

PENGESAHAN TUGAS AKHIR

**PENGARUH PENGAKU TERHADAP SIMPANGAN ANTAR
TINGKAT, GAYA GESER DASAR DAN MOMEN GULING
PADA STRUKTUR GEDUNG BAJA BERTINGKAT BANYAK
AKIBAT BEBAN GEMPA**

*(Effects of Bracing to Inter Storey Drifts, Based Shear Forces
and Overturning Moments in Multi Storey Steel Structures
due to Earthquake Loadings)*

**Diajukan Untuk Melengkapi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Pada Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Islam Indonesia**

Disusun Oleh :

Nama : AGUNG NUGROHO
No.Mhs : 94 310 296
NIRM : 940051013114120287

Nama : SOPIAN HADI
No.Mhs : 94 310 298
NIRM : 940051013114120289

Telah Diperiksa dan Disetujui Oleh :

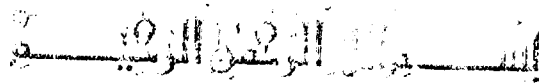
Ir.H.Sarwidi, MSCE, PhD
Dosen Pembimbing I

Ir. Helmi Akbar Bale, MT
Dosen Pembimbing II


Tanggal : 26/05/2022

Tanggal :

KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum wr.wb.

Dengan segala kerendahan hati penulis mengucapkan puji syukur kepada Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya, ahirnya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan judul :

**PENGARUH PENGAKU TERHADAP SIMPANGAN ANTAR TINGKAT,
GAYA GESER DASAR DAN MOMEN GULING PADA STRUKTUR
GEDUNG BAJA BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA.**

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah untuk memenuhi dan melengkapi salah satu persyaratan dalam menempuh ujian kesarjanaan pada Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.

Penulis sadar sepenuhnya bahwa dalam penulisan tugas akhir ini banyak mendapat kesulitan, karena keterbatasan kemampuan yang dimiliki baik dalam pengalaman maupun teori ilmu. Namun terdorong oleh tekad yang besar untuk menyelesaikan tugas akhir ini dengan sebaik-baiknya, serta dorongan dan bantuan dari berbagai pihak maka tugas akhir ini dapat tersusun.

Pada kesempatan ini, penulis mengucapkan terimah kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak, terutama kepada yang disebutkan berikut ini.

1. Bapak Ir. Widodo, MSCE, PhD selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
2. Bapak Ir. H. Munadhir, MT selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
3. Bapak Ir. H. Sarwidi, MSCE, PhD selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
4. Bapak Ir. Helmi Akbar Bale, MT selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
5. Staf Dosen dan Karyawan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
6. Teman-teman dan semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu, yang telah banyak membantu kami dalam penyusunan tugas akhir ini.

Akhirnya penghargaan yang khusus penulis sampaikan kepada Bapak, Ibu, Kakak-kakakku dan Adik-adikku tercinta yang telah ikut mendo'akan dan memberikan banyak dukungan moril dan materil selama penulis mengikuti perkuliahan hingga selesainya tugas akhir ini. Semoga Allah SWT memberikan rahmat-Nya kepada kita semua. Amin Ya Rabbil'alamin.....

Wassalamu'allaikum wr.wb.

Yogyakarta, November 2000

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xii
NOTASI	xiii
ABSTRAK	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar belakang	1
1.2 Rumusan masalah	2
1.3 Batasan masalah	2
1.4 Definisi istilah	3
1.5 Tujuan	4
1.6 Manfaat penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Tinjauan umum	6
2.2 Tinjauan pustaka dari para peneliti	9

BAB III	LANDASAN TEORI	12
	3.1 Struktur dengan derajat kebebasan tunggal	12
	3.2 Struktur dengan derajat kebebasan banyak	14
	3.2.1 <i>Mode sahape</i> dan frekuensi	16
	3.3 Akibat gerakan tanah	19
	3.4 Jenis-jenis simpangan	21
	3.5 Gaya geser dasar	24
	3.6 Momen guling	24
	3.7 Kekakuan pengaku	25
BAB IV	METODE PENELITIAN	27
	4.1 Pengumpulan data	27
	4.1.1 Data struktur	28
	4.1.2 Data beban gempa	30
	4.2 Pengolahan data	31
	4.3 Pengujian	34
BAB V	HITUNGAN DAN HASIL	41
	5.1 Perhitungan pembebanan struktur	41
	5.2 Perhitungan massa dan kekakuan	43
	5.2.1 Perhitungan massa lantai	44
	5.2.2 Perhitungan kekakuan tingkat	44
	5.2.3 Perhitungan kekakuan <i>bracing</i>	45

5.3.	Perhitungan variasi 1	48
5.3.1	Perhitungan <i>mode shape</i>	48
5.3.2	Perhitungan simpangan lantai relatif tiap mode	54
5.3.3	Perhitungan simpangan antar tingkat	62
5.3.4	Perhitungan gaya horisontal tiap mode	63
5.3.5	Perhitungan momen guling	71
BAB VI	ANALISIS DAN PEMBAHASAN	72
6.1	Analisis	72
6.2	Pembahasan	73
6.2.1	Simpangan lantai relatif	73
6.2.2	Simpangan antar tingkat	76
6.2.3	Gaya geser dasar	79
6.2.4	Momen guling	82
BAB VII	KESIMPULAN DAN SARAN	90
7.1	Kesimpulan	90
7.2	Saran	91

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Portal baja dengan sistem rangka penahan momen	7
Gambar 2.2 Portal baja dengan pengaku sistem konsentrik	8
Gambar 2.3 Portal baja dengan pengaku sistem eksentrik	9
Gambar 3.1 Struktur SDOF akibat beban dinamika	13
Gambar 3.2 Struktur MDOF	14
Gambar 3.3 Model struktur gerakkan massa dengan derajat kebebasan tunggal akibat gerakan tanah	19
Gambar 3.4 Model struktur dengan jenis-jenis simpangannya	23
Gambar 3.5 Portal dengan <i>double diagonal bracing</i>	26
Gambar 4.1 Denah model struktur	28
Gambar 4.2 Potongan portal d.....	28
Gambar 4.3 Spektrum respon.....	30
Gambar 4.4 Bagan alir pengolahan dan analisa data... ..	33
Gambar 4.5 Sketsa portal baja rangka penahan momen (variasi 1)	35
Gambar 4.6 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe K (variasi 2)	35
Gambar 4.7 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe Z (variasi 3)	36
Gambar 4.8 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe X (variasi 4)	36
Gambar 4.9 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe Z (variasi 5)	37
Gambar 4.10 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe K (variasi 6)	37

Gambar 4.11 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe K (variasi 7)	38
Gambar 4.12 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe Z (variasi 8)	38
Gambar 4.13 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe X (variasi 9)	39
Gambar 4.14 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe Z (variasi 10)	39
Gambar 4.15 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe K (variasi 12)	40
Gambar 5.2 Portal baja rangka penahan momen	48
Gambar 5.3 Pola/ragam goyangan atau mode shape	52
Gambar 5.4 Gaya geser tingkat mode ke-1	62
Gambar 5.5 Gaya geser tingkat mode ke-2	63
Gambar 5.6 Gaya geser tingkat mode ke-3	64
Gambar 5.7 Gaya geser tingkat mode ke-4	65
Gambar 5.8 Gaya geser tingkat mode ke-5	66
Gambar 5.9 Gaya geser tingkat mode ke-6	67
Gambar 5.10 Gaya geser tingkat mode ke-7	68
Gambar 6.2.1a Grafik simpangan lantai relatif pada variasi 1-6	72
Gambar 6.2.1b Perbandingan simpangan lantai relatif pada variasi 1-6	72
Gambar 6.2.1c Grafik simpangan lantai relatif pada variasi 1, 7-11	73
Gambar 6.2.1d Perbandingan simpangan lantai relatif pada variasi 1, 7-11	73
Gambar 6.2.2a Grafik simpangan antar tingkat pada variasi 1-6	75
Gambar 6.2.2b Perbandingan simpangan antar tingkat pada variasi 1-6	75
Gambar 6.2.2c Grafik simpangan antar tingkat pada variasi 1, 7-11	75
Gambar 6.2.2d Perbandingan simpangan antar tingkat pada variasi 1, 7-11	76
Gambar 6.2.3a Grafik gaya geser dasar pada variasi 1-6	78

DAFTAR TABEL

Tabel 4.1 Data dimensi kolom	27
Tabel 4.2 Data dimensi balok	27
Tabel 4.3 Data dimensi <i>bracing</i>	27
Tabel 5.1 Hasil perhitungan beban tiap lantai	41
Tabel 5.2 Hasil perhitungan massa tiap lantai	42
Tabel 5.3 Hasil perhitungan kekakuan <i>bracing</i>	44
Tabel 5.4 Hasil perhitungan kekakuan	45
Tabel 5.5 Masa lantai dan kekakuan tingkat.....	46
Tabel 5.6 Periode dan koefisien gempa dasar.....	49
Tabel 6.2.1 Simpangan lantai relatif	85
Tabel 6.2.2 Simpangan antar tingkat	87
Tabel 6.2.3 Gaya geser dasar	89
Tabel 6.2.4 .Momen guling	89

DAFTAR NOTASI

A	luas penampang baja
b	lebar tampang plat/balok
c	koefisien redaman
C	koefisien gempa dasar
$[C]$	matrik redaman
e	eksentrisitas
E	modulus elastisitas
F_j	gaya horisontal lantai
F_D	gaya redam
F_M	gaya inersia
F_S	gaya tarik/desak
F_y	tegangan leleh
$F(t)$	beban dinamik
g	percepatan gravitasi
h	tinggi tampang/plat
h_j	tinggi tingkat ke- j
I	inersia
k	koefisien kekakuan
k_{brace}	kekakuan bracing
kt	kekakuan tingkat
kK	kekakuan kolom
$[K]$	matrik kekakuan
l	panjang pelat, panjang balok

ABSTRAK

Penambahan pengaku diagonal pada struktur baja terutama pada gedung bertingkat tinggi, akan menambah kekakuan struktur dengan pemakaian bahan yang relatif sedikit. Kekakuan struktur berfungsi untuk mengurangi respon yang terjadi akibat gempa dan pengendalian simpangan antar tingkat. Sistem pengaku pada struktur baja yang banyak dikembangkan selama ini adalah rangka penahan momen, rangka diperkaku konsentrik dan rangka diperkaku eksentrik. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh pengaku diagonal terhadap simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling pada gedung baja bertingkat banyak akibat beban gempa. Permasalahan dalam penelitian ini adalah sistem pengaku yang mana yang akan memberikan respon yang paling baik dari ketiga jenis sistem pengaku tersebut. Perhitungan yang dilakukan dalam penelitian ini menggunakan program bantu Matlab versi 5.3.1 dan Excel 2000. Untuk menghitung kekakuan kolom digunakan prinsip shear building dimana dipakai anggapan bahwa balok tetap horisontal dan tidak terjadi rotasi pada joint. Dengan menggunakan beban gempa yang berupa spektrum respon dan variasi pengaku serta dengan massa yang tetap, maka secara keseluruhan dapat dikatakan bahwa pengaku dengan sistem konsentrik tipe K mempunyai respon yang paling baik dibandingkan jenis pengaku yang lainnya.

BAB I

PENDAHULUAN

Bab ini berisi latar belakang masalah, rumusan masalah, batasan masalah, sefinisi istilah, tujuan dan manfaat penelitian.

1.1 Latar Belakang Masalah

Sifat daktil struktur pada struktur tahan gempa menduduki tempat yang penting sekali, Karena dapat menyerap energi dan menghindari terjadinya keruntuhan struktur apabila terjadi gempa.

Struktur baja mempunyai keunggulan dalam hal rasio antara berat sendiri dengan daya dukung beban yang dapat dipikul, yaitu cukup kecil jika dibandingkan dengan struktur bangunan beton. Sifat lain dari struktur baja adalah daktil (liat), sehingga mampu mengalami deformasi atau lendutan plastis yang besar setelah batas elastisnya terlampaui. Daktilitas yang sangat tinggi ini tidak terjadi pada beton, karena beton mudah retak dan pecah pada deformasi yang kecil saja.

Penambahan pengaku diagonal (*diagonal bracing*) pada struktur baja terutama pada gedung bertingkat tinggi, akan menambah kekakuan struktur dengan pemakaian bahan yang relatif sedikit. Kekakuan struktur berfungsi

untuk mengurangi respon struktur yang terjadi akibat gempa dan pengendalian simpangan antar tingkat.

1.2 Rumusan Masalah

Sistem pengaku pada struktur baja yang banyak dikembangkan selama ini adalah rangka penahan momen, rangka diperkaku konsentrik dan rangka diperkaku eksentrik. Pengaku diagonal (*diagonal bracing*) yang mempunyai variasi bentuk pemasangan bermacam-macam ini akan mengakibatkan penambahan kekakuan struktur yang bervariasi pula. Dalam tugas akhir ini akan dibahas respon struktur yang berupa simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling pada gedung baja bertingkat banyak dengan variasi bentuk pemasangan pengaku diagonal (*diagonal bracing*). Respon struktur yang terjadi akibat beban gempa tersebut akan dicari dengan memakai spektrum respon untuk portal baja dengan ketinggian 24.50 meter.

1.3 Batasan Masalah

Untuk menyederhanakan uraian yang ditinjau agar pembahasan tidak terlalu luas maka dilakukan pembatasan masalah sebagai berikut ini.

1. Struktur yang digunakan dalam tugas akhir ini berupa portal baja bertingkat banyak (*multi degree of freedom*) sederhana 3 bukaan (masing-masing sepanjang 8 meter) dan portal baja dengan menggunakan *bracing*.
2. Goyangan terjadi dalam satu bidang tanpa puntiran.

3. Struktur ditinjau setinggi 24.50 meter dari muka tanah terdiri dari 7 lantai dengan tinggi masing-masing lantai 3.50 meter.
4. Tumpuan dianggap jepit penuh sehingga struktur dianggap terjepit kaku sebagai kantilever.
5. Struktur merupakan model *shear building* (Widodo, Diktat Kuliah).
6. Massa *bracing* tidak diperhitungkan.
7. Mutu bahan yang digunakan adalah baja dengan tegangan leleh sebesar 250 MPa atau 36 ksi dan $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.
8. Beban gempa yang dipakai adalah beban gempa berupa spektrum respon, seperti yang disampaikan oleh Wangsadinata (2000) untuk zona wilayah III dengan asumsi tanah pendukungnya termasuk tanah keras.
9. Perhitungan numerik menggunakan paket program *MATLAB* (The Mathworks, Inc. Copyright © 1994-1998).

1.4 Definisi Istilah

Istilah-istilah yang berkaitan dengan penelitian ini akan diuraikan secara singkat dengan tujuan untuk memperjelas lingkup permasalahan yang akan ditinjau, yaitu *bracing* dan Spektrum Respon.

1.4.1 *Bracing*

Bracing atau pengaku dipergunakan pada portal untuk mengurangi perpindahan lateral atau untuk memperoleh kestabilan lateral struktur, terutama untuk gedung yang bertingkat agar dapat menahan

beban lateral yang berupa beban gempa atau beban angin. Sistem pengaku pada struktur baja yang banyak dikembangkan selama ini adalah rangka penahan momen, rangka diperkaku konsentrik dan rangka diperkaku eksentrik.

1.4.2 Spektrum Respon (*Response Spectrum*)

Spektrum respon adalah plot antara respon maksimum struktur derajat kebebasan tunggal lawan periode getar. Spektrum respon dibuat berdasarkan hasil rekaman percepatan tanah akibat gempa, dengan setiap gempa akan menghasilkan spektrum respon yang berbeda. Dari grafik spektrum respon dapat diperoleh harga spektrum percepatan pada periode tertentu dari struktur.

1.5 Tujuan

Tujuan penelitian ini adalah mengetahui perbedaan dari variasi pemasangan pengaku diagonal (*diagonal bracing*) pada struktur baja dengan ketinggian yang sama terhadap simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling.

1.6 Manfaat Penelitian

Simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling yang terjadi pada struktur tersebut dapat dipakai sebagai acuan didalam perencanaan struktur untuk mendapatkan gambaran yang jelas dalam menentukan beban

rencana seandainya struktur tersebut akan direncanakan dengan salah satu jenis dari variasi bentuk pemasangan pengaku diagonal (*diagonal bracing*).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

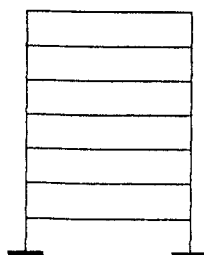
Tinjauan pustaka merupakan suatu kumpulan teori-teori yang berhubungan dengan permasalahan yang akan dibahas. Selain kumpulan teori-teori yang akan dijabarkan pada tinjauan umum, juga akan disimpulkan beberapa penelitian terdahulu.

2.1 Tinjauan umum

Portal adalah rangka struktur bangunan yang terdiri dari batang-batang yang memikul gaya aksial dan momen lentur akibat beban-beban yang bekerja, baik itu beban mati, beban hidup dan beban-beban sementara. Dengan demikian kekuatan bangunan akan tertumpu pada perilaku portal dalam menjalankan fungsinya selama umur yang direncanakan dalam keadaan aman, fungsional dan tetap memiliki nilai ekonomis dalam pembangunannya.

Sistem pengaku dipergunakan pada portal untuk mengurangi perpindahan lateral atau untuk memperoleh kestabilan lateral struktur. Terutama untuk gedung yang bertingkat agar dapat menahan beban lateral yang berupa beban gempa atau beban angin. Pengetahuan tentang sistem pengaku adalah sangat diperlukan untuk mendesain suatu struktur baja. Disamping itu pengetahuan tentang karakteristik dari angin dan gerakan tanah saat terjadi gempa perlu dipelajari, agar dapat

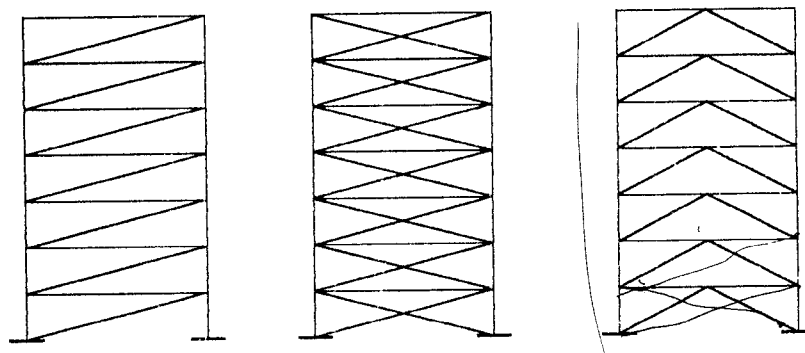
mengetahui sifat dari sistem pengaku (*bracing system*) tersebut. Perencanaan suatu pengaku diperlukan perhatian dan ketelitian. Sistem pengaku sangatlah perlu dipahami, khususnya dalam perencanaan gedung bertingkat banyak, karena sistem pengaku ini memerlukan 1/3 biaya struktur bahkan akan lebih jika sistem ini jelek (Englekirk, 1990). Suatu sistem pengaku yang baik adalah kunci sukses dalam suatu bangunan gedung, terutama dalam perkembangan gedung bertingkat banyak. Sistem pengaku pada struktur baja yang banyak dikembangkan selama ini adalah rangka penahan momen, rangka diperkaku konsentrik dan rangka diperkaku eksentrik. Sistem pengaku penahan momen (*momen resisting frame*) haruslah dapat bersifat kaku, sehingga tetap kuat, stabil dan aman selama umur pemakaian. Sistem pengaku ini untuk ketinggian tertentu tidak ekonomis lagi, maka sistem pengaku ini akan lebih mahal dari sistem lainnya. Namun keuntungan yang dimiliki sistem ini adalah lebih fleksibel dari segi arsitekturnya, terutama dalam hal pengaturan lubang-lubang pada dinding (pintu, jendela dan lain-lain) (Kay, 1988). Sistem pengaku penahan momen (*momen resisting frame*) lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Portal baja dengan sistem rangka penahan momen

Rangka diperkaku konsentrik (*concentrically braced frame*) adalah rangka struktur yang mempunyai sistem pengaku yang terletak pada diagonal setiap petak rangkanya. Penempatan elemen pengaku diagonal ini tidak hanya dapat dipasang dengan satu batang saja, tetapi dapat pula dipasang beberapa batang sejauh masih dipertimbangkan (Wahyudi, 1992).

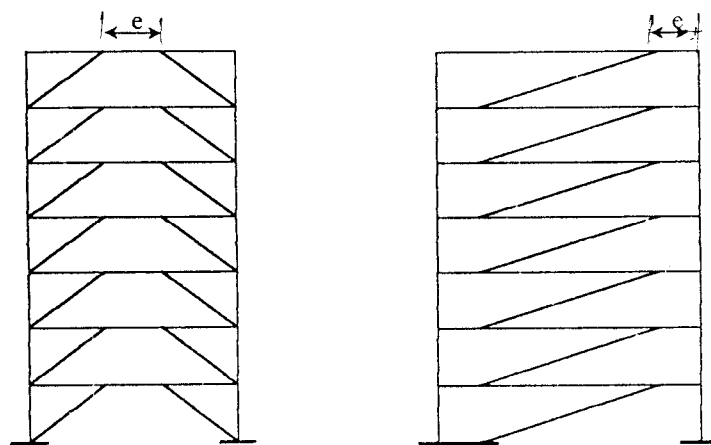
Rangka pengaku dengan batang-batang diagonal ini mempunyai tiga tipe, yaitu pengaku tipe Z, X dan K. Rangka diperkaku konsentrik (*concentrically braced frame*) lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Portal dengan pengaku sistem konsentrik

Rangka diperkaku eksentrik (*Eccentrically braced frame*) adalah sistem pengaku yang diletakkan diagonal, akan tetapi salah satu atau kedua ujung batang pengaku terletak pada suatu jarak tertentu (cukup pendek) dari titik pertemuan balok dan kolom. Sistem ini memberi keuntungan arsitektural lebih baik dari pada sistem rangka diperkaku konsentrik, karena pada sistem ini masih ada tempat-tempat yang cukup lapang untuk menempatkan lubang-lubang yang umum dibutuhkan. Sistem rangka diperkaku eksentrik ini memiliki respon yang paling

baik dalam analisa plastis, ketika menerima beban gempa. Kunci keberhasilan rangka diperkaku eksentrik adalah terletak pada kemampuan menyerap energi yang sangat besar dan sangat konsisten (tidak terjadi degradasi kekuatan) sampai sejumlah putaran (*cycle*) yang cukup tinggi (Kay, 1988). Rangka diperkaku eksentrik (*Eccentrically braced frame*) secara lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Portal dengan pengaku eksentrik

2.2 Tinjauan Pustaka dari para peneliti

Pada penelitian terdahulu dapat ditemukan beberapa tulisan mengenai masalah dinamika struktur beserta respon strukturnya. Dari pembahasan tersebut diperoleh kesimpulan yang secara garis besarnya akan diuraikan beberapa masalah yang berkaitan dengan penulisan tugas akhir ini. Beberapa kesimpulan tentang penelitian sebelumnya yang terkait dengan penelitian ini adalah penelitian Prasetya dan Arminta, penelitian Pramana dan Krisna, penelitian Famularsih dan Wirogo, penelitian Gunadi dan Gusmadi, sebagai berikut ini.

a. Penelitian oleh Prasetya dan Arminta (2000)

Kedua peneliti mengambil topik “Respon Seismik Gedung Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa”. Pada penelitian ini mencari seberapa besar pengaruh kandungan frekuensi dari beberapa data gempa terhadap struktur bertingkat banyak dilihat dari hasil analisa yang berbentuk simpangan relatif dan simpangan antar tingkat struktur. Penelitian ini mempunyai kesamaan pembebanan dengan penelitian kami mengenai beban gempa. Struktur yang digunakan pada penelitian ini adalah struktur beton bertingkat banyak tanpa pengaku sedangkan penelitian kami menggunakan struktur baja bertingkat banyak dengan pengaku diagonal (*diagonal bracing*).

b. Penelitian oleh Pramana dan Krisna (1997).

Kedua peneliti mengambil topik “Studi Efektifitas Pengaku Pada Struktur Baja Bertingkat Banyak”. Penelitian ini menggunakan beban dinamis El Centro 1940 dan struktur baja yang digunakan adalah struktur baja berlantai 15 dan 25 lantai dengan pembahasan menggunakan SAP 90. Menurut kami penelitian ini perlu dikembangkan kondisi pembebanan gempanya yang sesuai dengan kondisi keadaan wilayah Indonesia yang sampai sekarang belum mempunyai data gempa yang solid, sehingga diperlukannya penelitian dengan menggunakan data rekaman gempa yang mendekati kondisi gempa di Indonesia.

c. Penelitian oleh Famularsih dan Wirogo (1999).

Topik yang diambil dari kedua peneliti diatas adalah “Pengaruh Pengurangan Kekakuan Terhadap Besarnya Gaya Geser Dasar dan Momen

Guling Gedung Bertingkat Banyak”. Pada penelitian tersebut diperoleh kesimpulan bahwa kapasitas gaya geser dasar dan momen guling akan menurun seiring dengan menurunnya kekakuan tingkat. Pada penelitian ini struktur yang digunakan adalah struktur beton bertingkat banyak sedangkan kami menggunakan struktur baja bertingkat banyak dengan berbagai variasi pengaku.

d. Penelitian Gunadi dan Gusmadi (1999).

Penelitian yang dilakukan mengambil pokok bahasan “Pengaruh Pemindahan Massa Lantai Terhadap Gaya Geser Dasar, Momen Guling dan Simpangan Pada Gedung Bertingkat”. Pada penelitian tersebut peneliti mencoba meneliti pengaruh pemindahan massa lantai (*switch*) terhadap gaya geser, momen guling dan simpangan pada gedung bertingkat dengan asumsi beban gempa berupa spektrum respon dan struktur merupakan struktur beton. Dari penelitian ini, spektrum respon yang digunakan sudah tidak sesuai lagi mengingat kecenderungan gempa yang terjadi di wilayah Indonesia pada sepuluh tahun terakhir ini.

BAB III

LANDASAN TEORI

Sebagai dasar teori dalam penelitian ini, akan dijelaskan beberapa teori tentang struktur dengan derajat kebebasan tunggal, struktur dengan derajat kebebasan banyak dan analisis kekakuan dari pengaku. Keseluruhan penjelasan analisis struktur dalam bab ini adalah dengan anggapan sistem linier elastis.

3.1 Struktur Dengan Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)

Untuk menyusun persamaan differensial gerakan suatu massa maka akan diambil suatu model struktur dengan derajat kebebasan tunggal seperti pada Gambar 3.1. Dengan anggapan kolom bangunan terjepit secara penuh dan massa struktur tergumpal disatu titik. Berdasarkan *free body* diagram, maka

$$F_M(t) + F_D(t) + F_S(t) = F(t) \quad (3.1)$$

$$F_M(t) = m\ddot{y}(t) \quad ; \quad F_D(t) = c\dot{y}(t) \quad ; \quad F_S(t) = ky(t) \quad (3.2)$$

F_M , F_D dan F_S masing-masing adalah gaya inersia, gaya redam dan gaya tarik/desak yang mempresentasikan kekuatan kolom, $F(t)$ adalah beban dinamik dan $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$, $y(t)$ masing-masing adalah percepatan, kecepatan dan simpangan. Dengan mensubstitusikan persamaan (3.2) kedalam persamaan (3.1) menjadi :

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = F(t) \quad (3.3)$$

Persamaan diatas disebut persamaan differensial gerakan (*differential equation of motion*) pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal. Untuk selanjutnya $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$, $y(t)$, $F(t)$ masing-masing adalah percepatan, kecepatan, simpangan dan beban gempa yang merupakan fungsi dari waktu, penulisannya dapat disederhanakan menjadi \ddot{y} , \dot{y} , y dan F , sehingga persamaan (3.3) dapat ditulis dengan

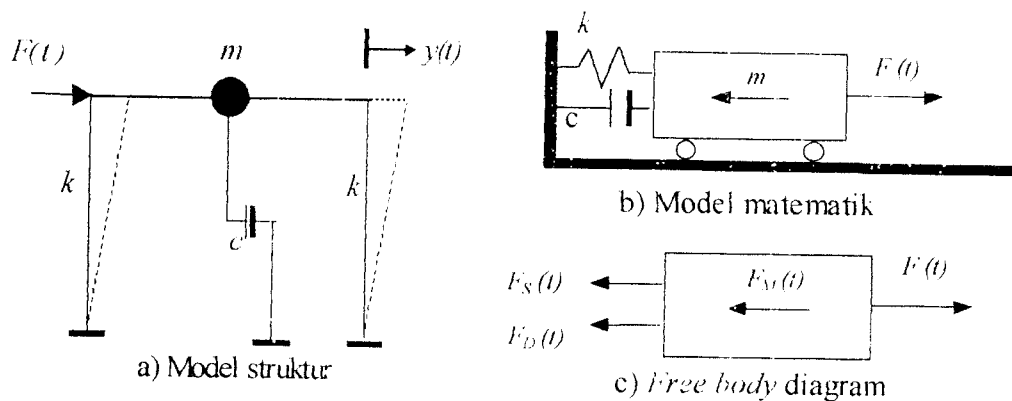
$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = F \quad (3.4)$$

Dalam prinsip dinamika struktur diperoleh hubungan

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ (rad / det) } \quad ; \quad \omega = \text{angular frekuensi} \quad (3.5)$$

dan

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \text{ (detik) } \quad ; \quad T = \text{periode.} \quad (3.6)$$

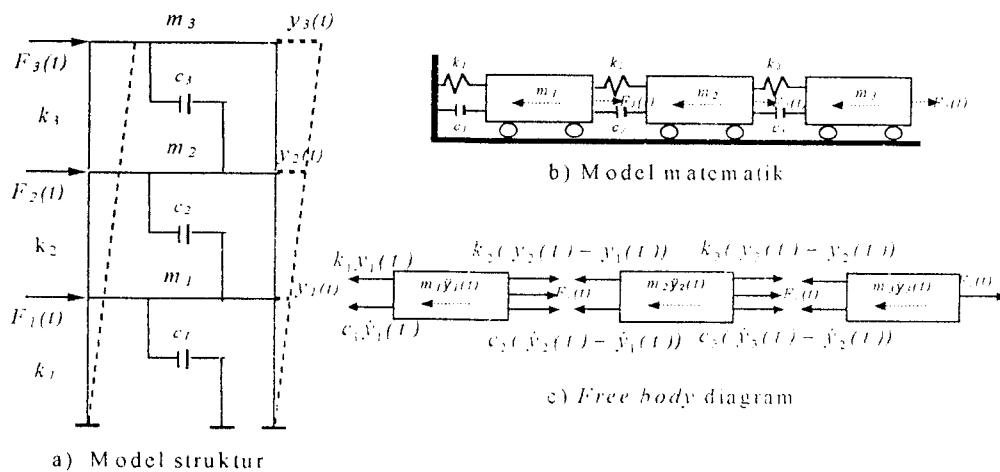


Gambar 3.1 Struktur SDOF akibat beban dinamika

3.2 Struktur Dengan Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

Struktur bangunan gedung tidak selalu dapat dinyatakan dengan suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (SDOF). Umumnya struktur bangunan gedung juga mempunyai derajat kebebasan banyak (MDOF).

Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat digumpalkan disatu titik pada lantai (*lumped mass*), dengan demikian struktur yang semula mempunyai derajat kebebasan tak terhingga akan dapat dipandang sebagai struktur kebebasan terbatas. Untuk memperoleh persamaan differensial gerakan pada struktur kebebasan banyak, dapat digunakan anggapan shear building. Selanjutnya $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$, $y(t)$, $F(t)$ masing-masing adalah percepatan, kecepatan, simpangan dan beban gempa yang merupakan fungsi dari waktu, penulisannya dapat disederhanakan menjadi \ddot{y} , \dot{y} , y , F sebagaimana penulisan pada struktur SDOF di muka. Pada struktur bangunan gedung bertingkat tiga seperti pada Gambar 3.2a, struktur akan mempunyai tiga derajat kebebasan, sehingga struktur yang mempunyai n -tingkat akan mempunyai n -derajat kebebasan dan mempunyai n -mode.



Gambar 3.2 Struktur MDOF

Pada struktur bangunan gedung bertingkat tiga seperti Gambar 3.2 maka struktur akan mempunyai tiga derajat kebebasan. Berdasarkan prinsip keseimbangan dinamik pada diagram *free body* akan diperoleh persamaan :

$$m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 + c_1 \dot{y}_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - F_1 = 0 \quad (3.7a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_2 = 0 \quad (3.7b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + k_3 (y_3 - y_2) + c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_3 = 0 \quad (3.7c)$$

Dari persamaan (3.7) untuk memperoleh keseimbangan dinamik suatu massa yang ditinjau ternyata dipengaruhi oleh kekakuan, redaman dan simpangan massa sebelum dan sesudahnya. Persamaan dengan sifat ini disebut *coupled equation* penyelesaian persamaan *coupled* diselesaikan secara simultan atau saling tergantung.

Dengan menyusun persamaan (3.7) menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan) maka diperoleh persamaan dibawah ini :

$$m_1 \ddot{y}_1 + (c_1 + c_2) \dot{y}_1 - c_2 \dot{y}_2 + (k_1 + k_2) y_1 - k_2 y_2 = F_1 \quad (3.8a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 - c_2 \dot{y}_1 + (c_2 + c_3) \dot{y}_2 - c_3 \dot{y}_3 - k_2 y_1 + (k_2 + k_3) y_2 - k_3 y_3 = F_2 \quad (3.8b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 - c_3 \dot{y}_2 + c_3 \dot{y}_3 - k_3 y_2 + k_3 y_3 = F_3 \quad (3.8c)$$

Persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk matrik :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2 + c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

Persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk matrik yang lebih kompleks :

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = \{F\} \quad (3.10)$$

Dimana matrik massa, redaman dan kekakuan masing masing adalah sebagai berikut :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} (c_1+c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2+c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} (k_1+k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2+k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Sedangkan $\{\ddot{y}\}$, $\{\dot{y}\}$, $\{y\}$ dan $\{F\}$ masing masing disebut vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban.

$$\{\ddot{y}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_3 \\ \ddot{y}_3 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{\dot{y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_3 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{y\} = \begin{Bmatrix} y_3 \\ y_3 \\ y_3 \end{Bmatrix}, \{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

3.2.1 Mode Shape dan Frekuensi

Suatu struktur umumnya akan bergerak jika ada pembebanan dari luar maupun adanya suatu nilai awal (*initial condition*). Misalnya suatu massa ditarik sedemikian rupa sehingga mempunyai simpangan awal sebesar y_0 dan apabila gaya tarik tersebut dilepas kembali maka massa akan bergerak. Peristiwa gerakan massa tersebut dikenal dengan getaran bebas (*free vibration system*). Gerakan massa yang diakibatkan adanya pembebanan dari luar misalnya beban angin atau beban gempa, maka gerakan massa tersebut disebut sebagai gerakan dipaksa (*force vibration system*). Untuk menyederhanakan permasalahan, anggapan bahwa massa bergetar bebas (*free vibration system*) akan sangat membantu untuk menyelesaikan analisis dinamik struktur.

Persamaan diferensial pada getaran bebas ($F(t) = 0$) pada struktur adalah

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = 0 \quad (3.13)$$

Frekuensi pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) nilainya hampir sama dengan frekuensi sudut pada struktur yang dianggap tanpa redaman apabila nilai *damping ratio* cukup kecil. Apabila hal ini diadopsi untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka untuk nilai $[C] = 0$

$$[M] \{\ddot{y}\} + [K] \{y\} = 0 \quad (3.14)$$

Persamaan 3.14 adalah persamaan diferensial gerakan tanpa redaman, maka respon struktur akan bersifat harmonik, sehingga :

$$\{Y\} = \{\phi\} \sin(\omega t) \quad (3.15)$$

$$\{\dot{Y}\} = \omega \{\phi\} \cos(\omega t) \quad (3.16)$$

$$\{\ddot{Y}\} = -\omega^2 \{\phi\} \sin(\omega t) \quad (3.17)$$

Dalam hal ini $\{\phi\}$ adalah vektor *mode shape*. Substitusi persamaan (3.15)

dan (3.17) kedalam persamaan (3.14) akan diperoleh :

$$-\omega^2 [M] \{\phi\} \sin(\omega t) + [K] \{\phi\} \sin(\omega t) = 0 \quad (3.18a)$$

$$\{[K] - \omega^2 [M]\} \{\phi\} = 0 \quad (3.18b)$$

Persamaan (3.18b) merupakan persamaan *eigenproblem*, selanjutnya ,

$$\omega_i^2 [M] \{\phi_i\} = [K] \{\phi_i\} \quad (3.19a)$$

$$\omega_j^2 [M] \{\phi_j\} = [K] \{\phi_j\} \quad (3.19b)$$

Apabila transpose persamaan (3.19a) dipostmultiply dengan $\{\phi_j\}$, maka

$$(\omega_i^2 [M] \{\phi_i\})^T \{\phi_j\} = ([K] \{\phi_i\})^T \{\phi_j\} \quad (3.20)$$

Karena matrik massa $[M]$ dan matrik kekakuan $[K]$ adalah matrik simetri, maka

$[M]^T = [M]$ dan $[K]^T = [K]$, sehingga

$$\omega_i^2 \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} = \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_j\} \quad (3.21)$$

Apabila persamaan (3.19b) dikalikan $\{\phi_i\}^T$, maka

$$\omega_j^2 \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} = \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_j\} \quad (3.22)$$

Apabila persamaan (3.21) dikurangi dengan persamaan (3.22), maka akan diperoleh

$$(\omega_i^2 - \omega_j^2) \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} = 0 \quad (3.23)$$

Karena $\omega_i^2 \neq \omega_j^2$, maka $\omega_i^2 - \omega_j^2 \neq 0$ sehingga

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} = 0 \quad (3.24)$$

Kondisi *orthogonal* berlaku pada matrik kekakuan $[K]$ dan kondisi *orthogonal* dianggap berlaku juga terhadap matrik redaman $[C]$, maka

$$\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_j\} = 0 \quad i \neq j \quad (3.25a)$$

$$\{\phi_i\}^T [C] \{\phi_j\} = 0 \quad i \neq j \quad (3.25b)$$

Untuk menyelesaikan persamaan simultan pada persamaan (3.19), maka persamaan (3.18b) dapat ditulis kembali menjadi persamaan (3.26)

$$\{ [K] - \omega^2 [M] \} \{\phi\} = 0 \quad (3.26)$$

Persamaan (3.26) akan ada penyelesaian (*nontrivial solution*) atau sistem akan ada amplitudo yang terbatas apabila nilai determinan $\{ [K] - \omega^2 [M] \}$ adalah nol maka

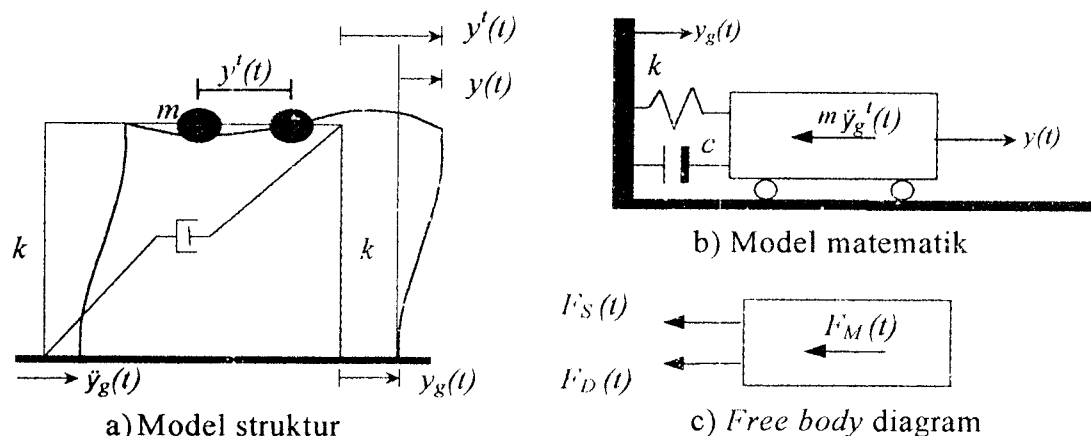
$$\{ [K] - \omega^2 [M] \} = 0 \quad (3.27)$$

Apabila jumlah derajat kebebasan adalah n , maka persamaan (3.27) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat n yang selanjutnya akan menghasilkan

untuk $i = 1, 2, 3, \dots, n$. Selanjutnya substitusi masing-masing frekuensi ω_i ke dalam persamaan (3.26) akan diperoleh nilai-nilai $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots, \phi_n$.

3.3. Akibat Gerakan Tanah

Beban dinamik yang umum diperhitungkan di dalam struktural analisis selain beban angin adalah beban gempa. Gempa bumi akan mengakibatkan getaran pada permukaan tanah yang terekam dalam bentuk aselerogram. Selain itu getaran tanah dipermukaan tanah juga akan menyebabkan percepatan tanah dan simpangan secara horisontal (*horisontal displacement*). Dalam hal ini masih ada anggapan bahwa pondasi dan tanah pendukungnya bergerak secara bersama sama atau pondasi dianggap menyatu dengan tanah. Anggapan ini tidak sepenuhnya benar karena tanah bukanlah material yang kaku dan menyatu dengan pondasi.



Gambar 3.3 Model struktur gerakan massa dengan derajat kebebasan tunggal akibat gerakan tanah

Sesungguhnya adalah antara pondasi dan tanah tidak akan bergerak secara bersama sama. Pondasi masih akan bergerak secara horisontal relatif terhadap tanah yang mendukungnya. Simpangan tanah secara horisontal dinamik akan berakibat struktur bangunan menjadi bergetar dan bergoyang. Persamaan diferensial gerakan massa dengan derajat kebebasan tunggal akibat gerakan tanah dapat diturunkan dengan mengambil model struktur seperti Gambar 3.3.

Berdasarkan pada *free body diagram* seperti gambar di atas maka akan didapatkan persamaan

$$F_M(t) + F_D(t) + F_S(t) = 0 \quad (3.28)$$

$$F_M(t) = m\ddot{y}(t), \quad F_D(t) = c\dot{y}(t), \quad F_S(t) = ky(t) \quad (3.29)$$

Sedangkan $\ddot{y}(t)$ sebagaimana terlihat pada Gambar 3.3a adalah

$$\ddot{y}(t) = \ddot{y}_g(t) + \ddot{y}(t) \quad (3.30)$$

F_M , F_D dan F_S masing-masing adalah gaya inersia, gaya redam dan gaya tarik/desak yang mempresentasikan kekuatan kolom, dan $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$, $y(t)$ masing-masing adalah percepatan, kecepatan dan simpangan. Sedangkan m , c , k masing-masing adalah massa, redaman, dan kekakuan kolom. Substitusi persamaan (3.30) ke dalam (3.29), maka persamaan (3.28) dapat ditulis menjadi :

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = 0 \quad (3.31)$$

$$m(\ddot{y}_g(t) + \ddot{y}(t)) + c\dot{y}(t) + ky(t) = 0 \quad (3.32)$$

$$m\ddot{y}_g(t) + m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = 0, \quad (3.33)$$

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = -m\ddot{y}_g(t) \quad (3.34)$$

Persamaan (3.34) adalah persamaan differensial gerakan suatu massa dengan derajat kebebasan tunggal akibat gerakan tanah (*base motion*). Ruas kanan pada persamaan (3.34) biasa disebut sebagai beban gempa. Untuk selanjutnya $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$, $y(t)$ masing-masing adalah percepatan, kecepatan, dan simpangan yang merupakan fungsi dari waktu, penulisannya dapat disederhanakan menjadi \ddot{y} , \dot{y} dan y sehingga persamaan (3.34) dapat ditulis menjadi :

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_g \quad (3.35)$$

3.4 Jenis-jenis simpangan

Jenis-jenis simpangan yang terjadi pada struktur umumnya ada 3 macam yaitu simpangan relatif, simpangan antar tingkat, dan simpangan absolut. Jenis-jenis simpangan tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.4 dan akan diuraikan sebagai berikut ini.

1. Simpangan relatif

Simpangan relatif tiap lantai menurut persamaan diferensial independen (*uncoupling*) adalah simpangan suatu massa yang diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh atau kontribusi tiap-tiap mode.

$$y_i = \sum \phi_{ij} \cdot Z_j \quad (3.36)$$

dimana : y_i = simpangan relatif lantai ke- i ,

ϕ_j = *mode shapes*, dan

Z_j = modal amplitudo.

$$= \frac{\Gamma C g}{\omega^2}$$

2. Simpangan antar tingkat (*inter-story drift*)

Simpangan antar tingkat adalah simpangan yang terjadi pada tiap lantai, simpangan ini dihitung dengan cara simpangan relatif lantai atas dikurangi simpangan relatif lantai di bawahnya. *Inter-story drift* sangat mungkin terjadi pada tingkat yang lemah. Terjadinya distribusi kekakuan struktur secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan adanya suatu tingkat yang lemah tersebut. *Inter-story drift* dapat dihitung dengan rumus :

$$\Delta y_i = y_i - y_{i-1} \quad (3.37)$$

dimana : Δy_i = simpangan antar tingkat

y_i = simpangan relatif lantai ke- i , dan

y_{i-1} = simpangan relatif lantai ke- $(i - 1)$.

3. Simpangan absolut

Simpangan absolut adalah merupakan penjumlahan antara simpangan relatif tiap lantai dengan simpangan akibat tanah. Simpangan absolut dihitung dengan rumus:

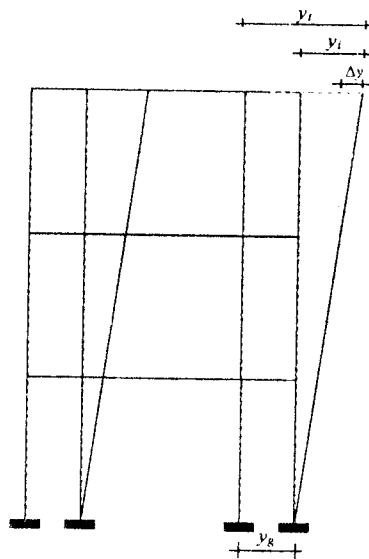
$$y_i = y_i + y_g \quad (3.38)$$

dimana : y_i = simpangan absolut

y_i = simpangan relatif lantai ke- i , dan

y_g = simpangan akibat tanah.

Simpangan absolut mempunyai pengaruh terhadap kemungkinan terjadinya benturan antar bangunan yang berdekatan (*structural pounding*). Masalah *structural pounding* ini biasanya terjadi pada bangunan yang berdekatan untuk memaksimalkan penggunaan lahan, hal ini dapat menyebabkan kerusakan yang fatal pada bangunan bahkan dapat menyebabkan kerusakan total. Hal ini dapat diatasi dengan memperhitungkan jarak antara dua bangunan yang berdekatan. Jarak tersebut dapat dihitung dengan menghitung simpangan absolut pada setiap lantai.



Gambar 3.4 Model struktur dengan jenis-jenis simpangannya

3.5 Gaya Geser Dasar

Persamaan gaya horisontal atau gaya horisontal maksimum yang bekerja pada suatu massa akibat kontribusi dari suatu mode ke- j adalah sebagai berikut.

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} C g \quad (3.39)$$

dimana F_j = Gaya horisontal mode ke- j

ϕ_j = Nilai koordinat tiap pola/ragam goyangan mode ke- j

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{I\}$$

$$M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j$$

C = Koefisien gempa dasar

g = Percepatan gravitasi

Sedangkan gaya geser dasar merupakan jumlah dari hasil penjumlahan gaya horisontal tingkat tiap mode.

3.6 Momen Guling

Momen guling didapatkan dengan cara mengalikan gaya horisontal lantai ke- i terhadap tinggi lantai.

$$M_b = \sum_{i=1}^N F_i h_i \quad (3.40)$$

dimana M_b = momen guling dasar

F_i = gaya horisontal lantai ke- i

h_i = tinggi tingkat ke- i

N = jumlah lantai

3.7 Kekakuan Pengaku

Kekakuan dari pengaku vertikal berdasarkan Gambar 3.5 untuk semua jenis pengaku adalah sebagai berikut.

$$p = \frac{AE}{L} \delta \quad (3.41)$$

di mana p = gaya aksial

A = luas *bracing*

E = modulus elastisitas

L = panjang *bracing*

$$fs = p \cos \theta \quad (3.42)$$

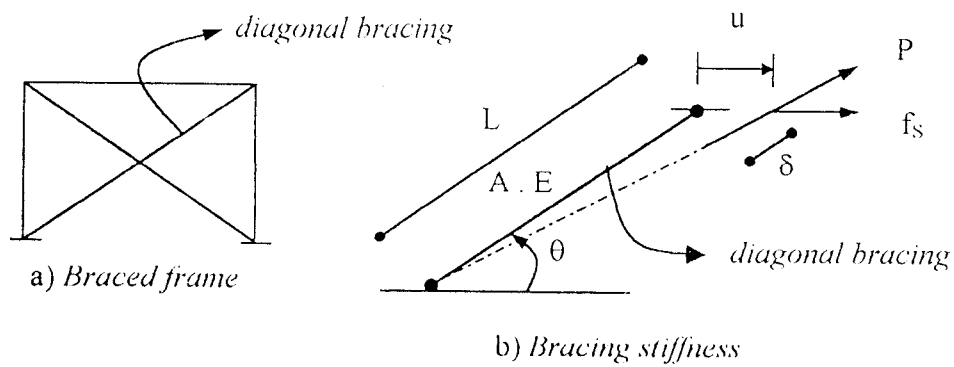
$$u = \frac{\delta}{\cos \theta} \quad (3.43)$$

substitusi $p = \frac{fs}{\cos \theta}$ dan $\delta = u \cos \theta$ ke dalam persamaan (3.41)

akan mendapatkan :

$$fs = k_{brace} u \quad (3.44)$$

$$k_{brace} = \frac{AE}{L} \cos^2 \theta \quad (3.45)$$



Gambar 3.5 Portal dengan *Double diagonal bracing*

BAB IV

METODE PENELITIAN

Metode penelitian merupakan suatu urutan atau tata cara pelaksanaan penelitian yang diuraikan menurut suatu urutan yang sistematis. Metode yang digunakan dalam tugas akhir ini melalui proses pengumpulan data, pengolahan data dan pengujian sebagaimana penjelasan berikut ini.

4.1 Pengumpulan Data

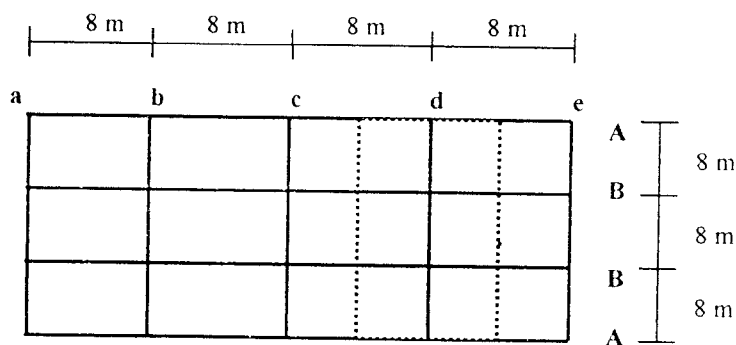
Data-data penulisan tugas akhir ini mengacu pada buku-buku, pendapat para ahli, penelitian dan teori-teori yang terkait dengan topik penelitian ini. Data-data yang diperlukan meliputi data struktur dan data beban gempa. Data struktur yang diperlukan adalah :

1. struktur merupakan model *shear building* dengan 7 lantai, dan
2. data portal didapat dari tugas akhir Pramana dan Krisna (1997) Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

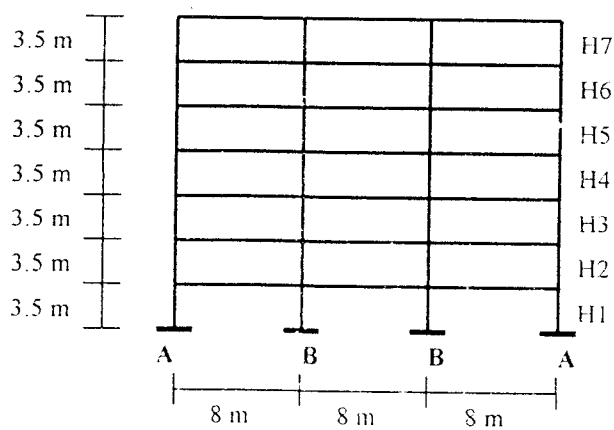
Data beban gempa diambil dari spektrum respon yang disampaikan oleh Wangsadinata (2000) untuk zona wilayah III dengan asumsi tanah pendukungnya termasuk tanah keras.

4.1.1 Data struktur

Struktur yang ditinjau merupakan suatu model *shear building* 7 lantai dari struktur baja. Struktur diasumsikan sebagai bangunan untuk perkantoran dengan dimensi kolom dan balok ditentukan secara langsung, secara lengkap dapat dilihat pada pada Gambar 4.1 dan 4.2. Sesuai dengan bahan penyusunnya yaitu baja, maka modulus elastisitas (E) diambil sebesar $2,1 \cdot 10^6$ kg/cm² dan tegangan leleh baja (F_y) sebesar 250 MPa. Untuk rangka diperkaku eksentrik disyaratkan e/L lebih besar dari 5% (Kay, 1988). Didalam penelitian ini diambil eksentrisitas sebesar 100 cm.



Gambar 4.1 Denah model struktur



Gambar 4.2 Potongan portal d

Dimensi kolom dan balok yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2 sebagai berikut ini.

Tabel 4.1 Data dimensi kolom

No.	Kolom	Dimensi
1	KA 1,2,3,4,5,6,7	WF 14 x 211
2	KB 1,2,3,4,5,6,7	WF 14 x 283

Tabel 4.2 Data dimensi balok

No.	Balok	Dimensi
1	Lt. 1,2,3,4,5,6	WF 18 x 119
2	Lt. 7	WF 18 x 71

Pada model struktur yang memakai *bracing* digunakan dimensi yang sama untuk semua variasi, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.3 sebagai berikut ini.

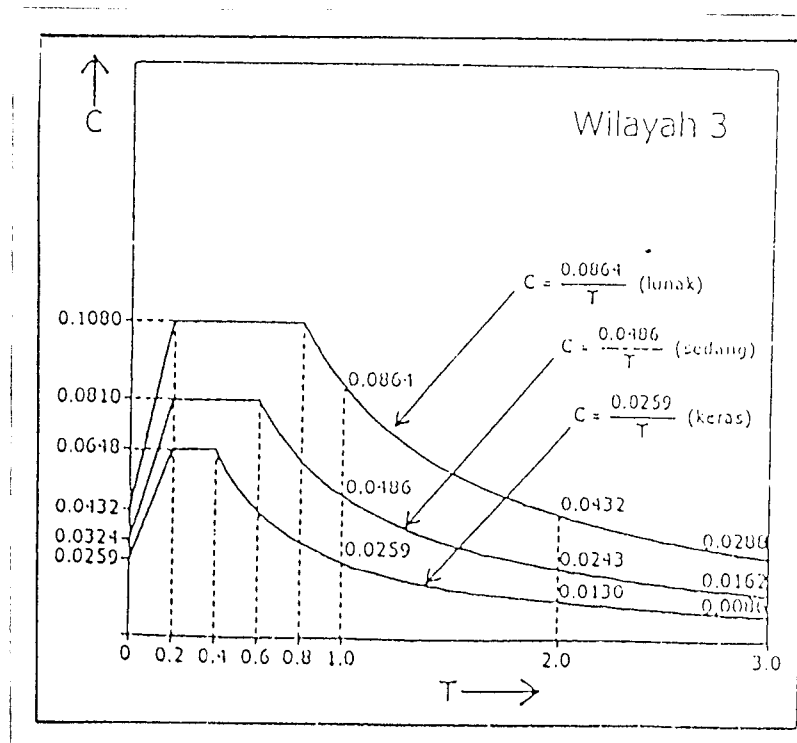
Tabel 4.3 Data dimensi *bracing*

No.	<i>Bracing</i>	Dimensi
1	Tk. 1,2,3,4,5,6,7	WF 14 x 90

Dimensi kolom, balok dan *bracing* ini digunakan pada semua variasi struktur yang akan diteliti. Variasi struktur ini secara lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 4.5 sampai Gambar 4.15.

4.1.2 Data beban gempa

Beban gempa yang digunakan dalam analisa dinamika pada penelitian ini adalah beban gempa berupa spektrum respon, seperti yang disampaikan oleh Wangsadinata (2000) untuk zona wilayah gempa III dengan asumsi tanah pendukungnya termasuk tanah keras. Spektrum respon yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3 Spektrum respon (Wangsadinata, 2000)

4.2 Pengolahan Data

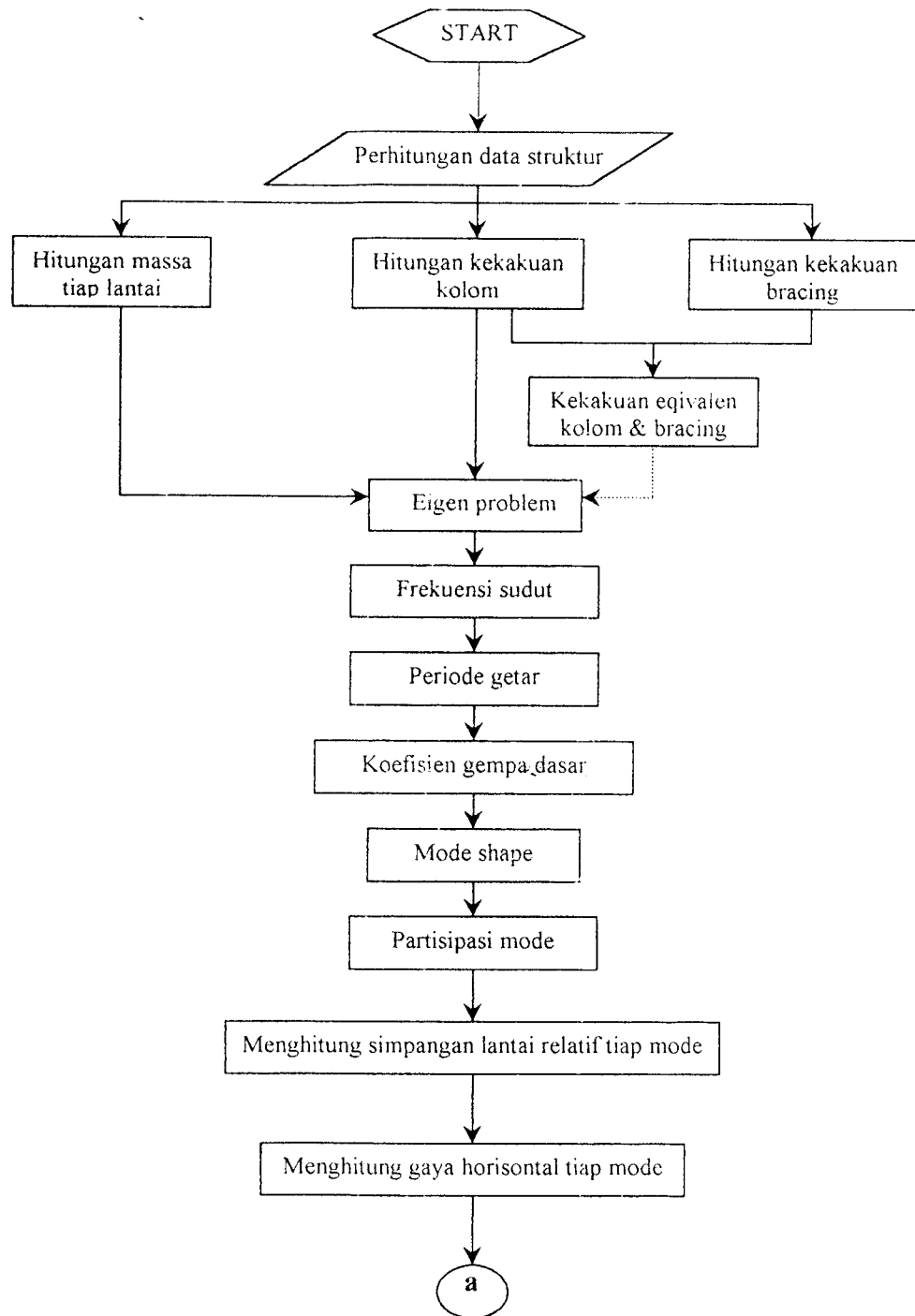
Setelah data terkumpul maka dilakukan pengolahan dan analisis data dengan langkah-langkah sebagai berikut ini.

1. Menghitung massa tiap lantai (m).
2. Menghitung kekakuan kolom (K).
3. Menghitung kekakuan bracing (K_{brace}).
4. Membuat persamaan eigenproblem.
5. Menghitung frekuensi sudut (ω).
6. Menghitung waktu getar alami (T).
7. Menentukan koefisien gempa dasar (C).
8. Menghitung Mode shape (ϕ_j).
9. Menghitung partisipasi tiap mode (Γ_j).
10. Menghitung simpangan lantai relatif tiap mode (Y_j).
11. Menghitung gaya horisontal lantai tiap mode (F_j).
12. Menghitung simpangan lantai relatif total (Y).
13. Menghitung simpangan antar tingkat (Δ).
14. Menghitung gaya horisontal lantai total (F).
15. Menghitung gaya geser dasar (V_b).
16. Menghitung momen guling (M_b).

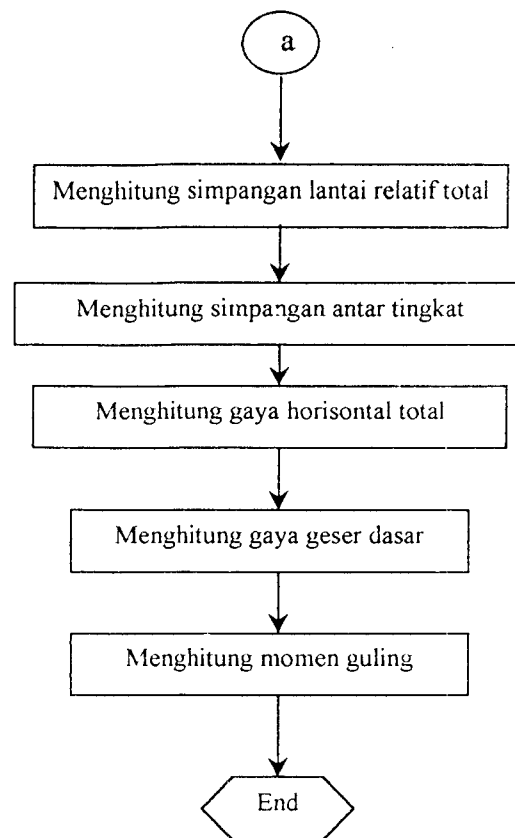
Pengolahan dan analisis data dilakukan dengan menggunakan program komputer untuk mempermudah dan mempercepat analisa hitungan. Program di buat dengan mengaplikasikan fasilitas yang tersedia dalam program *Matlab* (The

Mathwork, Inc 1994 – 1998). Program yang dibuat telah diuji dengan perhitungan manual yang diaplikasikan dengan *Microsoft Excel* (Microsoft Corporation, 1995 – 1999) dan memberikan hasil yang sama.

Langkah-langkah pengolahan dan analisis data secara lebih jelas dapat dilihat pada bagan alir dibawah ini.



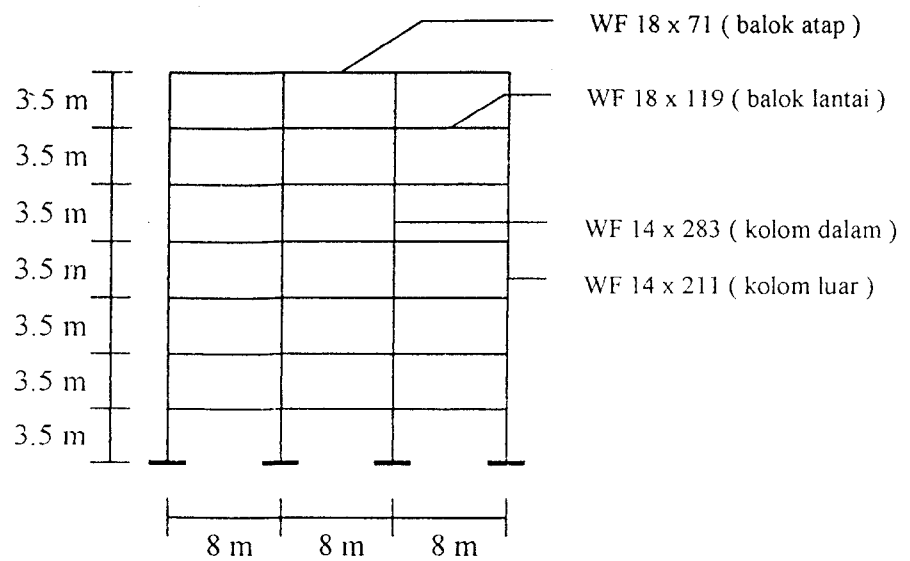
Gambar 4.4 Bagan alir pengolahan dan analisis data



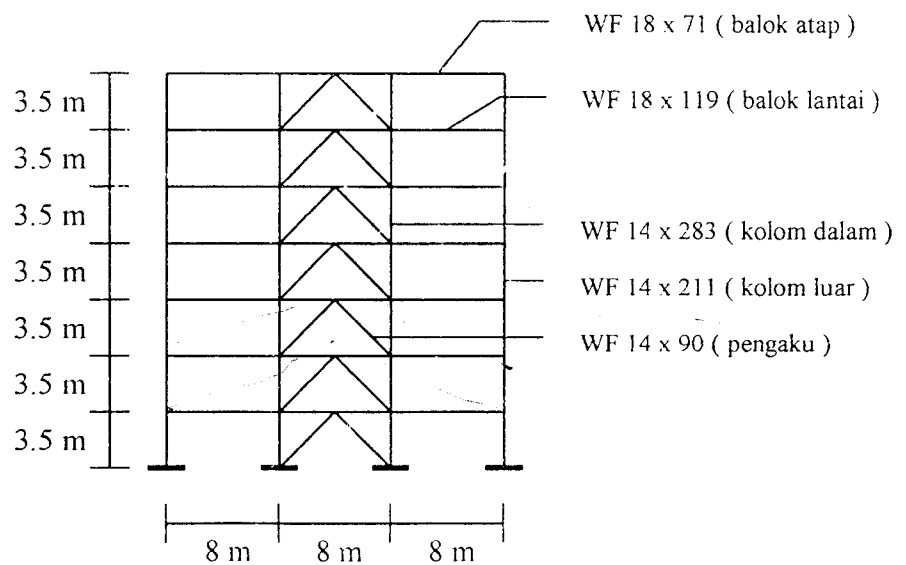
Gambar 4.4 Lanjutan

4.3 Pengujian

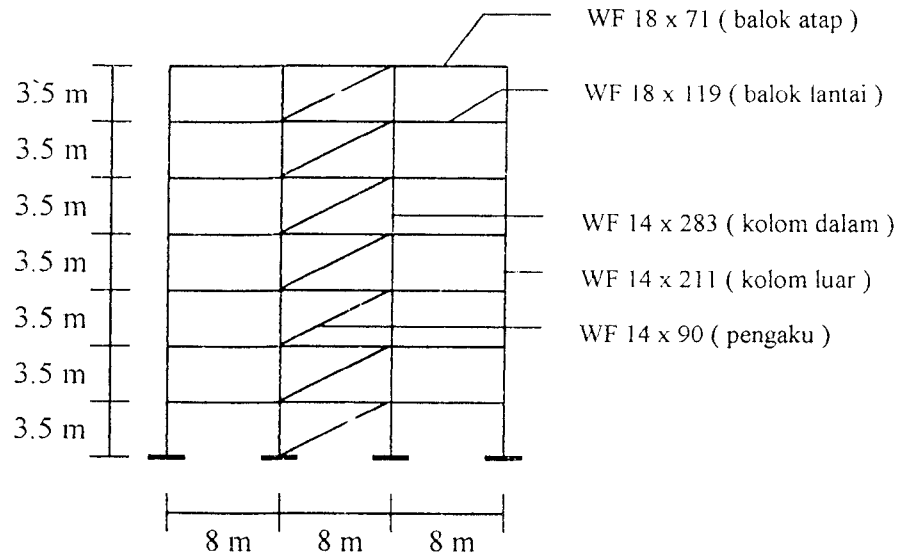
Pengujian yang dilakukan pada tugas akhir ini mencakup dari berbagai macam bentuk *bracing* yang digunakan pada portal baja bertingkat banyak terhadap simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling. Pengujian data dilakukan dengan menggunakan program bantu komputer untuk mempermudah pengujian dan ketepatan perhitungan. Program komputer yang digunakan adalah *Matlab* untuk mengolah data matrik dan *Excel* untuk mengolah grafik dan tabel.



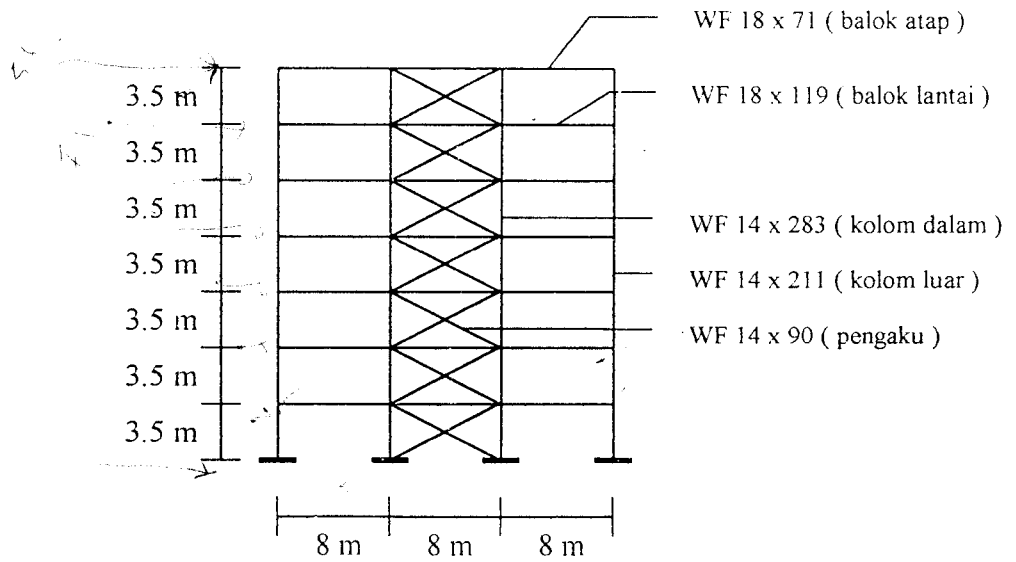
Gambar 4.5 Sketsa portal baja rangka penahan momen (variasi 1)



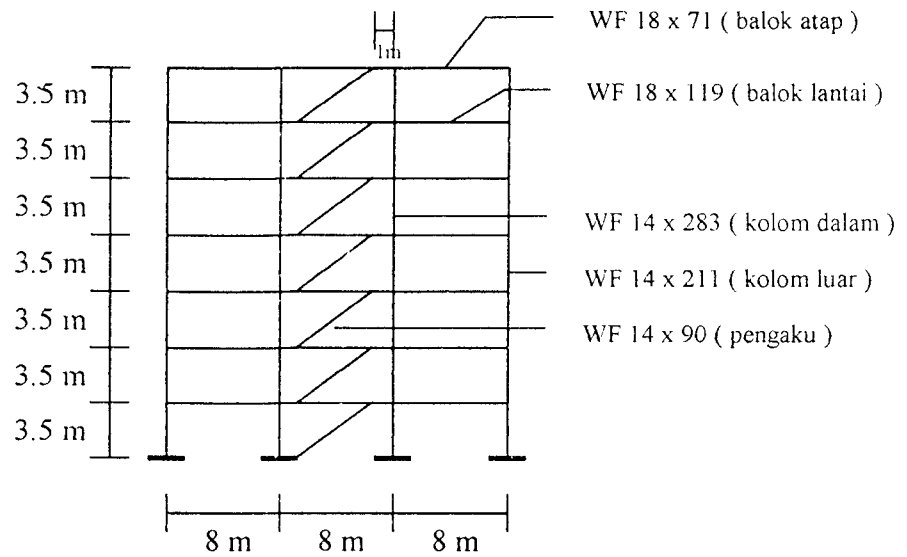
Gambar 4.6 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe K (variasi 2)



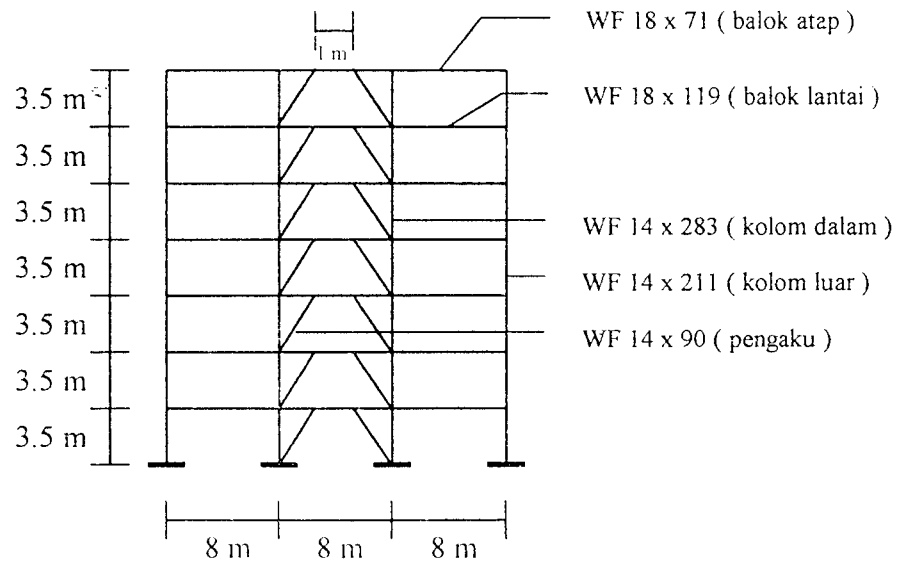
Gambar 4.7 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe Z (variasi 3)



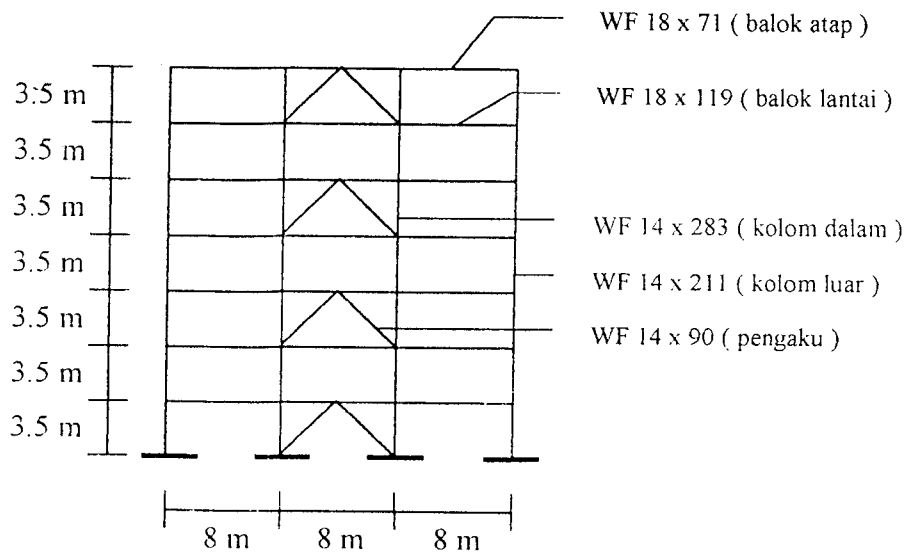
Gambar 4.8 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe X (variasi 4)



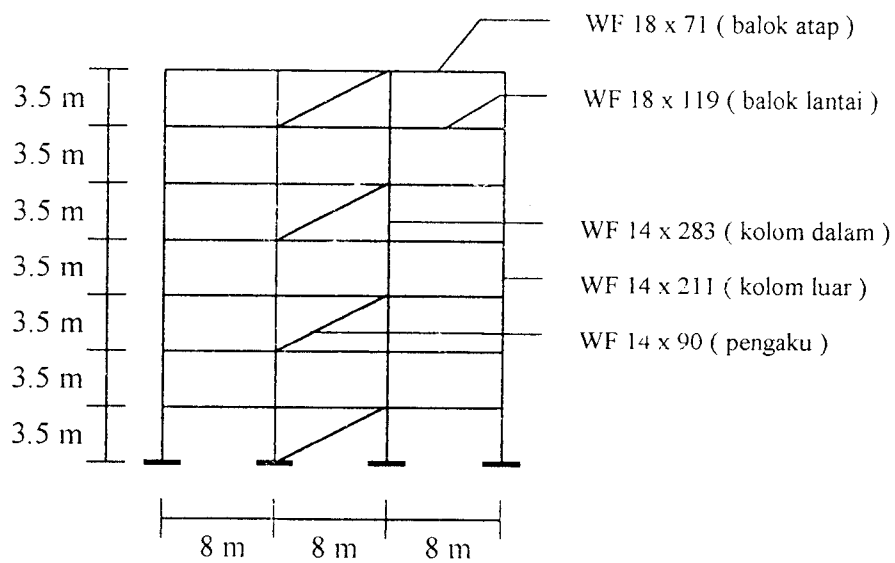
Gambar 4.9 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe Z (variasi 5)



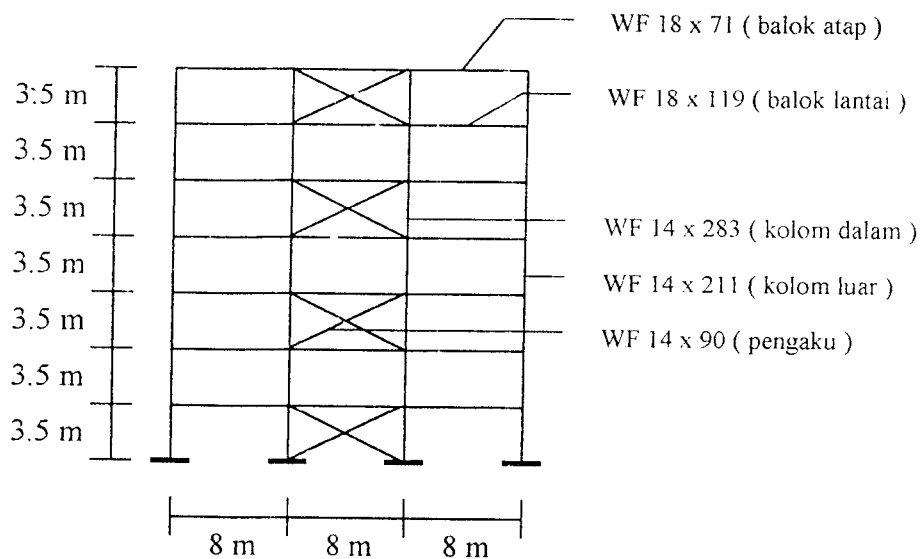
Gambar 4.10 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe K (variasi 6)



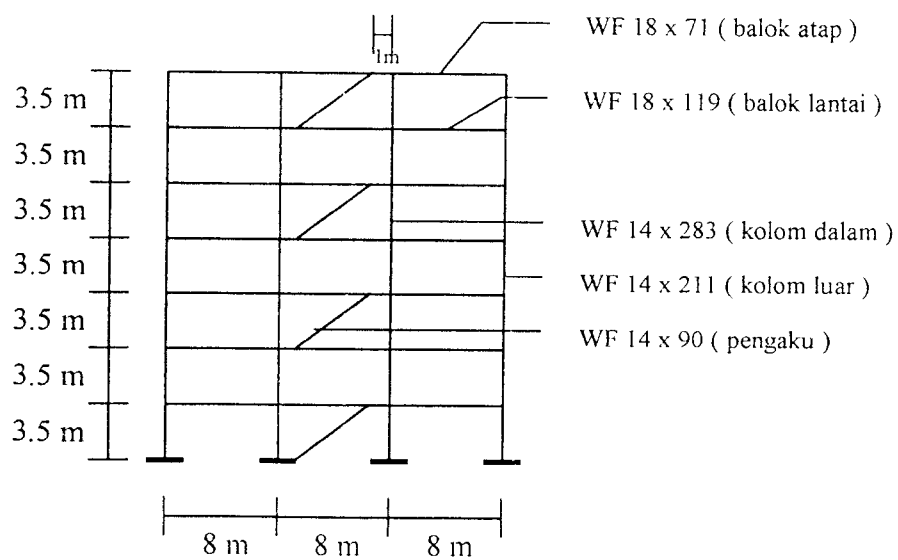
Gambar 4.11 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe K(variasi 7)



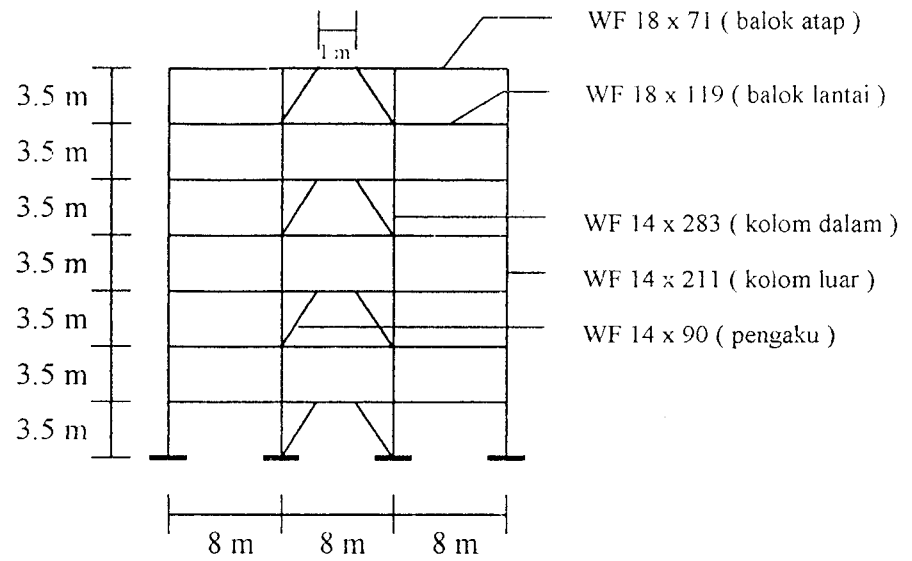
Gambar 4.12 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe Z (variasi 8)



Gambar 4.13 Sketsa portal dengan pengaku konsentrik tipe X (variasi 9)



Gambar 4.14 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe Z (variasi 10)



Gambar 4.15 Sketsa portal dengan pengaku eksentrik tipe K (variasi 11)

BAB V

HITUNGAN DAN HASIL

Dalam penelitian ini dilakukan dengan cara menvariasikan jenis/bentuk *bracing*. Perhitungan dilakukan dengan menggunakan kalkulator dan program bantu MATLAB (The Mathwork Inc, 1998). Hasil perhitungan ditampilkan dalam bentuk tabel dan grafik. Dari hasil tersebut dilakukan pembahasan dengan membandingkan simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling dari setiap variasi *bracing*.

5.1 Perhitungan Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur merupakan beban tetap yang meliputi beban hidup dan beban mati. Beban diperhitungkan bekerja secara merata dan hanya ditinjau pada daerah yang didukung oleh portal d (lihat Gambar 4.1). Beban merata termasuk didalamnya beban akibat berat plat dan balok. Asumsi fungsi struktur adalah untuk perkantoran, selengkapnya perhitungan pembebanan dijelaskan sebagai berikut ini.

1. Perhitungan berat beban hidup (W_l)

Asumsi fungsi struktur adalah untuk perkantoran, maka menurut PPIUG 1983 diperoleh data sebagai berikut ini.

- a. Beban hidup(q_l) pada atap gedung : 100 kg/m².
- b. Beban hidup(q_l) pada lantai gedung : 250 kg/m².

Sehingga beban hidup yang bekerja pada portal d (lihat Gambar 4.1) dapat dihitung dengan rumus :

$$W_l = q_l \times b \times l$$

dimana W_l , q_l , b dan l adalah berat beban hidup, beban hidup merata, lebar daerah pembebanan dan panjang portal. Dengan rumus diatas diperoleh

- Plat atap = $100 \times 8 \times 24 = 19200$ kg
- Plat lantai = $250 \times 8 \times 24 = 48000$ kg

2. Perhitungan berat beban mati (W_d)

Profil balok telah ditentukan, seperti telah dijelaskan dimuka (lihat Tabel 4.2).

Asumsi tebal plat atap dan plat lantai secara berurutan adalah sebesar 15 cm dan 20 cm. Perhitungan berat beban mati dapat dicari dengan rumus :

$$W_d = b \times h \times l \times \gamma$$

dengan W_d , b , h , l dan γ adalah berat beban mati, lebar tampang, tinggi tampang (tebal plat), panjang portal dan berat jenis bahan. Dengan rumus diatas dapat dihitung berat beban mati akibat plat. Sedangkan berat beban mati akibat balok dapat dihitung dengan rumus :

$$W_d = w_b \times l$$

dengan W_d , w_b dan l adalah berat beban mati, berat balok persatuan panjang dan panjang portal.

a. Beban mati akibat plat

- plat atap = $8 \times 0.15 \times 24 \times 2400 = 69120$ kg
- plat lantai = $8 \times 0.20 \times 24 \times 2400 = 92160$ kg

b. Beban mati akibat balok

- Balok atap (profil WF 18x71) = 2538.1 kg
- Balok lantai (profil WF 18x119) = 4254 kg

Dari data beban mati dan beban hidup, maka dapat dihitung beban total yang bekerja pada tiap tingkat, dengan persamaan berikut :

$$W_{tot} = 1.2 W_d + 1.6 W_l$$

dengan W_{tot} , W_d dan W_l adalah berat total, berat beban mati dan berat beban hidup.

Dengan persamaan diatas diperoleh beban tiap tingkat, sebagaimana disajikan pada Tabel 5.1 berikut :

Tabel 5.1 Hasil perhitungan beban tiap lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (kg)
1	1,2,3,4,5,6	192412.848
2	7	116659.632

5.2 Perhitungan Massa dan Kekakuan

Anggapan yang dipakai dalam analisa ini adalah *lumped mass* dan prinsip *shear building*. Sehingga massa dihitung pada tiap tingkat dan menggumpal ditengah bentang, yang mana massa dari *bracing* diabaikan. Sedangkan kekakuan dihitung secara paralel dimana besarnya kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan tiap kolomnya ditambah dengan kekakuan *bracing* (pada portal yang memakai *bracing*).

5.2.1 Perhitungan Massa Lantai

Massa lantai dihitung dengan rumus dibawah ini, dimana massa adalah berat dibagi percepatan gravitasi. Didalam perhitungan ini percepatan gravitasi diambil sebesar 980 cm/det^2 .

$$m = w/g$$

dimana m , w dan g secara berurutan adalah massa, berat dan percepatan gravitasi.

Dari rumus diatas maka massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

$$m_1 = w_1/g, \text{ dimana } w_1 = 192412.848 \text{ kg, sehingga}$$

$$m_1 = 192412.848/980 = 196.3396408 \text{ kg det}^2/\text{cm}$$

dengan cara yang sama, maka harga massa tiap lantai dapat dicari, dan hasilnya sebagaimana terlihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Hasil perhitungan massa

No.	Lantai	Massa (kg det ² /cm)
1	1,2,3,4,5,6	196.3396408
2	7	119.0404408

5.2.2 Perhitungan Kekakuan Tingkat

Perhitungan kekakuan menggunakan prinsip *shear building* dimana kekakuan kolom tidak dipengaruhi oleh balok yang menghubungkan kolom-kolom yang ada. Kekakuan tiap kolom dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$k = 12 EI / h^3$$

dimana k , E , I dan h adalah kekakuan kolom, modulus elastisitas bahan, inersia tampang dan tinggi tingkat. E diambil sebesar $2,1.10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Dengan melihat data struktur maka kekakuan dihitung secara paralel yaitu kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan kolom, secara matematis dapat dituliskan dengan rumus :

$$k_t = \Sigma kK,$$

dengan k_t dan kK adalah kekakuan tingkat dan kekakuan kolom, sehingga kekakuan tingkat satu dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$k_{t1} = 2(kKA_1 + kKB_1)$$

$$kKA_1 = 12 \times 2.1 \times 10^6 \times 110717.5592 / 350^3 = 65074.8103 \text{ kg/cm}$$

$$kKB_1 = 12 \times 2.1 \times 10^6 \times 159832.8674 / 350^3 = 93942.5833 \text{ kg/cm}$$

$$k_{t1} = 2 \times 65074.8103 + 93942.5833 = 318034.7872 \text{ kg/cm}$$

karena pada portal yang ditinjau dimensi dari kolomnya sama pada setiap tingkat, maka nilai kekakuannya akan sama pada setiap tingkatnya.

5.2.3 Perhitungan Kekakuan *Bracing*

Perhitungan kekakuan *bracing* juga menggunakan prinsip *shear building* dimana kekakuan *bracing* tidak dipengaruhi oleh balok yang menghubungkan *bracing* tersebut maupun oleh kolom. Kekakuan tiap *bracing* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$k_{brace} = AE/L \cos^2 \theta$$

dimana k_{brace} , A , E , L dan θ secara berurutan adalah kekakuan *bracing*, luas tampang, elastisitas bahan, panjang *bracing* dan sudut yang dibentuk *bracing* terhadap balok. Dari rumus diatas maka kekakuan *bracing* dari berbagai variasi



akan dapat dihitung. Untuk kekakuan *bracing* pada variasi 2 dapat dihitung sebagai berikut :

$$k_{brace} = AE/L \cos^2 \theta$$

$$k_{brace} = 2 \times [(170.9674 \times 2.1 \times 10^6 / 531.5) \times \cos^2 41.2] = 764846.2003 \text{ kg/cm}$$

dengan cara yang sama, nilai kekakuan tiap variasi bentuk *bracing* dapat dicari, dan hasilnya sebagaimana terlihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Hasil perhitungan kekakuan *bracing*

No.	Variasi	Kekakuan (kg/cm)
1	2, 7	764846.2003
2	3, 8	345265.9172
3	4, 9	690531.8344
4	5, 10	386101.5326
5	6, 11	725354.4242

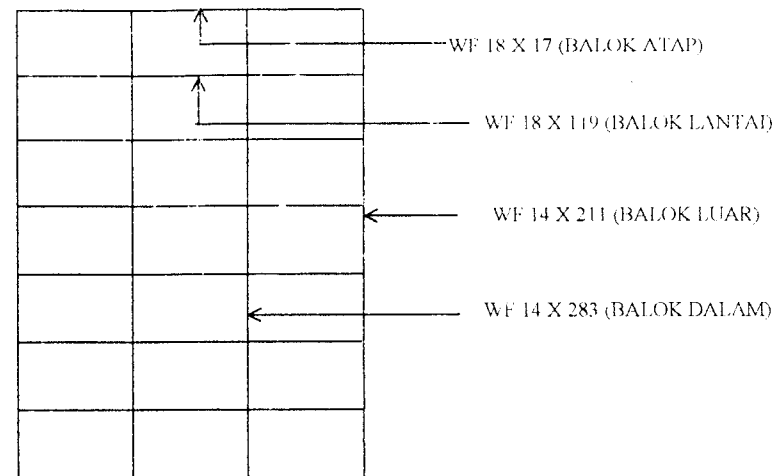
Nilai kekakuan secara keseluruhan merupakan nilai kekakuan kolom ditambah dengan kekakuan *bracing* yang dihitung secara paralel, sebagaimana yang terlihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Hasil perhitungan kekakuan

No.	Variasi	Tingkat	Kekakuan (kg/cm)
1	1	1,2,3,4,5,6,7	318034.7872
2	2	1,2,3,4,5,6,7	1082880.9875
3	3	1,2,3,4,5,6,7	663300.7044
4	4	1,2,3,4,5,6,7	1008566.622
5	5	1,2,3,4,5,6,7	704136.3198
6	6	1,2,3,4,5,6,7	1043389.211
7	7	2,4,6	318034.7872
		1,3,5,7	1082880.9875
8	8	2,4,6	318034.7872
		1,3,5,7	663300.7044
9	9	2,4,6	318034.7872
		1,3,5,7	1008566.622
10	10	2,4,6	318034.7872
		1,3,5,7	704136.3198
11	11	2,4,6	318034.7872
		1,3,5,7	1043389.211

5.3. Perhitungan Variasi 1

Dalam sub bab disajikan perhitungan variasi 1 secara lengkap, kemudian hasil perhitungan variasi-variasi lainnya dilampirkan pada lampiran 2.2 sampai dengan lampiran 2.11. Perhitungan variasi 1 tersebut adalah sebagai berikut ini.



Gambar 5.2. Portal baja rangka penahan momen

5.3.1 Perhitungan *Mode shape*

Massa lantai dan kekakuan tingkat yang dipergunakan sesuai perhitungan massa lantai pada Tabel 5.2 dan perhitungan kekakuan tingkat pada Tabel 5.4, sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Massa lantai dan kekakuan tingkat

Massa lantai (M_i)	Kekakuan tingkat (K_i)
$M_1 = 196.33964408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$K_1 = 318034.7874 \text{ kg /cm}$
$M_2 = 196.33964408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$K_2 = 318034.7874 \text{ kg /cm}$
$M_3 = 196.33964408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$K_3 = 318034.7874 \text{ kg /cm}$
$M_4 = 196.33964408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$K_4 = 318034.7874 \text{ kg /cm}$
$M_5 = 196.33964408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$K_5 = 318034.7874 \text{ kg /cm}$
$M_6 = 196.33964408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$K_6 = 318034.7874 \text{ kg /cm}$
$M_7 = 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$K_7 = 318034.7874 \text{ kg /cm}$

Untuk mempermudah perhitungan maka dibuat unit satuan sebagai berikut :

unit massa : 1.000 kg dt²/cm

unit kekakuan : 1.000.000 kg/cm.

Massa lantai dan kekakuan tingkat disusun dalam bentuk matrik sesuai dengan persamaan 3.11, sehingga didapatkan matrik massa dan matrik kekakuan sebagai berikut ini.

Matrik massa :

$$M = \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

Matrik kekakuan :

$$K = \begin{bmatrix} 0.636 & -0.318 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.318 & 0.636 & -0.318 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0.318 & 0.636 & -0.318 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0.318 & 0.636 & -0.318 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 & -0.318 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 & -0.318 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.318 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Dengan memperhatikan matrik diatas maka persamaan *eigenproblem* yang dapat disusun adalah sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix}
 0.636k - 0.196\omega^2 m & -0.318k & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -0.318k & 0.636k - 0.196\omega^2 m & -0.318k & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -0.318k & 0.636k - 0.196\omega^2 m & -0.318k & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -0.318k & 0.636k - 0.196\omega^2 m & -0.318k & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -0.318k & 0.636k - 0.196\omega^2 m & -0.318k & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318k & 0.636k - 0.196\omega^2 m & -0.318k \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318k & 0.636k - 0.196\omega^2 m
 \end{bmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 \phi_1 \\
 \phi_2 \\
 \phi_3 \\
 \phi_4 \\
 \phi_5 \\
 \phi_6 \\
 \phi_7
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0
 \end{Bmatrix}
 \tag{5.3}$$

Persamaan (5.3) juga dapat ditulis menjadi,

$$\begin{bmatrix}
 0.636 - 0.196 \frac{\omega^2}{k/m} & -0.318 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -0.318 & 0.636 - 0.196 \frac{\omega^2}{k/m} & -0.318 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196 \frac{\omega^2}{k/m} & -0.318 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196 \frac{\omega^2}{k/m} & -0.318 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196 \frac{\omega^2}{k/m} & -0.318 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196 \frac{\omega^2}{k/m} & -0.318 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196 \frac{\omega^2}{k/m}
 \end{bmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 \phi_1 \\
 \phi_2 \\
 \phi_3 \\
 \phi_4 \\
 \phi_5 \\
 \phi_6 \\
 \phi_7
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0
 \end{Bmatrix}
 \tag{5.4}$$

Apabila diambil suatu notasi $\lambda = \frac{\omega^2}{k/m}$ maka persamaan (5.4) akan menjadi,

$$\begin{bmatrix}
 0.636 - 0.196\lambda & -0.318 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -0.318 & 0.636 - 0.196\lambda & -0.318 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196\lambda & -0.318 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196\lambda & -0.318 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196\lambda & -0.318 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196\lambda & -0.318 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0.318 & 0.636 - 0.196\lambda
 \end{bmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 \phi_1 \\
 \phi_2 \\
 \phi_3 \\
 \phi_4 \\
 \phi_5 \\
 \phi_6 \\
 \phi_7
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0
 \end{Bmatrix}
 \quad (5.5)$$

Dengan mengambil nilai $\phi_1 = 1$, maka persamaan (5.5) dapat dinormalisasi menjadi :

$$\begin{aligned}
 \phi_1 &= 1 \\
 \phi_2 &= 2 - 0.616 \lambda \\
 \phi_3 &= -0.380 \lambda^2 - 2.47 \lambda + 3 \\
 \phi_4 &= -0.234 \lambda^3 + 2.282 \lambda^2 - 6.17 \lambda + 4 \\
 \phi_5 &= 0.144 \lambda^4 - 0.1878 \lambda^3 + 7.984 \lambda^2 - 12.34 \lambda + 5 \\
 \phi_6 &= -0.188 \lambda^5 + 1.438 \lambda^4 - 8.442 \lambda^3 + 21.288 \lambda^2 - 21.59 \lambda + 6 \\
 \phi_7 &= 0.054 \lambda^6 - 1.062 \lambda^5 + 7.932 \lambda^4 - 28.126 \lambda^3 + 47.886 \lambda^2 - 34.538 \lambda + 7
 \end{aligned} \tag{5.6}$$

Persamaan akhir yang diperoleh adalah :

$$\begin{aligned}
 -0.011 \lambda^7 + 0.242 \lambda^6 - 2.201 \lambda^5 + 10.095 \lambda^4 - 24.581 \lambda^3 + 30.455 \lambda^2 - 16.473 \lambda \\
 + 2.542 = 0
 \end{aligned} \tag{5.7}$$

Nilai akar-akar persamaan (5.7) adalah :

$$\begin{aligned}
 \lambda_1 = 0.0789 \quad \lambda_2 = 0.6868 \quad \lambda_3 = 1.7825 \quad \lambda_4 = 3.1498 \\
 \lambda_5 = 4.5203 \quad \lambda_6 = 5.6305 \quad \lambda_7 = 6.2928
 \end{aligned}$$

Dari nilai akar-akar persamaan (5.7), maka dapat diperoleh nilai frekuensi sudut dan nilai periode tiap lantainya sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \omega_1 &= \sqrt{\lambda_1 \frac{k}{m}} = \sqrt{0.0789 \cdot \frac{1000000}{1000}} = 8.88 \text{ rad/dt, maka } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.707 \text{ dt} \\
 \omega_2 &= \sqrt{\lambda_2 \frac{k}{m}} = \sqrt{0.6868 \cdot \frac{1000000}{1000}} = 26.18 \text{ rad/dt, maka } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.239 \text{ dt} \\
 \omega_3 &= \sqrt{\lambda_3 \frac{k}{m}} = \sqrt{1.7825 \cdot \frac{1000000}{1000}} = 42.19 \text{ rad/dt, maka } T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0.148 \text{ dt} \\
 \omega_4 &= \sqrt{\lambda_4 \frac{k}{m}} = \sqrt{3.1498 \cdot \frac{1000000}{1000}} = 56.08 \text{ rad/dt, maka } T_4 = \frac{2\pi}{\omega_4} = 0.112 \text{ dt} \\
 \omega_5 &= \sqrt{\lambda_5 \frac{k}{m}} = \sqrt{4.5203 \cdot \frac{1000000}{1000}} = 67.18 \text{ rad/dt, maka } T_5 = \frac{2\pi}{\omega_5} = 0.093 \text{ dt}
 \end{aligned}$$

$$\omega_6 = \sqrt{\lambda_6 \frac{k}{m}} = \sqrt{5.6305 \cdot \frac{1000000}{1000}} = 74.98 \text{ rad/dt, maka } T_6 = \frac{2\pi}{\omega_6} = 0.084 \text{ dt}$$

$$\omega_7 = \sqrt{\lambda_7 \frac{k}{m}} = \sqrt{6.2928 \cdot \frac{1000000}{1000}} = 79.26 \text{ rad/dt, maka } T_7 = \frac{2\pi}{\omega_7} = 0.079 \text{ dt}$$

Nilai Koefisien gempa dasar (C) didapat dari grafik antara periode (T) vs koefisien gempa (C) sebagaimana disampaikan oleh Wangsadinata (2000), dengan wilayah gempa III dan tanah keras dan dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut ini.

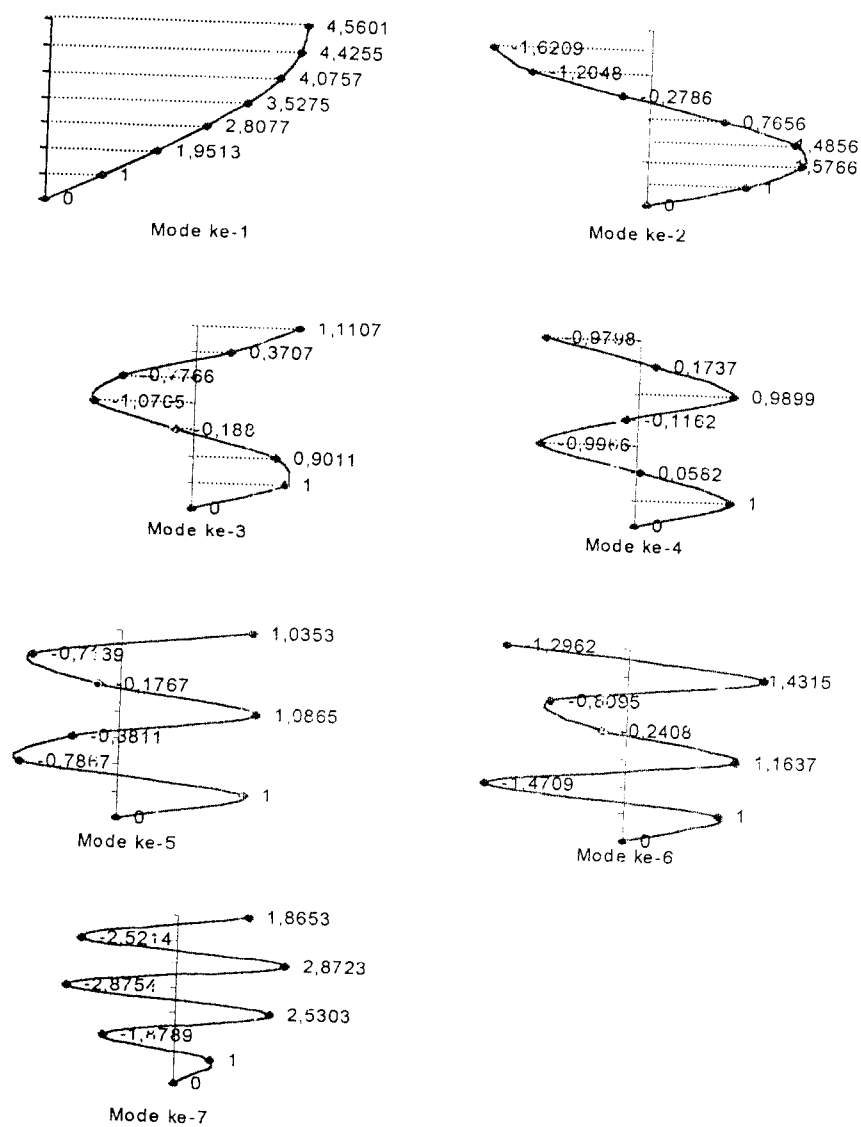
Tabel 5.6 Periode dan koefisien gempa dasa:

Nilai periode, T (detik)	Nilai koefisien gempa dasar (C)
$T_1 = 0.707$	$C_1 = 0.0370$
$T_2 = 0.239$	$C_2 = 0.0648$
$T_3 = 0.148$	$C_3 = 0.0548$
$T_4 = 0.112$	$C_4 = 0.0477$
$T_5 = 0.093$	$C_5 = 0.0441$
$T_6 = 0.084$	$C_6 = 0.0422$
$T_7 = 0.079$	$C_7 = 0.0413$

Nilai ϕ (*Mode shape*) didapatkan dengan mensubstitusikan akar-akar persamaan (5.7) kedalam persamaan (5.6), sehingga didapatkan nilai-nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 [\phi_1] &= \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.9513 \\ 2.8077 \\ 3.5275 \\ 4.0757 \\ 4.4255 \\ 4.5601 \end{Bmatrix} &
 [\phi_2] &= \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.5766 \\ 1.4856 \\ 0.7656 \\ -0.2786 \\ -1.2048 \\ -1.6209 \end{Bmatrix} &
 [\phi_3] &= \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.9011 \\ -0.1880 \\ -1.0705 \\ -0.7766 \\ 0.3707 \\ 1.1107 \end{Bmatrix} &
 [\phi_4] &= \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.0528 \\ -0.9966 \\ -0.1162 \\ 0.9899 \\ 0.1737 \\ -0.9798 \end{Bmatrix} \\
 [\phi_5] &= \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.7867 \\ -0.3811 \\ 1.0865 \\ -0.4767 \\ -0.7139 \\ 1.0353 \end{Bmatrix} &
 [\phi_6] &= \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.4709 \\ 1.1637 \\ -0.2408 \\ -0.8095 \\ 1.4315 \\ -1.2962 \end{Bmatrix} &
 [\phi_7] &= \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8789 \\ 2.5303 \\ -2.8754 \\ 2.8723 \\ -2.5214 \\ 1.8653 \end{Bmatrix} &
 &
 \end{aligned}
 \tag{5.8}$$

Persamaan (5.8) dapat dimanifestasikan dalam bentuk grafik sebagaimana dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut ini.



Gambar 5.3. Pola / ragam goyangan atau *mode shape*

5.3.2 Perhitungan simpangan lantai relatif kontribusi tiap mode

Simpangan relatif dihitung sesuai dengan persamaan (3.36) yaitu :

$$y_i = \sum \phi_{ij} \cdot Z_j \quad (5.9)$$

dimana :

$$Z_j = \frac{\Gamma C g}{\omega^2} \quad (5.10)$$

Sedangkan nilai faktor partisipasi (Γ) adalah :

$$\Gamma = \frac{P^*}{M^*} = \frac{\{\phi\}_1^T [M] \{1\}}{\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1} \quad (5.11)$$

Nilai C dan ω telah didapat pada perhitungan diatas sedangkan nilai $g = 980 \text{ cm/det}^2$. Dengan mendapatkan nilai faktor partisipasi (Γ) sesuai persamaan (5.11) maka simpangan lantai relatif kontribusi tiap modenya dapat dihitung sebagai berikut ini.

1. Kontribusi mode ke-1

$$P_1^* = \{\phi\}_1^T [M] \{1\}$$

$$= \{1.00 \ 1.95 \ 2.81 \ 3.53 \ 4.08 \ 4.43 \ 4.56\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 4.0353 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$M_1^* = \{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1$$

$$= \{1.00 \ 1.95 \ 2.81 \ 3.53 \ 4.08 \ 4.43 \ 4.56\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.95 \\ 2.81 \\ 3.53 \\ 4.08 \\ 4.43 \\ 4.56 \end{Bmatrix}$$

$$= 1.4517 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$\Gamma_1 = \frac{P_1^*}{M_1^*} = \frac{4035.3}{14517} = 0.2780$$

$$\{y\}_1 = \{\phi\}_1 \frac{P_1^* C g}{M_1^* \omega^2} = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.95 \\ 2.81 \\ 3.53 \\ 4.08 \\ 4.43 \\ 4.56 \end{Bmatrix} \cdot \frac{0.2780 \cdot 0.0370 \cdot 980}{8.8777^2} = \begin{Bmatrix} 0.1279 \\ 0.2495 \\ 0.3591 \\ 0.4511 \\ 0.5212 \\ 0.5660 \\ 0.5832 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

2. Kontribusi mode ke-2

$$P_2^* = \{\phi\}_2^T [M] \{1\}$$

$$= \{1.00 \ 1.58 \ 1.49 \ 0.77 \ -0.28 \ -1.20 \ -1.62\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 463.6856 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$M_2^* = \{\phi\}_2^T [M] \{\phi\}_2$$

$$= \{1.00 \ 1.58 \ 1.49 \ 0.77 \ -0.28 \ -1.20 \ -1.62\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.58 \\ 1.49 \\ 0.77 \\ -0.25 \\ -1.20 \\ -1.62 \end{Bmatrix}$$

$$= 1845.8 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$\Gamma_2 = \frac{P_2^*}{M_2^*} = \frac{463.6856}{1845.8} = 0.2512$$

$$\{y\}_2 = \{\phi\}_2 \frac{P_2^* C g}{M_2^* \omega^2} = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.58 \\ 1.49 \\ 0.77 \\ -0.28 \\ -1.20 \\ -1.62 \end{Bmatrix} \frac{0.2512 \cdot 0.0648 \cdot 980}{26.1888^2} = \begin{Bmatrix} 0.0233 \\ 0.0367 \\ 0.0346 \\ 0.0178 \\ -0.0065 \\ -0.0280 \\ -0.0377 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

3. Kontribusi mode ke-3

$$P_3^* = \{\phi\}_3^T [M] \{1\}$$

$$= \{1.00 \ 0.90 \ -0.19 \ -1.07 \ -0.77 \ 0.37 \ 1.11\} \begin{Bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 178.6918 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$M_3^* = \{\phi\}_3^T [M] \{\phi\}_3$$

$$= \{1.00 \ 0.90 \ -0.19 \ -1.07 \ -0.77 \ 0.37 \ 1.11\} \begin{Bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.90 \\ -0.19 \\ -1.07 \\ -0.77 \\ 0.37 \\ 1.11 \end{Bmatrix}$$

$$= 879.9519 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$\Gamma_3 = \frac{P_3^*}{M_3^*} = \frac{178.6918}{879.9519} = 0.2031$$

$$\{y\}_3 = \{\phi\}_3 \frac{P_3^* C g}{M_3^* \omega^2} = \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.90 \\ -0.19 \\ -1.07 \\ -0.77 \\ 0.37 \\ 1.11 \end{bmatrix} \frac{0.2031 \cdot 0.0548 \cdot 980}{42.1901^2} = \begin{bmatrix} 0.0061 \\ 0.0055 \\ -0.0012 \\ -0.0066 \\ -0.0048 \\ 0.0023 \\ 0.0068 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Kontribusi mode ke-4

$$P_4^* = \{\phi\}_4^T [M] \{1\}$$

$$= \{1.00 \ 0.06 \ -0.99 \ -0.12 \ 0.99 \ 0.17 \ -0.98\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 101.1048 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$M_4^* = \{\phi\}_4^T [M] \{\phi\}_4$$

$$= \{1.00 \ 0.06 \ -0.99 \ -0.12 \ 0.99 \ 0.17 \ -0.98\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.06 \\ -0.99 \\ -0.12 \\ 0.99 \\ 0.17 \\ -0.98 \end{Bmatrix}$$

$$= 707.2598 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$\Gamma_4 = \frac{P_4^*}{M_4^*} = \frac{101.1048}{707.2598} = 0.1430$$

$$\{y\}_4 = \{\phi\}_4 \frac{P_4^* C' g}{M_4^* \omega^2} = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.06 \\ -0.99 \\ -0.12 \\ 0.99 \\ 0.17 \\ -0.98 \end{Bmatrix} \frac{0.1430 \cdot 0.0477 \cdot 980}{56.0839^2} = \begin{Bmatrix} 0.0021 \\ 0.0001 \\ -0.0021 \\ -0.0002 \\ 0.0021 \\ 0.0004 \\ -0.0021 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

5. Kontribusi mode ke-5

$$P_5^* = \{\phi\}_5^T [M] \{1\}$$

$$= \{1.00 \quad -0.79 \quad -0.38 \quad 1.09 \quad -0.47 \quad -0.71 \quad 1.04\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 70.4468 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$M_5^* = \{\phi\}_5^T [M] \{\phi\}_5$$

$$= \{1.00 \quad -0.79 \quad -0.38 \quad 1.09 \quad -0.47 \quad -0.71 \quad 1.04\} \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -0.79 \\ -0.38 \\ 1.09 \\ -0.47 \\ -0.71 \\ 1.04 \end{Bmatrix}$$

$$= 849.8601 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$\Gamma_5 = \frac{P_5^*}{M_5^*} = \frac{70.4468}{849.8601} = 0.0829$$

$$\{y\}_5 = \{\phi\}_5 \frac{P_5^* C g}{M_5^* \omega^2} = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -0.79 \\ -0.38 \\ 1.09 \\ -0.47 \\ -0.71 \\ 1.04 \end{Bmatrix} \frac{0.0829 \cdot 0.0441 \cdot 980}{67.1859^2} = 0.001 \cdot \begin{Bmatrix} 0.7936 \\ -0.6244 \\ -0.3025 \\ 0.8623 \\ -0.3759 \\ -0.5666 \\ 0.8217 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

6. Kontribusi mode ke-6

$$P_6^* = \{\phi\}_6^T [M] \{1\}$$

$$= \{1.00 \ -0.15 \ 1.16 \ -0.24 \ -0.81 \ 1.43 \ -1.30\} \begin{Bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 56.5686 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$M_6^* = \{\phi\}_6^T \cdot [M] \cdot \{\phi\}_6$$

$$= \{1.00 \ -0.15 \ 1.16 \ -0.24 \ -0.81 \ 1.43 \ -1.30\} \begin{Bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -0.15 \\ 1.16 \\ -0.24 \\ -0.81 \\ 1.43 \\ -1.30 \end{Bmatrix}$$

$$= 1629.4 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$\Gamma_6 = \frac{P_6^*}{M_6^*} = \frac{56.5686}{1629.4} = 0.0347$$

$$\{y\}_6 = \{\phi\}_6 \frac{P_6^* C g}{M_6^* \omega^2} = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -0.15 \\ 1.16 \\ -0.24 \\ -0.81 \\ 1.43 \\ -1.30 \end{Bmatrix} \frac{0.0347 \cdot 0.0422 \cdot 980}{78.9820^2} = 0.001 \cdot \begin{Bmatrix} 0.2554 \\ -0.3756 \\ 0.2972 \\ -0.0615 \\ -0.2067 \\ 0.3656 \\ -0.3310 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

7. Kontribusi mode ke-7

$$P_7^* = \{\phi\}_7^T [M] \{1\}$$

$$= \{1.00 \ -1.88 \ 2.53 \ -2.88 \ 2.87 \ -2.52 \ 1.87\} \begin{Bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 50.6220 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$M_7^* = \{\phi\}_7^T [M] \{\phi\}_7$$

$$= \{1.00 \ -1.88 \ 2.53 \ -2.88 \ 2.87 \ -2.52 \ 1.87\} \begin{Bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -1.88 \\ 2.53 \\ -2.88 \\ 2.87 \\ -2.52 \\ 1.87 \end{Bmatrix}$$

$$= 7052.1 \text{ kg dt}^2 / \text{cm}$$

$$\Gamma_7 = \frac{P_7^*}{M_7^*} = \frac{50.6220}{7052.1} = 0.0072$$

$$\{y\}_7 = \{\phi\}_7 \frac{P_7^* C_g}{M_7^* \omega^2} = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -1.88 \\ 2.53 \\ -2.88 \\ 2.87 \\ -2.52 \\ 1.87 \end{Bmatrix} \frac{0.0072 \cdot 0.0413 \cdot 980}{79.2663^2} = 0.0001 \cdot \begin{Bmatrix} 0.4638 \\ -0.8719 \\ 1.1734 \\ -1.3357 \\ 1.3311 \\ -1.1687 \\ 0.8673 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Simpangan lantai relatif, menurut konsep *upper bound / absolute response*

- 1 Tingkat ke-1, $y_1 = 0.1279 + 0.0233 + 0.0061 + 0.0021 + 0.00079 + 0.00025 + 0.000046$
 $= 0.1605 \text{ cm}$
- 2 Tingkat ke-2, $y_2 = 0.2495 + 0.0367 + 0.0055 + 0.0001 + 0.00062 - 0.00037 - 0.000087$
 $= 0.2908 \text{ cm}$
- 3 Tingkat ke-3, $y_3 = 0.3591 + 0.0346 - 0.0012 - 0.0021 - 0.00030 + 0.00029 + 0.00012$
 $= 0.3905 \text{ cm}$
- 4 Tingkat ke-4, $y_4 = 0.4511 + 0.0178 - 0.0066 - 0.0002 + 0.00086 - 0.00006 - 0.00013$
 $= 0.4628 \text{ cm}$
- 5 Tingkat ke-5, $y_5 = 0.5212 - 0.0065 - 0.0048 + 0.0021 - 0.00037 - 0.00020 + 0.00013$
 $= 0.5116 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 6. \text{ Tingkat ke-6, } y_6 &= 0.5660 - 0.0280 + 0.0023 + 0.0004 - 0.00056 + 0.00036 - \\
 & \quad 0.00012 \\
 & = 0.5403 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 7. \text{ Tingkat ke-7, } y_7 &= 0.5832 - 0.0377 + 0.0068 - 0.0021 + 0.00082 - 0.00033 + \\
 & \quad 0.000086 \\
 & = 0.5508 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.3.3 Simpangan antar tingkat

Simpangan antar tingkat diperoleh dengan cara mengurangi simpangan lantai atasnya dengan lantai dibawahnya pada simpangan lantai relatif.

$$1. \text{ Tingkat 1 } (\Delta_1) = 0.1605$$

$$\begin{aligned}
 2. \text{ Tingkat 2 } (\Delta_2) &= 0.2908 - 0.1605 \\
 & = 0.1303 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3. \text{ Tingkat 3 } (\Delta_3) &= 0.3905 - 0.2908 \\
 & = 0.0997 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4. \text{ Tingkat 4 } (\Delta_4) &= 0.4628 - 0.3905 \\
 & = 0.0723 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5. \text{ Tingkat 5 } (\Delta_5) &= 0.5116 - 0.4628 \\
 & = 0.0488 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 6. \text{ Tingkat 6 } (\Delta_6) &= 0.5403 - 0.5116 \\
 & = 0.0287 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 7. \text{ Tingkat 7 } (\Delta_7) &= 0.5508 - 0.5403 \\
 & = 0.0105 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.3.4 Perhitungan gaya horisontal kontribusi tiap mode

Gaya horisontal dihitung berdasarkan persamaan (3.39) yaitu :

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} C g \quad (5.12)$$

dimana F_j = Gaya horisontal mode ke- j

ϕ_j = Nilai koordinat tiap pola/ragam goyangan mode ke- j

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{I\}$$

$$M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j$$

C = Koefisien gempa dasar

g = Percepatan gravitasi

Nilai C telah didapat pada perhitungan sebelumnya (Tabel 5.6), nilai $g = 980$ cm/det² dan faktor partisipasi sudah dihitung pada hitungan simpangan lantai relatif, sehingga pada perhitungan gaya horisontal ini nilai faktor partisipasi diambil hasilnya saja. Perhitungan gaya horisontal tiap modenya adalah sebagai berikut ini.

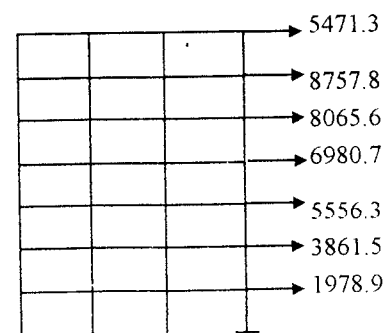
1. Mode ke-1

$$F_1 = [M] \{\phi\}_1 \frac{P_1^*}{M_1^*} Cg$$

$$= \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.95 \\ 2.81 \\ 3.53 \\ 4.08 \\ 4.43 \\ 4.56 \end{Bmatrix} \cdot 0.2780 \cdot 0.0370 \cdot 980$$

$$= 1000 \cdot \begin{Bmatrix} 1.9789 \\ 3.8615 \\ 5.5563 \\ 6.9807 \\ 8.0656 \\ 8.7578 \\ 5.4713 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Nilai F_1 dapat juga direpresentasikan dalam bentuk gambar sebagai berikut ini.



Gambar 5.4. Gaya geser tingkat mode ke-1

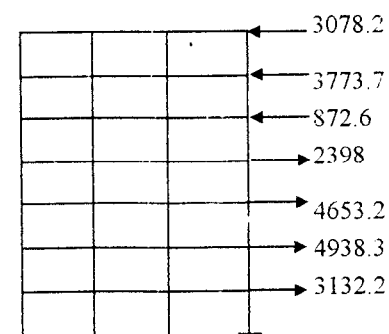
2. Mode ke-2

$$F_2 = [M] \{\phi\}_2 \frac{P_2^*}{M_2^*} \cdot C \cdot g$$

$$= \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.58 \\ 1.49 \\ 0.77 \\ -0.25 \\ -1.20 \\ -1.62 \end{Bmatrix} \cdot 0.2512 \cdot 0.0648 \cdot 980$$

$$= 1000 \cdot \begin{Bmatrix} 3.1322 \\ 4.9383 \\ 4.6532 \\ 2.3980 \\ -0.8726 \\ -3.7737 \\ -3.0782 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Nilai F_2 dapat juga direpresentasikan dalam bentuk gambar sebagai berikut ini.



Gambar 5.5. Gaya geser tingkat mode ke-2

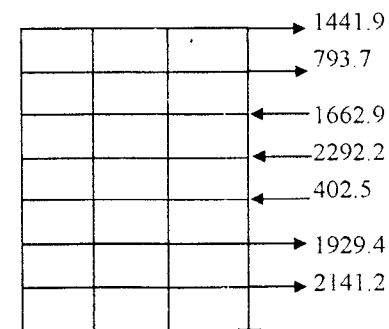
3. Mode ke-3

$$F_3 = [M] \{\phi\}_3 \frac{P_3^*}{M_3^*} \cdot C \cdot g$$

$$= \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.90 \\ -0.19 \\ -1.07 \\ -0.77 \\ 0.37 \\ 1.11 \end{Bmatrix} \cdot 0.2031 \cdot 0.0548 \cdot 980$$

$$= 1000 \cdot \begin{Bmatrix} 2.1412 \\ 1.9294 \\ -0.4025 \\ -2.2922 \\ -1.6629 \\ 0.7937 \\ 1.4419 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Nilai F_3 dapat juga direpresentasikan dalam bentuk gambar sebagai berikut ini.



Gambar 5.6. Gaya geser tingkat mode ke-3

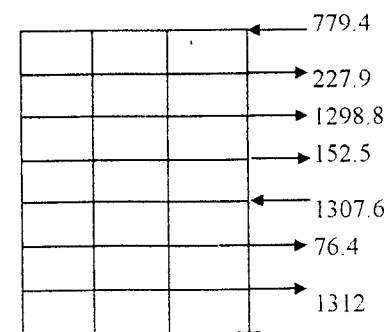
4. Mode ke-4

$$F_4 = [M] \{\phi\}_4 \frac{P_4^*}{M_4^*} \cdot C \cdot g$$

$$= \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.06 \\ -0.99 \\ -0.12 \\ 0.99 \\ 0.17 \\ -0.98 \end{Bmatrix} \cdot 0.1430 \cdot 0.0477 \cdot 980$$

$$= 1000 \cdot \begin{Bmatrix} 1.3120 \\ 0.0764 \\ -1.3076 \\ 0.1525 \\ 1.2988 \\ 0.2279 \\ -0.7794 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Nilai F_4 dapat juga direpresentasikan dalam bentuk gambar sebagai berikut ini.



Gambar 5.7. Gaya geser tingkat mode ke-4

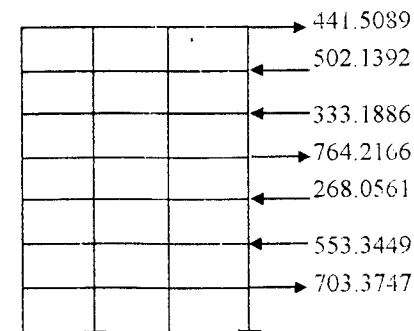
5. Mode ke-5

$$F_5 = [M] \{\phi\}_5 \frac{P_5^*}{M_5^*} \cdot C \cdot g$$

$$= \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -0.79 \\ -0.38 \\ 1.09 \\ -0.47 \\ -0.71 \\ 1.04 \end{Bmatrix} \cdot 0.0829 \cdot 0.0441 \cdot 980$$

$$= \begin{Bmatrix} 703.3747 \\ -553.3449 \\ -268.0561 \\ 764.2166 \\ -333.1886 \\ -502.1392 \\ 441.5089 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Nilai F_5 dapat juga direpresentasikan dalam bentuk gambar sebagai berikut ini.



Gambar 5.8. Gaya geser tingkat mode ke-5

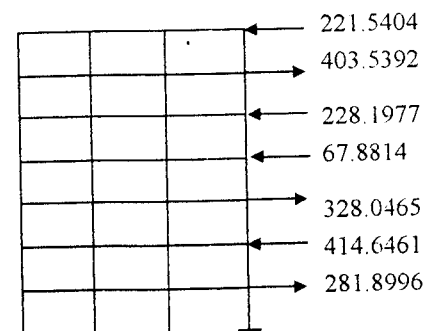
6. Mode ke-6

$$F_6 = [M \{\phi\}_6 \frac{P_6^*}{M_6^*} \cdot C \cdot g$$

$$= \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -0.15 \\ 1.16 \\ -0.24 \\ -0.81 \\ 1.43 \\ -1.30 \end{Bmatrix} \cdot 0.0347 \cdot 0.0422 \cdot 980$$

$$= \begin{Bmatrix} 281.8996 \\ -414.6461 \\ 328.1465 \\ -67.8814 \\ -228.1977 \\ 403.5392 \\ -221.5404 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Nilai F_6 dapat juga direpresentasikan dalam bentuk gambar sebagai berikut ini.



Gambar 5.9. Gaya geser tingkat mode ke-6

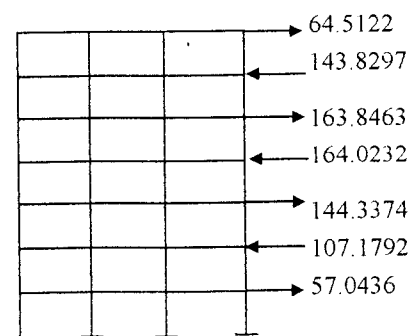
7. Mode ke-7

$$F_7 = [M] \{\phi\}_7 \frac{P_7^*}{M_7^*} \cdot C \cdot g$$

$$= \begin{bmatrix} 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.196 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.119 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -1.88 \\ 2.53 \\ -2.88 \\ 2.87 \\ -2.52 \\ 1.87 \end{Bmatrix} \cdot 0.0072 \cdot 0.0413 \cdot 980$$

$$= \begin{Bmatrix} 57.0436 \\ -107.1792 \\ 144.3374 \\ -164.0232 \\ 163.8463 \\ -143.8297 \\ 64.5122 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Nilai F_7 dapat juga direpresentasikan dalam bentuk gambar sebagai berikut ini.



Gambar 5.10. Gaya geser tingkat mode ke-7

Dengan menjumlahkan nilai $F_{1l} + F_{2l} + \dots + F_{7l}$ dan seterusnya, maka didapat gaya horisontal lantai sebagai berikut:

$$F = \left\{ \begin{array}{l} 9606.7 \\ 9730.4 \\ 8703.7 \\ 7466.4 \\ 6431.3 \\ 5763.3 \\ 3340.1 \end{array} \right\} \text{ kg.}$$

Maka gaya geser dasar (V_b) adalah :

$$\begin{aligned} V_b &= 9606.7 + 9730.4 + 8703.7 + 7466.4 + 6431.3 + 5763.6 + 3340.1 \\ &= 51041.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.3.5 Momen guling dasar

$$M_b = \sum_{i=1}^N F_i \cdot h_i \quad (5.13)$$

$$\begin{aligned} M_b &= 9606.7 \cdot 3.5 + 9730.4 \cdot 7.0 + 8703.7 \cdot 10.5 + 7466.4 \cdot 14 + 6431.3 \cdot 17.5 \\ &\quad + 5763.6 \cdot 21 + 3340.1 \cdot 24.5 \\ &= 61306420 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

BAB VI

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Analisis dan pembahasan yang kami lakukan mengacu pada hasil hitungan pada BAB V. Pada penelitian ini kami mencoba memvariasikan penambahan berbagai macam bentuk *bracing* pada struktur baja. Analisis dan pembahasan yang kami amati meliputi perbandingan nilai simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling.

6.1. Analisis

Analisis penelitian ini dapat disebutkan sebagai berikut ini.

1. Penambahan *bracing* diseluruh tingkat pada portal kemudian akan dibandingkan dengan portal tanpa *bracing*. Dari hasil perbandingan ini akan didapat jenis/bentuk *bracing* yang paling efektif. Variasi berbagai macam bentuk *bracing* tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.6 sampai dengan Gambar 4.10.
2. Portal yang *bracing*-nya hanya dipasang pada tingkat ganjil saja yaitu pada lantai 1, 3, 5 dan 7 dibandingkan dengan portal tanpa *bracing*. Dari hasil perbandingan ini akan didapat jenis/bentuk *bracing* yang paling efektif. Variasi berbagai macam bentuk *bracing* yang dipasang pada tingkat ganjil dapat dilihat pada Gambar 4.11 sampai dengan Gambar 4.15.

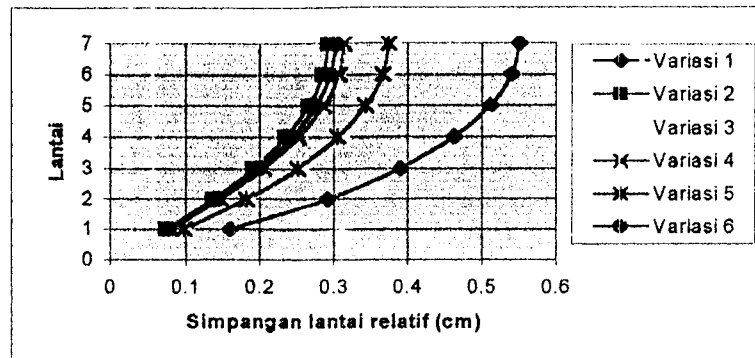
6.2 Pembahasan

Struktur akan bergoyang bila terkena beban gempa. Goyangan yang dihasilkan beban gempa tersebut dapat dianggap sama dengan goyangan yang diakibatkan oleh gaya lateral/horisontal, sehingga dengan demikian beban gempa dapat dinyatakan sebagai gaya lateral.

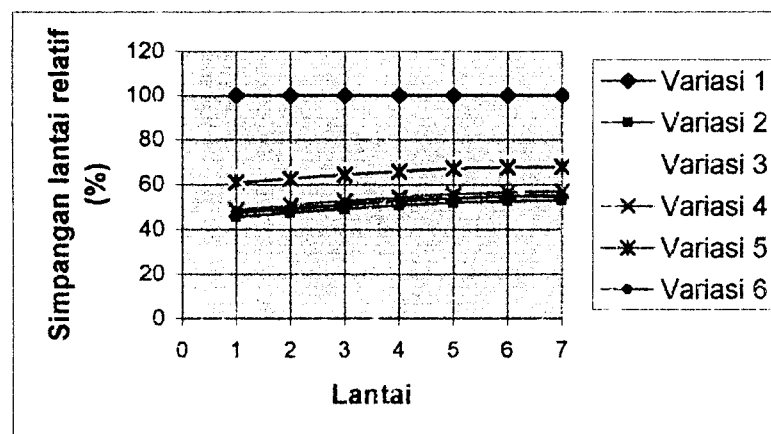
Suatu struktur bangunan gedung bertingkat yang mempunyai kekakuan yang sama pada tiap tingkatnya akan lebih baik dalam menerima beban gempa dibandingkan dengan struktur yang mempunyai nilai kekakuan yang tidak seragam. Dari penelitian ini dapat dibahas hal-hal seperti berikut ini.

6.2.1 Simpangan lantai relatif

Untuk mendapatkan simpangan lantai relatif, dalam penelitian ini kami menggunakan metode *Upperbound/absolute response*. Simpangan relatif tiap lantai menurut *Upperbound/absolute response* didapat dengan cara menjumlahkan nilai absolut simpangan lantai relatif kontribusi setiap mode, dimana simpangan tersebut dapat berupa positif atau negatif. Nilai-nilai simpangan horisontal lantai relatif pada berbagai variasi penambahan *bracing* dapat kita lihat pada Tabel 6.2.1. Untuk lebih jelas dalam menganalisa hasil dari hitungan kemudian dibuat dalam bentuk grafik simpangan setiap lantai. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 6.2.1a, Gambar 6.2.1b, Gambar 6.2.1c dan Gambar 6.2.1d. Pembahasan simpangan lantai relatif pada berbagai macam variasi tersebut sebagai berikut ini.



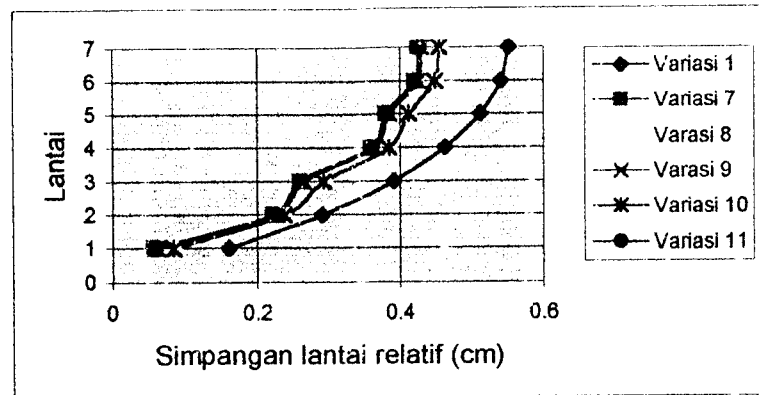
Gambar 6.2.1a Grafik simpangan lantai relatif pada variasi 1 sampai 6



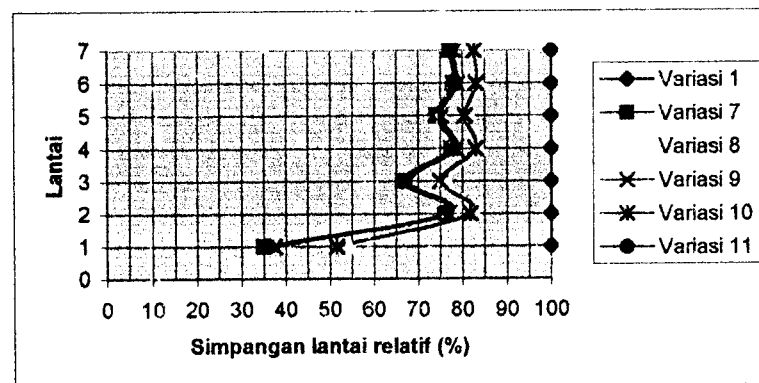
Gambar 6.2.1b Perbandingan persentase simpangan relatif lantai variasi 2 sampai dengan variasi 6 terhadap variasi 1

1. Gambar 6.2.1a dan Gambar 6.2.1b. Simpangan horisontal lantai relatif pada variasi pemasangan *bracing* merata pada setiap tingkatnya menunjukkan bahwa simpangan horisontal lantai cenderung mengecil bila nilai kekakuan yang timbul akibat pemasangan *bracing* adalah besar. Sebaliknya simpangan horisontal lantai cenderung membesar bila nilai kekakuannya kecil, hal ini dapat dilihat pada variasi 1 dimana struktur

yang ada tidak diberi *bracing*. Sehingga simpangan horisontal lantai yang terjadi lebih besar dibandingkan dengan struktur yang diberi *bracing*.



Gambar 6.2.1c Grafik simpangan lantai relatif variasi 1, 7 sampai 11

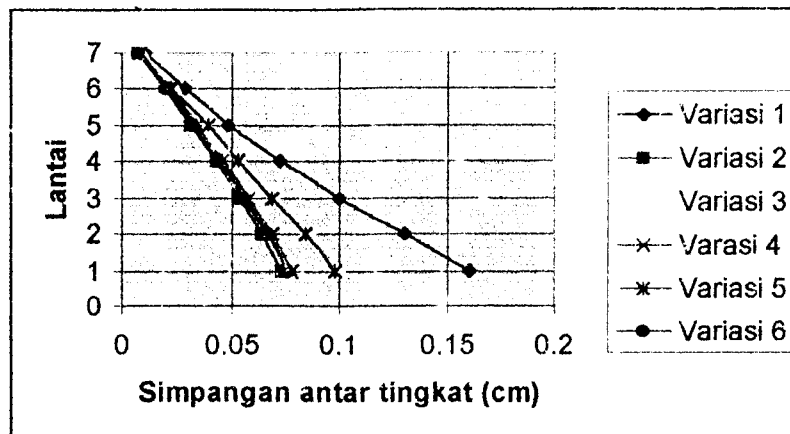


Gambar 6.2.1d Perbandingan persentase simpangan relatif lantai variasi 7 sampai dengan variasi 11 terhadap variasi 1

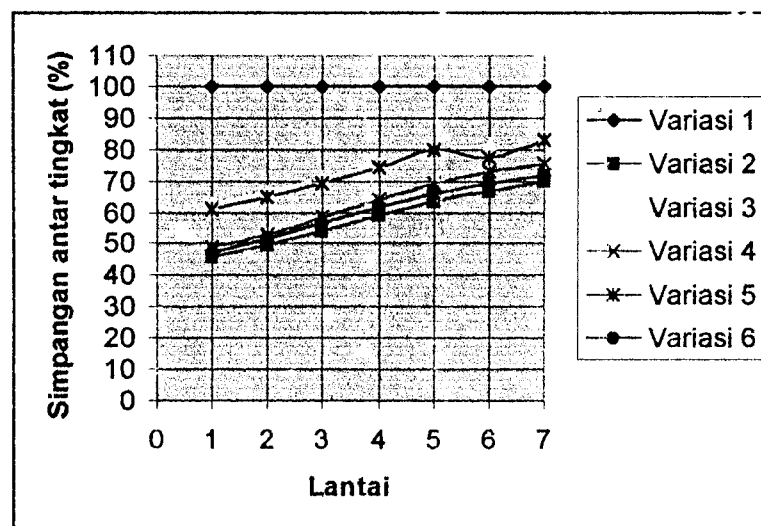
2. Gambar 6.2.1c dan Gambar 6.2.1d. Simpangan lantai relatif pada variasi pemasangan *bracing* hanya pada tingkat-tingkat yang ganjil menunjukkan bahwa pada variasi 7 sampai 11, grafik simpangan horisontal lantai cenderung besar pada tingkat-tingkat yang tidak diberi *bracing*. Sebaliknya simpangan horisontal lantai cenderung mengecil pada tingkat-tingkat yang diberi *bracing*. Pada variasi 1 grafik simpangan horisontal lantai terlihat bergerak naik secara linier, hal ini disebabkan oleh nilai kekakuan yang sama pada setiap tingkatnya. Sedangkan pada variasi 7 sampai 11 grafik simpangan horisontal lantai terlihat patah-patah akibat penambahan *bracing* yang hanya diberikan pada tingkat-tingkat yang ganjil saja.

6.2.2 Simpangan antar tingkat (*inter storey drifts*)

Pada simpangan antar tingkat (Δ) penambahan *bracing* yang berarti menambah kekakuan struktur tersebut akan sangat mempengaruhi besar atau kecil simpangan antar tingkat yang terjadi. Hal ini bisa dilihat pada berbagai macam variasi penambahan *bracing* yang ditunjukkan pada Tabel 6.2.2 dan juga disajikan dalam bentuk grafik pada Gambar 6.2.2a dan Gambar 6.2.2b untuk variasi 1 sampai dengan variasi 6 serta Gambar 6.2.2c dan Gambar 6.2.2d untuk variasi 1, 7 sampai dengan variasi 11. Pembahasan simpangan antar tingkat pada berbagai macam variasi tersebut sebagai berikut ini.



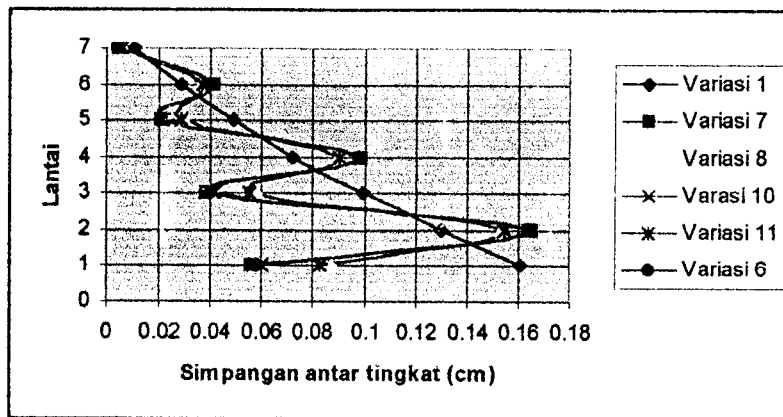
Gambar 6.2.2a Grafik simpangan antar tingkat variasi 1 sampai 6



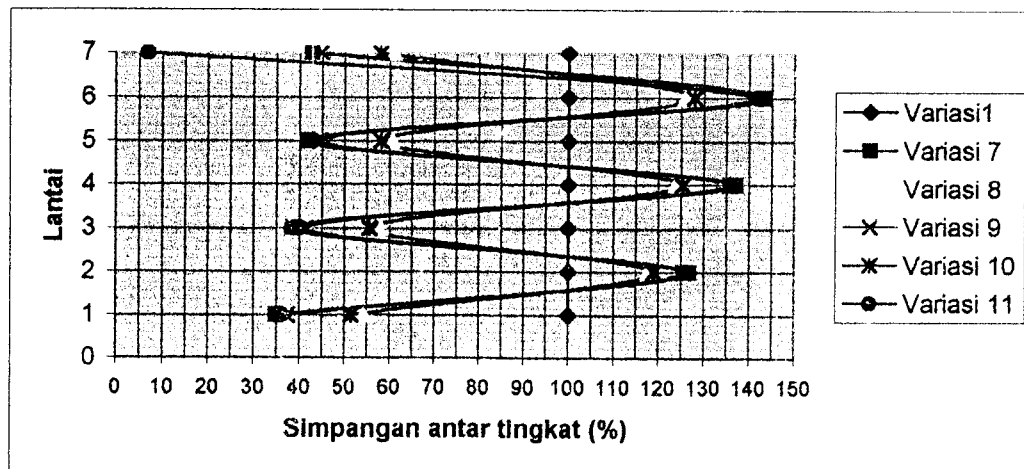
Gambar 6.2.2b Perbandingan persentase simpangan antar tingkat variasi 2 sampai dengan variasi 6 terhadap variasi 1

1. Gambar 6.2.2a dan Gambar 6.2.2b. Terjadi penurunan simpangan antar tingkat yang bergerak turun secara linier pada setiap tingkatnya diakibatkan oleh penambahan kekakuan yang merata pada setiap tingkat. Perilaku ini sesuai

dengan teori yang menyatakan bahwa kekakuan berbanding terbalik dengan simpangan. Pada gambar tersebut dapat dilihat bahwa *bracing* yang memberikan kontribusi kekakuan paling besarlah yang mempunyai simpangan antar tingkat yang lebih kecil.



Gambar 6.2.2c Grafik simpangan antar tingkat variasi 1, 7 sampai 11



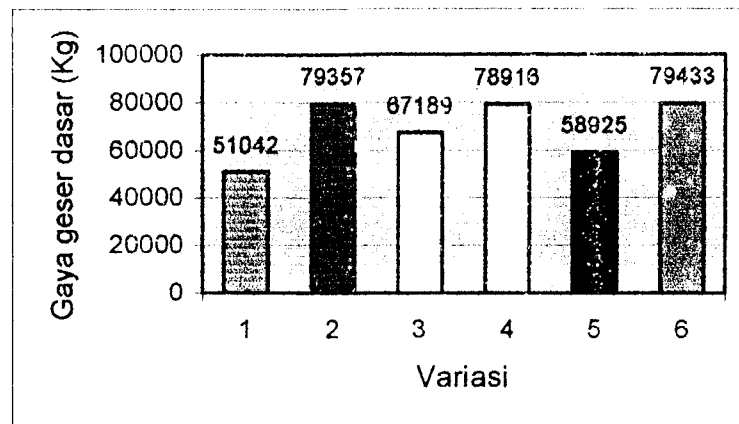
Gambar 6.2.2d Perbandingan persentase simpangan antar tingkat variasi 7 sampai dengan variasi 11 terhadap variasi 1

2. Gambar 6.2.2c dan Gambar 6.2.2d. Kemungkinan terjadi patah tingkat pada tingkat-tingkat yang tidak diberi *bracing*. Hal ini dimungkinkan karena perbedaan kekakuan yang terlalu mencolok antar tingkat yang diberi *bracing* dengan yang tidak diberi *bracing*. Karena pada setiap variasi nilai kekakuan tingkat yang diberi *bracing* dan yang tidak diberi *bracing* selalu seragam, maka terjadi pola simpangan antar tingkat yang sama tetapi dengan nilai yang berbeda-beda tergantung dari besarnya nilai kekakuan pada variasi tersebut. Pada gambar tersebut (variasi 7 sampai 11) terjadi keganjilan, dimana nilai simpangan antar tingkat pada tingkat yang tidak diberi *bracing* cenderung membesar dibandingkan dengan variasi 1 padahal nilai kekakuannya sama.

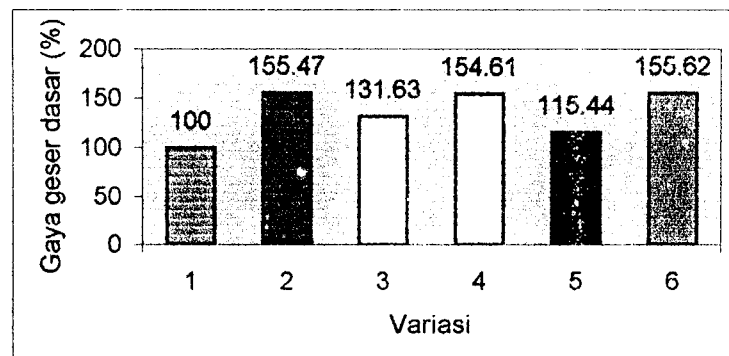
6.2.3 Gaya Geser Dasar

Dalam penelitian ini, gaya geser dasar diperoleh dengan cara menjumlahkan gaya horisontal lantai dari lantai paling atas ke lantai dibawahnya. Dengan kata lain gaya geser dasar merupakan gaya perlawanan dari gaya horisontal lantai secara keseluruhan.

Dari hasil penelitian yang kami lakukan ternyata pengaruh penambahan *bracing* yang berarti menambah kekakuan struktur menunjukkan kecenderungan penambahan gaya geser geser suatu struktur, sebagaimana disajikan pada Tabel 6.2.2. Hasil dari Tabel 6.2.2 tersebut juga disajikan dalam bentuk grafik. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 6.2.3a, Gambar 6.2.3b, Gambar 6.2.3c dan Gambar 6.2.3d. Pembahasan gaya geser dasar tersebut sebagai berikut ini.

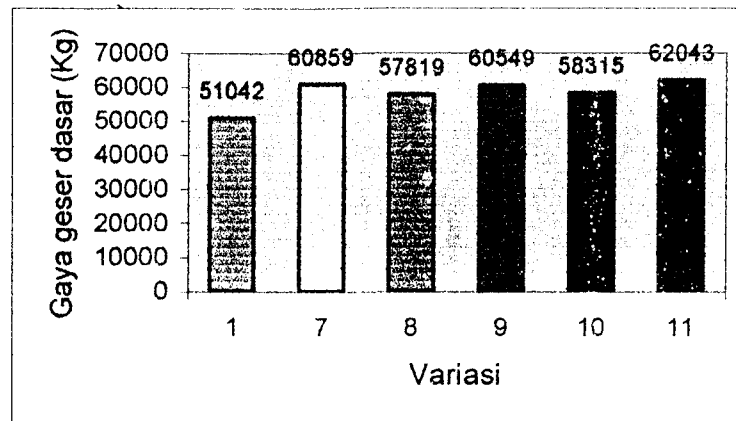


Gambar 6.2.3a Grafik gaya geser dasar variasi 1 sampai 6

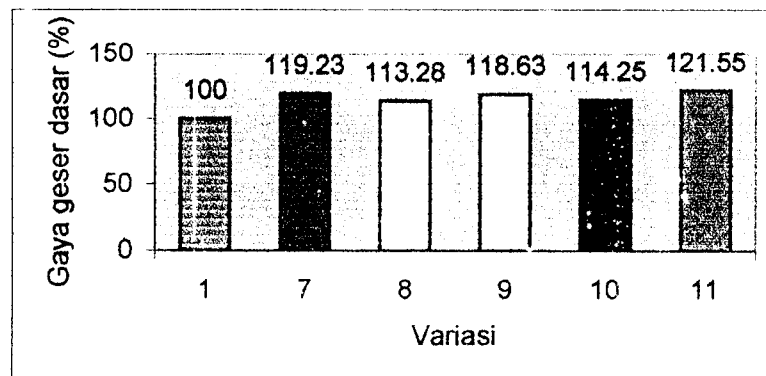


Gambar 6.2.3b Perbandingan gaya geser dasar variasi 1 sampai 6

1. Gambar 6.3.2a dan Gambar 6.3.2b. Secara keseluruhan gaya geser dasar dari semua variasi (2 sampai 6) mengalami kenaikan dibandingkan dengan variasi 1. Pada grafik tersebut peningkatan yang terbesar terjadi pada variasi 6 yang mana terjadi peningkatan sebesar 55.62 %. Sedangkan peningkatan yang paling kecil terjadi pada variasi 5 yaitu sebesar 15.44 %.



Gambar 6.2.3c Grafik gaya geser dasar variasi 1, 7 sampai 11



Gambar 6.2.3d Perbandingan gaya geser dasar variasi 1, 7 sampai 11

2. Gambar 6.3.2c dan Gambar 6.3.2d. Penambahan *bracing* pada tingkat-tingkat yang ganjil saja sangat berpengaruh terhadap peningkatan gaya geser dasar. Hal ini dapat dilihat pada gambar di atas, dimana gaya geser dasar tidak menunjukkan peningkatan yang berarti. Peningkatan yang terbesar hanya 21.55 % yaitu pada variasi 11. Sedangkan pada variasi 8 hanya terjadi

peningkatan sebesar 13.28 % yang merupakan peningkatan terkecil dibandingkan dengan variasi yang lain.

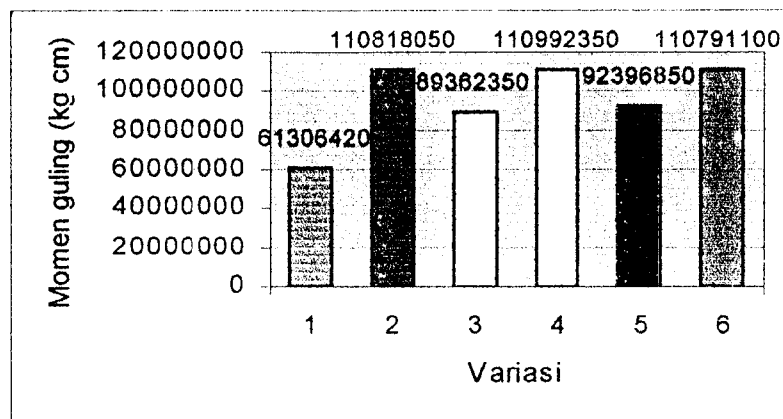
Pada gambar diatas ada hal yang menarik dimana prosentase peningkatan gaya geser dasar dari struktur yang memakai *bracing* pada tingkat-tingkat yang ganjil saja, tidak berbeda jauh jika dibandingkan dengan struktur yang memakai *bracing* pada setiap tingkatnya. Secara keseluruhan penambahan *bracing* pada setiap tingkat menunjukkan kecenderungan peningkatan gaya geser dasar yang lebih besar jika dibandingkan dengan penambahan *bracing* pada tingkat-tingkat yang ganjil saja.

6.2.4 Momen guling

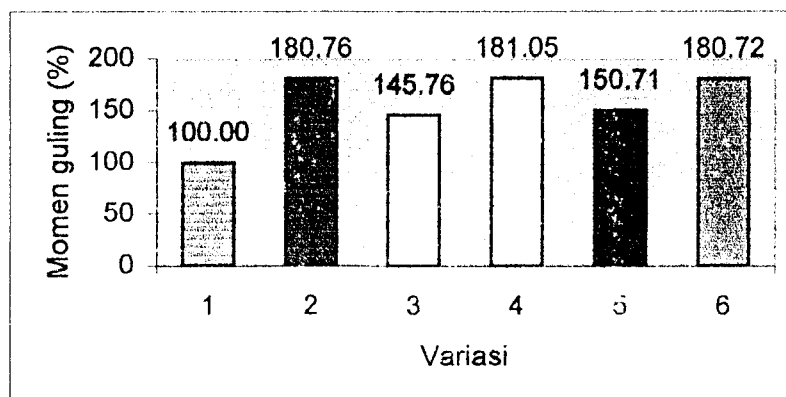
Penelitian pada momen guling total akan memiliki pola yang sama dengan gaya geser dasar karena momen guling total didapatkan dari hasil penjumlahan antara hasil kali gaya horisontal lantai dengan tinggi bangunan, sedangkan gaya geser dasar merupakan hasil penjumlahan dari gaya horisontal lantai. Hasil perhitungan momen guling tersebut disajikan pada Tabel 6.2.3 dan disajikan pula dalam bentuk grafik yang dapat kita lihat pada Gambar 6.2.4a, Gambar 6.2.4b Gambar 6.2.4c dan Gambar 6.2.4d. Pembahasan momen guling ini adalah sebagai berikut:

1. pada Gambar 6.2.4a dan Gambar 6.2.4b momen guling terbesar terjadi pada variasi 4 padahal dalam kasus ini gaya geser dasar terbesar terjadi pada variasi 6. Dari sini dapat diketahui bahwa momen guling total sangat dipengaruhi oleh besarnya gaya horisontal lantai terutama pada lantai-lantai yang atas,

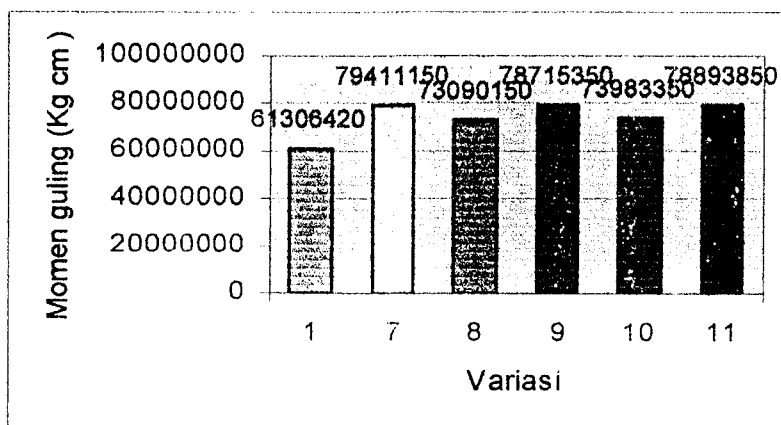
2. Pada Gambar 6.2.4c dan Gambar 6.2.4d momen guling terbesar terjadi pada variasi 7 yang mana dalam kasus ini gaya geser dasar terbesar terjadi pada variasi 11. Jadi dapat dikatakan bahwasanya momen guling total tidak dipengaruhi oleh nilai kekakuan secara signifikan.



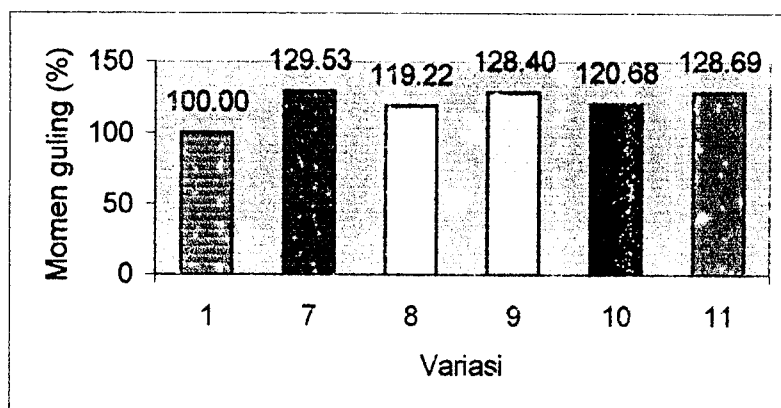
Gambar 6.2.4a Grafik momen guling pada variasi 1 sampai 6



Gambar 6.2.4b Perbandingan momen guling pada variasi 1 sampai 6



Gambar 6.2.4b Grafik momen guling pada variasi 1, 7 sampai 11



Gambar 6.2.4d Perbandingan momen guling pada variasi 1, 7 sampai 11

Tabel 6.2.1 Simpangan lantai relatif

Variasi	Lantai	Simpangan lantai relatif (cm)
1	1	0.1605
	2	0.2908
	3	0.3905
	4	0.4628
	5	0.5116
	6	0.5403
	7	0.5508
2	1	0.0733
	2	0.1378
	3	0.1920
	4	0.2348
	5	0.2659
	6	0.2851
	7	0.2924
3	1	0.1013
	2	0.1883
	3	0.2593
	4	0.3139
	5	0.3526
	6	0.3761
	7	0.3849
4	1	0.0782
	2	0.1474
	3	0.2056
	4	0.2519
	5	0.2856
	6	0.3065
	7	0.3144
5	1	0.0979
	2	0.1823
	3	0.2515
	4	0.3049
	5	0.3440
	6	0.3662
	7	0.3749
6	1	0.0761
	2	0.1432
	3	0.1993
	4	0.2437
	5	0.2760
	6	0.2959
	7	0.3034

Tabel 6.2.1 Lanjutan

Variasi	Lantai	Simpangan lantai relatif (cm)
7	1	0.0562
	2	0.2214
	3	0.2598
	4	0.3589
	5	0.3794
	6	0.4205
	7	0.4250
8	1	0.0872
	2	0.2404
	3	0.2984
	4	0.3878
	5	0.4174
	6	0.4535
	7	0.4599
9	1	0.0600
	2	0.2236
	3	0.2648
	4	0.3629
	5	0.3846
	6	0.4251
	7	0.4298
10	1	0.0828
	2	0.2377
	3	0.2931
	4	0.3837
	5	0.4121
	6	0.4488
	7	0.4549
11	1	0.0581
	2	0.2219
	3	0.2619
	4	0.3603
	5	0.3813
	6	0.4220
	7	0.4266

Tabel 6.2.2 Simpangan antar tingkat

Variasi	Lantai	Simpangan antar tingkat (cm)
1	1	0.1605
	2	0.1303
	3	0.0997
	4	0.0723
	5	0.0488
	6	0.0287
	7	0.0105
2	1	0.0733
	2	0.0645
	3	0.0542
	4	0.0428
	5	0.0311
	6	0.0192
	7	0.0073
3	1	0.1013
	2	0.0870
	3	0.0710
	4	0.0546
	5	0.0387
	6	0.0235
	7	0.0088
4	1	0.0782
	2	0.0692
	3	0.0582
	4	0.0463
	5	0.0337
	6	0.0209
	7	0.0079
5	1	0.0979
	2	0.0844
	3	0.0692
	4	0.0534
	5	0.0391
	6	0.0222
	7	0.0087
6	1	0.0761
	2	0.0671
	3	0.0561
	4	0.0444
	5	0.0323
	6	0.0199
	7	0.0075

Tabel 6.2.2 Lanjutan

Variasi	Lantai	Simpangan antar tingkat (cm)
7	1	0.0562
	2	0.1652
	3	0.0384
	4	0.0991
	5	0.0205
	6	0.0411
	7	0.0045
8	1	0.0872
	2	0.1532
	3	0.0580
	4	0.0894
	5	0.0296
	6	0.0361
	7	0.0064
9	1	0.0600
	2	0.1636
	3	0.0412
	4	0.0981
	5	0.0217
	6	0.0405
	7	0.0047
10	1	0.0828
	2	0.1549
	3	0.0554
	4	0.0906
	5	0.0284
	6	0.0367
	7	0.0061
11	1	0.0581
	2	0.1638
	3	0.0400
	4	0.0984
	5	0.0210
	6	0.0407
	7	0.0046

Tabel 6.2.3 Gaya geser dasar

Variasi	Gaya geser dasar (kg)
1	51042
2	79357
3	67189
4	78916
5	58925
6	79433
7	60859
8	57819
9	60549
10	58315
11	60591

Tabel 6.2.4 Momen guling

Variasi	Momen guling (kg.cm)
1	61306420
2	110818050
3	89362350
4	110992350
5	92396850
6	110791100
7	79411150
8	73090150
9	78715350
10	73983350
11	78893850

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

Dari hasil dan pembahasan penelitian tugas akhir, maka dapat diambil beberapa kesimpulan dan saran yang dijabarkan pada sub bab dibawah ini

7.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian pengaruh pengaku terhadap simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling pada struktur gedung baja bertingkat banyak akibat beban gempa dalam tugas akhir ini adalah :

1. penambahan pengaku akan menyebabkan struktur menjadi lebih kaku yang diperlihatkan dengan menurunnya simpangan antar tingkat terutama pada struktur yang tiap tingkatnya diberi pengaku,
2. dengan bertambahnya nilai kekakuan tingkat maka nilai frekuensi sudut (ω) akan meningkat dan periode getar (T) akan memendek. Pada grafik spektrum respon nilai periode getar (T) berkurang, cenderung akan memperoleh nilai koefisien gempa dasar (C) bertambah besar. Hal ini menyebabkan bertambahnya nilai gaya geser dan momen guling,
3. nilai kekakuan yang proporsional pada setiap tingkat, seperti pada variasi 1, 2, 3, 4, 5 dan 6 akan memberikan nilai yang sama pada *mode shapes* walaupun besarnya nilai kekakuan pada masing-masing variasi berbeda,

4. dari analisis dan pembahasan yang kami lakukan terhadap masing-masing variasi, portal dengan pengaku konsentrik tipe K memiliki respon yang paling baik dibandingkan dengan portal-portal yang lain, akan tetapi respon yang terjadi tidak berbeda jauh dengan portal berpengaku eksentrik tipe K bahkan jika nilai eksentrisitas yang dipakai diperbesar, maka kemungkinan besar portal berpengaku eksentrik tipe K akan mempunyai respon yang lebih baik.

7.2 Saran

Saran yang dapat kami sampaikan pada tugas akhir ini adalah :

1. perlu diadakannya penelitian yang sama akan tetapi dengan menggunakan beban gempa yang mendekati kenyataan berupa beban *time history*,
2. perlu dilakukan penelitian tentang pengaruh tinggi bangunan dan penempatan pengaku terhadap simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling,
3. perlu dilakukan penelitian tentang pengaruh besarnya eksentrisitas pada portal dengan pengaku eksentrik terhadap simpangan antar tingkat, gaya geser dasar dan momen guling,
4. dalam perencanaan bangunan baja bertingkat banyak berpengaku sebaiknya menggunakan sistem pengaku eksentrik karena kemampuannya dalam mereduksi simpangan antar tingkat yang cukup baik. disamping memberikan keuntungan arsitektural yang lebih baik juga lebih hemat dalam penggunaan material,

5. perlu dilakukannya penelitian dengan perhitungan menggunakan program SAP 2000 untuk portal 2 dimensi atau 3 dimensi akibat dari variasi penempatan *bracing*.

DAFTAR PUSTAKA

- AISC (1989). "Manual of Steel Construction Allowable Stress Design", Ninth Edition, American Institute of Steel Construction, Inc (AISC).
- Chopra, A.K.(1995). "Dinamic of Structure Theory and Application to earthquake Engineering", Precentice Hall, Inc.
- Englekirk, R. (1994). "Steel Structure Controlling Behavior Through Design", John Wiley and Son, Inc.
- Famularsih, E. dan H.S.Wirogo (1999). "Pengaruh Perubahan Kekakuan Terhadap Besarnya Gaya Geser Dasar dan Momen Guling Pada Gedung Bertingkat Banyak", *Tugas Akhir S-1*, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Gunadi dan A. Gusmadi (1999). "Pengaruh Pemindahan Massa Lantai Terhadap Gaya Geser, Momen Guling dan Simpangan Pada Gedung Bertingkat Banyak", *Tugas Akhir S-1*, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Godfrey, B.G. (1985). "Multi Storey Building in Steel", 2nd edition, Collin.
- Hanselman, D. and B. Littlefield. (1997). "The Student Edition of Matlab", Prentice Hall International, Inc.
- Kay, D. (1998). "Earthquake Design Practice for Building", Thomas Telford.

- Microsoft Corporation (1995-1999). "Microsoft ® Excel 2000", Microsoft Corporation.
- Prasetya, D dan J.W. Arminta. (2000). "Respon Seismik Struktur Beton Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa", *Tugas Akhir program S-1*, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Pramana, D.S. dan J. Krisna. (1997). "Studi Literatur Efektifitas Pengaku Pada Struktur Baja Gedung Bertingkat Banyak", *Tugas Akhir program S-1*, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Salmon, C.G dan J.E. Johnson. (1983). "Struktur Baja Desain dan Perilakunya", Edisi kedua, Erlangga, Jakarta.
- The Mathworks, Inc. (Copyright © 1994-1998), Matlab Versi 5.3.1 Release 1.1, The Mathworks, Inc., Nattick, Massachusetts.
- Wahyudi, L. dan S.A. Rahim. (1992). "Metode Plastis Analisis dan Desain", PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Widodo (1996). "Analisa Dinamika Struktur", Diktat Kuliah, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Wangsadinata, W. (2000). "Konferensi Nasional Rekayasa Kegempaan", Center for Earthquake Engineering Study, Bandung.
- 1983. "Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIG)", Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

LAMPIRAN

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 1)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$m_1 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_2 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_3 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_4 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_5 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_6 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_7 = 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

Kekakuan Tingkat

$$k_1 = 318034.7874 \text{ kg/cm}$$

$$k_2 = 318034.7874 \text{ kg/cm}$$

$$k_3 = 318034.7874 \text{ kg/cm}$$

$$k_4 = 318034.7874 \text{ kg/cm}$$

$$k_5 = 318034.7874 \text{ kg/cm}$$

$$k_6 = 318034.7874 \text{ kg/cm}$$

$$k_7 = 318034.7874 \text{ kg/cm}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm

Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\lambda_1 = 78.8135 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_2 = 685.8532 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_3 = 1780.0045 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_4 = 3145.4038 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_5 = 4513.9451 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_6 = 5622.3003 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_7 = 6283.1463 \text{ rad}^2$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\omega_i = (\lambda \text{ k/m})^{0.5}$$

$$T_i = (2\pi/\omega_i)$$

$$\omega_1 = 8.8777 \text{ rad/dt}$$

$$T_1 = 0.707 \text{ dt}$$

$$\omega_2 = 26.1888 \text{ rad/dt}$$

$$T_2 = 0.239 \text{ dt}$$

$$\omega_3 = 42.1901 \text{ rad/dt}$$

$$T_3 = 0.148 \text{ dt}$$

$$\omega_4 = 56.0839 \text{ rad/dt}$$

$$T_4 = 0.112 \text{ dt}$$

$$\omega_5 = 67.1859 \text{ rad/dt}$$

$$T_5 = 0.093 \text{ dt}$$

$$\omega_6 = 74.9820 \text{ rad/dt}$$

$$T_6 = 0.084 \text{ dt}$$

$$\omega_7 = 79.2663 \text{ rad/dt}$$

$$T_7 = 0.079 \text{ dt}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$T_1 = 0.707$$

$$T_2 = 0.239$$

$$T_3 = 0.148$$

$$T_4 = 0.112$$

$$T_5 = 0.093$$

$$T_6 = 0.084$$

$$T_7 = 0.079$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$C_1 = 0.0370$$

$$C_2 = 0.0648$$

$$C_3 = 0.0548$$

$$C_4 = 0.0477$$

$$C_5 = 0.0441$$

$$C_6 = 0.0422$$

$$C_7 = 0.0413$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.9513 \\ 2.8077 \\ 3.5275 \\ 4.0757 \\ 4.4255 \\ 4.5601 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.5766 \\ 1.4856 \\ 0.7656 \\ -0.2786 \\ -1.2048 \\ -1.6201 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.9011 \\ -0.1880 \\ -1.0705 \\ -0.7766 \\ 0.3707 \\ 1.1107 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.0582 \\ -0.9966 \\ -0.1162 \\ 0.9899 \\ 0.1737 \\ -0.9798 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.7867 \\ -0.3811 \\ 1.0865 \\ -0.4737 \\ -0.7139 \\ 1.0353 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.4709 \\ 1.1637 \\ -0.2408 \\ -0.8095 \\ 1.4315 \\ -1.2962 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8789 \\ 2.5303 \\ -2.8754 \\ 2.8723 \\ -2.5214 \\ 1.8653 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$P_1^* = 4035.3$	$M_1^* = 14517$	$\Gamma_1 = 0.2780$
$P_2^* = 463.6856$	$M_2^* = 1845.8$	$\Gamma_2 = 0.2512$
$P_3^* = 178.6918$	$M_3^* = 879.9519$	$\Gamma_3 = 0.2031$
$P_4^* = 101.1048$	$M_4^* = 707.2598$	$\Gamma_4 = 0.1430$
$P_5^* = 70.4468$	$M_5^* = 849.8601$	$\Gamma_5 = 0.0829$
$P_6^* = 56.5686$	$M_6^* = 1629.4$	$\Gamma_6 = 0.0347$
$P_7^* = 50.6220$	$M_7^* = 7052.1$	$\Gamma_7 = 0.0072$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.1279 \\ 0.2495 \\ 0.3591 \\ 0.4511 \\ 0.5212 \\ 0.5660 \\ 0.5832 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0233 \\ 0.0367 \\ 0.0346 \\ 0.0178 \\ -0.0065 \\ -0.0280 \\ -0.0377 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0061 \\ 0.0055 \\ -0.0012 \\ -0.0066 \\ -0.0048 \\ 0.0023 \\ 0.0068 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.0021 \\ 0.0001 \\ -0.0021 \\ -0.0002 \\ 0.0021 \\ 0.0004 \\ -0.0021 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.7936 \\ -0.6244 \\ -0.3025 \\ 0.8623 \\ -0.3759 \\ -0.5666 \\ 0.8217 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.2554 \\ -0.3756 \\ 0.2972 \\ -0.0615 \\ -0.2067 \\ 0.3656 \\ -0.3310 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.4638 \\ -0.8719 \\ 1.1734 \\ -1.3357 \\ 1.3311 \\ -1.1687 \\ 0.8673 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horisontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.9789 \\ 3.8615 \\ 5.5563 \\ 6.9807 \\ 8.0656 \\ 8.7578 \\ 5.4713 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 3.1322 \\ 4.9383 \\ 4.6532 \\ 2.3980 \\ -0.8726 \\ -3.7737 \\ -3.0782 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 2.1412 \\ 1.9294 \\ -0.4025 \\ -2.2922 \\ -1.6629 \\ 0.7937 \\ 1.4419 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.3120 \\ 0.0764 \\ -1.3076 \\ 0.1525 \\ 1.2988 \\ 0.2279 \\ -0.7794 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 703.3747 \\ -553.3449 \\ -268.0561 \\ 764.2166 \\ -333.1886 \\ -502.1392 \\ 441.5089 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 281.8996 \\ -414.6461 \\ 328.0465 \\ -67.8814 \\ -228.1977 \\ 403.5392 \\ -221.5404 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 57.0436 \\ -107.1792 \\ 144.3374 \\ -164.0232 \\ 163.8463 \\ -143.8297 \\ 64.5122 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.1605$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.2908$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.3905$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.4628$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.5116$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.5403$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.5508$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.1605$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.1303$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0997$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0723$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0488$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0287$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0105$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9606.7$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 9730.4$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 8703.7$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 7466.4$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 6431.3$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 5763.3$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 3340.1$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 51041.9 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 61306420 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 2)

Data Masukan :

Massa Lantai	Kekakuan Tingkat
$m_1 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$k_1 = 1082880.988 \text{ kg/cm}$
$m_2 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$k_2 = 1082880.988 \text{ kg/cm}$
$m_3 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$k_3 = 1082880.988 \text{ kg/cm}$
$m_4 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$k_4 = 1082880.988 \text{ kg/cm}$
$m_5 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$k_5 = 1082880.988 \text{ kg/cm}$
$m_6 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$k_6 = 1082880.988 \text{ kg/cm}$
$m_7 = 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$	$k_7 = 1082880.988 \text{ kg/cm}$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm
Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= 268.3535 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 2355.2766 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 6060.7782 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 10709.7661 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 15369.6023 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 19143.4619 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 21393.5964 \text{ rad}^2\end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned}\omega_i &= (\lambda k/m_i)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 16.3815 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.3883 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 48.3247 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.1299 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 77.8510 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.0807 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 103.4880 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0607 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 123.9742 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0506 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 138.3599 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0454 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 146.2655 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0429 \text{ dt}\end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh Wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned}T_1 &= 0.3883 \\ T_2 &= 0.1299 \\ T_3 &= 0.0807 \\ T_4 &= 0.0607 \\ T_5 &= 0.0506 \\ T_6 &= 0.0454 \\ T_7 &= 0.0429\end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned}C_1 &= 0.0648 \\ C_2 &= 0.0512 \\ C_3 &= 0.0416 \\ C_4 &= 0.0377 \\ C_5 &= 0.0357 \\ C_6 &= 0.0347 \\ C_7 &= 0.0342\end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.9513 \\ 2.8077 \\ 3.5275 \\ 4.0757 \\ 4.4255 \\ 4.5601 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.5766 \\ 1.4856 \\ 0.7656 \\ -0.2786 \\ -1.2048 \\ -1.6209 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.9011 \\ -0.1880 \\ -1.0705 \\ -0.7766 \\ 0.3707 \\ 1.1107 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.0582 \\ -0.9966 \\ -0.1162 \\ 0.9899 \\ 0.1737 \\ -0.9798 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.7867 \\ -0.3811 \\ 1.0865 \\ -0.4737 \\ -0.7139 \\ 1.0353 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.4709 \\ 1.1637 \\ -0.2408 \\ -0.8095 \\ 1.4315 \\ -1.2962 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8789 \\ 2.5303 \\ -2.8754 \\ 2.8723 \\ -2.5214 \\ 1.8653 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$P_1^* = 4035.3$	$M_1^* = 14517$	$\Gamma_1 = 0.2780$
$P_2^* = 463.6856$	$M_2^* = 1845.8$	$\Gamma_2 = 0.2512$
$P_3^* = 178.6918$	$M_3^* = 879.9519$	$\Gamma_3 = 0.2031$
$P_4^* = 101.1048$	$M_4^* = 707.2598$	$\Gamma_4 = 0.1430$
$P_5^* = 70.4468$	$M_5^* = 849.8601$	$\Gamma_5 = 0.0829$
$P_6^* = 56.5686$	$M_6^* = 1629.4$	$\Gamma_6 = 0.0347$
$P_7^* = 50.6220$	$M_7^* = 7052.1$	$\Gamma_7 = 0.0072$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0658 \\ 0.1284 \\ 0.1847 \\ 0.2320 \\ 0.2681 \\ 0.2911 \\ 0.3000 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0054 \\ 0.0085 \\ 0.0080 \\ 0.0041 \\ -0.0015 \\ -0.0065 \\ -0.0087 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0014 \\ 0.0012 \\ -0.0003 \\ -0.0015 \\ -0.0011 \\ 0.0005 \\ 0.0015 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.00049 \\ 0.00002 \\ -0.00049 \\ -0.00005 \\ 0.00048 \\ 0.00008 \\ -0.0004 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.1887 \\ -0.1484 \\ -0.0719 \\ 0.2050 \\ -0.0894 \\ -0.1347 \\ 0.1953 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.6167 \\ -0.9071 \\ 0.7177 \\ -0.1485 \\ -0.4992 \\ 0.8828 \\ -0.7994 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.1125 \\ -0.2113 \\ 0.2846 \\ -0.3234 \\ 0.3230 \\ -0.2836 \\ 0.2089 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.3466 \\ 0.6763 \\ 0.9731 \\ 1.2226 \\ 1.4126 \\ 1.5338 \\ 0.9582 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 2.4700 \\ 3.8942 \\ 3.6695 \\ 1.8910 \\ -0.6881 \\ -2.9759 \\ -2.4274 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.6215 \\ 1.4612 \\ -0.3048 \\ -1.7359 \\ -1.2593 \\ 0.6011 \\ 1.0920 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.0370 \\ 0.0604 \\ -1.0334 \\ -0.1205 \\ 1.0265 \\ 0.1801 \\ -0.6160 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 569.3986 \\ -447.9459 \\ -216.9978 \\ 618.6516 \\ -269.7241 \\ -406.4936 \\ 357.4120 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 231.7989 \\ -340.9530 \\ 269.7444 \\ -55.8172 \\ -187.6412 \\ 31.8202 \\ -182.1671 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 47.2371 \\ -88.7537 \\ 119.5240 \\ -135.8255 \\ 135.6790 \\ -119.1036 \\ 53.4218 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolutz Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0733$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.1378$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.1920$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.2348$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.2659$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.2851$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.2924$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0733$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.0645$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0542$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0428$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0311$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0192$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0073$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9443$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 11301$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 12234$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 12687$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 12883$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 12950$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 7859$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 - F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 79357 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 110818050 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geler Dasar dan Momen Guling (Variasi 3)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm

Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 164.3754 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 1430.4356 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 3712.4283 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 6560.1414 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 9414.3939 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 11726.0093 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 13104.2966 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda k/m)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 12.8209 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.4898 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 37.8211 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.1660 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 60.9297 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.1031 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 80.9947 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0775 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 97.0278 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0647 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 108.2867 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0580 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 114.4740 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0548 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.4898 \\ T_2 &= 0.1660 \\ T_3 &= 0.1030 \\ T_4 &= 0.0775 \\ T_5 &= 0.0647 \\ T_6 &= 0.0580 \\ T_7 &= 0.0548 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0528 \\ C_2 &= 0.0582 \\ C_3 &= 0.0459 \\ C_4 &= 0.0410 \\ C_5 &= 0.0385 \\ C_6 &= 0.0372 \\ C_7 &= 0.0366 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.9513 \\ 2.8077 \\ 3.5275 \\ 4.0757 \\ 4.4255 \\ 4.5601 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.5766 \\ 1.4856 \\ 0.7656 \\ -0.2786 \\ -1.2048 \\ -1.6209 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.9011 \\ -0.1880 \\ -1.0705 \\ -0.7766 \\ 0.3707 \\ 1.1107 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.0582 \\ -0.9966 \\ -0.1162 \\ 0.9899 \\ 0.1737 \\ -0.9798 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.7867 \\ -0.3811 \\ 1.0865 \\ -0.4737 \\ -0.7139 \\ 1.0353 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.4709 \\ 1.1637 \\ -0.2408 \\ -0.8095 \\ 1.4315 \\ -1.2962 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8789 \\ 2.5303 \\ -2.8754 \\ 2.8723 \\ -2.5214 \\ 1.8653 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$$P_1^* = 4035.3$$

$$M_1^* = 14517$$

$$\Gamma_1 = 0.2780$$

$$P_2^* = 463.6856$$

$$M_2^* = 1845.8$$

$$\Gamma_2 = 0.2512$$

$$P_3^* = 178.6918$$

$$M_3^* = 879.9519$$

$$\Gamma_3 = 0.2031$$

$$P_4^* = 101.1048$$

$$M_4^* = 707.2598$$

$$\Gamma_4 = 0.1430$$

$$P_5^* = 70.4468$$

$$M_5^* = 849.8601$$

$$\Gamma_5 = 0.0829$$

$$P_6^* = 56.5686$$

$$M_6^* = 1629.4$$

$$\Gamma_6 = 0.0347$$

$$P_7^* = 50.6220$$

$$M_7^* = 7052.1$$

$$\Gamma_7 = 0.0072$$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0875 \\ 0.1707 \\ 0.2457 \\ 0.3087 \\ 0.3566 \\ 0.3872 \\ 0.3990 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0100 \\ 0.0158 \\ 0.0149 \\ 0.0077 \\ -0.0028 \\ -0.0120 \\ -0.0162 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0025 \\ 0.0022 \\ -0.0005 \\ -0.0026 \\ -0.0019 \\ 0.0009 \\ 0.0027 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.0008 \\ 0.00005 \\ -0.0008 \\ -0.0001 \\ 0.00086 \\ 0.00015 \\ -0.0008 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.3313 \\ -0.2607 \\ -0.1263 \\ 0.3600 \\ -0.1570 \\ -0.2365 \\ 0.3430 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.1076 \\ -0.1583 \\ 0.1253 \\ -0.0259 \\ -0.0871 \\ 0.1541 \\ -0.1359 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.1959 \\ -0.3682 \\ 0.4958 \\ -0.5634 \\ 0.5628 \\ -0.4940 \\ 0.3655 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.2824 \\ 0.5510 \\ 0.7929 \\ 0.9962 \\ 1.1510 \\ 1.2498 \\ 0.7808 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 2.8084 \\ 4.4277 \\ 4.1721 \\ 2.1501 \\ -0.7824 \\ -3.3835 \\ -2.7599 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.7953 \\ 1.6161 \\ -0.3372 \\ -1.9199 \\ -1.3982 \\ 0.6648 \\ 1.2077 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.1250 \\ 0.0655 \\ -1.1212 \\ -0.1307 \\ 1.1136 \\ 0.1954 \\ -0.6683 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 612.4623 \\ -481.8241 \\ -233.4094 \\ 665.4403 \\ -290.1234 \\ -437.2369 \\ 384.4432 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 247.8311 \\ -364.5348 \\ 288.4011 \\ -59.6777 \\ -200.6193 \\ 354.7703 \\ -194.7666 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 50.4138 \\ -94.7226 \\ 127.5621 \\ -144.9599 \\ 144.8037 \\ -127.1134 \\ 57.0145 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal merurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.1013$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.1883$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2593$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.3139$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.3526$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.3761$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.3849$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.1013$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.0870$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0710$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0546$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0387$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0235$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0088$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9462$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 10679$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 10825$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 10522$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 10102$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 9765$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 5834$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 67189 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 89362350 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 4)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 1082880.988 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 1082880.988 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 1082880.988 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 1082880.988 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 1082880.988 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 1082880.988 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 1082880.988 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm
Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 249.9371 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 2175.0191 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 5644.8475 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 9974.8558 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 14314.8303 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 17829.7001 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 19925.4116 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda k/m)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 15.8094 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.3972 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 46.6371 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.1346 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 75.1322 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.0836 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 99.8742 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0629 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 119.6446 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0525 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 133.5279 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0470 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 141.1574 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0445 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.3972 \\ T_2 &= 0.1346 \\ T_3 &= 0.0836 \\ T_4 &= 0.0629 \\ T_5 &= 0.0525 \\ T_6 &= 0.0470 \\ T_7 &= 0.0445 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0648 \\ C_2 &= 0.0484 \\ C_3 &= 0.0396 \\ C_4 &= 0.0362 \\ C_5 &= 0.0345 \\ C_6 &= 0.0336 \\ C_7 &= 0.0332 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.9513 \\ 2.8077 \\ 3.5275 \\ 4.0757 \\ 4.4255 \\ 4.5601 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.5766 \\ 1.4856 \\ 0.7656 \\ -0.2786 \\ -1.2048 \\ -1.6209 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.9011 \\ -0.1880 \\ -1.0705 \\ -0.7766 \\ 0.3707 \\ 1.1107 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.0582 \\ -0.9966 \\ -0.1162 \\ 0.9899 \\ 0.1737 \\ -0.9798 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.7867 \\ -0.3811 \\ 1.0865 \\ -0.4737 \\ -0.7139 \\ 1.0353 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.4709 \\ 1.1637 \\ -0.2408 \\ -0.8095 \\ 1.4315 \\ -1.2962 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8789 \\ 2.5303 \\ -2.8754 \\ 2.8723 \\ -2.5214 \\ 1.8653 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$$P_1^* = 4035.3$$

$$M_1^* = 14517$$

$$\Gamma_1 = 0.2780$$

$$P_2^* = 463.6856$$

$$M_2^* = 1845.8$$

$$\Gamma_2 = 0.2512$$

$$P_3^* = 178.6918$$

$$M_3^* = 879.9519$$

$$\Gamma_3 = 0.2031$$

$$P_4^* = 101.1048$$

$$M_4^* = 707.2598$$

$$\Gamma_4 = 0.1430$$

$$P_5^* = 70.4468$$

$$M_5^* = 849.8601$$

$$\Gamma_5 = 0.0829$$

$$P_6^* = 56.5686$$

$$M_6^* = 1629.4$$

$$\Gamma_6 = 0.0347$$

$$P_7^* = 50.6220$$

$$M_7^* = 7052.1$$

$$\Gamma_7 = 0.0072$$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0706 \\ 0.1378 \\ 0.1983 \\ 0.2491 \\ 0.2879 \\ 0.3126 \\ 0.3221 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0054 \\ 0.0086 \\ 0.0081 \\ 0.0042 \\ -0.0015 \\ -0.0066 \\ 0.0088 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0014 \\ 0.0013 \\ -0.0003 \\ -0.0015 \\ -0.0011 \\ 0.0005 \\ 0.0016 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.000508 \\ 0.000029 \\ -0.000506 \\ -0.000059 \\ 0.000503 \\ 0.000088 \\ 0.000498 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.1958 \\ -0.1540 \\ -0.0746 \\ 0.2127 \\ -0.0927 \\ -0.1398 \\ 0.2027 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.6412 \\ -0.9431 \\ 0.7461 \\ -0.1544 \\ -0.5190 \\ 0.9178 \\ -0.8311 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.1172 \\ -0.2202 \\ 0.2966 \\ -0.3370 \\ 0.3367 \\ -0.2955 \\ 0.2186 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.3466 \\ 0.6763 \\ 0.9731 \\ 1.2226 \\ 1.4126 \\ 1.5338 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 2.3250 \\ 3.6656 \\ 3.4540 \\ 1.7800 \\ -0.6477 \\ -2.8012 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.5473 \\ 1.3943 \\ -0.2909 \\ -1.6564 \\ -1.2016 \\ 0.5736 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_4 = \begin{Bmatrix} 995.716 \\ 57.9507 \\ -992.330 \\ -155.702 \\ 985.659 \\ 172.955 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 550.2591 \\ -432.8889 \\ -209.7038 \\ 597.8586 \\ -260.6577 \\ -392.8300 \\ 345.3981 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 224.4508 \\ -330.1447 \\ 261.1934 \\ -54.0478 \\ -181.6930 \\ 321.3014 \\ -176.3924 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 45.8559 \\ -86.1586 \\ 116.0291 \\ -131.8540 \\ 131.7118 \\ -115.6210 \\ 51.8597 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0782$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.1474$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2056$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.2519$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.2856$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.3065$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.3144$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0782$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.0692$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0582$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0463$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0337$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0209$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0079$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9154$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 11031$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 12069$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 12646$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 12951$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 13096$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 7969$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 78916 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 110992350 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 5)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm
Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 174.4935 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 1518.4972 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 3940.9768 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 6964.0026 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 9993.9809 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 12447.9095 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 13911.0466 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda \text{ k/m})^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 13.2096 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.4754 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 38.9679 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.1612 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 62.7772 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.1000 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 83.4506 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0752 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 99.9699 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0628 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 111.5702 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0563 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 117.9451 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0532 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.4754 \\ T_2 &= 0.1612 \\ T_3 &= 0.1000 \\ T_4 &= 0.0752 \\ T_5 &= 0.0628 \\ T_6 &= 0.0563 \\ T_7 &= 0.0532 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0545 \\ C_2 &= 0.0572 \\ C_3 &= 0.0454 \\ C_4 &= 0.0405 \\ C_5 &= 0.0381 \\ C_6 &= 0.0368 \\ C_7 &= 0.0362 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.9513 \\ 2.8077 \\ 3.5275 \\ 4.0757 \\ 4.4255 \\ 4.5601 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.5766 \\ 1.4856 \\ 0.7656 \\ -0.2786 \\ -1.2048 \\ -1.6209 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.9011 \\ -0.1880 \\ -1.0705 \\ -0.7766 \\ 0.3707 \\ 1.1107 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.0582 \\ -0.9966 \\ -0.1162 \\ 0.9899 \\ 0.1737 \\ -0.9798 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.7867 \\ -0.3811 \\ 1.0865 \\ -0.4737 \\ -0.7139 \\ 1.0353 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.4709 \\ 1.1637 \\ -0.2408 \\ -0.8095 \\ 1.4315 \\ -1.2962 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8789 \\ 2.5303 \\ -2.8754 \\ 2.8723 \\ -2.5214 \\ 1.8653 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$P_1^* = 4035.3$	$M_1^* = 14517$	$\Gamma_1 = 0.2780$
$P_2^* = 463.6856$	$M_2^* = 1845.8$	$\Gamma_2 = 0.2512$
$P_3^* = 178.6918$	$M_3^* = 879.9519$	$\Gamma_3 = 0.2031$
$P_4^* = 101.1048$	$M_4^* = 707.2598$	$\Gamma_4 = 0.1430$
$P_5^* = 70.4468$	$M_5^* = 849.8601$	$\Gamma_5 = 0.0829$
$P_6^* = 56.5686$	$M_6^* = 1629.4$	$\Gamma_6 = 0.0347$
$P_7^* = 50.6220$	$M_7^* = 7052.1$	$\Gamma_7 = 0.0072$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0851 \\ 0.1660 \\ 0.2389 \\ 0.3001 \\ 0.3468 \\ 0.3765 \\ 0.3880 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0093 \\ 0.0146 \\ 0.0138 \\ 0.0071 \\ -0.0026 \\ -0.0112 \\ -0.0150 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0023 \\ 0.0021 \\ -0.0004 \\ -0.0024 \\ -0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0025 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.00081 \\ 0.00004 \\ -0.00081 \\ -0.00009 \\ 0.00081 \\ 0.00014 \\ -0.00079 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.3097 \\ -0.2436 \\ -0.1180 \\ -0.3365 \\ -0.1467 \\ -0.2211 \\ 0.3206 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.1006 \\ -0.1479 \\ 0.1170 \\ -0.0242 \\ -0.0814 \\ 0.1440 \\ -0.1304 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.1831 \\ -0.3440 \\ 0.4632 \\ -0.5264 \\ 0.5258 \\ -0.4616 \\ 0.3415 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.2915 \\ 0.5688 \\ 0.8184 \\ 1.0282 \\ 1.1880 \\ 1.2900 \\ 0.8059 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 2.7649 \\ 4.3591 \\ 4.1075 \\ 2.1168 \\ -0.7730 \\ -3.3311 \\ -2.7172 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.7700 \\ 1.5950 \\ -0.3328 \\ -1.8948 \\ -1.3746 \\ 0.6561 \\ 1.1920 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.1140 \\ 0.0648 \\ -1.1102 \\ -0.1294 \\ 1.1027 \\ 0.1935 \\ -0.6618 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 607.6775 \\ -478.0599 \\ -231.5859 \\ 660.2416 \\ -287.8568 \\ -433.8209 \\ 381.4397 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 245.8271 \\ -361.5871 \\ 286.0690 \\ -59.1952 \\ -198.9970 \\ 361.9015 \\ -193.1916 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 49.9995 \\ -93.94440 \\ 126.5137 \\ -143.7685 \\ 143.6135 \\ -126.0687 \\ 56.5458 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0979$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.1823$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2515$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.3049$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.3440$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.3662$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.3749$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0979$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.0844$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0692$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0534$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0381$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0232$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0087$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9467$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 10773$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 11030$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 10832$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 10495$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 10211$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 6117$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 68925 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 92396850 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 6)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm
Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 258.5664 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 2250.1172 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 5839.7413 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 10319.2684 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 14809.0888 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 18445.3067 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 20613.3786 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda k/m)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 16.0800 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.3905 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 47.4354 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.1324 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 76.4182 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.0822 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 101.5838 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0618 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 121.6926 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0516 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 135.8135 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0462 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 143.5736 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0437 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh Wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.3905 \\ T_2 &= 0.1324 \\ T_3 &= 0.0822 \\ T_4 &= 0.0618 \\ T_5 &= 0.0516 \\ T_6 &= 0.0462 \\ T_7 &= 0.0437 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0648 \\ C_2 &= 0.0516 \\ C_3 &= 0.0419 \\ C_4 &= 0.0379 \\ C_5 &= 0.0359 \\ C_6 &= 0.0349 \\ C_7 &= 0.0344 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.9513 \\ 2.8077 \\ 3.5275 \\ 4.0757 \\ 4.4255 \\ 4.5601 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.5766 \\ 1.4856 \\ 0.7656 \\ -0.2786 \\ -1.2048 \\ -1.6209 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.9011 \\ -0.1880 \\ -1.0705 \\ -0.7766 \\ 0.3707 \\ 1.1107 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 0.0582 \\ -0.9966 \\ -0.1162 \\ 0.9899 \\ 0.1737 \\ -0.9798 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.7867 \\ -0.3811 \\ 1.0865 \\ -0.4737 \\ -0.7139 \\ 1.0353 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.4709 \\ 1.1637 \\ -0.2408 \\ -0.8095 \\ 1.4315 \\ -1.2962 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8789 \\ 2.5303 \\ -2.8754 \\ 2.8723 \\ -2.5214 \\ 1.8653 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$$P_1^* = 4035.3$$

$$M_1^* = 14517$$

$$\Gamma_1 = 0.2780$$

$$P_2^* = 463.6856$$

$$M_2^* = 1845.8$$

$$\Gamma_2 = 0.2512$$

$$P_3^* = 178.6918$$

$$M_3^* = 879.9519$$

$$\Gamma_3 = 0.2031$$

$$P_4^* = 101.1048$$

$$M_4^* = 707.2598$$

$$\Gamma_4 = 0.1430$$

$$P_5^* = 70.4468$$

$$M_5^* = 849.8601$$

$$\Gamma_5 = 0.0829$$

$$P_6^* = 56.5686$$

$$M_6^* = 1629.4$$

$$\Gamma_6 = 0.0347$$

$$P_7^* = 50.6220$$

$$M_7^* = 7052.1$$

$$\Gamma_7 = 0.0072$$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0683 \\ 0.1332 \\ 0.1917 \\ 0.2408 \\ 0.2782 \\ 0.3021 \\ 0.3113 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0056 \\ 0.0089 \\ 0.0084 \\ 0.0043 \\ -0.0016 \\ -0.0068 \\ -0.0092 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0014 \\ 0.0013 \\ -0.0003 \\ -0.0015 \\ -0.0011 \\ 0.0005 \\ 0.0016 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.00051 \\ 0.00003 \\ -0.0005 \\ -0.00001 \\ 0.00050 \\ 0.00008 \\ 0.00050 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.1969 \\ -0.1549 \\ -0.0750 \\ 0.2140 \\ -0.0933 \\ -0.1406 \\ 0.2039 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.6347 \\ -0.9469 \\ 0.7491 \\ -0.1550 \\ -0.5211 \\ 0.9215 \\ -0.8344 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.1174 \\ -0.2206 \\ 0.2971 \\ -0.3376 \\ 0.3372 \\ -0.2960 \\ 0.2190 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma.C.g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.3466 \\ 0.6763 \\ 0.9731 \\ 1.2226 \\ 1.4126 \\ 1.5338 \\ 0.9582 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 2.4942 \\ 3.9323 \\ 3.7054 \\ 1.9096 \\ -0.6949 \\ -3.0050 \\ -2.4512 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.6372 \\ 1.4753 \\ -0.3078 \\ -1.7526 \\ -1.2714 \\ 0.6069 \\ 1.1025 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.0425 \\ 0.0607 \\ -1.0389 \\ -0.1211 \\ 1.0319 \\ 0.1811 \\ -0.6193 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 572.5885 \\ -450.4554 \\ -218.2135 \\ 622.1174 \\ -271.2352 \\ -408.7709 \\ 359.4143 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 233.1349 \\ -342.9182 \\ 271.2991 \\ -56.1389 \\ -188.7227 \\ 333.7327 \\ -183.2171 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 47.5133 \\ -89.2728 \\ 120.2229 \\ -136.6198 \\ 136.4725 \\ -119.8001 \\ 53.7342 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0761$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.1432$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.1993$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.2437$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.2760$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.2959$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.3034$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0761$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.0671$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0561$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0444$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0323$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0199$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0075$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9493$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 11348$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 12263$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 12691$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 12868$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 12926$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 7844$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 79433 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 110791100 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 7)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$m_1 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_2 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_3 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_4 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_5 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_6 = 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

$$m_7 = 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$$

Kekakuan Tingkat

$$k_1 = 1082880.9875 \text{ kg/cm}$$

$$k_2 = 318034.7872 \text{ kg/cm}$$

$$k_3 = 1082880.9875 \text{ kg/cm}$$

$$k_4 = 318034.7872 \text{ kg/cm}$$

$$k_5 = 1082880.9875 \text{ kg/cm}$$

$$k_6 = 318034.7872 \text{ kg/cm}$$

$$k_7 = 1082880.9875 \text{ kg/cm}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm

Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\lambda_1 = 131.1964 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_2 = 1095.9212 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_3 = 2512.8865 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_4 = 7135.8566 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_5 = 11978.5363 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_6 = 13529.1559 \text{ rad}^2$$

$$\lambda_7 = 15524.1632 \text{ rad}^2$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\omega_i = (\lambda k/m)^{0.5}$$

$$T_i = (2\pi/\omega_i)$$

$$\omega_1 = 11.4541 \text{ rad/dt}$$

$$T_1 = 0.5483 \text{ dt}$$

$$\omega_2 = 33.1047 \text{ rad/dt}$$

$$T_2 = 0.1897 \text{ dt}$$

$$\omega_3 = 50.1287 \text{ rad/dt}$$

$$T_3 = 0.1253 \text{ dt}$$

$$\omega_4 = 84.4740 \text{ rad/dt}$$

$$T_4 = 0.0743 \text{ dt}$$

$$\omega_5 = 109.4465 \text{ rad/dt}$$

$$T_5 = 0.0574 \text{ dt}$$

$$\omega_6 = 116.3149 \text{ rad/dt}$$

$$T_6 = 0.0539 \text{ dt}$$

$$\omega_7 = 124.5960 \text{ rad/dt}$$

$$T_7 = 0.0504 \text{ dt}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$T_1 = 0.5483$$

$$T_2 = 0.1897$$

$$T_3 = 0.1253$$

$$T_4 = 0.0743$$

$$T_5 = 0.0574$$

$$T_6 = 0.0539$$

$$T_7 = 0.0504$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$C_1 = 0.0472$$

$$C_2 = 0.0628$$

$$C_3 = 0.0503$$

$$C_4 = 0.0404$$

$$C_5 = 0.0371$$

$$C_6 = 0.0364$$

$$C_7 = 0.0357$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 4.3239 \\ 5.1973 \\ 7.7500 \\ 8.3154 \\ 9.5670 \\ 9.7069 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 3.7283 \\ 3.7888 \\ 1.4313 \\ -0.4545 \\ -3.1789 \\ -3.6143 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 2.8536 \\ 2.0978 \\ -3.7299 \\ -3.7420 \\ 2.0217 \\ 2.7934 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.0004 \\ -0.2937 \\ 0.0016 \\ 0.0863 \\ -0.0055 \\ -0.0253 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -2.9901 \\ 2.3321 \\ 3.2078 \\ -3.5019 \\ -0.4514 \\ 1.4249 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -3.9474 \\ 4.2825 \\ -3.4642 \\ 2.7583 \\ 0.9072 \\ -1.8618 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -5.1790 \\ 7.5837 \\ -21.6416 \\ 30.6902 \\ -85.2560 \\ 120.6632 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$$P_1^* = 8253.9$$

$$M_1^* = 63726$$

$$\Gamma_1 = 0.1295$$

$$P_2^* = 988.1097$$

$$M_2^* = 9725.9$$

$$\Gamma_2 = 0.1016$$

$$P_3^* = 430.9330$$

$$M_3^* = 9725.9$$

$$\Gamma_3 = 0.0437$$

$$P_4^* = 151.7628$$

$$M_4^* = 214.8208$$

$$\Gamma_4 = 0.7065$$

$$P_5^* = 90.3977$$

$$M_5^* = 7729.4$$

$$\Gamma_5 = 0.0117$$

$$P_6^* = 80.0267$$

$$M_6^* = 11281$$

$$\Gamma_6 = 0.0071$$

$$P_7^* = 69.7445$$

$$M_7^* = 3453900$$

$$\Gamma_7 = 0.00002$$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0457 \\ 0.1975 \\ 0.2373 \\ 0.3539 \\ 0.3797 \\ 0.4369 \\ 0.4433 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0057 \\ 0.0213 \\ 0.0216 \\ 0.0082 \\ 0.0026 \\ -0.0181 \\ -0.0206 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0009 \\ 0.0024 \\ 0.0018 \\ -0.0032 \\ -0.0032 \\ 0.0017 \\ 0.0024 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.0039 \\ -0.0000 \\ -0.0012 \\ 0.0000 \\ 0.0003 \\ -0.0000 \\ -0.0001 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.0355 \\ -0.1061 \\ 0.0828 \\ 0.1139 \\ -0.1243 \\ -0.0160 \\ 0.0506 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.1870 \\ -0.7384 \\ 0.8010 \\ -0.6480 \\ 0.5159 \\ 0.1697 \\ -0.3482 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_7 = 0.00001 * \begin{Bmatrix} 0.0046 \\ -0.0236 \\ 0.0828 \\ 0.1139 \\ -0.1243 \\ -0.0160 \\ 0.0506 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.1176 \\ 0.5086 \\ 0.6114 \\ 0.9116 \\ 0.9781 \\ 1.1254 \\ 0.6923 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.2276 \\ 4.5770 \\ 4.6513 \\ 1.7571 \\ 0.5580 \\ -3.9025 \\ -2.6902 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 0.4225 \\ 1.2057 \\ 0.8863 \\ -1.5759 \\ -1.5810 \\ 0.8542 \\ 0.7156 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 5.4917 \\ -0.0022 \\ -1.6129 \\ 0.0088 \\ 0.4739 \\ -0.0302 \\ -0.0842 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 83.4873 \\ -249.6353 \\ 194.7007 \\ 267.8104 \\ -292.3641 \\ -37.6862 \\ 72.1259 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 49.6858 \\ -196.1298 \\ 212.7795 \\ -172.1216 \\ 137.0484 \\ 45.0750 \\ -56.0857 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 0.1387 \\ -0.7184 \\ 1.0519 \\ -3.0018 \\ 4.2569 \\ -11.8256 \\ 10.1475 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0562 \text{ cm}$
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.2210 \text{ cm}$
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2598 \text{ cm}$
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.3589 \text{ cm}$
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.3794 \text{ cm}$
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.4205 \text{ cm}$
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.4250 \text{ cm}$

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0562 \text{ cm}$
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.1648 \text{ cm}$
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0388 \text{ cm}$
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0991 \text{ cm}$
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0205 \text{ cm}$
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0411 \text{ cm}$
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0045 \text{ cm}$

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 8451 \text{ kg}$
Lantai ke-2	$F_2 = 10420 \text{ kg}$
Lantai ke-3	$F_3 = 10447 \text{ kg}$
Lantai ke-4	$F_4 = 9399 \text{ kg}$
Lantai ke-5	$F_5 = 9081 \text{ kg}$
Lantai ke-6	$F_6 = 8171 \text{ kg}$
Lantai ke-7	$F_7 = 4890 \text{ kg}$

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 60859 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 79411150 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 8)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 663300.7044 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm
Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 111.8285 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 957.3145 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 2343.8476 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 5001.4315 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 7773.6491 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 9206.9973 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 10165.9026 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda k/m)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 10.5749 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.5938 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 30.9405 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.2030 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 48.4133 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.1297 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 70.7208 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0888 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 88.1683 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0712 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 95.1683 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0654 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 100.8262 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0623 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh Wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.5938 \\ T_2 &= 0.2030 \\ T_3 &= 0.1297 \\ T_4 &= 0.0888 \\ T_5 &= 0.0712 \\ T_6 &= 0.0654 \\ T_7 &= 0.0623 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0436 \\ C_2 &= 0.0648 \\ C_3 &= 0.0511 \\ C_4 &= 0.0432 \\ C_5 &= 0.0397 \\ C_6 &= 0.0386 \\ C_7 &= 0.0380 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 3.0166 \\ 3.8836 \\ 5.4238 \\ 5.9828 \\ 6.7355 \\ 6.8734 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 2.4946 \\ 2.5044 \\ 1.0446 \\ 0.0487 \\ -2.0572 \\ -2.4840 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.6386 \\ 0.8080 \\ -2.0936 \\ -2.0323 \\ 1.0362 \\ 1.7886 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.0020 \\ -0.4795 \\ 0.0052 \\ 0.2299 \\ -0.0113 \\ -0.1102 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.7135 \\ 0.9282 \\ 1.9831 \\ -2.0743 \\ -0.5818 \\ 1.4726 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -2.5983 \\ 2.7576 \\ -1.7461 \\ 0.8532 \\ 1.4249 \\ -2.1843 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -3.1903 \\ 4.4007 \\ -7.3859 \\ 9.1880 \\ -13.9086 \\ 6.8703 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\}$ (kgdt ² /cm)	$M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j$ (kgdt ² /cm)	Γ_j
$P_1^* = 5931.3$	$M_1^* = 32279$	$\Gamma_1 = 0.1838$
$P_2^* = 692.8933$	$M_2^* = 4429.8$	$\Gamma_2 = 0.1564$
$P_3^* = 282.9894$	$M_3^* = 3114.8$	$\Gamma_3 = 0.0909$
$P_4^* = 131.6247$	$M_4^* = 253.3362$	$\Gamma_4 = 0.5235$
$P_5^* = 85.3165$	$M_5^* = 2883.5$	$\Gamma_5 = 0.0296$
$P_6^* = 72.0492$	$M_6^* = 4723$	$\Gamma_6 = 0.0153$
$P_7^* = 65.2512$	$M_7^* = 105140$	$\Gamma_7 = 0.0006$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0702 \\ 0.2118 \\ 0.2727 \\ 0.3808 \\ 0.4200 \\ 0.4729 \\ 0.4826 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0104 \\ 0.0259 \\ 0.0260 \\ 0.0108 \\ 0.0005 \\ -0.0213 \\ -0.0258 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0019 \\ 0.0032 \\ 0.0016 \\ -0.0041 \\ -0.0039 \\ 0.0020 \\ 0.0035 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.0044 \\ -0.0000 \\ -0.0021 \\ 0.0000 \\ 0.0010 \\ -0.0001 \\ -0.0005 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.1481 \\ -0.2537 \\ 0.1375 \\ 0.2937 \\ -0.3072 \\ -0.0862 \\ 0.2181 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.0627 \\ -0.1629 \\ 0.1728 \\ -0.1094 \\ 0.0535 \\ 0.0893 \\ -0.1369 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.0227 \\ -0.0725 \\ 0.1000 \\ -0.1679 \\ 0.2089 \\ -0.3162 \\ 0.3835 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horisontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.1542 \\ 0.4650 \\ 0.5987 \\ 0.8361 \\ 0.9223 \\ 1.0383 \\ 0.6424 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.9503 \\ 4.8652 \\ 4.8843 \\ 2.0373 \\ 0.0950 \\ -4.0121 \\ -2.9372 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 0.8933 \\ 1.4637 \\ 0.7218 \\ -1.8702 \\ -1.8154 \\ 0.9256 \\ 0.9687 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 4.3516 \\ -0.0087 \\ -2.0866 \\ 0.0226 \\ 1.0004 \\ -0.0492 \\ -0.2907 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 226.0146 \\ -387.2760 \\ 209.7867 \\ 448.2095 \\ -468.8221 \\ -131.4953 \\ 201.7938 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 113.2999 \\ -294.3871 \\ 312.4358 \\ -197.8329 \\ 96.6675 \\ 161.4410 \\ -151.0473 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 4.5376 \\ -14.4762 \\ 19.9684 \\ -33.5139 \\ 41.6911 \\ -63.1110 \\ 46.4121 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0872$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.2404$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2984$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.3878$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.4174$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.4535$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.4599$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0872$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.1532$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0580$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0894$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0894$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0361$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0064$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9080$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 10274$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 10048$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 8768$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 8172$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 7214$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 4263$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 57819 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 73090150 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 9)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 1008566.622 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 1008566.622 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 1008566.622 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 1008566.622 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm

Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 128.6137 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 1078.4748 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 2495.1123 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 6757.5798 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 11230.4038 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 12770.1526 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 14552.1276 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda k/m)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 11.3408 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.5537 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 32.8402 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.1912 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 49.9511 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.1257 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 82.2045 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0764 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 105.9736 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0593 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 113.0051 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0556 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 120.6322 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0520 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.5537 \\ T_2 &= 0.1912 \\ T_3 &= 0.1257 \\ T_4 &= 0.0764 \\ T_5 &= 0.0593 \\ T_6 &= 0.0556 \\ T_7 &= 0.0520 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0468 \\ C_2 &= 0.0631 \\ C_3 &= 0.0503 \\ C_4 &= 0.0407 \\ C_5 &= 0.0374 \\ C_6 &= 0.0367 \\ C_7 &= 0.0360 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 4.0918 \\ 4.9644 \\ 7.3371 \\ 7.9017 \\ 9.0645 \\ 9.2042 \end{Bmatrix} \quad (\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 3.5054 \\ 3.5595 \\ 1.3611 \\ 0.3821 \\ -2.9770 \\ -3.4112 \end{Bmatrix} \quad (\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 2.6309 \\ 1.8673 \\ -3.4306 \\ -3.4349 \\ 1.8426 \\ 2.6118 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.0006 \\ -0.3153 \\ 0.0020 \\ 0.0994 \\ -0.0063 \\ -0.0314 \end{Bmatrix} \quad (\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -2.7619 \\ 2.0900 \\ 2.9863 \\ -3.2598 \\ -0.4670 \\ 1.4346 \end{Bmatrix} \quad (\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -3.7124 \\ 4.0307 \\ -3.1906 \\ 2.4641 \\ 0.9704 \\ -1.9130 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -4.8125 \\ 6.9880 \\ -18.3682 \\ 25.6712 \\ -65.2938 \\ 90.9921 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \quad (\text{kgdt}^2/\text{cm}) \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \quad (\text{kgdt}^2/\text{cm})$$

$$\begin{aligned} P_1^* &= 7841.8 \\ P_2^* &= 935.1450 \\ P_3^* &= 404.2301 \\ P_4^* &= 149.2500 \\ P_5^* &= 149.2500 \\ P_6^* &= 78.9974 \\ P_7^* &= 69.3234 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1^* &= 57368 \\ M_2^* &= 8614.2 \\ M_3^* &= 8345.8 \\ M_4^* &= 217.9245 \\ M_5^* &= 6676.8 \\ M_6^* &= 9903.5 \\ M_7^* &= 2032600 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Gamma_j & \\ \Gamma_1 &= 0.1367 \\ \Gamma_2 &= 0.1086 \\ \Gamma_3 &= 0.0484 \\ \Gamma_4 &= 0.6849 \\ \Gamma_5 &= 0.0135 \\ \Gamma_6 &= 0.0080 \\ \Gamma_7 &= 0.00003 \end{aligned}$$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0487 \\ 0.1995 \\ 0.2420 \\ 0.3576 \\ 0.3852 \\ 0.4419 \\ 0.4487 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0062 \\ 0.0218 \\ 0.0222 \\ 0.0085 \\ 0.0024 \\ -0.0185 \\ -0.0212 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0010 \\ 0.0025 \\ 0.0018 \\ -0.0033 \\ -0.0033 \\ 0.0018 \\ 0.0025 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.0040 \\ -0.0000 \\ -0.0013 \\ 0.0000 \\ 0.0004 \\ -0.0000 \\ -0.0001 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.0439 \\ -0.1212 \\ 0.0917 \\ 0.1311 \\ -0.1431 \\ -0.0205 \\ 0.0630 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.2247 \\ -0.8340 \\ 0.9055 \\ -0.7168 \\ 0.5536 \\ 0.2180 \\ -0.4298 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_7 = 0.00001 * \begin{Bmatrix} 0.0083 \\ -0.0398 \\ 0.0578 \\ -0.1519 \\ 0.2123 \\ -0.5399 \\ 0.7524 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.1231 \\ 0.5037 \\ 0.6111 \\ 0.9031 \\ 0.9726 \\ 1.1158 \\ 0.6869 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.3180 \\ 4.6202 \\ 4.6915 \\ 1.7940 \\ 0.5036 \\ -3.9238 \\ -2.7260 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 0.4688 \\ 1.2333 \\ 0.8753 \\ -1.6082 \\ -1.6102 \\ 0.8638 \\ 0.7423 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 5.3634 \\ -0.0032 \\ -1.6911 \\ 0.0107 \\ 0.5331 \\ -0.0338 \\ -0.1021 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 96.7916 \\ -267.3287 \\ 202.2944 \\ 289.0487 \\ -315.5212 \\ -45.2017 \\ 84.1889 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 56.3280 \\ -209.1121 \\ 227.0413 \\ -179.7202 \\ 138.7979 \\ 54.6607 \\ -65.3320 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 0.2362 \\ -1.1369 \\ 1.6509 \\ -4.3394 \\ 6.0647 \\ -15.4253 \\ 13.0332 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0600$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.2236$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2648$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.3629$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.3846$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.4251$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.4298$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0600$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.1636$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0412$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0981$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0217$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0405$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0047$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 8534$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 10409$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 10418$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 9333$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 8982$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 8058$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 4815$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 60549 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 78715350 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 10)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 704136.3198 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm
Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 114.3659 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 976.4687 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 2371.4075 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 5209.0574 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 8180.0628 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 9633.7365 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 1066.8410 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda_i k/m)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 10.6942 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.5872 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 31.2485 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.2009 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 48.6971 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.1289 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 72.1738 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0870 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 90.4437 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0694 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 98.1516 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0639 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 103.2804 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0608 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.5872 \\ T_2 &= 0.2009 \\ T_3 &= 0.1289 \\ T_4 &= 0.0870 \\ T_5 &= 0.0694 \\ T_6 &= 0.0639 \\ T_7 &= 0.0608 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0441 \\ C_2 &= 0.0648 \\ C_3 &= 0.0509 \\ C_4 &= 0.0428 \\ C_5 &= 0.0394 \\ C_6 &= 0.0383 \\ C_7 &= 0.0377 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 3.1434 \\ 4.0113 \\ 5.6495 \\ 6.2093 \\ 7.0103 \\ 7.1485 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 2.6112 \\ 2.6280 \\ 1.0809 \\ 0.0878 \\ -2.1638 \\ -2.5916 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 1.7500 \\ 0.9316 \\ -2.2443 \\ -2.1947 \\ 1.1280 \\ 1.8829 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.0018 \\ -0.4517 \\ 0.0048 \\ 0.2040 \\ -0.0110 \\ -0.0921 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8360 \\ 1.0708 \\ 2.0989 \\ -2.2242 \\ -0.5636 \\ 1.4720 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -2.7334 \\ 2.9229 \\ -1.9377 \\ 1.0720 \\ 1.3598 \\ -2.1630 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -3.3712 \\ 4.6815 \\ -8.3182 \\ 10.5513 \\ -17.1535 \\ 21.3532 \end{Bmatrix}$$

Simpanan horisontal kontribusi masing-masing mode

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \text{ (kgdt}^2/\text{cm)} \quad \Gamma_j$$

$$P_1^* = 6156.8$$

$$M_1^* = 34864$$

$$\Gamma_1 = 0.1766$$

$$P_2^* = 721.1195$$

$$M_2^* = 4840.7$$

$$\Gamma_2 = 0.1490$$

$$P_3^* = 296.9047$$

$$M_3^* = 3574.5$$

$$\Gamma_3 = 0.0831$$

$$P_4^* = 135.1720$$

$$M_4^* = 245.6089$$

$$\Gamma_4 = 0.5504$$

$$P_5^* = 6.0697$$

$$M_5^* = 3239.9$$

$$\Gamma_5 = 0.0266$$

$$P_6^* = 73.0729$$

$$M_6^* = 5223.5$$

$$\Gamma_6 = 0.0140$$

$$P_7^* = 66.0318$$

$$M_7^* = 1542.2$$

$$\Gamma_7 = 0.0004$$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0667 \\ 0.2098 \\ 0.2677 \\ 0.3770 \\ 0.4144 \\ 0.4678 \\ 0.4770 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0097 \\ 0.0253 \\ 0.0255 \\ 0.0105 \\ 0.0009 \\ -0.0210 \\ -0.0251 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0017 \\ 0.0031 \\ 0.0016 \\ -0.0039 \\ -0.0038 \\ 0.0020 \\ 0.0033 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.0044 \\ -0.0000 \\ -0.0020 \\ 0.0000 \\ 0.0009 \\ -0.0000 \\ -0.0004 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.1254 \\ -0.2302 \\ 0.1343 \\ 0.2632 \\ -0.2789 \\ -0.0707 \\ 0.1846 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.0545 \\ -0.1490 \\ 0.1593 \\ -0.1056 \\ 0.0584 \\ 0.0741 \\ -0.1179 \end{Bmatrix} \text{ cm} \quad \{y\}_7 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.0148 \\ -0.0500 \\ 0.0694 \\ -0.1234 \\ 0.1565 \\ -0.2544 \\ 0.3167 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.1498 \\ 0.4710 \\ 0.6011 \\ 0.8466 \\ 0.9304 \\ 1.0505 \\ 0.6495 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.8574 \\ 4.8500 \\ 4.8812 \\ 2.0077 \\ 0.1631 \\ -4.0190 \\ -2.9185 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 0.8135 \\ 1.4236 \\ 0.7578 \\ -1.8257 \\ -1.7854 \\ 0.9176 \\ 0.9287 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 4.5323 \\ -0.0082 \\ -2.0472 \\ 0.0218 \\ 0.9246 \\ -0.0499 \\ -0.2531 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 201.3974 \\ -369.7657 \\ 215.6564 \\ 422.7131 \\ -447.9482 \\ -113.5076 \\ 179.7415 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 103.0929 \\ -281.7942 \\ 301.3303 \\ -199.7631 \\ 110.5156 \\ 140.1857 \\ -135.1985 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 3.1058 \\ -10.4704 \\ 14.5400 \\ -25.8349 \\ 32.7706 \\ -53.2759 \\ 40.2094 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0828$ cm
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.2377$ cm
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2931$ cm
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.3837$ cm
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.4121$ cm
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.4488$ cm
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.4549$ cm

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0828$ cm
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.1549$ cm
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0554$ cm
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0906$ cm
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0284$ cm
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0367$ cm
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0061$ cm

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 9009$ kg
Lantai ke-2	$F_2 = 10314$ kg
Lantai ke-3	$F_3 = 10134$ kg
Lantai ke-4	$F_4 = 8866$ kg
Lantai ke-5	$F_5 = 8302$ kg
Lantai ke-6	$F_6 = 7327$ kg
Lantai ke-7	$F_7 = 4336$ kg

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 58315 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 73983350 \text{ kg.cm}$$

Menghitung Simpangan, Gaya Geser Dasar dan Momen Guling (Variasi 11)

Data Masukan :

Massa Lantai

$$\begin{aligned} m_1 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_2 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_3 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_4 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_5 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_6 &= 196.3396408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \\ m_7 &= 119.0404408 \text{ kg dt}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

Kekakuan Tingkat

$$\begin{aligned} k_1 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_2 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_3 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_4 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_5 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \\ k_6 &= 318034.7872 \text{ kg/cm} \\ k_7 &= 1043389.211 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Di dalam perhitungan ini digunakan Unit kekakuan : 1000 kg/cm
Unit massa : 1000 kgdt²/cm

Nilai-nilai akar dari persamaan eigen problem

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 129.8574 \text{ rad}^2 \\ \lambda_2 &= 1086.9219 \text{ rad}^2 \\ \lambda_3 &= 2503.8214 \text{ rad}^2 \\ \lambda_4 &= 6934.8255 \text{ rad}^2 \\ \lambda_5 &= 11580.8375 \text{ rad}^2 \\ \lambda_6 &= 13125.9870 \text{ rad}^2 \\ \lambda_7 &= 15006.8870 \text{ rad}^2 \end{aligned}$$

Menghitung nilai frekuensi sudut (ω) dan periode (T) :

$$\begin{aligned} \omega_i &= (\lambda k/m)^{0.5} & T_i &= (2\pi/\omega_i) \\ \omega_1 &= 11.3955 \text{ rad/dt} & T_1 &= 0.5511 \text{ dt} \\ \omega_2 &= 32.9685 \text{ rad/dt} & T_2 &= 0.1905 \text{ dt} \\ \omega_3 &= 50.0382 \text{ rad/dt} & T_3 &= 0.1255 \text{ dt} \\ \omega_4 &= 83.2756 \text{ rad/dt} & T_4 &= 0.0754 \text{ dt} \\ \omega_5 &= 107.6143 \text{ rad/dt} & T_5 &= 0.0583 \text{ dt} \\ \omega_6 &= 114.5687 \text{ rad/dt} & T_6 &= 0.0548 \text{ dt} \\ \omega_7 &= 122.5026 \text{ rad/dt} & T_7 &= 0.0513 \text{ dt} \end{aligned}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari grafik antara periode vs C seperti yang diusulkan oleh Wagsadinata (2000).

Nilai periode, T (detik)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.5511 \\ T_2 &= 0.1905 \\ T_3 &= 0.1255 \\ T_4 &= 0.0754 \\ T_5 &= 0.0583 \\ T_6 &= 0.0548 \\ T_7 &= 0.0513 \end{aligned}$$

Nilai koefisien gempa dasar (C)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.0469 \\ C_2 &= 0.0629 \\ C_3 &= 0.0503 \\ C_4 &= 0.0405 \\ C_5 &= 0.0372 \\ C_6 &= 0.0365 \\ C_7 &= 0.0358 \end{aligned}$$

Mode shape (ϕ) didapat dengan mensubstitusikan akar-akar (λ) kedalam persamaan eigen problem

$$(\phi)_1 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 4.2006 \\ 5.0735 \\ 7.5306 \\ 8.0955 \\ 9.2999 \\ 9.4397 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_2 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 3.6097 \\ 3.6669 \\ 1.3939 \\ 0.4160 \\ -3.0715 \\ -3.5063 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ 2.7350 \\ 1.9752 \\ -3.5706 \\ -3.5787 \\ 1.9264 \\ 2.6968 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_4 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -0.0005 \\ -0.3048 \\ 0.0018 \\ 0.0929 \\ -0.0059 \\ -0.0283 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_5 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -2.8687 \\ 2.2036 \\ 3.0899 \\ -3.3735 \\ -0.4594 \\ 1.4300 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_6 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -3.8226 \\ 4.1492 \\ -3.3198 \\ 2.6035 \\ 0.9395 \\ -1.8882 \end{Bmatrix}$$

$$(\phi)_7 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -4.9838 \\ 7.2661 \\ -19.8625 \\ 27.9585 \\ -74.1761 \\ 104.1596 \end{Bmatrix}$$

Simpangan horisontal kontribusi masing-masing mode

$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{1\}$ (kgdt ² /cm)	$M_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j$ (kgdt ² /cm)	Γ_j
$P_1^* = 8034.9$	$M_1^* = 60305$	$\Gamma_1 = 0.1332$
$P_2^* = 959.9311$	$M_2^* = 9125.9$	$\Gamma_2 = 0.1052$
$P_3^* = 416.7046$	$M_3^* = 9043.1$	$\Gamma_3 = 0.0461$
$P_4^* = 150.4633$	$M_4^* = 216.3775$	$\Gamma_4 = 0.6954$
$P_5^* = 90.1016$	$M_5^* = 7159.4$	$\Gamma_5 = 0.0126$
$P_6^* = 79.1016$	$M_6^* = 10538$	$\Gamma_6 = 0.0075$
$P_7^* = 69.5072$	$M_7^* = 2618100$	$\Gamma_7 = 0.00002$

$$\{y\}_j = \{\phi\}_j \Gamma C g / \omega^2$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0472 \\ 0.1981 \\ 0.2393 \\ 0.3551 \\ 0.3818 \\ 0.4386 \\ 0.4452 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0060 \\ 0.0215 \\ 0.0219 \\ 0.0083 \\ 0.0025 \\ -0.0183 \\ -0.0209 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0009 \\ 0.0025 \\ 0.0018 \\ -0.0032 \\ -0.0032 \\ 0.0017 \\ 0.0024 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_4 = \begin{Bmatrix} 0.0040 \\ -0.0000 \\ -0.0012 \\ 0.0000 \\ 0.0004 \\ -0.0000 \\ -0.0001 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_5 = 0.001 * \begin{Bmatrix} 0.0396 \\ -0.1137 \\ 0.0873 \\ 0.1224 \\ -0.1336 \\ -0.0182 \\ 0.0567 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_6 = 0.0001 * \begin{Bmatrix} 0.2056 \\ -0.7860 \\ 0.8532 \\ -0.6826 \\ 0.5354 \\ 0.1932 \\ -0.3883 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

$$\{y\}_7 = 0.00001 * \begin{Bmatrix} 0.0062 \\ -0.0309 \\ 0.0451 \\ -0.1233 \\ 0.1735 \\ -0.4604 \\ 0.6465 \end{Bmatrix} \text{ cm}$$

Gaya Horizontal tiap mode

$$F_j = [M] \{\phi\}_j \Gamma C g$$

$$F_1 = 10000 * \begin{Bmatrix} 0.1202 \\ 0.5051 \\ 0.6100 \\ 0.9054 \\ 0.9734 \\ 1.1182 \\ 0.6881 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_2 = 1000 * \begin{Bmatrix} 1.2731 \\ 4.5954 \\ 4.6682 \\ 1.7745 \\ 0.5296 \\ -3.9102 \\ -2.7064 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_3 = 1000 * \begin{Bmatrix} 0.4460 \\ 1.2198 \\ 0.8809 \\ -1.5924 \\ -1.5960 \\ 0.8591 \\ 0.7292 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_4 = 1000 * \begin{Bmatrix} 5.4189 \\ -0.0027 \\ -1.6517 \\ 0.0098 \\ 0.5034 \\ -0.0320 \\ -0.0930 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

$$F_5 = \begin{Bmatrix} 90.0815 \\ -258.4168 \\ 198.5036 \\ 278.3428 \\ -303.8899 \\ -41.3834 \\ 78.1013 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_6 = \begin{Bmatrix} 52.9935 \\ -202.5730 \\ 219.8806 \\ -175.9278 \\ 137.9686 \\ 49.7874 \\ -60.6676 \end{Bmatrix} \text{ kg} \quad F_7 = \begin{Bmatrix} 0.1829 \\ -0.9114 \\ 1.3288 \\ -3.6323 \\ 5.1129 \\ -13.5649 \\ 11.5488 \end{Bmatrix} \text{ kg}$$

Simpangan horisontal menurut konsep *Absolute Response / Upper Bound*

Tingkat ke-1	$y_1 = 0.0581 \text{ cm}$
Tingkat ke-2	$y_2 = 0.2219 \text{ cm}$
Tingkat ke-3	$y_3 = 0.2619 \text{ cm}$
Tingkat ke-4	$y_4 = 0.3603 \text{ cm}$
Tingkat ke-5	$y_5 = 0.3813 \text{ cm}$
Tingkat ke-6	$y_6 = 0.4220 \text{ cm}$
Tingkat ke-7	$y_7 = 0.4266 \text{ cm}$

Simpangan antar tingkat

Tingkat ke-1	$\Delta_1 = 0.0581 \text{ cm}$
Tingkat ke-2	$\Delta_2 = 0.1638 \text{ cm}$
Tingkat ke-3	$\Delta_3 = 0.0400 \text{ cm}$
Tingkat ke-4	$\Delta_4 = 0.0984 \text{ cm}$
Tingkat ke-5	$\Delta_5 = 0.0210 \text{ cm}$
Tingkat ke-6	$\Delta_6 = 0.0407 \text{ cm}$
Tingkat ke-7	$\Delta_7 = 0.0046 \text{ cm}$

Gaya horisontal lantai

Lantai ke-1	$F_1 = 8484 \text{ kg}$
Lantai ke-2	$F_2 = 10401 \text{ kg}$
Lantai ke-3	$F_3 = 10417 \text{ kg}$
Lantai ke-4	$F_4 = 9345 \text{ kg}$
Lantai ke-5	$F_5 = 9010 \text{ kg}$
Lantai ke-6	$F_6 = 8094 \text{ kg}$
Lantai ke-7	$F_7 = 4840 \text{ kg}$

Maka Gaya Geser Dasar (V_b)

$$V_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$$

$$V_b = 60591 \text{ kg}$$

Momen Guling Dasar (M_b)

$$M_b = \sum F_j \times h_j$$

$$M_b = 78893850 \text{ kg.cm}$$