Si selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Bapak dan Ibu staf pengajar Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

8. Teristimewa sekali kepada Ayahanda tercinta Alm One khesi Hia dan Ibunda tercinta Ernawati br Purba yang telah mengasuh dan membesarkan penulis dengan rasa cinta dan kasih sayang yang tulus.
9. Buat keluargaku kakanda Suriadi., Regi Haryo, M. Safwan serta adik-adikku yang telah memberikan dukungan kepada penulis hingga selesainya Tugas Akhir ini.
10. Terima kasih kepada teman-teman terbaikku Muhammad Rozali, Kiki Sulaiman, Firmansyah, Agustin pradani dan teman-teman A-3 malam lainnya yang memberikan semangat serta masukan yang sangat berarti bagi penulis.

Kata kesempurnaan dalam penulisan Tugas Akhir ini masih sangat jauh, penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan dikarenakan keterbatasan waktu serta kemampuan yang dimiliki oleh penulis sangatlah minim. Oleh karena itu, penulis mengharapkan saran dan kritik yang sifatnya membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini.

Akhir kata penulis mengucapkan terima kasih dan rasa hormat yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini, dan meminta maaf pada semua pembaca Tugas Akhir ini jika terdapat kesalahan dalam penulisan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir bisa memberikan manfaat bagi kita semua terutama bagi penulis dan juga bagi teman-teman mahasiswa/i Teknik Sipil khususnya. Aamiin.

Wassalamu'Alaikum Wr. Wb

Medan, September 2018

Penulis

Yopy Shahputra Hia

147210021

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR NOTASI	xiv
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4. Tujuan Penelitian	2
1.5. Manfaat Penulisan	3
1.6. Sistematika Penulisan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1. Umum	4
2.2. Struktur Rangka Baja Tahan Gempa	5
2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)	6
2.3. Kriteria Perencanaan Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa	8
2.3.1. Elemen Yang Memikul Gaya Aksial Tekan	8
2.3.2. Elemen Yang Memikul Gaya Aksial Tarik	10
2.3.3. Elemen Yang Memikul Momen Lentur	12
2.3.3.1 Kelangsingan Penampang	12
2.3.3.2 Geser Pada Balok	14
2.3.4. Elemen Yang Memikul Gaya Kombinasi	15
2.4. Gaya Akibat Gaya Gempa Terhadap Struktur	16
2.5. Perhitungan Beban Gempa	17

2.5.1	Faktor Keutamaan Dan Kategori Resiko Struktur Bangunan	17
2.5.2.	Faktor Respon Gempa	19
2.5.2.1.	Klasifikasi Site	20
2.5.2.2.	Penentuan Percepatan Tanah Puncak	21
2.5.2.3.	Penentuan Respon Spektra Percepatan Gempa di Permukaan Tanah	23
2.5.3.	Kategori Disain Seismik	25
2.5.4.	Kombinasi Pembebanan	26
2.5.5.	Faktor Redudansi	28
2.5.6.	Arah Pembebanan	30
2.6.	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	32
2.6.1.	Geser Dasar Seismik	32
2.6.2.	Perioda Alami Fundamental	33
2.6.3.	Ketentuan Untuk Analisis Respon Dinamik	34
2.6.4.	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	36
2.6.5.	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	36
2.6.6.	Penentuan Simpangan Antar Lantai	37
2.6.7.	Distribusi Kekakuan Secara Vertikal	38
2.7.	Soft Story	38
2.8.	Analisa Nonlinear <i>Pushover</i>	39
BAB 3	METODOLOGI	41
3.1.	Metodologi	41
3.2.	Tinjauan Umum	42
3.3.	Pembebanan Struktur	43
3.4.	Perhitungan Berat Per Lantai Gedung	44
3.5.	Faktor Respon Gempa	45
3.6.	Pemodelan Dan Analisa Struktur	47
3.6.1.	Faktor Keutamaan Struktur (I_e)	47
3.6.2.	Faktor Reduksi Gempa	47
3.6.3.	Komponen Struktur	47
3.6.3.1.	Tebal Pelat Lantai	47

3.6.4.	Kombinasi Pembebanan	48
3.7.	Model 1	48
3.7.1.	Data Perencanaan Struktur	49
3.7.2.	Balok Dan Kolom	49
3.7.3.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	50
3.7.4.	Penentuan Faktor Respon Gempa (C)	50
3.8.	Model 2	51
3.8.1.	Data Perencanaan Struktur	51
3.8.2.	Balok Dan Kolom	51
3.8.3.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	52
3.8.4.	Penentuan Faktor Respon Gempa (C)	53
3.9.	Analisis Nonlinear <i>Pushover</i>	53
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	58
4.1.	Analisa Disain	58
4.2.	Gaya Geser Dasar	58
4.2.1.	Model 1 (Di lapangan)	58
4.2.2.	Model 2 (Sambungan momen dan sendi)	59
4.3.	Gaya Geser Antar Lantai	60
4.3.1.	Model 1 (Di Lapangan)	60
4.3.2.	Model 2 (Sambungan Momen)	60
4.3.3.	Model 2 (Sambungan Sendi)	61
4.4.	Kekakuan Tingkat	62
4.5.	Nilai Simpangan Gedung (<i>Story Drift</i>)	63
4.6.	Hasil Analisis <i>Pushover</i>	67
4.7.	Hasil Analisis Penampang	68
BAB 5	KESIMPULAN DAN SARAN	69
5.1.	Kesimpulan	69
5.2.	Saran	70
	DAFTAR PUSTAKA	71
	LAMPIRAN	
	DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (f_y dinyatakan dalam MPa)	9
Tabel 2.2	Rasio (A_e/A_g) minimum dari beberapa mutu baja, sehingga kondisi fraktur tidak terjadi	11
Tabel 2.3	Bentang untuk pengekang lateral	12
Tabel 2.4	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	17
Tabel 2.5	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.6	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.7	Koefisien PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012	22
Tabel 2.8	Koefisien periode pendek F_a berdasarkan SNI 1726:2012	23
Tabel 2.9	Koefisien situs F_v berdasarkan SNI 1726:2012	24
Tabel 2.10	Kategori disain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.11	Kategori disain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	26
Tabel 2.12	Faktor koefisien modifikasi respon (R^a), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^s), faktor pembesaran defleksi (C_d^b), dan batasan tinggi sistem struktur (m^c) berdasarkan SNI 1726:2012	26
Tabel 2.13	Persyaratan masing-masing tingkatan yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar (SNI 1726:2012)	29
Tabel 2.14	Nilai parameter perioda pendekatan C_r dan x berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.15	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	34
Tabel 2.16	Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012	38
Tabel 3.1	Berat material konstruksi berdasarkan SNI 1726:2012	43
Tabel 3.2	Berat tambahan komponen gedung berdasarkan website internet	43
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1726:2012	44

Tabel 3.4	Faktor reduksi gempa model 1 dan model 2 berdasarkan SNI 1726:2012	47
Tabel 3.5	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ $S_{DS} = 1,2$	48
Tabel 3.6	Pendefinisian profil penampang pada gedung Model 1	49
Tabel 3.7	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012	50
Tabel 3.8	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada gedung Model 1	51
Tabel 3.9	Pendefinisian profil penampang pada gedung Model 2	52
Tabel 3.10	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012	52
Tabel 3.11	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada gedung	53
Tabel 3.12	Tingkat kerusakan struktur	57
Tabel 4.1	Nilai gaya geser antar lantai arah x model 1 (di lapangan)	60
Tabel 4.2	Nilai gaya geser antar lantai arah x model 2 (sambungan momen)	61
Tabel 4.3	Nilai gaya geser antar lantai arah x model 2 (sambungan sendi)	61
Tabel 4.4	Distribusi kekakuan tingkat pada arah x pada gedung model 1	62
Tabel 4.5	Cek kekakuan tingkat arah x pada gedung model 1	62
Tabel 4.6.	Distribusi kekakuan tingkat pada arah x pada gedung model 2 (sambungan momen).	62
Tabel 4.7	Cek kekakuan tingkat arah x pada gedung model 2 (sambungan momen).	62
Tabel 4.8	Distribusi kekakuan tingkat pada arah x pada gedung model 2 (sambungan sendi).	63
Tabel 4.9	Cek kekakuan tingkat arah x pada gedung model 2 (sambungan sendi).	63
Tabel 4.10	Perhitungan <i>story drift</i> arah x model 1.	64
Tabel 4.11	Perhitungan <i>story drift</i> arah x model sambungan momen.	65
Tabel 4.12	Perhitungan <i>story drift</i> arah x model sambungan sendi.	66

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)	6
Gambar 2.2.	Simbol untuk beberapa variable penampang (SNI 03-1729-2002)	10
Gambar 2.3.	Peta percepatan puncak (PGA) dibatuan dasar (S_B) untuk probabilitas lampau 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	19
Gambar 2.4.	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_s) dibatuan dasar (S_B) untuk probabilitas lampau 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	19
Gambar 2.5.	Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) dibatuan dasar (S_B) untuk probabilitas lampau 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	20
Gambar 2.6.	Bentuk tipikal spectrum respon disain dipermukaan tanah (SNI 1726:2012)	25
Gambar 2.7.	Penentuan simpangan antar lantai (SNI 1726:2012)	37
Gambar 2.8.	Kurva beban dorong	40
Gambar 3.1.	Diagram alir penelitian	41
Gambar 3.2.	Pemodelan 2D terhadap sumbu X-Z	43
Gambar 3.3.	Spektrum respon gempa kota Medan dengan jenis tanah Sedang berdasarkan SNI 1726;2012	46
Gambar 3.4.	Kurva <i>Pushover</i> dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong	54
Gambar 3.5.	Kurva tingkatan sendi plastis	56
Gambar 4.1.	Perbandingan hasil analisis <i>pushover</i>	67

DAFTAR NOTASI

DL	Beban mati (Kg).
LL	Beban hidup (Kg).
Q_E	Pengaruh gaya gempa horizontal dari V , yaitu gaya geser disain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus atau satu sama lain.
ρ	Faktor reduksi, untuk disain seismik D sampai F nilainya 1,3.
F_a	Koefisien situs perioda pendek 0,2 detik.
S_S	Nilai spektra percepatan untuk perioda pendek 0,2 (detik) di batuan dasar.
F_v	Koefisien situs perioda panjang 1 detik.
S_1	Parameter percepatan respon disain yang ditetapkan pada perioda 1 detik, redaman 5 persen.
S_A	Klasifikasi site batuan keras.
S_B	Klasifikasi site batuan.
S_C	Klasifikasi site tanah sangat padat dan batuan lunak.
S_D	Klasifikasi site tanah sedang.
S_E	Klasifikasi site tanah lunak.
S_F	Klasifikasi tanah khusus
SS	Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respon site spesifik.
μ	Konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7-10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai μ sebesar 2/3 tahun.
S_a	Respon spektrum percepatan.
T	Perioda struktur dasar (detik)

S_{DS}	Parameter percepatan respon spektral pada perioda pendek, redaman 5 persen
S_{D1}	Parameter percepatan respon spektral pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
S_{MS}	Parameter percepatan respon spektral MCE pada perioda pendek, yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	Parameter percepatan respon spektral MCE pada perioda 1 detik, yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs.
V	Gaya geser seismic (Kg)
C_S	Koefisien seismic yang ditentukan
W	Berat Seismik efektif (Kg)
R	Faktor modifikasi respons
I_e	Faktor keutamaan gempa
C_{vx}	Faktor distribusi vertical
h_{sx}	Tinggi tingkat di bawah tingkat x
c	Tidak boleh ada batasan simpangan antar lantai untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didisain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat
d	struktur dimana sistem struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didisain sebagai elemen vertikal kantilever dari dasar atau pendukung fondasinya yang dikonstruksikan sedemikian agar penyaluran momen diantara dinding geser dapat diabaikan
w_i and w_x	Bagian berat Seismik efektif total struktur yang ditempatkan pada tingkat I atau x
h_i and h_x	Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat I atau x
k	Eksponen yang terkait dengan perioda
F_i	Bagian dari geser dasar seismic (KN)
V_x	Geser tingkat disain gempa di semua tingkat (KN)
$Ta_{minimum}$	Nilai batas bawah perioda bangunan

h_n	Ketinggian struktur dalam (m) di atas dasar sampai tingkat tinggi struktur
C_r	nilai parameter perioda pendekatan
$Ta_{maksimum}$	nilai batas atas perioda bangunan
C_u	koefisien dari parameter percepatan respon spectral disain pada 1 detik.
M_u	Momen lentur (KNm)
ϕ	Faktor reduksi lentur
b_f	Lebar sayap balok (mm)
d	Tinggi balok (mm)
t_{bf}	Tebal sayap balok (mm)
R_y	Rasio tegangan leleh yang diharapkan dibandingkan tegangan leleh minimum
C_{pr}	Faktor untuk menghitung kekuatan ultimate dari koneksi
F_u	Tegangan pada saat strain hardening (N/mm ²)
M_f	Momen maksimum yang mungkin terjadi pada muka kolom
M_{pe}	Momen plastis berdasarkan tegangan leleh yang diharapkan (N-mm)
Z_b	Modulus penampang plastis
Φ_d	Faktor reduksi untuk daktilitas maksimum
V_u	Gaya geser ultimate balok
ΣM^*_{pb}	Jumlah momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom
ϕ_c	0,85 adalah faktor tahanan tekan
N_n	Kuat tekan nominal komponen struktur
N_u	Gaya tekan terfaktor
A_g	Luas penampang bruto (mm ²)
f_{cr}	Tegangan kritis penampang, MPa
f_y	Tegangan leleh material (MPa)
A_e	Luas penampang efektif
f_y	Tegangan leeh nominal baja profil yang digunakan dalam disain

M_u	Momen terfaktor (N,mm)
ϕ	Faktor reduksi
M_{max}	Momen maksimum dari bentang yang ditinjau (N,mm)
M_n	Kuat lentur nominal balok (N,mm)
M_p	Momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh (N,mm)
M_n	Momen batas tekuk (N,mm)
C_b	Koefisien pengali momen tekuk torsi lateral
M_y	Momen lentur yang menyebabkan penampang mulai mengalami tegangan leleh (N,mm)
M_r	Momen batas tekuk (N,mm)
L_p	Panjang bentang maksimum untuk balok yang mampu menerima momen plastis (mm)
L_r	Panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral (mm)
L_b	Panjang bagian pelat sayap tekan tanpa pengekang lateral (mm)
ϕ	Faktor reduksi kuat geser
V_n	Kuat geser nominal (N)
V_u	Gaya geser terfaktor (N)
F_{yw}	Tegangan leleh pelat bada
A_w	Luas kotor pelat badan
N_u	Gaya aksial (tarik atau tekan) terfakto, N
N_n	Kuat nominal penampang
M_{ux}, M_{uy}	Momen lentur terfaktor terhadap sumbu-x dan sumbu-y, (N,mm)
M_{nx}, M_{ny}	Kuat nominal letur penampang terhadap sumbu-x dan sumbu Y, (N,mm)
ϕ_n	0,90 (leleh) tarik
ϕ_n	0,75 (fraktur) tarik

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Indonesia merupakan negara berkembang yang memiliki potensi gempa yang cukup kuat ditambah dengan penambahan penduduk yang semakin meningkat mendorong banyaknya pembangunan yang dilakukan secara vertikal.

Seiring dengan berkembang pesatnya pertumbuhan jumlah penduduk, demikian juga dengan lahan kosong yang tersedia. Hal inilah yang menjadi penyebab semakin maraknya berdiri bangunan-bangunan bertingkat guna memberikan pelayanan yang maksimal bagi penggunanya.

Bangunan yang dibangun pada daerah rawan gempa harus direncanakan mampu bertahan terhadap gempa. Pada struktur bangunan bertingkat harus mampu menahan gaya-gaya vertikal atau beban gravitasi, maupun gaya-gaya horizontal atau beban gempa.

Sebagai antisipasi terhadap beban gempa yang terjadi pada bangunan, terdapat dua alternatif yang sudah digunakan yaitu membuat sistem struktur yang berperilaku elastis saat memikul beban gempa atau membuat sistem struktur inelastis saat terjadi gempa. Sistem struktur inelastis pada saat terjadi gempa yaitu pada struktur tersebut terdapat bagian tertentu yang akan mengalami plastifikasi akibat penyerapan energi gempa. Sistem struktur tersebut tentunya akan mengalami deformasi plastis pada bagian-bagian tertentu namun tetap memiliki kekakuan yang cukup untuk dapat berdiri atau tidak runtuh. Sedangkan keunggulan pada sistem struktur yang direncanakan berperilaku elastis adalah tidak ada satu bagian struktur pun yang mengalami deformasi permanen. Namun, elemen struktur yang digunakan akan memerlukan penampang yang jauh lebih besar (Afrida, 2015).

Pada tugas akhir ini penulis memilih struktur bangunan yang direncanakan menggunakan material baja. Selain baja memiliki sifat daktil yang kuat, bangunan yang terbuat dari struktur baja juga memiliki berat struktur yang ringan. Oleh sebab itu, penulis akan mencoba menganalisa kinerja Struktur Baja Gor Bulu Tangkis

Letda Sujono Medan. Hasil analisa ini diharapkan dapat bermanfaat untuk kedepannya.

1.2. Rumusan Masalah

1. Bagaimana kinerja struktur baja gor bulu tangkis letda sujono, Medan akibat gempa ?
2. Bagaimana hasil analisis struktur dilapangan dan disain baru ?
3. Bagaimana perilaku struktur akibat beban *pushover* ?

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Ruang lingkup pada tugas akhir ini adalah:

1. Membuat disain 2 dimensi struktur baja dengan sistem SRPMK menggunakan program analisis struktur SAP2000
2. Pembebanan struktur yang digunakan berdasarkan SNI 1727:2013
3. Pembebanan gempa yang digunakan berdasarkan SNI 1726:2012
4. Spesifikasi bangunan baja yang digunakan berdasarkan SNI 1729:2002
5. Gedung berada di kota Medan yang digunakan untuk gor bulu tangkis dengan *site* tanah sedang.
6. Tangga dan pondasi diabaikan.

1.4. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari tugas akhir ini ada beberapa yang akan ditinjau antara lain:

1. Untuk menganalisis hasil perencanaan dengan gaya-gaya dalam yang bekerja, berat struktur, perioda, simpangan, gaya geser, soft story dan kekakuan, serta merencanakan dimensi profil yang aman sesuai SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2012
2. Untuk membandingkan hasil desain linear model di lapangan dengan model disain baru.
3. Untuk membandingkan simpangan struktur akibat beban dorong *pushover* model sambungan momen dengan sambungan sendi.

1.5. Manfaat Penulisan

Adapun manfaat yang diperoleh dari penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Dapat mengetahui perencanaan Struktur Baja
2. Dapat mengetahui nilai berat struktur, perioda, simpangan, distribusi beban lateral, gaya geser dan kekakuan.
3. Dapat menambah wawasan bagi penulis dan pembaca dalam menganalisis suatu bangunan bertingkat terhadap pengaruh gempa.

1.6. Sistematika Penulisan

Guna mendapatkan gambaran umum mengenai tugas akhir ini, maka dibuat sistematika penulisan yang terdiri dari 5 bab, yaitu:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini membahas tentang latar belakang dari permasalahan yang diangkat dan merupakan gambaran umum dari tugas akhir yang diambil, tujuan, ruang lingkup dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini membahas mengenai dasar-dasar teori, serta dasar-dasar analisis data yang digunakan dalam menyelesaikan masalah yang diangkat.

BAB III METODOLOGI

Bab ini membahas tentang pemodelan, perhitungan beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan yang kemudian akan memberikan hasil pengujian yang berisi pengujian yang berisi tentang data perilaku struktur.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab ini penulis menjelaskan tentang hasil pembahasannya dari analisis yang telah dilakukan sebelum menarik sebuah kesimpulan.

BAB V KESIMPULAN

Bab ini berisi tentang kesimpulan dan saran dari hasil pengujian yang dilakukan.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Perkembangan perekonomian yang pesat di Indonesia akhir-akhir ini memicu pertumbuhan dan pembangunan gedung tingkat tinggi. Hal tersebut mendorong para perencana bangunan untuk membuat bangunan tingkat tinggi yang tahan gempa. Dimana berdasarkan geografis, Indonesia terletak di antara dua lempeng dunia yang aktif, yaitu Eurasia dan Australia. Hal ini mengakibatkan Indonesia merupakan daerah rawan gempa. Akhir-akhir ini gempa yang mengguncang Indonesia terjadi dalam skala besar, tahun 2004, tercatat tiga gempa besar di Indonesia yaitu di kepulauan Alor pada tanggal 12 November 2004 sebesar 7.5 skala richter ,gempa Papua pada tanggal 26 November 2004 sebesar 6.4 skala richter dan gempa Aceh pada tanggal 26 Desember sebesar 9.2 skala richter yang disertai Tsunami, dan gempa-gempa lainnya yang masih sering terjadi hingga saat ini, sehingga mengakibatkan kerusakan pada bangunan tingkat tinggi yang cukup parah. Kondisi itu menyadarkan kita, bahwa Indonesia merupakan daerah rawan terjadinya gempa. Untuk mengurangi resiko bencana yang terjadi diperlukan konstruksi bangunan tahan gempa. Hal ini pula yang menuntut seorang perencana agar membuat perencanaan struktur bangunan tingkat tinggi agar dapat menahan gaya yang diakibatkan oleh gempa bumi tersebut.

Bangunan yang dibangun pada daerah rawan gempa harus direncanakan mampu bertahan terhadap gempa. Pada struktur bangunan tingkat tinggi harus mampu menahan gaya-gaya vertikal (beban gravitasi), maupun gaya-gaya horizontal (beban gempa). Struktur yang kuat biasanya memiliki dimensi yang besar tetapi tidak ekonomis jika diterapkan pada bangunan bertingkat tinggi. Perhitungan dimensi biasanya didasarkan pada kolom atau balok struktur yang menanggung beban paling besar. Untuk mendapatkan dimensi penampang yang optimal, maka besar gaya-gaya yang bekerja pada struktur perlu diketahui analisa balok maupun kolom. Dengan adanya pengaruh beban-beban yang bekerja, maka kapasitas

momen akan dideformasikan merata ke seluruh elemen. Apabila struktur lentur maka pembebanan pada balok perlu diperhitungkan deformasi momennya (Afrida, 2015). Dalam merencanakan struktur bangunan bertingkat ada dua hal beban yang harus diperhatikan yaitu beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati bangunan itu sendiri dan beban hidup yang ada dalam bangunan itu. Sedangkan, beban lateral adalah beban yang mempengaruhi bangunan tersebut untuk mengalami kerusakan. Contoh beban lateral adalah beban angin dan beban gempa. Kebanyakan kerusakan struktur yang diakibatkan gempa ini disebabkan oleh penggunaan material non duktail yang mana contohnya adalah beton dengan kualitas rendah. Seperti yang telah diketahui oleh banyak orang, baja merupakan salah satu material bangunan yang memiliki sifat duktail yang sangat baik. Sifat duktail inilah yang sangat dibutuhkan dalam mengurai energi gempa. Oleh karena itu selain bersifat duktail tinggi, baja juga bernilai ekonomis serta mudah dalam pengerjaan maupun perawatannya. Karena beberapa pertimbangan tersebut, penggunaan baja dianjurkan pada bangunan yang berada di daerah rawan gempa khususnya gempa berkekuatan tinggi. Dalam mendisain struktur baja ada beberapa faktor yang harus diperhatikan diantaranya faktor kehandalan dan kemampuan untuk menahan berat sendiri, beban kerja, serta beban gempa yang telah direncanakan. Dalam hal ini struktur harus didisain dengan metode (*Strong Coloumn Weak Beam*) atau kolom kuat balok lemah. Disini dimaksudkan agar balok harus didisain lebih lemah dibandingkan kolom. Dari disain tersebut diharapkan hanya balok saja yang boleh mengalami kegagalan ataupun kerusakan, kolom serta sambungan harus terbebas dari kegagalan. Untuk mendapatkan (*Strong Coloumn Weak Beam*) dari bangunan baja tersebut dapat dilakukan dengan berbagai macam cara. Diantaranya adalah pada ujung balok dan kolom didisain sambungan kaku tujuannya sambungan tersebut menerima beban geser dan moment (Suherman, 2015).

2.2. Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

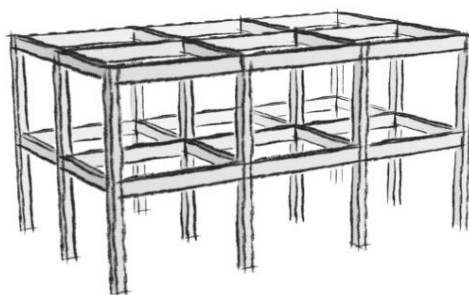
Hingga saat ini terdapat beberapa jenis portal baja tahan gempa. Secara umum terdapat dua jenis portal baja tahan gempa, yaitu *braced frames* dan *moment resisting frames*. Masing-masing portal tahan baja tersebut memiliki karakteristik.

Disini saya menggunakan *moment resisting frames* atau sering disebut SRPM (Sistem Rangka Pemikul Moment)

2.2.1. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem struktur SRPM memberikan ruang yang luas pada suatu bangunan. Oleh karena itu, sistem ini sering dinikmati oleh banyak arsitek dan juga banyak digunakan untuk struktur gedung institusi atau perkantoran yang memerlukan ruang yang luas. Pada sistem struktur SRPM, sambungan antara kolom dan balok harus didisain cukup kuat untuk memperkuat kekuatan balok dan mengurangi resiko keruntuhan (*brittle*) pada sambungan balok dan kolom. Dengan rentang balok yang cukup lebar (tanpa pengaku), sistem SRPM dapat memberikan deformasi yang cukup besar sehingga sistem ini memiliki daktilitas yang cukup besar dibandingkan dengan portal jenis baja tahan gempa lainnya.

Pada struktur SRPM, elemen balok terhubung kaku pada kolom dan tahanan terhadap gaya lateral diberikan terutama oleh momen lentur dan gaya geser pada elemen portal dan *joint*. Sistem struktur SRPM memiliki kemampuan menyerap energi yang besar tetapi memiliki kemampuan yang rendah. Pada sistem ini, untuk melakukan penyerapan energi yang besar diperlukan deformasi yang besar pada struktur lantainya. Dengan demikian, jika dibandingkan dengan struktur portal baja tahan gempa jenis lainnya, sistem struktur ini memiliki ukuran elemen yang lebih besar untuk menjaga deformasi strukturnya.



Gambar 2.1: Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM).

Portal baja SRPM merupakan jenis portal baja yang sering digunakan dalam aplikasi struktur baja didunia konstruksi. Berdasarkan daktilitasnya, portal baja SRPM (sistem rangka pemikul momen) dibagi dalam dua kategori yaitu; Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan sistem rangka penahan momen biasa (SRPMB). SRPMK didisain untuk memiliki daktilitas yang lebih tinggi dan dapat berdeformasi inelastis pada saat gaya gempa terjadi. Deformasi inelastis meningkatkan damping dan mengurangi kekakuan dari struktur. Hal ini terjadi pada saat gempa ringan bekerja pada struktur. Dengan demikian, SRPMK didisain untuk gaya gempa yang lebih ringan dibandingkan dengan gaya gempa yang bekerja pada SRPMB. Pada SRPMB, struktur diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungan akibat gaya gempa rencana. Dengan demikian, pada SRPMB kekakuan yang ada lebih besar dibandingkan dengan kekakuan pada SRPMK.

Secara umum, SRPMB memiliki kekakuan yang lebih besar dan kekuatan yang lebih besar dibandingkan dengan SRPMK. Tetapi, SRPMB memiliki daktilitas yang lebih kecil dibandingkan dengan SRPMK untuk kasus pembebanan gaya gempa yang sama. Pada SRPMK, untuk mendapatkan daktilitas yang lebih tinggi, kehancuran (diperbolehkan) harus terjadi pada saat struktur baja mengalami leleh (*yield*). Untuk perbandingan momen kolom terhadap momen balok pada struktur SRPMK harus memenuhi persyaratan SNI 1729:2002 sebagai berikut:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1 \quad (2.11)$$

Keteranga:

$\sum M_{pc}$ Jumlah momen-momen kolom dibawah dan diatas sambungan pada pertemuan antara as kolom dan as balok. $\sum M_{pc}$ ditentukan dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal kolom

$\sum M_{pb}$ Jumlah momen-momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom. $\sum M_{pb}$ ditentukan dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal balok di daerah sendi plastis pada as kolom

2.3. Kriteria Perencanaan Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa

2.3.1. Elemen yang memikul gaya aksial tekan

Semua komponen struktur yang mengalami gaya tekan akibat beban terfaktor, N_u , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$N_u \leq \phi_n N_n \quad (2.12)$$

Keterangan:

ϕ_n 0,85 adalah faktor tahanan tekan

N_u Gaya tekan terfaktor

N_n Kuat tekan nominal komponen struktur yang ditentukan berdasarkan SNI 03-1729-2002 mengenai tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung.

Beberapa kondisi batas yang harus diperhitungkan dalam perencanaan batang tekan, yaitu:

1. Kelelahan penampang (*yielding*)
2. Tekuk lokal (*local buckling*)
3. Tekuk lentur (*flexural buckling*)
4. Tekuk torsi (*torsional buckling*)

Tekuk lokal adalah peristiwa menekunya elemen pelat penampang (sayap atau badan) akibat rasio tebal yang terlalu besar. Tekuk lokal mungkin terjadi sebelum batang atau kolom menekuk lentur. Oleh karena itu, disyaratkan pula nilai maksimum bagi rasio lebar-tebal pelat penampang batang tekan.

Tekuk lentur adalah peristiwa menekunya batang tekan pada arah sumbu lemahnya secara tiba-tiba terjadi ketidak stabilan. Kuat tekan nominal pada kondisi batas dapat dilihat pada Pers 2.13 dan Pers. 2.14.

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (2.13)$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \quad (2.14)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \quad \text{maka } \omega = 1 \text{ (kondisi leleh umum)} \quad (2.15)$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad \text{maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \text{ (kondisi tekuk inelastis)} \quad (2.16)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1,2 \quad \text{maka } \omega = 1,25 \lambda_c^2 \text{ (kondisi tekuk elastis)} \quad (2.17)$$

Keterangan:

A_g luas penampang bruto, mm².

f_{cr} Tegangan kritis penampang, MPa.

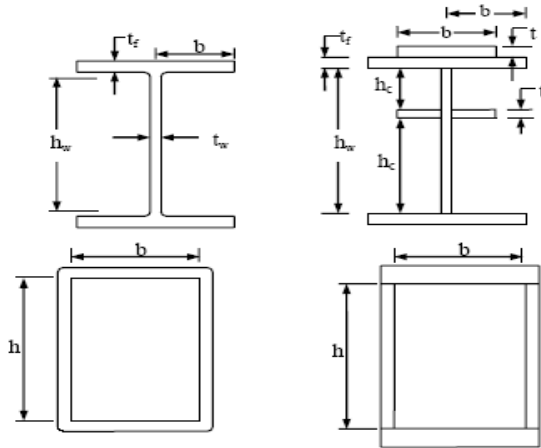
f_y Tegangan leleh material, MPa.

Tekuk torsi terjadi terhadap sumbu batang sehingga menyebabkan penampang batang tekan terpuntir. Tekuk torsi umumnya terjadi pada konfigurasi elemen batang tertentu seperti profil siku ganda dan profil T.

Selain persyaratan struktur baja pada umumnya, persyaratan komponen struktur baja yang mengalami tekan juga harus memenuhi persyaratan nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal λ_p yang tersaji dalam Tabel 2.1 berikut ini, sedangkan pada SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung tersaji pada Tabel 7.5-1.

Tabel 2.1: Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (f_y dinyatakan dalam MPa).

Keterangan elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
		λ_p	λ_r
Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$170/\sqrt{f_y}$	$370 / \sqrt{f_y f_r}$
pelat sayap balok-I hibrida atau balok yang tersusun di las dalam lentur	b/t	-	$\frac{420}{\sqrt{\frac{f_{yf} - f_r}{k_e}}}$
Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$\frac{290}{\sqrt{\frac{f_y}{k_e}}}$
Sayap dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanan dalam aksial tekan, profil siku dalam pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan.	b/t	-	$\frac{250}{f_y}$
Pelat badan dari profil T	b/t	-	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$



Gambar 2.2: Simbol untuk beberapa variable penampang (SNI 03-1729-2002).

Batasan kelasingan untuk elemen tekan ditetapkan tidak boleh melebihi nilai berikut atau dapat disajikan pada Pers. 2.18.

$$\lambda = \frac{L_k}{r} < 200 \tag{2.18}$$

2.3.2. Elemen Yang Memikul Gaya Aksial Tarik

Komponen struktur baja yang memikul gaya tarik (sering disebut batang tarik), harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan di mana N_u adalah kuat tarik perlu, yaitu nilai gaya tarik akibat beban terfaktor, diambil nilai terbesar diantara berbagai kombinasi pembebanan yang diperhitungkan. N_n adalah kuat tarik nominal, yaitu gaya tarik pada kondisi batas yang diperhitungkan. Untuk komponen yang memikul gaya tarik, kondisi batas yang diperhitungkan adalah:

$$N_u \leq \phi_t N_n \tag{2.19}$$

1. Kelelahan penampang (*yielding*) yaitu leleh seluruh penampang (bruto)
2. Putus (*fracture*) yaitu terjadi retakan atau robekan pada luas penampang efektif.

Kuat tarik rencana ditentukan oleh kedua kondisi di atas dengan ketentuan-ketentuan yang berlaku sebagai berikut:

Kondisi leleh

$$\phi N_n = 0,9 A_g f_y \tag{2.20}$$

Kondisi putus

$$\phi N_n = 0,75 A_e \cdot f_u \quad (2.21)$$

Keterangan:

A_g luas penampang bruto

A_e luas penampang efektif

f_y tegangan leleh nominal baja profil yang digunakan dalam disain

f_u tegangan putus yang digunakan dalam disain

Kondisi fraktur dapat dicegah dengan mengatur luas bersih efektif penampang sedemikian rupa sehingga kondisi batas penampang ditentukan oleh kondisi leleh, yang dinyatakan dengan:

Fraktur > leleh

$$0,75 A_e f_u > 0,9 A_g f_y \quad (2.22)$$

$$A_e / A_g > 120 f_y / f_u \quad (2.23)$$

Tabel 2.2: Rasio (A_e/A_g) minimum dari beberapa mutu baja, sehingga kondisi fraktur tidak terjadi.

Jenis baja	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_y/F_u	(A_e/A_g)) min	Tegangan putus minimum f_u (MPa)	Tegangan leleh minimum f_y (MPa)	Pereganggan minimum (%)
BJ 37	240	370	0,65	0,78	340	210	22
BJ 41	250	410	0,61	0,73	370	240	20
BJ 44	280	440	0,64	0,76	410	250	18
BJ 50	290	500	0,58	0,70	500	290	16
BJ 52	360	520	0,69	0,83	550	410	13

Meskipun stabilitas bukan merupakan suatu kriteria dalam disain batang tarik, akan tetapi untuk menghindari bahaya yang timbul akibat getaran yang terjadi pada batang tarik harus didisain cukup kaku. Dengan memperhatikan ketentuan mengenai stabilitas batang tarik, maka ditentukan batas kelangsingan batang λ , sebagai berikut:

$\lambda \leq 240$ untuk komponen utama

$\lambda \leq 300$ untuk komponen sekunder

2.3.3. Elemen Yang Memikul Momen Lentur

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor, M_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.24)$$

Keterangan:

M_u adalah momen terfaktor (N,mm)

ϕ adalah faktor reduksi 0,9

M_n adalah kuat nominal dari momen lentur penampang (N,mm)

2.3.3.1. Kelangsingan Penampang

Pengertian penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan struktur baja tahan gempa maka batasannya ditentukan oleh Tabel 2.1 dan pada Tabel 7.5-1 di SNI 03-1729-2002.

Penentuan M_n dengan kondisi batas tekuk torsi lateral dengan penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$). Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan, L batas-batas pengekang lateral ditentukan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Bentang untuk pengekang lateral.

Profil	L_p	L_r
Profil-I dan kanal ganda	$1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah	$r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}}$ dengan $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4(S/GJ)^2 \frac{I_w}{I_y}$ I_w adalah konstanta putir lengkung J adalah konstanta puntir torsi
Profil kotak pejal atau berongga	$0,13 E r_y \sqrt{\frac{JA}{M_p}}$	$2 E r_y \sqrt{\frac{JA}{M_r}}$

Kondisi plastis sempurna ($L_b \leq L_p$)

$$M_n = M_p = Z_x * f_y \leq 1,5 * M_y \quad (2.25)$$

Kondisi tekuk torsi lateral inelastik ($L_p < L_b < L_r$)

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (2.26)$$

Keterangan:

C_b faktor pengali momen lentur nominal (*bending coefficients*)

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \quad (2.27)$$

Keterangan:

M_{\max} momen maksimum dari bentang yang ditinjau

$M_{A,B,C}$ masing-masing momen pada $\frac{1}{4}$ bentang, tengah bentang, dan $\frac{3}{4}$ bentang komponen struktur yang ditinjau

M_n kuat lentur nominal balok (N,mm)

M_p momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh (N,mm)

M_n momen batas tekuk (N,mm)

C_b koefisien pengali momen tekuk torsi lateral

M_y momen lentur yang menyebabkan penampang mulai mengalami tegangan leleh (N,mm)

M_r momen batas tekuk (N,mm)

L_p panjang bentang maksimum untuk balok yang mampu menerima momen plastis (mm)

L_r panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral (mm)

L_b panjang bagian pelat sayap tekan tanpa pengekang lateral (mm)

Nilai M_n dibatasi tidak boleh melebihi dari nilai M_p yaitu harga momen lentur pada kondisi plastik sempurna tanpa mengalami tekuk local maupun torsi lateral.

Tekuk torsi lateral elastik ($L_b \geq L_p$)

$$M_n = M_{cr} M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y I_w} \quad (2.28)$$

2.3.3.2. Geser Pada Balok

Pelat badan yang memikul gaya geser perlu (V_u) harus memenuhi syarat pada Pers. 2.29.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.29)$$

Keterangan:

ϕ faktor reduksi kuat geser

V_n kuat geser nominal (N)

V_u gaya geser terfaktor (N)

Kuat geser nominal V_n ditentukan oleh kondisi batas leleh atau tekuk pada pelat badan.

Leleh pada pelat badan (plastik sempurna) jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel h/t_w memenuhi syarat pada Pers 2.30.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (2.30)$$

Dengan,

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (2.31)$$

Maka kuat geser pelat badan harus dihitung pada Pers. 2.32.

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w \quad (2.32)$$

a. Jarak antara pelat pengaku lateral penampang.

F_{yw} tegangan leleh pelat bada

A_w luas kotor pelat badan

b. Tekuk inelastik pada pelat badan

Jika kelangsingan pelat badan memenuhi hubungan:

$$1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (2.33)$$

Maka kuat geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w \left[1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \right] \frac{1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \quad (2.34)$$

c. Tekuk elastik pada pelat badan

Jika kelangsingan pelat badan memenuhi hubungan:

$$h/t_w \geq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (2.35)$$

maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung pada Pers. 2.36.

$$V_n = \frac{0,9 A_w k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (2.36)$$

2.3.4. Elemen Yang Memikul Gaya Kombinasi

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan pada Pers. 2.37 dan 2.38.

Untuk $\frac{N_u}{\phi N_u} \geq 0,2$:

$$\frac{N_u}{\phi N_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (2.37)$$

Untuk $\frac{N_u}{\phi N_u} < 0,2$:

$$\frac{N_u}{2\phi N_u} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (2.38)$$

Keterangan:

N_u gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor, N

N_n kuat nominal penampang

M_{ux}, M_{uy} momen lentur terfaktor terhadap sumbu-x dan sumbu-y, N,mm

M_{nx}, M_{ny} kuat nominal letur penampang terhadap sumbu-x dan sumbu-y,

N,mm

ϕ_n 0,90 (leleh) tarik

ϕ_n 0,75 (fraktur) tarik

ϕ_n 0,85 tekan

ϕ_b 0,90 lentur

2.4. Gaya Akibat Gempa Terhadap Struktur

Pergerakan pada kerak bumi akan menimbulkan energi yang terakumulasi kemudian dipancarkan kesegala arah. Energi yang dipancarkan berupa energi gelombang yang menyebabkan terjadinya gerakan tanah (*ground motions*). Gerakan tanah akibat gempa menghasilkan percepatan tanah, yang jika berada pada lokasi struktur akan diteruskan oleh tanah pada kerangka struktur. Percepatan tanah akibat gempa pada umumnya hanya terjadi beberapa detik sampai puluhan detik saja, walaupun kadang-kadang dapat terjadi lebih dari satu menit. Percepatan yang dialami struktur akan menimbulkan gaya horizontal dan gaya vertikal, sehingga struktur mengalami simpangan vertikal dan simpangan horizontal (*lateral*). Apabila bangunannya kaku, maka percepatannya akan sama dengan permukaan, yaitu menurut hukum kedua Newton pada Pers. 2.39 berikut.

$$F = m.a \quad (2.39)$$

Tetapi dalam kenyataannya hal ini tidaklah demikian karena pada tingkatan tertentu semua bangunan adalah fleksibel. Untuk struktur yang hanya sedikit berubah bentuk artinya menyerap sebagian energi, besar gayanya akan kurang dari massa kali percepatannya. Akan tetapi, struktur yang sangat fleksibel yang mempunyai waktu getar alamiah yang mendekati waktu getar gelombang permukaan dapat mengalami gaya yang jauh lebih besar yang ditimbulkan oleh gerak permukaan yang berulang-ulang. Dengan demikian besar aksi gaya lateral pada bangunan tidak disebabkan oleh percepatan permukaan saja, tetapi juga tanggapan dari struktur bangunan dan juga pondasinya.

Faktor gempa yang berpengaruh pada respon atau reaksi struktur bangunan adalah lamanya waktu gempa dan rentang frekuensi gempa. Durasi gempa berpengaruh pada besarnya perpindahan energi dan vibrasi tanah keenergi struktur (*energi desipasi*). Gempa dengan percepatan sedang dan durasi yang lama menyebabkan kerusakan lebih besar dibandingkan dengan gempa yang memiliki percepatan besar tetapi durasinya singkat.

Pada umumnya, disain struktur bangunan tahan gempa merupakan disain yang mengatur hubungan antara respon gaya gempa horizontal yang berkerja pada struktur (faktor kekuatan), kekakuan struktur dan deformasi lateral struktur. Kekuatan elemen struktur dirancang agar saat terjadi gempa kekuatannya dapat tercapai (*capacity design*). Karena struktur mempunyai kekakuan, di dalam suatu

perpindahan yang terjadi pada struktur. Redaman (*damping*) diperlukan oleh struktur sebagai penyerap energi gempa. Elemen yang daktail akan mampu berdeformasi melebihi batas kekuatan elastisnya dan akan terus mampu menahan beban sehingga mampu menyerap energi gempa yang lebih besar.

2.5. Perhitungan Beban Gempa

2.5.1. Faktor Keutamaan Dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 1 SNI 1727:2012 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1727:2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan • Fasilitas sementara • Gedung penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <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 2.4: *lanjutan*

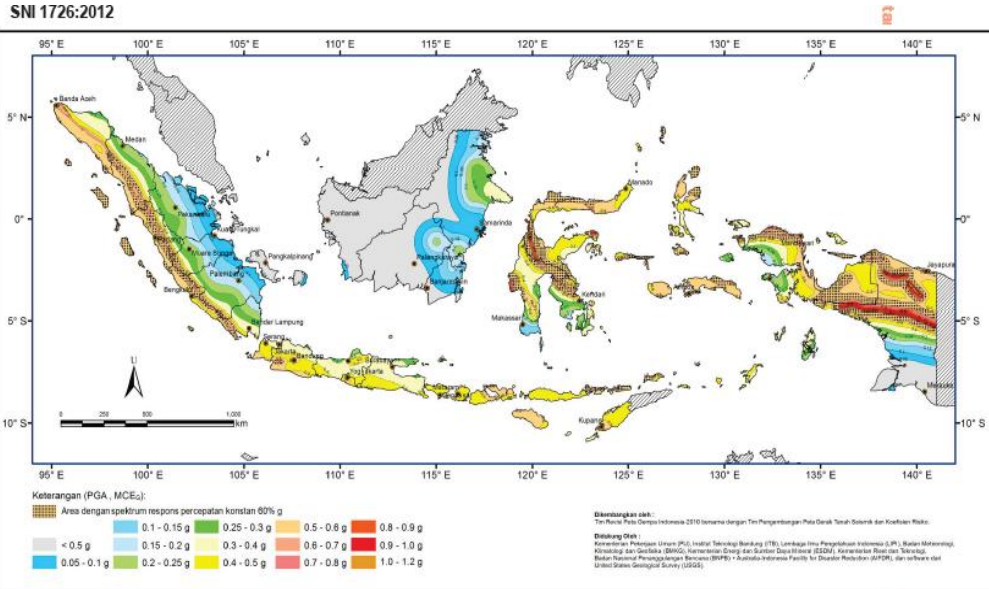
Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak • Penjara <p>Bangunan untuk orang jompo</p> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi 	III
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai dan tempat perlindungan darurat lainnya • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. 	IV

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

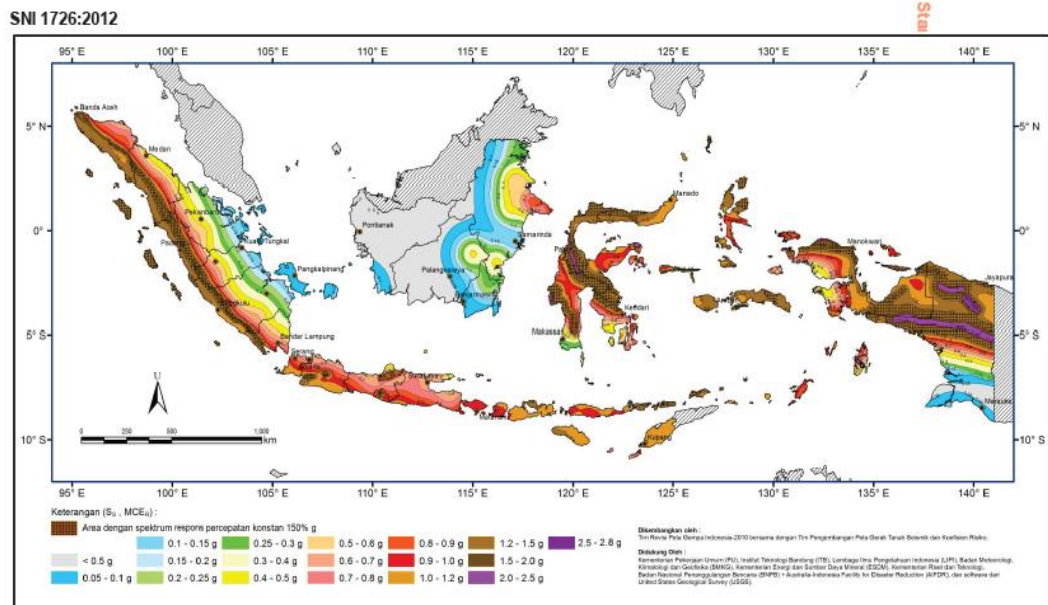
Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.5.2. Faktor Respon Gempa (C)

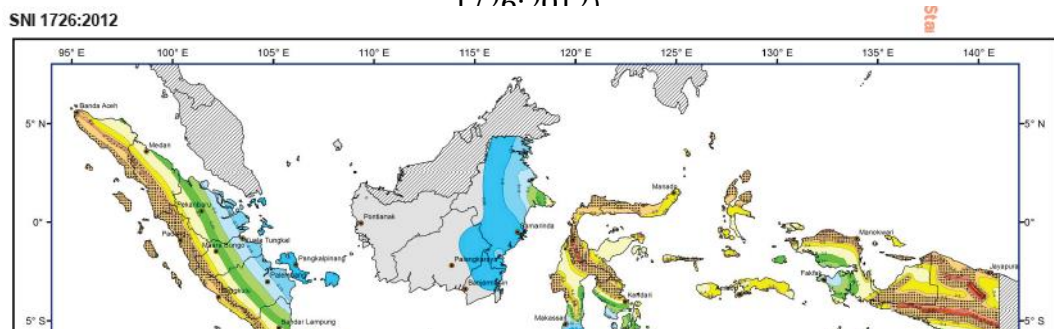
Berdasarkan SNI 1726:2012, didapat peta periode ulang 2500 tahun disajikan pada Gambar 2.3. - 2.5. dan cara mendapatkan respon spektranya.



Gambar 2.3: Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5 % (SNI 1726:2012).



Gambar 2.4: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_s) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)



Gambar 2.5: Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).

2.5.2.1. Klasifikasi Site

Dalam perumusan kriteria disain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.6, berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli disain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam Tabel 2.6.

Dalam hal ini, kelas situs dengan kondisi yang lebih buruk harus diberlakukan. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat/ijin keahlian yang menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi geotekniknya. Penetapan kelas situs *SA* dan kelas situs *SB* tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 2.6: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
-------------	-----------------	-----------------	-------------

<i>SA</i> (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
<i>SB</i> (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
<i>SC</i> (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
<i>SD</i> (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<i>SE</i> (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, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kP		
<i>SF</i> (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti pasal 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) • Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa 		

2.5.2.2. Penentuan Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, untuk menentukan besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs F_{PGA} dengan nilai PGA yang diperoleh dari peta percepatan puncak PGA di batuan dasar (SE) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%. Besarnya F_{PGA} tergantung dari klasifikasi situs yang didasarkan pada Tabel 2.6 dan nilainya ditentukan sesuai Tabel 2.7.

Tabel 2.7: Koefisien PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi Situs (Sesuai Tabel 2.6)	PGA				
	PGA \leq 0,1	PGA=0,2	PGA=0,3	PGA=0,4	PGA \geq 0,5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak (SC)	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Keterangan:

PGA = Nilai PGA di batuan dasar SE mengacu pada peta gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.11).

SS = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respon Spesifik.

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers. 2.41.

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.41)$$

Dimana :

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

F_{PGA} = Nilai percepatan koefisien untuk PGA.

2.5.2.3. Penentuan Respon Spektra Percepatan Gempa di Permukaan Tanah

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik perioda 0,2

(F_a) detik dan perioda 1 detik (F_v). Selanjutnya parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk perioda pendek 0,2 detik (S_s) dan perioda 1,0 (S_1) di batuan dasar yang diperlukan dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.42. dan 2.43. :

$$S_{Ms} = F_a \cdot S_s \quad (2.42)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.43)$$

Keterangan :

S_s = Nilai respon spektral percepatan untuk perioda pendek 0,2 detik

S_1 = Nilai respon spektral percepatan untuk perioda 1 detik

F_a = Nilai koefisien perioda pendek

F_v = Nilai koefisien perioda 1 detik

Tabel 2.8. dan 2.9. memberikan nilai-nilai F_a dan F_v untuk berbagai klasifikasi situs

Tabel 2.8: Koefisien periode pendek F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dengan batuan lunak (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS				

Tabel 2.9: Koefisien periode Pendek F_v berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

Menurut SNI 1726:2012 untuk mendapatkan parameter percepatan spektra disain, spektra percepatan disain perioda pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{D1}) dapat diperoleh dari Pers. 2.44. dan 2.45.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.44)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.45)$$

Dimana :

S_{DS} = Respon spektra percepatan disain periode pendek

S_{D1} = Respon spektra percepatan disain periode 1,0 detik

Selanjutnya untuk mendapatkan spektrum disain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.14. dan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , respon spektra percepatan, S_a didapatkan dari Pers. 2.46.

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.46)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respon spektra percepatan, S_a adalah sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , respon spektra percepatan, S_a didapatkan dari Pers. 2.47.

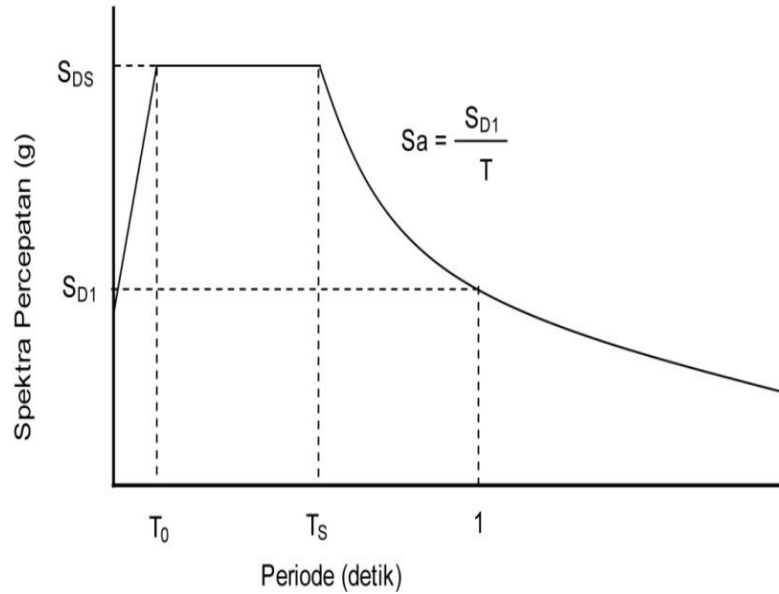
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.47)$$

Dimana:

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.48 dan 2.49.

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.48)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.49)$$



Gambar 2.6: Bentuk tipikal spektrum respon disain di permukaan tanah (SNI 1726:2012).

2.5.3. Kategori Disain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori disain seismik yang mengikuti syarat-syarat pada tabel berikut :

Tabel 2.10: Katagori disain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.11: Katagori disain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{D1}	Katagori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 < S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,20 < S_{D1}$	D	D

Didalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2. Struktur penahan gaya gempa dimana sistem penahan gaya gempa berbeda diijinkan untuk digunakan pada struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter yang disajikan pada Tabel 2.12. Sebagaimana ditunjukkan oleh Tabel 2.12 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya disain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat disain.

Tabel 2.12: Faktor koefisien modifikasi respons (R^a), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^g), faktor pembesaran defleksi (C_d^b), dan batasan tinggi sistem struktur (m)^c berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor perembes an defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, (m) ^c				
				Kategori disain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen: Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TF	TB

2.5.4. Kombinasi Pembebanan

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur bisa ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku.

Beban mati adalah beban-beban yang berubah besar dan lokasinya selama masa layan, antara lain berat manusia, perabotan, peralatan yang dapat dipindah- pindah, kendaraan, dan barang-barang lainnya.

Beban angin adalah tekanan-tekanan yang berasal dari gerakan-gerakan angin. Umumnya perlu diperhitungkan pada luas bidang tangkap angin yang relatif luas pada bangunan dengan beban-beban yang relatif ringan.

Beban gempa adalah gaya-gaya yang berasal dari gerakan-gerakan tanah dikombinasikan dengan sifat-sifat dinamis struktur karena seringkali percepatan

horizontal tanah lebih besar daripada percepatan vertikal, dan struktur secara umum lebih sensitif terhadap gerakan horizontal dari pada pengaruh gempa vertikal.

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

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.4, faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal sama seperti pada SNI 1726:2012. Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di dalam persamaannya harus didisain berdasarkan pengaruh beban seismik yang di tentukan seperti berikut ini.

1. 1,4 DL.
2. 1,2 DL + 1,6 LL.
3. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$.
4. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$.
5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$.
6. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$.

Dimana:

DL = Beban mati

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

ρ = Factor redudansi, untuk disain seimik D sampai F nilainya 1

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desai perioda pendek

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

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai Pers. 2.50.

$$E = E_h + E_v \quad (2.50)$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.51.

$$E = E_h - E_v \quad (2.51)$$

Dimana :

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinifikan selanjutnya

Untuk pengaruh beban seimik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.52.

$$E_h = \rho \cdot Q_E \quad (2.52)$$

Dimana :

Q = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = faktor redudansi, untuk disain D sampai F, nilainya 1,3

Untuk pengaruh seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.53.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.53)$$

Dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan respon disain pada perioda pendek

DL = Pengaruh beban mati

2.5.5. Faktor Redudansi

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

- Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:
 1. Struktur dirancang untuk kategori disain seismik B atau C.
 2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta, disain 3.
 3. Komponen non struktural.
 4. Disain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
 5. Disain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3. pada SNI 1726:2012 yang digunakan.
 6. Disain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3. SNI 1726:2012 disyaratkan untuk didisain.
 7. Beban diafragma ditentukan menggunakan Pers. 2.55 dan 2.56 yang terdapat pada SNI 1726:2012 yaitu:

Dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.55.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} \cdot I_{ex} \cdot W_{px} \quad (2.55)$$

Dan F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.56.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} \cdot I_{ex} \cdot W_{px} \quad (2.56)$$

Dimana:

F_{px} = Gaya disain diafragma

F_i = Gaya disain yang diterapkan ditingkat i

w_i = Tributari berat sampai tingkat i

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

8. Struktur bagian sistem peredaman.
9. Desan dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Tabel 2.13: Persyaratan masing-masing tingkatan yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar (SNI 1726:2012).

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33% atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai (ketidakteraturan horizontal tipe b)
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% (ketidakteraturan horizontal tipe b)

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih dari 1	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1 di semua tingkat atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakteraturan torsi yang berlebihan (ketidakteraturan struktur horizontal tipe b)
Kolom katilever	Kehilangan tahanan momen disambungan dasar semua katilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau

	sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan srstruktur horizontal tipe b)
Lainya	Tidak ada persyaratan

- Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1,3 untuk struktur yang dirancang bagi kategori seismik D, E, dan F faktor redudansi (ρ) harus sama dengan 1,3, kecuali jika salah satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana (ρ) diizinkan diambil 1:
 1. Masing-masing tingkatan yang menahan lebih dari 35% geser dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.13.
 2. Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing arah orthogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

2.5.6. Arah Pembebanan

Menurut SNI 1726:2012 adalah sebagai berikut:

1. Arah kriteria pembeban.

Arah penerapan beban gempa yang digunakan dalam disain harus merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Arah penerapan gaya gempa diijinkan untuk memenuhi persyaratan ini menggunakan prosedur pasal 7.5.2, 7.5.3, dan 7.5.4.

2. Kategori disain seismik B

Untuk struktur bangunan yang dirancang untuk kategori disain seismik B, gaya gempa disain diijinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dari dua arah ortogonal dan pengaruh interaksi ortogonal diijinkan untuk diabaikan.

3. Kategori disain seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori disain seismik C harus, minimum, sesuai persyaratan dalam 7.5.2, untuk kategori disain seismik B dan persyaratan pasal ini. Struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal tipe 5 dalam tabel 10 harus menggunakan salah satu dari prosedur berikut:

- a. Prosedur kombinasi orthogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur pasal 7.8, 7.9, 11.1, diijinkan dalam 7.6 pada SNI 1726:2012, dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah orthogonal. Pengaruh beban kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didisain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan berikut: 100 persen gaya untuk satu arah ditambah 30 persen gaya untuk arah tegak lurus. Kombinasi yang mensyaratkan kekuatan komponen maksimum harus digunakan.
- b. Penerapan serentak gerak tanah orthogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur 11.1, 11.2, yang diijinkan dalam 7.6 pada SNI 1726:2012, dengan pasangan orthogonal riwayat percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

2.6. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

2.6.1. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan Pers. 2.57.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.57)$$

Dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t = Berat total Gedung

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1. persamaan-persamaan yang digunakan untuk mendapatkan koefisien C_s adalah:

1. C_s maksimum

Untuk menentukan C_s maksimum dengan Pers 2.58.

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.58)$$

Nilai C_s maksimum di atas tidak perlu melebihi nilai C_s hasil hitungan pada Pers 2.59.

2. C_s hasil hitungan

$$C_s = \frac{S_{d1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.59)$$

C_s hasil hitungan harus tidak kurang dari C_s minimum pada Pers 2.60.

3. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044S_{Ds}I_e \geq 0,01 \quad (2.60)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka C_s harus tidak kurang dari Pers 2.61:

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\frac{R}{I}} \quad (2.61)$$

Keterangan:

S_{d1} = Parameter percepatan spektrum respons disain pada perioda sebesar 1,0 (detik).

S_{ds} = Parameter percepatan spektrum respons disain dalam rentang perioda pendek.

S_1 = Parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan.

T = Perioda fundamental struktur (detik).

R = Faktor modifikasi respons dalam.

I_e = Faktor keutamaan gempa.

2.6.2. Perioda Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.6, perioda struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda struktur

fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

1. Periode pendekatan minimum (T_a minimum) ditentukan dengan Pers. 2.62.

$$T_a \text{ minimum} = C_r \cdot h_n^x \quad (2.62)$$

Dimana:

T_a minimum = Nilai batas bawah periode bangunan

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

C_r = Ditentukan dari Tabel 2.14.

x = Ditentukan dari Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Nilai parameter periode pendekatan C_r dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	C_r	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau di hubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9

Tabel 2.14: lanjutan

Tipe Struktur	C_r	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau di hubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan beresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua struktur lainnya	0,0488	0,75

2. Periode fundamental pendekatan maksimum (T_a maksimum) ditentukan dari Pers. 2.63.

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \cdot T_a \text{ minimum} \quad (2.63)$$

Dimana:

Ta maksimum = Nilai batas atas perioda bangunan

Cu = Ditentukan dari Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spectra Disain pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (C_u)
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

2.6.3. Ketentuan Untuk Analisis Respon Dinamik

Berdasarkan Studi Kompirasi Disain Bangunan Tahan Gempa, parameter respon terkombinasi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respon rencana gempa merupakan respon maksimum. Pada umumnya, respon 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 / SRSS*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination / CQC*). 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. Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kudrat .

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana

dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.64. berikut :

$$V_t = 0,85 V_1 \quad (2.64)$$

Dimana :

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

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respon ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis respons spektrum ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.65.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_t}{V_l} \leq 1 \quad (2.65)$$

Dimana:

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.

2.6.4. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3. gaya gempa lateral (F_1) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.66 dan 2.67.

Dimana :

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.66)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.67)$$

Dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal.

V = Gaya geser atau lateral disain total.

w_i = bagian berat seismik efektif total struktur (W_f) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat-i.

h_i = tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat-i.

K = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

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

2.6.5. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser tingkat disain gempa disemua tingkat (V_x) harus ditentukan dari Pers. 2.68.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.68)$$

Dimana:

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

2.6.6. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6, simpangan antar lantai pada SNI 1726:2012 hanya terdapat suatu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat disain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa segaris, berdasar Defleksi SNI 172

yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak pada lokasi yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak pada lokasi yang ditinjau, maka harus dihitung defleksi di dasar tingkat atasnya. Simpangan antar lantai harus ditentukan dengan Pers. 2.69

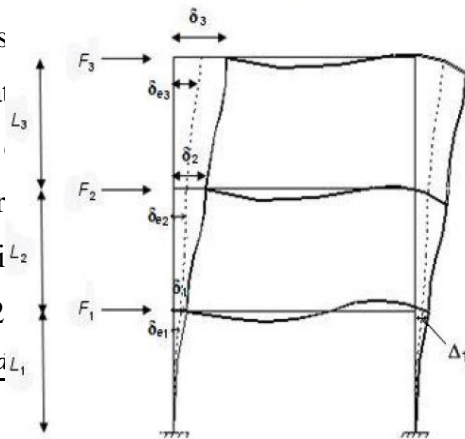
$$\delta_x = \frac{\delta_{xe} C_d L_1}{I_e} \quad (2.69)$$

dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.12

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

I_e = Faktor keutamaan gedung Tabel 2.5



Tingkat 3

$F3 =$	gaya gempa disain tingkat kekuatan
$\delta e3 =$	perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya
gempa disain tingkat kekuatan	
$\delta 3 =$	$Cd \delta e3/IE =$ perpindahan yang diperbesar
$\Delta 3 =$	$(\delta e3 - \delta e2) Cd/IE \leq \Delta a$ (Tabel 2.17)
Tingkat 2	
$F2 =$	gaya gempa disain tingkat kekuatan
$\delta e2 =$	perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya
gempa disain tingkat kekuatan	
$\delta 2 =$	$Cd \delta e2/IE =$ perpindahan yang diperbesar
$\Delta 2 =$	$(\delta e2 - \delta e1) Cd/IE \leq \Delta a$ (Tabel 2.17)
Tingkat 1	
$F1 =$	gaya gempa disain tingkat kekuatan
$\delta e1 =$	perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya
gempa disain tingkat kekuatan	
$\delta 1 =$	$Cd \delta e1/IE =$ perpindahan yang diperbesar
$\Delta 1 =$	$\delta 1 \leq \Delta a$ (Tabel 2.17)
$\Delta_1 =$ Simpangan antar lantai	
$\Delta_i/L_i =$ Rasio simpangan antar lantai	
$\delta 3 =$ Perpindahan total	

Gambar 2.7: Penentuan simpangan antar lantai (SNI 1726:2012) Simpangan antar lantai tingkat disain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel. 2.16.

Tabel 2.16: Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Katagori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan	0,025 h_{sx}^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
sistem dinding eksterior yang telah didisain untuk mengakomodasikan sipangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser katilever batu bata ^d .	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya.	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya.	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

2.6.7. Distribusi Kekakuan Secara Vertikal

Berdasarkan seismologi teknik dan rekayasa kegempaan kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kesetabilan struktur bangunan.

Harus cukup kaku agar mampu menahan beban baik beban gravitasi maupun beban horizontal dengan nilai simpangan/*displacement* yang masih relatif kecil. Simpangan yang relatif besar walaupun tegangan bahannya relatif aman akan

menjadi bangunan yang kurang nyaman untuk ditempati. Struktur atau elemen yang pendek umumnya akan ditentukan oleh keterbatasan tegangan sedangkan struktur yang besar umumnya simpangan akan menjadi penentu tingkat layanan.

Sebagaimana pada denah dan potongan, distribusi kekakuan secara vertikal menurut tinggi bangunan dipandang sebagai sesuatu yang sangat penting untuk diperhatikan. Menurut pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa distribusi banyak diantaranya bersumber pada distribusi kekakuan secara vertikal yang tidak baik.

2.7. Soft Story

Bangunan gedung dengan kekakuan vertikal yang tidak baik adalah bangunan gedung yang dalam tingkat-tingkatnya terdapat tingkat yang lemah atau *soft story*. Didalam SNI 1726:2012 telah diatur secara jelas tentang bangunan regular yang menyakut tentang distribusi kekakuan yaitu:

Gedung regular adalah gedung yang sistem strukturnya memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak (*soft story*). Yang dimaksud dengan tingkatan lunak adalah suatu tingkat yang mana kekakuan lateralnya <70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau < 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. *Soft Story* adalah suatu tingkat lemah, yang kekakuanya jauh lebih kecil dari pada tingkatan-tingkatan yang lain. Oleh karena itu dalam merencanakan kekakuan tingkat harus berhati-hati agar tidak terjadi *soft story*. Kekakuan tingkat untuk setiap kolom pada lantai yang sama dapat diperkirakan dengan Pers. 2.72.

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (2.72)$$

Dimana:

h = Tinggi tingkat (cm).

I = Inersia kolom (m²).

K = Kekakuan tingkat (kg/cm).

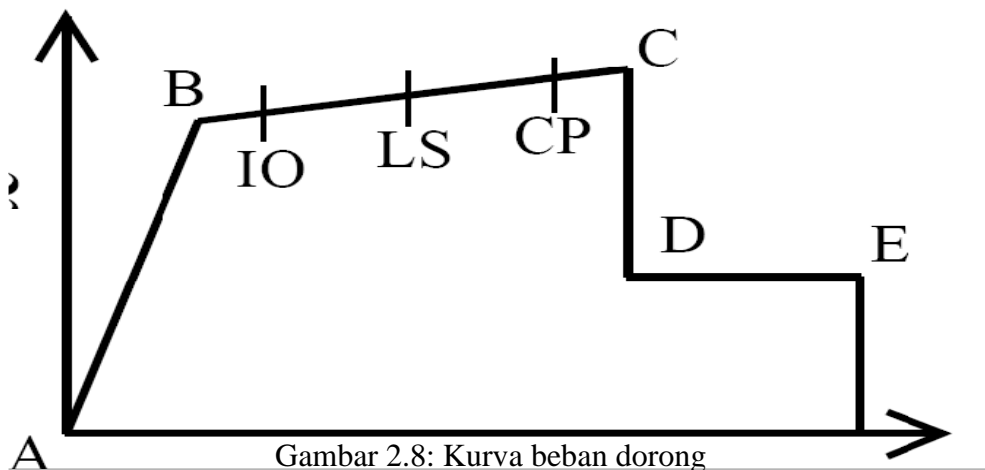
Sedangkan untuk kekakuan tingkat yang lebih akurat juga dapat dihitung dengan cara menggunakan program analiasa struktur statis.

2.8. Analisa Nonlinear *Pushover*

Analisa *pushover* adalah suatu bentuk analisis non linear dengan mengaplikasikan beban statik lateral pada tiap pusat massa masing-masing lantai. Gaya yang diaplikasikan ini ditingkatkan terus secara bertahap sampai terbentuk sendi plastis pertama. Setelah sendi pertama plastis terbentuk, beban ditingkatkan lagi sehingga mencapai kondisi plastis sampai pada batasan beban atau deformasi yang sudah ditentukan sebelumnya. Permodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku non linear, *force-displacement* dan/atau momen rotasi yang ditempatkan pada beberapa lokasi pada sistem struktur.

Tujuan dari analisa beban dorong adalah untuk mengetahui kapasitas struktur terhadap beban yang diaplikasikan. Dari analisa tersebut dapat diketahui skema terjadinya sendi plastis dan perilakunya setelah sendi plastis terjadi. Analisis Beban dorong menghasilkan kurva beban dorong, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser (V) dengan perpindahan struktur bangunan.

Kurva kapasitas yang dihasilkan oleh analisis beban dorong menggambarkan beberapa tahap terbentuknya sendi plastis. Tahapan tersebut memperlihatkan kapan pelepasan pertama terjadi dan kapan struktur tersebut mengalami keruntuhan. Seperti terlihat pada Gambar 2.8 adalah kondisi elastik sedangkan B-C memperlihatkan kondisi plastis. Antara B dan C terdapat IO (*Immediate Occupancy*), LS (*Live Safety*) dan CP (*Collapse Prevention*). Pelepasan pertama muncul setelah struktur berada dalam kondisi antara B dan C. Sebagai indikatornya adalah IO, LS dan CP.



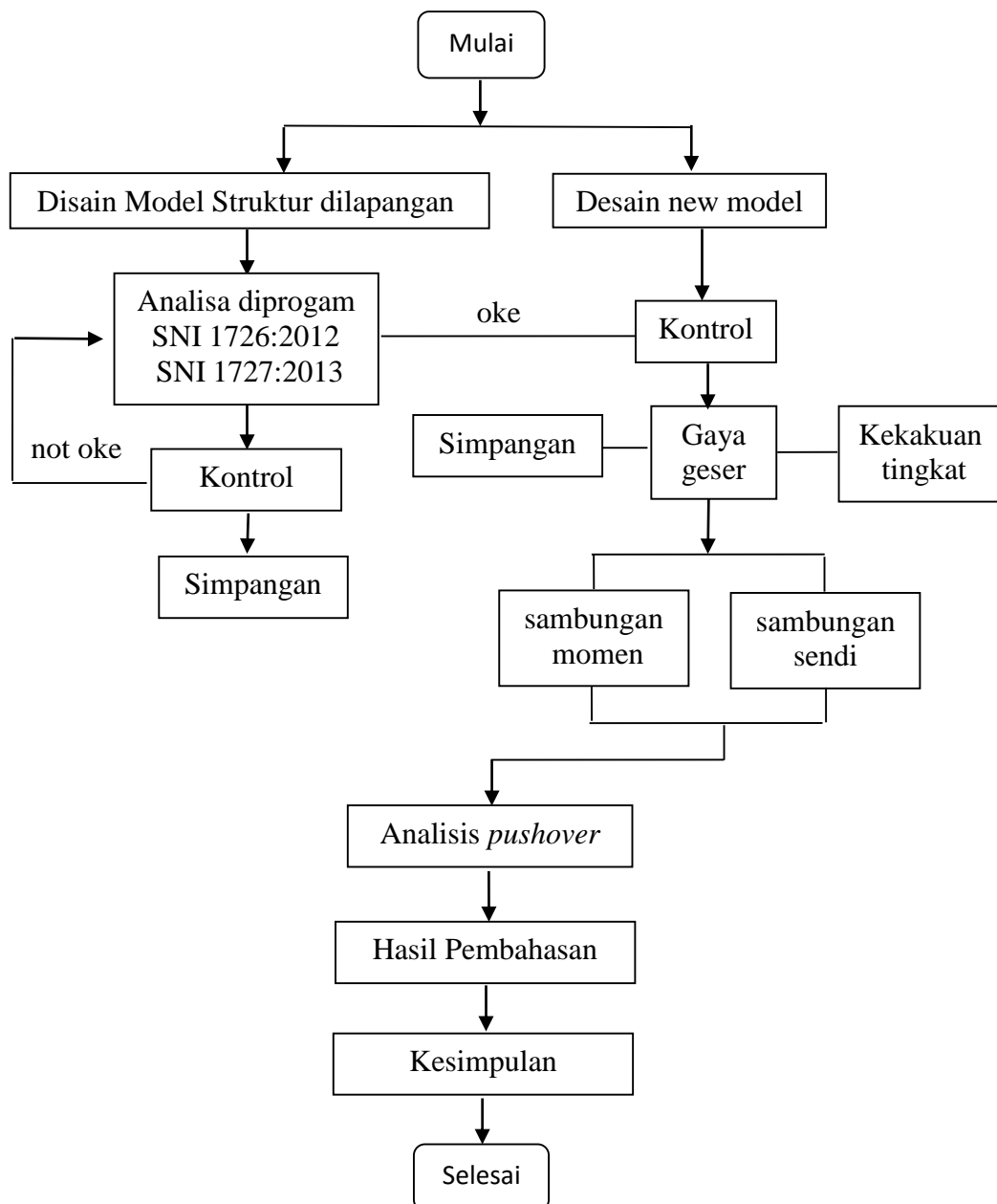
Gambar di atas menunjukkan mekanisme terbentuknya sendi plastis. Titik B, C dan D adalah lokasi dimana sendi plastis terbentuk. Urutan terjadinya sendi plastis pada sistem struktur akan sangat mempengaruhi bentuk kurva kapasitas.

BAB 3

METODOLOGI

3.1. Metodologi

Studi ini dilakukan melalui beberapa tahap pengerjaan seperti yang diilustrasikan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

3.2. Tinjauan Umum

Dalam tugas akhir ini akan dilakukan analisis *respon spectrum* dengan sistem struktur yang menggunakan struktur sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Struktur SRPMK dimodelkan dua dimensi sebagai portal terbuka dengan menggunakan bantuan program analisa struktur aplikasi SAP2000.

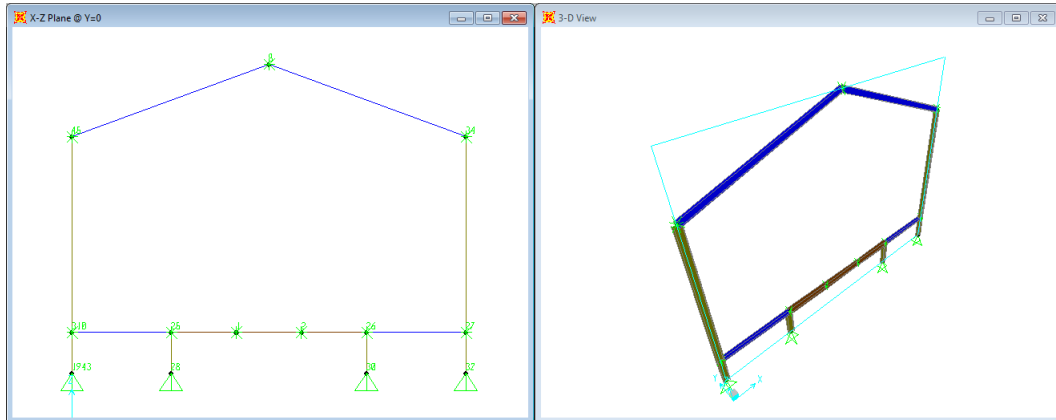
Dalam tugas akhir ini terdapat suatu gedung yang menjadi bahan studi, yaitu gedung dengan 1 lantai yang memiliki tinggi di lantai 1 adalah 2 m dan total tinggi keseluruhan dari dasar sampai ujung atap 15,15 m. dimana keseluruhan gedung menggunakan srtuktur rangka pemikul momen khusus . Struktur gedung adalah portal baja yang dimodelkan sebagai *element frame* 2 dimensi (2D) pada program analisa struktur dengan mengacu pada standar SNI 1726:2012.

Gedung difungsikan sebagai gedung olahraga (gor bulu tangkis) yang terletak di Medan yang memiliki *site* tanah sedang. Konstruksi kolom dan balok menggunakan struktur baja, lantai menggunakan plat grc board.

Perencanaan dilakukan sesuai dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

1. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung mengacu pada (SNI 1726:2012).
2. Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung mengacu pada (SNI 1727:2013) beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain.
3. Syarat dan ketentuan penggunaan baja mengacu pada tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung (SNI 03-1729-2002).

Material yang digunakan adalah baja pada elemen struktur, dengan mutu baja (BJ) 41, dengan tegangan leleh $F_y = 250$ Mpa, tegangan ultimate $F_u = 410$ Mpa serta modulus elastisitas 200000 MPa. Adapun gambar pemodelan bangunan terhadap sumbu X dan sumbu Z dapat terlihat pada Gambar 3.2 berikut.



Gambar 3.2: Pemoedelan 2D terhadap sumbu X-Z

3.3. 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:

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. Untuk berat satuan material disajikan pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2.

Tabel 3.1: Berat material konstruksi berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Mati	Besarnya Beban
Baja	7850 kg/m ³

Tabel 3.2: Berat tambahan komponen gedung berdasarkan website internet.

Beban Mati	Besarnya Beban
Atap pvc invideck 3ply (3mm)	6,3 kg/m ²
Mechanical electrical	10 kg/m ²
Dinding bata hebel (10cm)	55 kg/m ²
Lantai grc board (20mm)	84,1 kg/m ²

2. 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. Berat beban hidup berdasarkan SNI 1727:2013 disajikan dalam Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban hidup	Besarnya beban
Gedung olahraga : Lobi dan koridor lantai pertama	479 kg/m ²
Beban hidup di atap (pekerja)	100 kg

- *Pembebanan pada pelat lantai*

Untuk pembebanan pelat lantai gedung model SRPMK didapat dari perhitungan yang disajikan pada lampiran.

Selanjutnya beban yang diperoleh dari perhitungan dimasukkan sebagai beban merata (*distributed*) dalam program analisa struktur, sedangkan tebal pelat sudah dihitung sekaligus dalam lampiran.

- *Berat dinding bata*

Berat dinding bata yang di input ke balok induk sebesar 3168 kg untuk lantai 1. Selanjutnya berat dinding diinput ke balok dengan beban terpusat (*point*) dalam program analisa struktur.

Didapat hasil reaksi perletakan yang dimana hasil reaksi tersebut diambil yang terbesar dan akan dimasukkan kedalam pemodelan Model 1 dan Model 2 berupa beban terpusat (*point load*) yang di tempatkan di balok dinding.

3.4. Perhitungan Berat Per Lantai Gedung

Untuk berat perlantai gedung diperoleh menggunakan bantuan program analisa struktur, dan disajikan bersama Tabel 4.1 dan 4.2 dapat dilihat pada bab hasil dan pembahasan.

3.5. Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726:2012 dan menurut puskim, spektrum respon gempa disain harus dianalisis terlebih dahulu. Untuk kota Medan mempunyai data sebagai berikut:

- PGA = 0,25 (Gambar 2.11)
- S_S = 0,526 (Gambar 2.12)
- S_1 = 0,332 (Gambar 2.13)

Dengan data tersebut diatas, maka diperoleh hasil interpolasi nilai $F_a = 1,38$ (Tabel 2.8) dan $F_v = 1,74$ (Tabel 2.9) untuk tanah sedang. Selanjutnya tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa disain adalah sebagai berikut:

1. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S$$

$$S_{MS} = 1,38 \cdot 0,526$$

$$S_{MS} = 0,72588$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

$$S_{M1} = 1,74 \cdot 0,332$$

$$S_{M1} = 0,57768$$

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

Nilai $\mu = 2/3$

$$S_{DS} = \mu \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = (2/3) \cdot 0,72588$$

$$S_{DS} = 0,48392$$

$$S_{D1} = \mu \cdot S_{M1}$$

$$S_{D1} = (2/3) \cdot 0,57768$$

$$S_{D1} = 0,38512$$

3. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0,38512}{0,48392}$$

$$T_s = 0,794$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,159$$

4. Penentuan nilai S_a

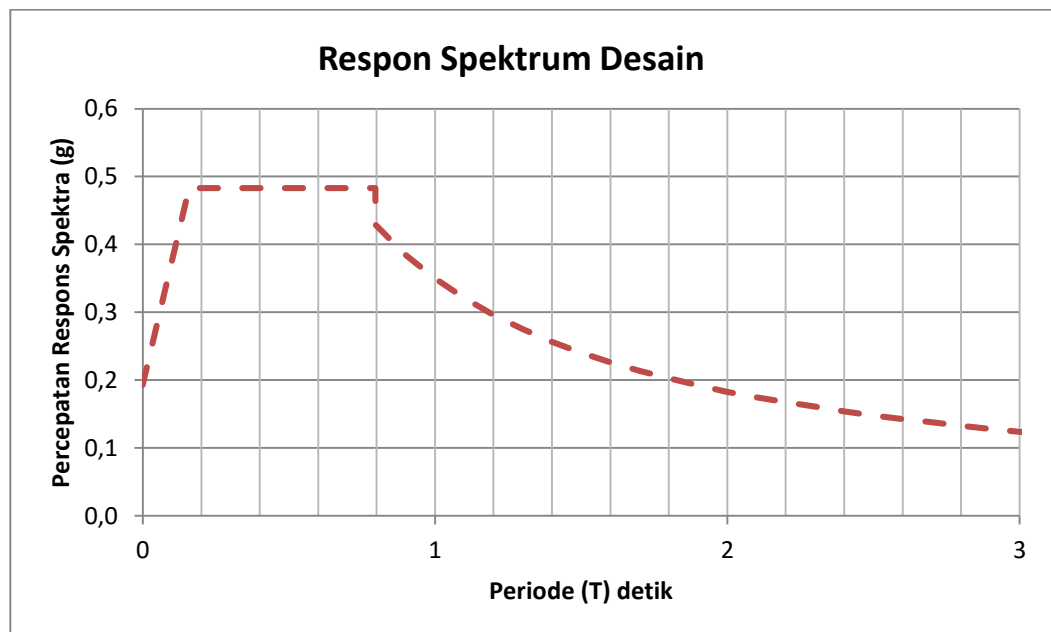
- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan disain harus diambil dari persamaan:

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

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

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Setelah spektrum respon gempa didisain berdasarkan data-data yang telah diperoleh, maka hasil spektrum respon gempa ditunjukkan dalam Gambar 3.5.



Gambar 3.3: Spektrum respon disain gempa kota Medan dengan jenis tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012.

3.6. Pemodelan dan Analisis Struktur

Dalam tugas akhir ini menggunakan analisa dinamis, dimana analisa dinamis yang digunakan adalah analisa dinamis *Pushover*.

3.6.1. Faktor Keutamaan Struktur (I_e)

Menurut SNI 1726:2012, pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko yang sesuai Tabel 2.4 yaitu kategori resiko II, dengan hal itu maka didapat melalui Tabel 2.5 nilai faktor keutamaan (I_e) = 1

3.6.2. Faktor Reduksi Gempa

Disain bangunan direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai Tabel 2.13 dapat dilihat pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

Tabel 3.4: Faktor reduksi gempa Model 1 dan Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismik	R
X	Rangka baja sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)	8

3.6.3. Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom, pelat dan pondasi yang digunakan. Berikut akan direncanakan dimensi awal dari komponen-komponen struktur bangunan.

3.6.3.1. Tebal Pelat Lantai

Tebal pelat yang digunakan yaitu 20 mm = 2 cm . Untuk analisis penentuan tebal pelat lantai dapat dilihat pada lampiran. Untuk memodelkan, pelat lantai diasumsi sebagai beban merata

3.6.4. Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban-beban yang bekerja, yaitu: beban mati, beban mati tambahan, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*load combination*) yang di input ke dalam program analisa struktur berdasarkan SNI 1726:2012 yang dijabarkan sesuai sub bab 2.7.4. untuk pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari disain seismik C dan nilai $S_{DS} = 0,48392$ diperoleh dari sub bab 3.5. maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$ dan $S_{DS} = 0,48392$.

Kombinasi Pembebanan						
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX
Kombinasi 3	1,33	DL	1	LL	0,3	EX
Kombinasi 4	1,07	DL	1	LL	-0,3	EX
Kombinasi 5	1,13	DL	1	LL	0,3	EX
Kombinasi 6	1,27	DL	1	LL	-0,3	EX
Kombinasi 7	1,33	DL	1	LL	1	EX
Kombinasi 8	1,07	DL	1	LL	-1	EX
Kombinasi 9	1,27	DL	1	LL	1	EX
Kombinasi 10	1,13	DL	1	LL	-1	EX
Kombinasi 11	1,03	DL	0	LL	0,3	EX
Kombinasi 12	0,77	DL	0	LL	-0,3	EX
Kombinasi 13	0,83	DL	0	LL	0,3	EX
Kombinasi 14	0,97	DL	0	LL	-0,3	EX
Kombinasi 15	1,03	DL	0	LL	1	EX
Kombinasi 16	0,77	DL	0	LL	-1	EX
Kombinasi 17	0,97	DL	0	LL	1	EX
Kombinasi 18	0,83	DL	0	LL	-1	EX

3.7. Model 1

Model gedung yang pertama adalah bentuk struktur bangunan SRPMK dengan sistem yang ada dilapangan.

3.7.1. Data Perencanaan Struktur

- Jenis portal struktur bangunan menggunakan baja.
- Fungsi bangunan gedung olahraga.
- Bangunan terletak di kota Medan.
- Gedung didisain berdasarkan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)
- Jenis tanah sedang.

3.7.2. Balok dan Kolom

Balok merupakan elemen struktur penahan gaya lentur dan geser yang terhubung kaku dengan kolom-kolom pada ujung-ujungnya, sehingga memiliki momen maksimum terdapat pada ujung-ujung balok tempat terjadinya sendi plastis saat terjadi gempa.

Disain balok pada tugas akhir ini terdiri dari balok utama dan balok anak. Balok utama adalah balok yang ujung-ujungnya bertumpu langsung pada kolom, sedangkan balok anak adalah balok-balok yang ujung-ujungnya bertumpu pada balok utama yang arahnya sejajar dengan arah X. Balok anak memiliki penampang lebih kecil dari balok utama karena balok anak menumpu pada balok utama yang tegak lurus terhadapnya.

Kolom merupakan penahan gaya aksial dan lentur yang terhubung kaku dengan balok-balok di atas dan di bawahnya. Saat terjadi gempa kolom menerima sebagian beban lateral yang bekerja sebelum diteruskan kepada elemen-elemen struktur lainnya.

Pendefinisian profil balok dan kolom untuk struktur SRPMK dengan sistem yang ada dilapangan dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Pendefinisian profil penampang pada gedung Model 1.

Jenis gedung	Elemen (batang)	Dimensi profil IWF
Model 1	Kolom	400 X 200 X 8 X 13
	Balok	400 X 200 X 8 X 13
	Rafter	250 X 125 X 6 X 9

3.7.3. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, periode fundamental (T) yang digunakan memiliki batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Bab 2 pada Pers. 2.62 dan Pers. 2.63.

dimana:

$$C_r = 0.0724 \text{ (Tabel 2.15 untuk tipe struktur rangka baja pemikul momen)}$$

$$h_n = 15,15 \text{ m (tinggi gedung dari dasar)}$$

$$x = 0,8 \text{ (Tabel 2.15 untuk tipe struktur rangka baja pemikul momen)}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.16 dengan nilai } S_{D1} \geq 0,4 \text{)}$$

Maka hasil pembatasan maksimum dan minimum waktu getar alami fundamental ditunjukkan pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Ta min = $C_r \cdot h_n x$	Ta maks = $C_u \cdot T_{a \text{ min}}$	T di program	Cek min	Cek maks
X	0.63689	0.891655	0.73357	OK	OK

3.7.4. Penentuan Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.8.1 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.59-2.61 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

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

$$C_{s \text{ maksimum arah X}} = \frac{0,48392}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,06049$$

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

$$C_{s \text{ hasil hitungan arah X}} = \frac{0,38512}{0,73357 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,06562$$

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

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 \cdot 0,528 \cdot 1 = 0,021292$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.8.

Tabel 3.8: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada gedung Model 1.

Arah	C_s maks	C_s hitungan	C_s min	C_s yang digunakan
X	0,06049	0,06562	0,021292	0,06049

Pemilihan nilai C_s diatas di dapat karena nilai $C_{s maks}$ berada diantara $C_{s minimum}$ dan $C_{s hitungan}$. Maka yang digunakan $C_{s maks}$ sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

3.8. Model 2

Model gedung yang kedua adalah bentuk struktur bangunan SRPMK dengan desain profil yang baru kemudian dibedakan menjadi 2, yaitu sambungan momen dan sambungan sendi.

3.8.1. Data Perencanaan Struktur

- Jenis portal struktur bangunan menggunakan baja.
- Fungsi bangunan gedung olahraga.
- Bangunan terletak di kota Medan.
- Gedung didisain berdasarkan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)
- Jenis tanah sedang.

3.8.2. Balok dan Kolom

Balok merupakan elemen struktur penahan gaya lentur dan geser yang terhubung kaku dengan kolom-kolom pada ujung-ujungnya, sehingga memiliki momen maksimum terdapat pada ujung-ujung balok tempat terjadinya sendi plastis saat terjadi gempa.

Disain balok pada tugas akhir ini terdiri dari balok utama dan balok anak. Balok utama adalah balok yang ujung-ujungnya bertumpu langsung pada kolom, sedangkan balok anak adalah balok-balok yang ujung-ujungnya bertumpu pada balok utama yang arahnya sejajar dengan arah X. Balok anak memiliki penampang lebih kecil dari balok utama karena balok anak menumpu pada balok utama yang tegak lurus terhadapnya.

Kolom merupakan penahan gaya aksial dan lentur yang terhubung kaku dengan balok-balok di atas dan di bawahnya. Saat terjadi gempa kolom menerima sebagian beban lateral yang bekerja sebelum diteruskan kepada elemen-elemen struktur lainnya.

Pendefinisian profil balok dan kolom untuk struktur SRPMK dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Pendefinisian profil penampang pada gedung Model 2

Jenis gedung	Elemen (batang)	Dimensi profil IWF
Model	Kolom	400 X 200 X 8 X 13
	Balok Kiri Kanan	400 X 200 X 8 X 13
	Balok Tengah	500 X 200 X 10 X 16
	Rafter	346 X 174 X 6 X 9

3.8.3. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, periode fundamental (T) yang digunakan memiliki batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Bab 2 pada Pers. 2.62 dan Pers. 2.63.

dimana:

$$C_r = 0.0724 \text{ (Tabel 2.14 untuk tipe struktur rangka baja pemikul momen)}$$

$$h_n = 15,15 \text{ m (tinggi gedung dari dasar)}$$

$$x = 0,8 \text{ (Tabel 2.14 untuk tipe struktur rangka baja pemikul momen)}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.15 dengan nilai } S_{DI} \geq 0,4 \text{)}$$

Maka hasil pembatasan maksimum dan minimum waktu getar alami fundamental ditunjukkan pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Ta min = $C_r \cdot h_n \cdot x$	Ta maks = $C_u \cdot T_a \text{ min}$	T	Cek min	Cek maks
X	0.63689	0.89165	0.65707	OK	OK

3.8.4. Penentuan Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.8.1 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.59-2.61 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

- $C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$

$$C_{s \text{ maksimum arah X}} = \frac{0.48392}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,06049$$

- $C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$

$$C_{s \text{ hasil hitungan arah X}} = \frac{0.38512}{0.65707\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,06572$$

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

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 \cdot 0,528 \cdot 1 = 0,021292$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada gedung Model 2.

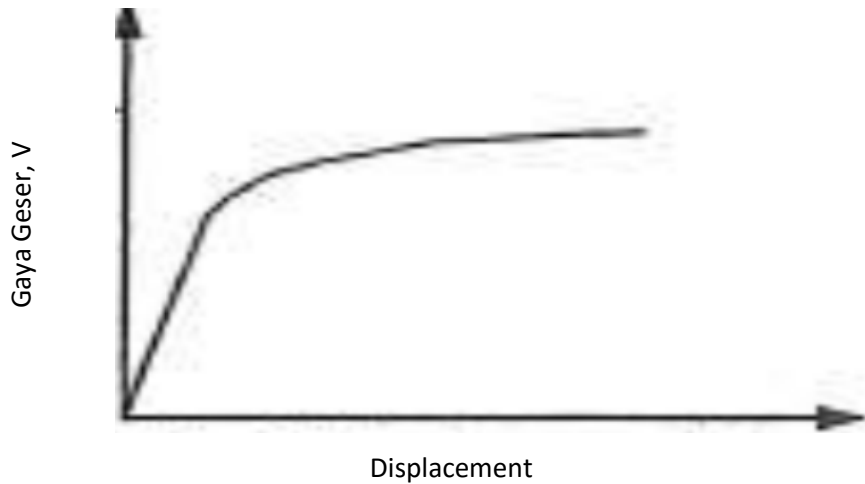
Arah	C_s maks	C_s hitungan	C_s min	C_s yang digunakan
X	0,06049	0,06572	0,021292	0,06049

Pemilihan nilai C_s diatas di dapat karena nilai C_{smaks} berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{shitungan}$. Maka yang digunakan $C_{shitungan}$ sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

3.9. Analisis Nonlinear Pushover

Analisis beban dorong statik (*static Pushover Analysis*) merupakan analisis perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk *elastoplastis* yang besar sampai ambang posisi keruntuhan.

Analisis *Pushover* menghasilkan kurva *Pushover*, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser (V) versus perpindahan titik acuan pada atap (D).



Gambar 3.4: Kurva *Pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong.

Tujuan analisis beban dorong adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetilan atau stabilitasnya.

Dalam pengerjaan analisa beban dorong dilakukan terlebih dahulu asumsi sendi plastis (*hinges*) pada *software* analisis struktur, untuk mengetahui bentuk ketidakmampuan elemen struktur (balok dan kolom) menahan gaya dalam. Perencanaan suatu bangunan harus sesuai dengan konsep desain kolom kuat balok lemah. Apabila terjadi suatu keruntuhan struktur, maka yang runtuh adalah baloknya dahulu. Apabila kolomnya runtuh dahulu, maka struktur langsung hancur.

Menentukan metode yang digunakan untuk prosedur statik non-linier biasanya digunakan Metode Koefisien Perpindahan atau *Displacement Coefficient Method* (DCM) yaitu FEMA 356. Metode FEMA 356 dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 sehingga dapat dihitung target perpindahan (δ_t) seperti Pers 3.6 sebagai berikut:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \cdot g \quad (3.6)$$

Dimana:

δ_t = target perpindahan

T_e = waktu getar alami efektif

C_0 = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spectral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356.

C_1 = faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan respons elastik linier. Nilai

$C_1 = 1,0$ untuk $T_e \geq T_s$ dan

$$C_1 = \frac{[1 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}]}{R} \text{ untuk } T_e < T_s$$

C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan bebant deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356.

C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P_{Δ} . Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca leleh bernilai positif maka $C_3 = 1,0$. Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif,

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

rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastis efektif.

R = rasio “kuat elastis perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.

S_a = akselerasi respon spektrum yang bekerja sesuai dengan waktu getar alami efektif pada arak yang ditinjau.

V_y = gaya geser dasar pada saat leleh.

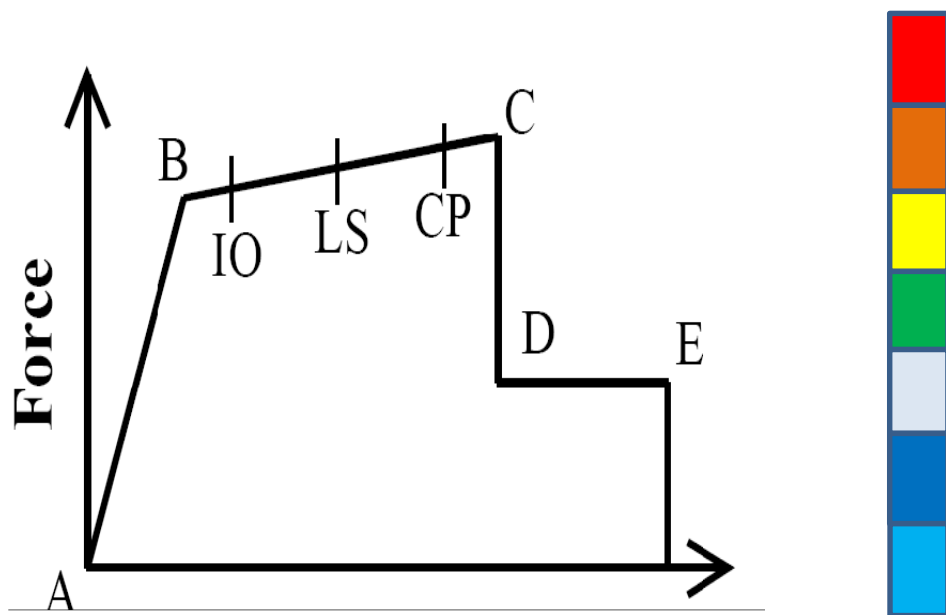
W = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.

C_m = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356.

g = percepatan gravitasi 9,81 m/det².

Melakukan analisis respon struktur gedung saat menerima beban gempa, maka akan memikul *base shear*. *Base shear* tiap lantai merupakan fungsi dari massa (m) dan kekakuan (k) dari tiap lantai tersebut. *Base shear* mengakibatkan tiap lantai bergeser/*displacement* dari kedudukan semula. Saat gaya gempa bekerja, maka gedung akan merespon beban gempa tersebut dengan memberikan gaya-gaya dalam. Apabila gaya-gaya dalam tersebut melebihi kemampuan/kapasitas gedung, maka gedung akan berperilaku in-elastis jika sifat struktur cukup duktail, tetapi langsung hancur apabila kurang duktail.








Sesudah dilakukan analisis maka dapat melihat kemampuan gedung dalam menahan gaya-gaya dalam berdasarkan kurva yang dikeluarkan dalam analisa beban dorong. Kurva tersebut akan membentuk suatu gambaran antara gaya geser yang bekerja (V) versus simpangan yang terjadi berdasarkan tingkatan sendi plastis.



Gambar 3.5: Kurva tingkatan sendi plastis.

Dalam kerusakan sendi plastis terdapat tingkat-tingkatannya, penjelasan untuk tingkat-tingkatannya dapat dilihat pada Tabel 3.12 sebagai berikut:

Tabel 3.12: Tingkat kerusakan Struktur.

Keterangan	Simbol	Penjelasan
B		Menunjukkan batas linear yang kemudian diikuti terjadinya pelelehan pertama pada struktur
I0		Terjadinya kerusakan yang kecil atau tidak berarti pada struktur, kekakuan struktur hampir sama pada saat belum terjadi gempa
IS		Terjadinya kerusakan mulai dari kecil hingga tingkat sedang. Kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan
CP		Terjadinya kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang banyak
C		Batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung
D		Terjadinya degradasi kekuatan struktur yang besar, sehingga kondisi struktur tidak stabil dan hampir <i>collapse</i>
E		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser dan hancur

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Desain

Untuk mengetahui perbandingan dua gedung yang berbeda sistem penahan gaya gempa dengan analisa beban dinamik metode *pushover*, maka pada bab ini akan dibahas analisa hasil simpangan yang diperoleh dari pemodelan menggunakan program analisis struktur. Bangunan struktur baja yang ditinjau terletak di Medan dengan kondisi tanah sedang dan fungsi bangunan sebagai gedung olahraga.

4.2. Gaya Geser Dasar

4.2.1. Model 1 (Di lapangan)

Dari hasil analisis *pushover* yang menggunakan program analisa struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726:2012 yaitu 2666,09 kg.

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

Gempa arah x:

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0,06049 \cdot 44074,82$$

$$= 2666,09 \text{ kg (gaya geser statik ekivalen arah x)}$$

Menurut (Riza, 2010), sebelum mendapatkan data hasil gaya geser analisis respon spektrum dari *software* terdapat faktor skala gempa arah x. Faktor skala yang digunakan pada arah x dengan Pers. 4.1

$$\text{Faktor skala } x = g \times I_e / R \quad (\text{Pers. 4.1})$$

Dari Pers. 4.1 maka didapat nilai faktor skalanya sebesar 1,226 yang dimasukkan kedalam *software* pada saat analisis respon spektrum. Adapun hasilnya yaitu:

Gempa arah x:

$$V_x = 4591,19 \text{ kg (gaya geser respon spektrum arah x)}$$

Menurut SNI 1726;2012 pasal 7.9.4 bahwa nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama

Syarat : $V_x \geq 0,85 V_{1x}$

$$4591,19 \geq 0,85 \cdot 2666,09$$

$$4591,19 \geq 2266,18 \text{ kg, ... (oke)}$$

4.2.2. Model 2 (Disain baru)

Dari hasil analisis pushover yang menggunakan program analisa struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726:2012 yaitu 2693,52 kg.

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

Gempa arah x:

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0,06049 \cdot 44528,32$$

$$= 2693,52 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah x)}$$

Menurut (Riza, 2010), sebelum mendapatkan data hasil gaya geser analisis respon spektrum dari *software* terdapat faktor skala gempa arah x. Faktor skala yang digunakan pada arah x dengan Pers. 4.1

$$\text{Faktor skala } x = g \cdot I_e / R \quad (\text{Pers. 4.1})$$

Dari Pers. 4.1 maka didapat nilai faktor skalanya sebesar 1,226 yang dimasukkan kedalam *software* pada saat analisis respon spektrum. Adapun hasilnya yaitu:

Gempa arah x:

$$V_x = 4598,78 \text{ kg (gaya geser respon spektrum arah x)}$$

Menurut SNI 1726;2012 pasal 7.9.4 bahwa nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama

Syarat : $V_x \geq 0,85 V_{1x}$

$$4598,78 \geq 0,85 \cdot 2693,52$$

$$4598,78 \geq 2289,5 \text{ kg, ... (oke)}$$

4.3. Gaya Geser Antar Lantai

Gaya geser antar lantai membahas 2 pemodelan, yaitu model di lapangan dengan model disain baru.

4.3.1. Model 1

Nilai gaya geser antar lantai gedung berbeda-beda, gaya geser terbesar yaitu pada tingkat 1, dimana daerah tingkat 1 paling terdekat dengan tanah, selanjutnya diikuti pada tingkat 2, begitu seterusnya secara linear.

Dimana $k = 1,12$ sesuai Sub bab 2.8.4. untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$ k harus 1,12 atau interpolasi linear 1 dan 2. Hasil analisa gaya geser Model 1 antar lantai dapat dilihat di Tabel 4.1 untuk arah X dan hasil analisis gaya geser.

Tabel 4.1: Nilai gaya geser lantai antar lantai arah x model 1 (di lapangan).

Lantai	Berat/Wi (Kg)	Ketinggian Per Lantai (m)	Wi.hi ^k	Force/Fi (Kg)	Story Shear/Vx (Kg)
				Fi = (Wi.hi ^k) / (∑Wi.hi). V (kg)	
2	4903,16	9.6	61300,19	1117,48	1117,48
1	39171,86	2	84949,33	1548,60	2666,09
total	44075,02	11.6	110113,8	2666,09	

Dari Tabel 4.1 nilai gaya geser antar lantai didapat hasil total *Story Shear* berada di lantai 1 sebesar 2666,09 Kg dan total *Force/Fi* Sebesar 2666,09 Kg.

4.3.2. Model 2 (sambungan momen)

Nilai gaya geser antar lantai gedung berbeda-beda, gaya geser terbesar yaitu pada tingkat 1, dimana daerah tingkat 1 paling terdekat dengan tanah, selanjutnya diikuti pada tingkat 2, begitu seterusnya secara linear.

Dimana $k = 1,08$ sesuai Sub bab 2.8.4. untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$ k harus 1,08 atau interpolasi linear 1 dan 2. Hasil analisa gaya geser Model 2 antar lantai dapat dilihat di Tabel 4.2 untuk arah X dan hasil analisis gaya geser.

Tabel 4.2: Nilai gaya geser lantai antar lantai arah x model 2 (sambungan momen)

Lantai	Berat/Wi (Kg)	Ketinggian Per Lantai (m)	Wi.hi ^k	Force/Fi (Kg)	Story Shear/Vx (Kg)
				$F_i = (W_i \cdot h_i^k) / (\sum W_i \cdot h_i) \cdot V$ (kg)	
2	5139,04	9.6	58924,5	1116,84	1116,84
1	39389,26	2	83815,8	1576,68	2693,52
total	44528,3	11.6	142110,3	2693,52	

Dari Tabel 4.2 nilai gaya geser antar lantai didapat hasil total *Story Shear* berada di lantai 1 sebesar 2693,52 Kg dan total *Force/Fi* Sebesar 2693,52 Kg.

4.3.3. Model 2 (Sambungan sendi)

Nilai gaya geser antar lantai gedung berbeda-beda, gaya geser terbesar yaitu pada tingkat 1, dimana daerah tingkat 1 paling terdekat dengan tanah, selanjutnya diikuti pada tingkat 2, begitu seterusnya secara linear.

Dimana $k = 1,58$ sesuai Sub bab 2.8.4. untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$ k harus 1,58 atau interpolasi linear 1 dan 2. Hasil analisa gaya geser Model 2 antar lantai dapat dilihat di Tabel 4.2 untuk arah X dan hasil analisis gaya geser.

Tabel 4.3: Nilai gaya geser lantai antar lantai arah X model 2 (sambungan sendi)

Lantai	Berat/Wi (Kg)	Ketinggian Per Lantai (m)	Wi.hi ^k	Force/Fi (Kg)	Story Shear/Vx (Kg)
				$F_i = (W_i \cdot h_i^k) / (\sum W_i \cdot h_i) \cdot V$ (kg)	
2	5139,04	9.6	182969,8	1639,00	1639,00
1	39389,26	2	117721,2	1054,52	2693,52
total	44528,3	11.6	300691	2693,52	

Dari Tabel 4.3 nilai gaya geser antar lantai didapat hasil total *Story Shear* berada di lantai 1 sebesar 2693,52 Kg dan total *Force/Fi* Sebesar 2693,52 Kg.

4.4. Kekakuan Tingkat

Kekakuan tingkat diperhitungkan agar pada bangunan yang direncanakan tidak mengalami *Soft story*. Hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan pada Tabel 4.3

sampai Tabel 4.4 untuk Model 1, sedangkan Tabel 4.5 sampai Tabel 4.6 untuk Model sambungan momen dan Tabel 4.7 sampai Tabel 4.8

Tabel 4.4: Distribusi kekakuan tingkat pada arah x pada gedung model 1

No	Lantai Ke -	Gaya geser	Simpangan	Selisih	Kekakuan
		(V_x)	(Δ_x)	(Δ_1)	(V_x/Δ_1)
		(Kg)	(mm)	(mm)	(Kg/mm)
1	2	1117,48	40,90	39,18	28,52
2	1	2666,09	1,72	1,72	1550,05

Tabel 4.5: Cek kekakuan tingkat arah X pada gedung model 1

No	Lantai Ke -	Rasio	Soft Story Tipe 1.A	Soft Story Tipe 1.B
		Kekakuan	Cek	Cek
		R_1 (%)	$R_1 < 70\%$	$R_1 < 60\%$
1	2	100,00		
2	1	5434,64	OK	OK

Tabel 4.6: Distribusi kekakuan tingkat pada arah x pada gedung model 2 (sambungan momen).

No	Lantai Ke -	Gaya geser	Simpangan	Selisih	Kekakuan
		(V_x)	(Δ_x)	(Δ_1)	(V_x/Δ_1)
		(Kg)	(mm)	(mm)	(Kg/mm)
1	2	1116,84	29,80	28,29	40,85
2	1	2693,52	1,51	1,51	1783,79

Tabel 4.7: Cek kekakuan tingkat arah X pada gedung model 2 (sambungan momen).

No	Lantai Ke -	Rasio	Soft Story Tipe 1.A	Soft Story Tipe 1.B
		Kekakuan	Cek	Cek
		R_1 (%)	$R_1 < 70\%$	$R_1 < 60\%$
1	2	100,00		
2	1	4366,48	OK	OK

Tabel 4.8: Distribusi kekakuan tingkat pada arah x pada gedung model 2 (sambungan sendi).

No	Lantai Ke -	Gaya geser	Simpangan	Selisih	Kekakuan
		(V_x)	(Δ_x)	(Δ_1)	(V_x/Δ_1)
		(Kg)	(mm)	(mm)	(Kg/mm)
1	2	1639,00	194,33	182,96	8,96
2	1	2693,53	11,37	11,37	236,90

Tabel 4.9: Cek kekakuan tingkat arah X pada gedung model 2 (sambungan sendi).

No	Lantai Ke -	Rasio	Soft Story Tipe 1.A	Soft Story Tipe 1.B
		Kekakuan	Cek	Cek
		R_1 (%)	$R_1 < 70\%$	$R_1 < 60\%$
1	2	100,00		
2	1	2644,46	OK	OK

Dari hasil perhitungan kekakuan tingkat arah x yang ditunjukkan pada Tabel 4.3 - 4.6 menunjukkan bahwa kekakuan tingkat ke-1 telah memenuhi syarat minimum yaitu $\leq 70\%$ dari kekakuan tingkat ke-2, dan syarat ke-2 yaitu $\leq 60\%$ juga telah terpenuhi karena kekakuan tingkat ke-1 dari tingkat di atasnya lebih dari 80%. Maka dengan demikian gedung yang direncanakan pada model 2 tidak mengalami *soft story* karena kekakuan lateralnya $\leq 70\%$ kekakuan lateral tingkat di atasnya, atau $\leq 60\%$ kekakuan lateral tingkat di atasnya

4.5. Nilai Simpangan Gedung (*Story Drift*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya ada kondisi kinerja batas ultimit saja. Simpangan tersebut diperoleh dari hasil output program analisa struktur akibat beban gempa dan beban gravitasi yang bekerja pada gedung tersebut yang dikombinasikan.

Berikut perhitungan simpangan antar lantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai 2 gedung Model 1 :

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan analisa struktur akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 2, yaitu 40,9 mm. Jadi nilai $\Delta_2 = 40,9$ mm.

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan analisa struktur akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 1, yaitu, 1,72 mm. Jadi nilai $\Delta_1 = 1,72$ mm.
- Perpindahan antar lantai untuk lantai 2 adalah $\Delta_2 - \Delta_1 = 40,9 - 1,72 = 39,18$ mm.
- Nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) Δ_a , yang diperbesar dihitung sesuai dengan Pers. 2.69 berikut:

$$\frac{(\Delta_2 - \Delta_1)C_d}{I_e} = \frac{(40,9 - 1,72)5,5}{1} = 215,49 \text{ mm}$$

- Nilai batas untuk simpangan antar lantai (Δ_a) seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.16, yaitu:

$$\Delta_a < 0,02 h_{sx}$$

$$\Delta_a < (0,02)(9600)$$

$$\Delta_a < 192 \text{ mm}$$

- Nilai simpangan antar lantai (*story drift*) pada lantai 2 yaitu: $215,49 \geq 192$ mm. (Not Oke)

Hasil perhitungan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Tabel 4.7

Tabel 4.10: Perhitungan *story drift* arah x model 1.

Lantai	Total Drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin (mm)	Cek
2	40,9	39,18	215,49	192	Not Oke
1	1,72	1,72	9,46	40	Oke

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya ada kondisi kinerja batas ultimit saja. Simpangan tersebut diperoleh dari hasil output program analisa struktur akibat beban gempa dan beban gravitasi yang bekerja pada gedung tersebut yang dikombinasikan.

Berikut perhitungan simpangan antar lantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai 2 gedung Model 2 untuk sambungan momen :

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan analisa struktur akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 2, yaitu 29,8 mm. Jadi nilai $\Delta_2 = 29,8\text{mm}$.
- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan analisa struktur akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 1, yaitu, 1,51 mm. Jadi nilai $\Delta_1 = 1,51\text{ mm}$.
- Perpindahan antar lantai untuk lantai 2 adalah $\Delta_2 - \Delta_1 = 29,8 - 1,51 = 28,29\text{ mm}$.
- Nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) Δ_a , yang diperbesar dihitung sesuai dengan Pers. 2.69 berikut:

$$\frac{(\Delta_2 - \Delta_1)C_d}{I_e} = \frac{(29,8 - 1,51)5,5}{1} = 155,595\text{ mm}$$

- Nilai batas untuk simpangan antar lantai (Δ_a) seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.16, yaitu:

$$\Delta_a < 0,02 h_{sx}$$

$$\Delta_a < (0,02)(9600)$$

$$\Delta_a < 192\text{ mm}$$

- Nilai simpangan antar lantai (*story drift*) pada lantai 2 yaitu: $155,595 < 192\text{ mm}$. (Oke)

Hasil perhitungan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Tabel 4.7

Tabel 4.11: Perhitungan *story drift* arah X model sambungan momen.

Lantai	Total Drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin (mm)	Cek
2	29,8	28,29	155,595	192	Oke
1	1,51	1,51	8,305	40	Oke

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya ada kondisi kinerja batas ultimit saja. Simpangan tersebut diperoleh dari hasil output program analisa struktur akibat beban gempa dan beban gravitasi yang bekerja pada gedung tersebut yang dikombinasikan.

Berikut perhitungan simpangan antar lantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai 2 gedung Model 2 untuk sambungan sendi :

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan analisa struktur akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 2, yaitu 194,33 mm. Jadi nilai $\Delta_2 = 194,33$ mm.
- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan analisa struktur akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 1, yaitu, 11,37 mm. Jadi nilai $\Delta_1 = 11,37$ mm.
- Perpindahan antar lantai untuk lantai 2 adalah $\Delta_2 - \Delta_1 = 194,33 - 11,37 = 182,96$ mm.
- Nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) Δ_a , yang diperbesar dihitung sesuai dengan Pers. 2.69 berikut:

$$\frac{(\Delta_2 - \Delta_1)C_d}{I_e} = \frac{(194,33 - 11,37)5,5}{1} = 1006,28 \text{ mm}$$

- Nilai batas untuk simpangan antar lantai (Δ_a) seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.16, yaitu:

$$\Delta_a < 0,02 h_{sx}$$

$$\Delta_a < (0,02)(9600)$$

$$\Delta_a < 192 \text{ mm}$$

- Nilai simpangan antar lantai (*story drift*) pada lantai 2 yaitu: $1006,28 \geq 192$ mm. (tidak oke)

Hasil perhitungan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Tabel 4.8

Tabel 4.12: Perhitungan *story drift* arah x model sambungan sendi.

Lantai	Total Drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin (mm)	Cek
2	194,33	182,96	1006,28	192	Tidak oke
1	11,37	11,37	62,53	40	Tidak oke

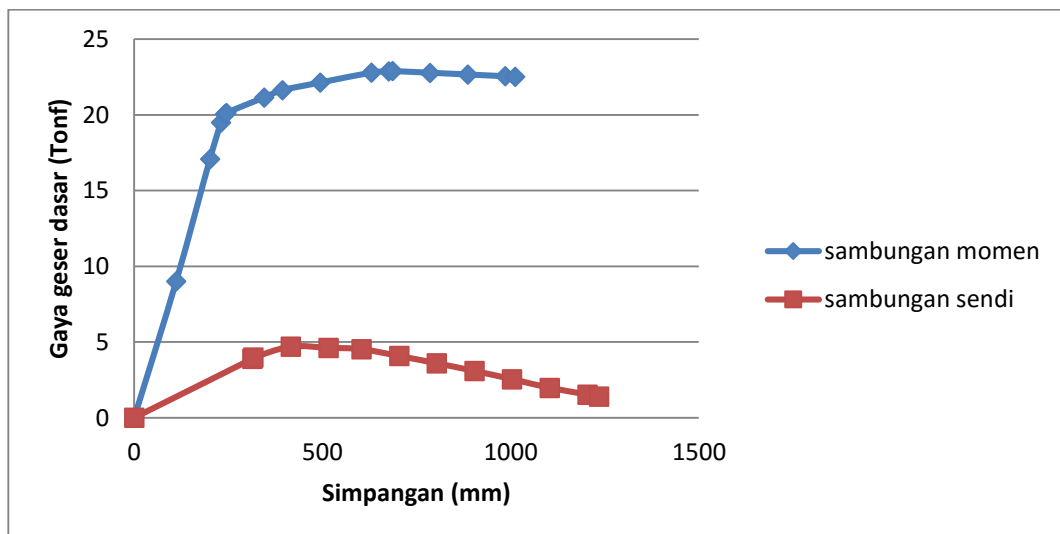
Dari Tabel 4.6-4.7 menunjukkan simpangan antar lantai yang terjadi pada tingkat atas mengalami perpindahan yang besar dibandingkan dengan tingkat di bawahnya. Sedangkan *drift ratio* arah pada model sambungan momen maupun model

sambungan sendi mengalami pembesaran pada tingkat 2. Grafik perbandingan simpangan antar lantai dan *drift ratio* pada gedung model sambungan momen dan model sambungan sendi disajikan pada Gambar 4.1 - 4.3.

4.6. Hasil Analisis Pushover

Dari analisa model 2 sambungan momen didapat 15 step beban dorong, pada step ke-3 dengan simpangan 230,34 mm dan gaya geser dasar sebesar 19,5 ton merupakan titik leleh minimum. Pada dorongan ke-10 dengan simpangan 675,64 mm dan gaya geser dasar sebesar 22,89 ton merupakan titik leleh maksimum. Pada dorongan terakhir ke-15 dengan simpangan 1011,35 mm dan gaya geser dasar sebesar 22,52 ton merupakan titik putus (bangunan mengalami runtuh total).

Dari analisa model 2 sambungan sendi didapat 12 step beban dorong, pada step ke-1 dengan simpangan 313,21 mm dan gaya geser dasar sebesar 3,89 ton merupakan titik leleh minimum. pada dorongan ke-3 dengan simpangan 416 mm dengan gaya geser dasar sebesar 4,69 ton merupakan titik leleh maksimum. pada dorongan terakhir step ke-12 merupakan titik putus maksimum (bangunan mengalami runtuh total) dengan simpangan 1234,61 mm dan gaya geser dasar sebesar 1,39 ton.



Gambar 4.1: Perbandingan hasil analisis *pushover*

4.7. Hasil Analisis Dimensi Penampang

Dari hasil analisis struktur gedung model 1 yang sesuai dimensi penampang dilapangan didapat hasil tidak aman berdasarkan SNI 1727:2012 dan SNI 1727:2013 sehingga didesain ulang model 2 dengan dimensi penampang yang berbeda berdasarkan SNI 1727:2012. model 2 dibedakan lagi menjadi sambungan momen dan sambungan sendi.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai Perencanaan Struktur Rangka Baja Gor Bulu Tangkis Letda Sujono Medan, maka dapat diambil kesimpulan:

1. Setelah dilakukan analisis struktur baja gor bulu tangkis antara Model 1 (di lapangan) dengan model 2 (disain baru) maka diperoleh dimensi yang aman digunakan adalah model 2 (disain baru). karena model 1 ketika diinput beban statik ekuivalen dan beban respon spektrum rasio rafter model 1 (di lapangan) sudah >1 (tidak aman) .
2. Berat struktur untuk model 1 sebesar 44075,02 Kg, nilai waktu getar alami fundamental arah x adalah 0,73357 detik, simpangan arah x di lantai 2 sebesar 215,49 mm sudah melewati batas ijin simpangan dan bangunan tidak mengalami soft story sedangkan untuk berat struktur untuk model 2 sebesar 44528,3 Kg, nilai waktu getar alami fundamental arah x adalah 0,6570 detik, simpangan arah x di lantai 2 sebesar 155,595 mm masih dalam batas ijin simpangan dan bangunan tidak mengalami soft story.
3. Simpangan akibat beban dorong pushover yang berkerja pada model 2 sambungan momen dan sambungan sendi:
 - a) Pada model sambungan momen memiliki 15 step beban dorong sedangkan pada momel sambungan sendi memiliki 12 step beban dorong
 - b) Simpangan pada model sambungan momen step ke-3 sebesar 230,34 mm dengan gaya geser dasar sebesar 19,5 ton merupakan titik leleh minimum sedangkan simpangan pada model sambungan sendi step ke-1 sebesar 313,21 mm dengan gaya geser dasar sebesar 3,89 ton merupakan kondisi titik leleh minimum.

5.2. Saran

1. Penulis menyarankan nantinya dalam mendisain suatu struktur agar mengikuti sni gempa agar bangunan aman terhadap gempa.
2. Untuk mendapatkan hasil yang akurat sebaiknya tanah yang ditinjau ada 3 jenis yaitu tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak. Disini penulis hanya meninjau pada 1 jenis tanah yaitu tanah sedang.

Lampiran

Lampiran

A.1. Pembebanan Pada Struktur

1. Pelat Lantai

Beban mati (DL)		
Penutup lantai (grc board)	=	84,1 kg/m ²
M/E	=	10 kg/m ²
Galangan UNP 100X50X5X7,5	=	75,33 kg/m
Galangan IWF 200X100X5,5X8	=	104,52 kg/m
Jarak antar lantai	=	<u>6 m</u>
Total Beban Mati	=	743,85 kg/m

Beban hidup (LL)		
Gedung olahraga (SNI 1727:2013)	=	479 kg/m ²
Jarak antar lantai	=	<u>6 m</u>
Total Beban Hidup	=	2874 kg/m

2. Pelat Atap

Beban mati (DL)		
- Atap pvc Invideck 3PLY(3 mm)	=	6,3 kg/m ²
- Gording C 125.50.20.3,2	=	36,8 kg/btg
- M/E	=	10 kg/m ²
- Jarak antar rafter	=	6 m
- Jumlah gording	=	12 buah
- Panjang Rafter	=	<u>10.3 m</u>
Total Beban Mati	=	140,67 kg/m

Beban Hidup (LL)		
- Beban hidup lantai atap	=	100 kg
- Banyak	=	<u>5 titik</u>
Total Beban Hidup	=	500 Kg

3. Dinding

Beban mati (DL)		
Bata hebel	=	55 kg/m ²
tinggi	=	9,6 kg/m ²
Jarak antar dinding	=	<u>6 m</u>
Total Beban Mati	=	3168 kg

A.2. Analisa Berat Material

Lampiran analisa berat material untuk gedung model 1 (di lapangan) dan model 2 (disain baru) disajikan pada Tabel L1 dan L2 berikut:

Tabel L1: Perhitungan volume balok dan kolom pada gedung model 1 (di lapangan).

NO	Uraian	Panjang (m)	Luasan (m ²)	Volume (m ³)	Berat (Kg)
1.	Kolom 400X200X8X13 mm	27,2	0,00841	0,22875	1795,69
2.	Balok Kiri Kanan 400X200X8X13 mm	9,75	0,00841	0,08199	643,62
3.	Balok Tengah 400X200X8X13 mm	9,6	0,00841	0,08074	633,81
4.	Rafter 250X125X6X9 mm	20,62	0,003766	0,07765	609,55
				Jumlah	3682,67

Tabel L2: Perhitungan volume balok dan kolom pada gedung model 2 (disain baru).

NO	Uraian	Panjang (m)	Luasan (m ²)	Volume (m ³)	Berat (Kg)
1.	Kolom 400X200X8X13 mm	27,2	0,00841	0,22875	1795,69
2.	Balok Kiri Kanan 400X200X8X13 mm	9,75	0,00841	0,08199	643,62
3.	Balok Tengah 500X200X10X16 mm	9,6	0,01142	0,10963	860,61
4.	Rafter 346X174X6X9 mm	20,62	0,005268	0,10863	852,75
				Jumlah	4152,67

Keterangan:

berat jenis baja = 7850 Kg/m³

A.3. Pengecekan Perioda Gempa

Tabel L3: Nilai perioda gempa pada model 1 (di lapangan) arah x

Mode	Periode	SumUX
1	0,73357	0,172
2	0,52671	0,172
3	0,21160	0,993
4	0,19429	0,993
5	0,08071	1
6	0,04642	1
7	0,02743	1
8	0,02551	1
9	0,02319	1
10	0,02122	1
11	0,01853	1
12	0,01805	1

Tabel L4: Nilai persentase perioda gempa pada model 1 (di lapangan) arah X

Mode	Persentase (%)	CQC <15%	SRSS >15%
T1-T2	28,2	NOT OKE	OKE
T2-T3	59,83	NOT OKE	OKE
T3-T4	8,18	OKE	NOT OKE
T4-T5	58,46	NOT OKE	OKE
T5-T6	42,49	NOT OKE	OKE
T6-T7	40,91	NOT OKE	OKE
T7-T8	6,99	OKE	NOT OKE
T8-T9	9,12	OKE	NOT OKE
T9-T10	8,50	OKE	NOT OKE
T10-T11	12,67	OKE	NOT OKE
T11-T12	2,61	OKE	NOT OKE

Tabel L5: Nilai perioda gempa pada model 2 (sambungan momen) arah x

Mode	Periode	SumUX
1	0,65707	0,186
2	0,37219	0,186
3	0,20442	0,996
4	0,15368	0,996
5	0,06108	1
6	0,04218	1
7	0,02543	1
8	0,02484	1
9	0,02324	1
10	0,02020	1
11	0,018	1
12	0,01795	1

Tabel L6: Nilai persentase perioda gempa pada model 2 (sambungan momen) arah x

Mode	Persentase (%)	CQC <15%	SRSS >15%
T1-T2	43,4	NOT OKE	OKE
T2-T3	45,08	NOT OKE	OKE
T3-T4	24,82	NOT OKE	OKE
T4-T5	60,25	NOT OKE	OKE
T5-T6	30,94	NOT OKE	OKE
T6-T7	39,72	NOT OKE	OKE
T7-T8	2,32	OKE	NOT OKE
T8-T9	6,43	OKE	NOT OKE
T9-T10	13,10	OKE	NOT OKE
T10-T11	10,89	OKE	NOT OKE
T11-T12	0,27	OKE	NOT OKE

Tabel L7: Nilai perioda gempa pada model 2 (sambungan sendi) arah x

Mode	Periode	SumUX
1	1,65899	0
2	1,21300	0,29
3	0,35421	0,6
4	0,23021	0,6
5	0,18428	1
6	0,04114	1
7	0,02523	1
8	0,02403	1
9	0,02267	1
10	0,01966	1
11	0,01931	1
12	0,01931	1

Tabel L8: Nilai persentase perioda gempa pada model 2 (sambungan sendi) arah x

Mode	Persentase (%)	CQC	
		<15%	>15%
T1-T2	26,9	NOT OKE	OKE
T2-T3	70,80	NOT OKE	OKE
T3-T4	35,01	NOT OKE	OKE
T4-T5	19,95	NOT OKE	OKE
T5-T6	77,68	NOT OKE	OKE
T6-T7	38,68	NOT OKE	OKE
T7-T8	4,73	OKE	NOT OKE
T8-T9	5,67	OKE	NOT OKE
T9-T10	13,26	OKE	NOT OKE
T10-T11	1,80	OKE	NOT OKE
T11-T12	0	OKE	NOT OKE

A.4. Pengecekan Nilai ρ (Redundan)

A.4.1. Model 1 (di lapangan)

Tabel L7: Nilai ρ (redundan) pada model 1 arah x.

Story	Fi	V.Dinamik	35%.V	$\rho = 1,3$	$\rho = 1$
				Fi < 35%.V	Fi > 35%.V
2	1117,48	2266,17	793,16	NOT OKE	OKE
1	1548,60	2266,17	793,16	NOT OKE	OKE

A.4.2. Model 2

Tabel L8: Nilai ρ (redundan) pada model 2 (sambungan momen) arah x.

Story	Fi	V.Dinamik	35%.V	$\rho = 1,3$	$\rho = 1$
				Fi < 35%.V	Fi > 35%.V
2	1116,84	2289,49	801,32	NOT OKE	OKE
1	1576,68	2289,49	801,32	NOT OKE	OKE

Tabel L8: Nilai ρ (redundan) pada model 2 (sambungan sendi) arah x.

Story	Fi	V.Dinamik	35%.V	$\rho = 1,3$	$\rho = 1$
				Fi < 35%.V	Fi > 35%.V
2	1639	2289,49	801,32	NOT OKE	OKE
1	1054,52	2289,49	801,32	NOT OKE	OKE

A.5. Pengecekan Nilai Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Tabel L9: Nilai Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Model	V_x (Kg)	V_{1x} (Kg)	$0,85*V_{1x}$ (Kg)	Cek $V_x \geq 0,85 V_{1x}$
1	4591,19	2666,09	2266,18	OKE
2	4598,78	2693,52	2289,5	OKE

A.6. Tabel kurva *pushover* model sambungan momen

Tabel L10: Nilai data kurva *pushover* model sambungan momen

	Simpangan (mm)	Gaya geser dasar (ton)	Kondisi
	9.428837	0	
	109.428837	10.3766	
	187.115349	18.4378	
	221.634917	21.7223	
	224.869081	21.9269	Titik leleh minimum
	324.869081	24.9574	
	455.086683	26.6484	Mulai terjadi kerusakan
	478.402428	26.9476	
	619.874946	27.7387	
	662.318436	27.8672	Terjadi kerusakan parah sekaligus puncak gaya geser dasar terbesar
	762.318436	27.9902	
	831.134564	28.0064	
	931.134564	27.861	
	1009.42883 7	27.7457	Runtuh total

Tabel L11: Nilai data kurva *pushover* model sambungan sendi

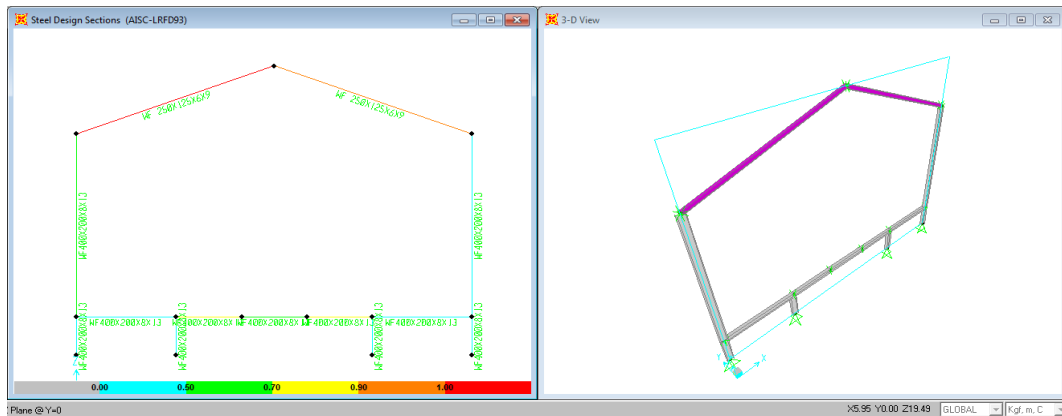
Step	Simpangan (mm)	Gaya geser dasar (ton)	Kondisi
0	264.406395	0	
1	349.009952	4.1792	Titik leleh minimum
2	351.549646	4.2547	
3	451.549646	4.9709	Mulai terjadi kerusakan
4	460.031151	5.0282	Terjadi kerusakan parah sekaligus puncak gaya geser dasar terbesar
5	560.031151	4.9483	
6	639.135621	4.8676	
7	739.135621	4.418	
8	839.135621	3.942	
9	939.135621	3.4368	
10	1039.135621	2.9002	
11	1139.135621	2.3303	
12	1239.135621	1.7274	
13	1264.406395	1.5678	Runtuh total

A.7. Tabel kurva spektrum respon disain

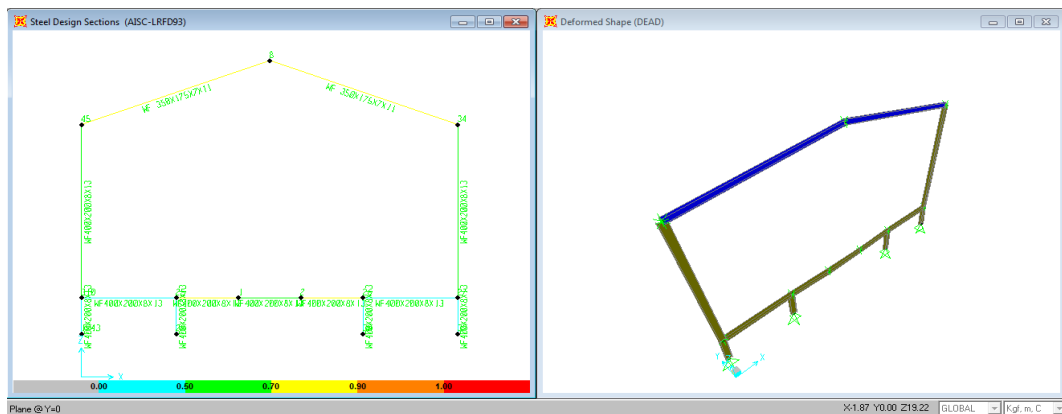
Tabel L12: Nilai data kurva spektrum respon disain

No	Periode		Spectral Acceleration	
		T(dt)	C(g)	
1	T_{awal}	0,000	(0,4*SDs)	0,211
2	T₀	0,162	SD₀	0,528
3	T_s	0,808	SDs	0,528
4	T_n	1,000	Sa = SD₁/T	0,427
5		1,100		0,388
6		1,200		0,356
7		1,400		0,305
8		1,600		0,267
9		1,800		0,237
10		2,000		0,213
11		2,200		0,194
12		2,400		0,178
13		2,600		0,164
14		3,000		0,142

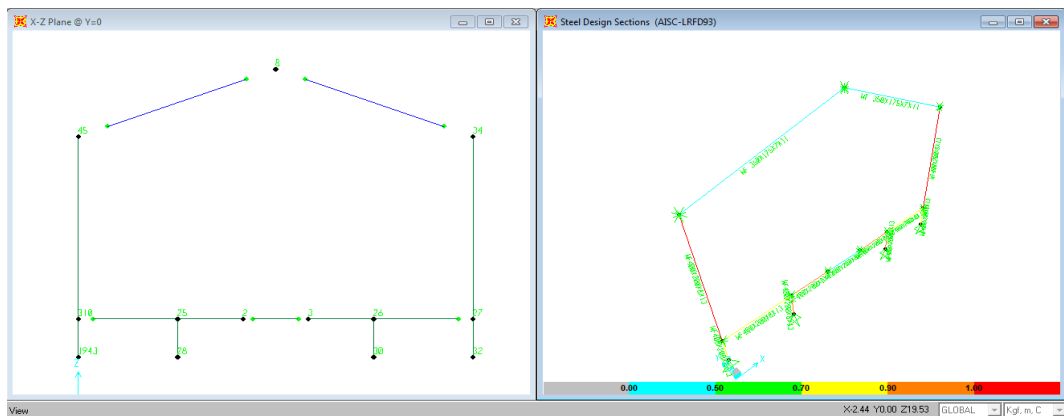
A.8. Gambar hasil pengecekan diprogram analisis terhadap dimensi profil struktur model 1.



A.9. Gambar hasil pengecekan diprogram analisis terhadap dimensi profil struktur Model 2 sambungan momen.



A.10. Gambar hasil pengecekan diprogram analisis terhadap dimensi profil struktur Model 2 sambungan sendi.



A.11 Gambar Dokumentasi







DAFTAR PUSTAKA

- Afrida, R. (2015) *Perbandingan Rangka Pemikul Momen Khusus Sistem RBS Dan Rangka Baja Bracing Konsentris Tipe x*. Medan: Program Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- AISC-358, 2005, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction.
- Badan Standarisasi Nasional. 2002, *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012*. Bandung: ITB.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013, *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia
- Riza, M.M. (2010) *Aplikasi Perencanaan Struktur Gedung dengan ETABS*. ARS GROUP
- Sudarman, H. (2014) Analisis *Pushover* Pada Struktur Gedung Bertingkat Tipe Podium. *Jurnal Sipil Statik*. Vol.2 No.4. <https://www.neliti.com> .
- Suherman (2015) Perbandingan Simpangan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Rangka Baja Bracing Eksentris di Zona Gempa Tinggi. *Laporan Tugas Akhir*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Yopy Shahputra Hia
Panggilan : Yopy
Tempat, Tanggal Lahir : medan , 1 juli 1996
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Jln. Kapten Muslim Gg Solo No.28
Agama : Islam

Nama Orang Tua
Ayah : Alm. One Khesi Hia
Ibu : Ernawati Br Purba
No.HP : 082168479050
E-Mail : *yopysyahputra3@gmail.com*

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1407210021
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	SDN Swasta Markus	2008
2	SMP	SMP Swasta Markus	2011
3	SMA	SMK Swasta Ar. Rahman	2014
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2014 sampai selesai.		