TUGAS AKHIR

EVALUASI KEKAKUAN METODE KLASIK KAITANNYA DENGAN HASIL PAKET PROGRAM DAN IMPLIKASINYA TERHADAP RESPON STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT

STIFFNESS EVALUATION OF CLASSICAL METHOD IN RELATION TO THE RESULT OF PACKAGE PROGRAM AND ITS IMPLICATIONS ON THE RESPONESE OF MULTISTORY BUILDING

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil

FADULLAH IQSAN

13511317

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2020

TUGAS AKHIR

EVALUASI KEKAKUAN METODE KLASIK KAITANNYA DENGAN HASIL PAKET PROGRAM DAN IMPLIKASINYA TERHADAP RESPON STRUKTUR BEBAN BERTINGKAT BANYAK

EVALUATE THE STIFFNESS OF THE CLASSICAL METHOD IN REALATION TO THE RESULT OF THE PACKAGE PROGRAM AND ITS IMPLICATIONS FOR THE RESPONSE TO MULTILEVEL LOAD STRUCTURES

Disusun oleh

FADULLAH IQSAN
13511317

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
Untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 10 November 2020
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
Prof. Ir. Widodo, MSCE., Ph.D	**Lalu Makrup, Dr. Ir.,M.T.**	**Astriana Hardawati S.T., M.Eng.**
NIK: 785110201	**NIK: 885110106**	**NIK: 165111302**

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik SIpil

Dr. Ir Sri Amini Y.A.,M.T.
NIK: 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 10 November 2020

Yang membuat pernyataan,

Fadullah Iqsan
(13511317)

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Warrahmatullahi Wabarakatuh

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah Subhanahuwata'ala karena penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Evaluasi Kekakuan Metode Klasik Kaitannya Dengan Hasil Paket Program Dan Implikasinya Terhadap Respon Struktur Beban Bertingkat Banyak.* Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat di Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam Penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terimakasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Prof. Ir. Widodo, MSCE., Ph.D Selaku Dosen Pembimbing.
2. Bapak Lalu Makrup, Dr. Ir.,M.T. Selaku Dosen Penguji 1.
3. Ibu Astriana Hardawati S.T., M.Eng. Selaku Penguji 2.
4. Ibu Dr. Ir Sri Amini Y.A.,M.T. Selaku Ketua Prodi Teknik Sipil.
5. Kedua orang tua tercinta, kakak dan adik2 yang selalu memberikan motivasi, semangat, dan doa kepada penulis.
6. Seluruh dosen dan asisten dosen yang telah memberikan banyak ilmu pada penulis.
7. Semua keluarga besar yang selalu support dan do'a kepada penulis.
8. Shabirin, sumaiyah, dan puput, Irfan, dillah, iin, riky, akbar, riris, dan lainnya yang membantu dalam banyak hal, dan selalu memberi support dan semangat.
9. semua teman-teman Sipil 13rother lainnya yang selalu mendukung penulis dalam menyusun tugas akhir.

Penulis berharap semoga penelitian yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk tugas akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil Indonesia dan dapat bermanfaat untuk pengembangan penelitian selanjutnya.

Wassalamu'alaikum Warrahmatullahi Wabarakatuh.

Yogyakarta, 10 November 2020

Penulis,

Fadullah Iqsan

DAFTAR ISI

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL x
DAFTAR GAMBAR xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATA xiv
ABSTRAK xviii
ABSTRACT xix
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 3
1.3 Tujuan Penelitian 4
1.4 Manfaat Penelitian 4
1.5 Batasan Penelitian 4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 6
2.1 Penelitian Terdahulu 6
2.2 Perbedaan Penelitian 11
2.3 Keaslian Penelitian 13

BAB III LANDASAN TEORI 14
3.1 Umum 14
3.2 Pembebanan Struktur 15
3.2.1 Beban Gravitasi 15
3.2.2 Beban Lateral 15
3.3 Kekakuan Struktur 16
3.3.1 Kekakuan Kolom Menurut Metode Muto 16
3.3.2 Kekakuan Kolom Menurut Blume dkk 18
3.3.3 Kekakuan Kolom Menurut Aydin dan Gonen 19

3.4 Aspek Perencanaan Terhadap Gempa 20
3.4.1 Analisis Statik Ekivalen 20
3.4.2 Kategori Risiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan 21
3.4.3 Sistem Struktur 21
3.4.4 Faktor Redundansi 22
3.4.5 Kombinasi dan Pengaruh Beban Gempa 23
3.4.6 Parameter Percepatan Gempa 25
3.4.7 Koefesien Risiko Terpetakan 26
3.4.8 Koefisien-Koefisien Situs 27
3.4.9 Parameter Percepatan Spektrum Desain 29
3.4.10 Spektrum Respons Desain 29
3.4.11 Kategori Desain Seismik 30
3.4.12 Periode Fundamental Struktur 31
3.4.13 Koefesien Respon Seismik 33
3.4.14 Gaya Dasar Seismik 33
3.4.15 Distribusi Vertikal Gaya Gempa 34
3.4.16 Distribusi Horizontal Gaya Gempa 34
3.4.17 Simpangan 35
3.5 Analisis Dinamik 36
3.5.1 Analisis Dinamik Ragam Respon Spektra 37
3.5.2 Persamaan Differensial Gerakan Struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) 39
3.5.3 Persamaan Differensial Gerakan Struktur *Multi Degree of Freedom* (MDOF) 39
3.5.4 Nilai Karakteristik (*Eigenproblem*) 41
3.5.5 Frekuensi Sudut (ω) dan *Normal modes* (ϕ) 42
3.5.6 Hubungan Orthogonal 42
3.5.7 Hubungan Normalisasi 44
3.5.8 Respon Spektrum 45
3.5.8.1 *Modal Effective Weight dan Modal Effective Mass* 45

3.5.8.2 Partisipasi Mode 46
3.5.8.3 Simpangan Struktur 46
3.5.8.4 Rasio Simpangan antar tingkat (*Drift Ratio*) 47
3.5.9 Gaya Horisontal Tingkat 47
3.6 Implikasi Gaya Horisontal Tingkat pada Respon Struktur 47

BAB IV METODOLOGI PENELITIAN 48
4.1 Lokasi Penelitian 48
4.2 Pengumpulan Data 48
4.3 Pemodelan Struktur 49
4.4 Analisis Ekivalen Statik 50
4.5 Analisis Dinamik Respon Spektra 50
4.6 Bagan Alir 51

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 56
5.1 Estimasi Dimensi 56
5.1.1 Dimensi Balok 56
5.1.2 Dimensi Kolom 57
5.2 Pembebanan Struktur 58
5.2.1 Perhitungan Beban Terbagi Merata pada Balok Portal 59
5.2.2 Verifikasi/Cek Desain Struktur dengan ETABS 59
5.2.3 Perhitungan Berat dan Massa 61
5.3 Kekakuan Struktur 62
5.3.1 Kekakuan Metode Muto 63
5.3.2 Kekakuan Metode Blume 66
5.3.3 Kekakuan Metode Aydin & Gonen 67
5.4 Analisis Statik Ekivalen 70
5.5 Analisis Dinamik Ragam Respon Spektra 76
5.5.1 Nilai Mode shape ϕij dan percepatan sudut ω 77
5.5.2 Nilai Partisipasi Mode 81
5.5.3 Priode fundamental T 84

5.5.4 Koefisien Kegempaan *C* 86
5.5.5 *Modal Amplitudo Z* 87
5.5.6 *Modal Diplacement Y* 88
5.5.7 Modal Seismic Force *Fi* 91
5.6 Analisis Menggunakan Aplikasi ETABS 9.6 93
5.7 Perbandingan Analisis Respon Spektrum Menggunakan Metode Kekakuan Muto, Blume, Aydin dan Gonen dengan Analisis Ekivalen Statik Secara Manual Dan Aplikasi Etabs. 99
5.8 Implikasi Respon Struktur 103
5.8.1 Sebelum Pembebaan Gempa 103
5.8.2 Setelah Pembebaan Gempa 104

BAB VI SIMPULAN DAN SARAN 113
6.1 Simpulan 114
6.2 Saran 115
DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian	11
Tabel 3.1	Faktor Keutamaan Gempa	21
Tabel 3.2	Faktor R, $C_{d,}$ dan Ω0 untuk Sistem Penahan Bebab Lateral	21
Tabel 3.3	Koefisien situs, F_a	28
Tabel 3.4	Koefisien situs, Fv	28
Tabel 3.5	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek	30
Tabel 3.6	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik	31
Tabel 3.7	Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x	32
Tabel 3.8	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	32
Tabel 3.9	Simpangan antar Lantai Ijin, Δa	36
Tabel 5.1	Dimensi Balok dan Kolom Portal 10T	58
Tabel 5.2	Berat dan Massa Struktur Portal 10T	62
Tabel 5.3	Kekakuan dengan Metode Muto, Blume, Aydin & Gonen	69
Tabel 5.4	Spektrum Respon Desain	72
Tabel 5.5	Gaya Horisontal Tingkat 10 Lantai	75
Tabel 5.6	Kekakuan Muto	76
Tabel 5.7	Nilai λ dan ω Masing Masing Metode Kekakuan	80
Tabel 5.8	Partisipasi *Mode* Dengan Metode Kekakuan Muto	83
Tabel 5.9	Partisipasi *Mode* Dengan Metode Kekakuan Blume	83
Tabel 5.10	Partisipasi *Mode* Dengan Metode Kekakuan Aydin & Gonen	84
Tabel 5.11	Periode Fundamental *T* Setiap Metode Kekakuan dan Etabs	85
Tabel 5.12	Nilai Koefesien *C*	86
Tabel 5.13	*modal amplitude Z*	88
Tabel 5.14	Modal Diplacement Massa Yij Kekakuan Muto	88
Tabel 5.15	Modal Diplacement Massa Yij Kekakuan Blume	89
Tabel 5.16	Modal Diplacement Massa Yij Kekakuan Aydin & Gonen	89
Tabel 5.17	Simpangan Horisontal Tingkat *Yi*	90
Tabel 5.18	*Modal Seismic Force Fij* Kekakuan Muto	91

Tabel 5.19 *Modal Seismic Force Fij* Kekakuan Blume 91
Tabel 5.20 *Modal Seismic Force Fij* Kekakuan Aydin & Gonen 92
Tabel 5.21 Faya Horizontal Tingkat *Fi* 92
Tabel 5.22 Hasil Analisis Menggunakan ETABS 99
Tabel 5.23 *Displacement* Setelah Pembebanan Gempa 106
Tabel 5.24 Aksial Kolom Tengah Setelah Pembebanan Gempa 107
Tabel 5.25 Aksial Kolom Tepi Setelah Pembebanan Gempa 107
Tabel 5.26 Aksial Kolom Tengah Setelah Pembebanan Gempa 108

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Beberapa kondisi pengekangan kolom oleh balok-balok 17

Gambar 3.2 S_s, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), kelas situs SB 25

Gambar 3.3 S_1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), kelas situs SB 26

Gambar 3.4 C_{RS}, Koefesien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektra 0,2 Detik 26

Gambar 3.5 C_{R1}, Koefesien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektra 1 Detik 27

Gambar 3.6 Spektrum Respon Desain 29

Gambar 3.7 Penentuan Periode Getar yang Digunakan 33

Gambar 3.8 Penentuan Simpangan Antar Lantai 35

Gambar 3.9 Respon Spectra Desain 31

Gambar 3.10 Faktor Pemebesaran Torsi, A_x 37

Gambar 3.11 Struktur 3 DOF, Model Matematika dan Free Body Diagram 40

Gambar 4.1 Denah 49

Gambar 4.2 Pemodelan Struktur 10 Lantai 50

Gambar 4.3 Bagan Alir Tahapan Penelitian 51

Gambar 4.5 Jadwal Tugas Akhir dengan Kurva S 59

Gambar 5.1 Luasan Kolom KL 57

Gambar 5.2 Model pembebanan terbagi merata pada balok 59

Gambar 5.3 *Interactive concrete frame design* dengan *software* ETABS 60

Gambar 5.4 Komponen Perhitungan Berat dan Massa 61

Gambar 5.5 Kekakuan Relatif Balok dan Kolom 61

Gambar 5.6 Nilai K Balok dan Kolom 65

Gambar 5.7 Grafik Kekakuan Metode Muto, Blume, Aydin & Gonen 70

Gambar 5.8 Grafik Spektrum Respon Desain 73

Gambar 5.9 Perbandingan Fundamental Struktur (T) 74

Gambar 5.10 Nilai Mode Shape 81

Gambar 5.11 Grafik Perbandingan Periode Fundamental Kekakuan Muto, Blume, Aydin & Gonen, dan Aplikasi ETABS 86
Gambar 5.12 Grafik Perbandingan Simpangan Horisontal *Yi* Setiap Metode Kekakuan 90
Gambar 5.13 Gaya Horizontal Tingkat *Fi* 93
Gambar 5.14 Satuan Ukuran ETABS 94
Gambar 5.15 Menentukan grid ETABS 94
Gambar 5.16 Menentukan Material Properties 95
Gambar 5.17 Menentukan Frame Section 95
Gambar 5.18 Setelah Grid di Draw 96
Gambar 5.19 Input Beban Terbagi Merata 96
Gambar 5.20 *Response Spectrum Function* 97
Gambar 5.21 *Static Load Case* 98
Gambar 5.22 *Respon Spektrum Case* 98
Gambar 5.23 Perbandingan Gaya Horisontal Tingkat *Fi* Metode Dinamik Respon Spektrum Secara Manual dengan Kekakuan Muto, Blume, Aydin & Gonen, dengan Aplikasi Etabs 100
Gambar 5.24 Perbandingan Gaya Horisontal Tingkat *Fi* Metode Ekuivalen Statik Secara Manual dengan Aplikasi Etabs 101
Gambar 5.25 Perbandingan Gaya Horisontal Tingkat *Fi* Metode Ekuivalen Statik dan Dinamik Respon Spektrum Secara Manual dengan Aplikasi Etabs 102
Gambar 5.26 Posisi Pembebanan Gaya Gempa 104
Gambar 5.27 Bentuk Struktur Setelah Pembebanan 104
Gambar 5.28 *Output Chek* Struktur beban gempa dinamik respon spectra dan ekuivalen static 106
Gambar 5.29 *Diplacement* Setelah pembebanan gempa 109
Gambar 5.30 Aksial Kolom Tengah Setelah Pembebanan Gempa 110
Gambar 5.31 Aksial Kolom Tepi Setelah Pembebanan Gempa 111
Gambar 5.32 Momen Lentur Balok Setelah Pembebanan Gempa 112

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

E : pengaruh beban gempa,

Eh : pengaruh beban gempa horisontal

Ev : pengaruh beban vertikal

Fp : gaya seismik rencana

SDS : percepatan spektra pada perioda pendek, seperti yang ditentukan pada pasal 6.3

SNI 03-1726-2012

ap : faktor amplikasi elemen, bervariasai dari 1,00 sampai 2,50 (gunakan nilai yang

sesuai Tabel 18 atau 19 pada SNI 03-1726-2012)

Ip : faktor keutamaan elemen, bervariasi dari 1 sampai 1,5 (lihat pasal 9.1.1 pada SNI 03-1726-2012)

Wp : berat operasional elemen

Rp : faktor modifikasi respons elemen, bervariasi dari 1 sampai 12 (digunakan nilai yang sesuai Tabel 18 atau 19 pada SNI 03-1726-2012)

z : tinggi struktur di mana elemen ditambatkan, diukur dari dasar. Untuk elemen di lantai dasar atau di bawah lantai dasar, z dapat diambil 0. Nilai z/h tidak perlu lebih dari 1,0

h : tinggi rata-rata struktur dari dasar hingga level atap.

SDS : parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda pendek yang diperoleh dari Pasal 6.10.4 pada SNI 03-1726-2012

D : pengaruh beban mati.

Ss : parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek;

S1 : parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

SDS : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

SD1 : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik; x

T : perioda getar fundamental struktur.

Cs : koefisien respons seismik

W : berat seismik efektif

SDS : parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R : faktor modifikasi respons dalam Tabel 3.11

Ie : faktor keutamaan gempa dalam Tabel 3.2

SD1 : parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1.0 detik,

T : perioda fundamental struktur (detik), dan

S1 : parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan.

Cvx : faktor distribusi

V : gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dunyatakan dalam kilonewton (kN)

Wi dan wx : bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x, dinyatakan dalam meter (m)

Hi dan hx : tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x, dinyatakan dalam meter (m)

k : eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:
Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0.5 detik atau kurang, k=1 Untuk struktur yang mempunyau perioda sebesar 2.5 detik atau lebih k=2 Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0.5 dan 2.5 detik nilai k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

δn : perpindahan yang diperbesar lantai ke-n.

δen : perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada tingkat ke-n.

Δn : simpangan antar lantai ke-n.

Cd : faktor pembesaran defleksi

Ie : faktor keutamaan gempa.

Δa : simpangan antar lantai ijin, ditentukan pada Tabel 3.12

As : luas tulangan tarik,

Fy : tegangan tarik baja.

a : tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekivalen,

b : lebar penampang,

fc: tegangan tekan beton.

d : tinggi efektif (jarak serat teratas terhadap tulangan)

h : diameter penampang

Ds : diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

e : eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

Vc : kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

fc : kuat tekan beton

bw : lebar badan balok atau diameter penampang bulat

d : jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

Vu : gaya geser terfaktor pada panampang

Mu : momen terfaktor pada penampang

vu : gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

vn : kuat geser nominal

vc : kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

vs : kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

ϕ : faktor reduksi

Te : waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis

C0 : koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (first mode participation factor) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.13.

C1 : faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastic linier.

Ts : waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bangian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

R : rasio “kuat elastik perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.

Sa : akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.

Vy : gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinier.

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

Cm : faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.14.

C2 : koefisien untuk memperhitungkan efek "pinching" dari hubungan beban-deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.15.

C3 : koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P-delta. Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu non-linier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan engineering judgement, dimana perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positip (kurva meningkat) maka C3 = 1,0 , sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun).

α : rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinier.

g : percepatan gravitasi 9,81 m/det2.

Ti : periode alami awal elastis (detik) pada arah yang ditinjau

ABSTRAK

Indonesia merupakan negara yang rawan terhadap gempa. Pada bangunan yang kurang kuat, Gempa bumi dapat menyebabkan bangunan runtuh akibat adanya gaya horisontal dan gaya vertikal yang diberikan . Perilaku struktur terhadap beban gempa sangat dipengaruhi oleh kekakuan lateral struktur tersebut dan Saat ini sudah banyak analisis gempa yang dikembangkan.

Penelitian ini untuk mengetahui perbedaan pola distrubusi vertikal gaya gempa pada struktur dan bagaimana implikasinya jika dihitung dengan metode ekivalen statik, dan metode dinamik respon spektra yang menggunakan metode kekakuan klasik seperti Muto, Blume, dan Aydin & Gonen secara manual maupun menggunakan aplikasi ETABS. Variasi struktur portal yang digunakan adalah struktur 5, 10, dan 15 tingkat yang berlokasi di Yogyakarta. Hasil penelitian menunjukan perbandingan gaya hosinotal tingkat, nilai maksimum respon struktur berupa displacement, momen lentur balok dan gaya aksial kolom.

Hasil penelitian menunjukan, pada struktur portal 5 tingkat yang di analisis dengan metode ekivalen statik dan analisis dinamik repon spektrum dengan tiga metode kekakuan klasik dengan cara manual maupun ETABS memiliki hasil gaya gempa horisontal (*Fi*) yang hampir sama. Sedangkan pada struktur portal 10 dan 15 tingkat nilai gaya gempa horisontal dengan metode dinamik respon spektrum lebih besar di bandingkan metode ekivalen statik. Semakin tinggi jumlah tingkat struktur maka perbandingan nilai gaya gempa horisontal akan semakin besar. Pola respon struktur seperti displacement, momen lentur balok, dan gaya aksial kolom mengikuti pola gaya horisontal yang diberikan pada struktur.

Kata kunci : Analisis Dinamik, Metode Kekakuan Klasik

ABSTACT

Indonesia is a country that is prone to earthquakes. In a building that is not strong enough, an earthquake can cause the building to collapse due to the applied horizontal and vertical forces. The behavior of structures to earthquake loads is strongly influenced by the lateral stiffness of the structure. Currently, many earthquake analyzes have been developed.

This study is to determine the differences in the vertical distribution pattern of earthquake forces on the structure and what the implications are when calculated by the static equivalent method, and the dynamic response spectra method using classical stiffness methods such as Muto, Blume, and Aydin & Gonen both manually and using the ETABS application. The variation of the portal structure used is the 5, 10, and 15 level structures located in Yogyakarta. The results showed the ratio of the level of host force (Fi), the maximum value of the structural response in the form of displacement, beam bending moment and column axial force.

The results showed that the 5-level portal structure analyzed using the static equivalent method and dynamic response spectrum analysis using the classical three-stiffness method by manual or ETABS had almost the same horizontal seismic force (Fi) results. Whereas in the 10 and 15 floor portal structures the value of the horizontal seismic force with the dynamic response spectrum method is greater than the static equivalent method. The higher the number of structural levels, the greater the ratio of the horizontal seismic force values. The structural response patterns such as displacement, beam bending moment, and column axial force follow the horizontal force pattern applied to the structure.

Keywords: *Anlysis of dynamic, Classical Stiffness Method*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Secara geografis Indonesia berada di wilayah jalur gempa Pasifik (*Ciracum Pasific Earthquake Belt*) dan jalur gempa Asia *(Trans Asiatic Earthquake Belt)* sehingga Indonesia merupakan negara yang berpotensi mengalami bencana gempa bumi. Widodo (2012) menjelaskan bahwa gempa bumi merupakan peristiwa bergetarnya permukaan tanah karena adanya pelepasan energi secara tiba-tiba sebagai akibat dari pecah/slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Energi ini dihasilkan dan dipancarkan ke segala arah berupa gelombang gempa bumi yang sampai ke permukaan tanah.

Getaran tersebut akan mengakibatkan bangunan-bangunan bergetar atau bergoyang. Material bangunan pada umumnya bersifat kaku sehingga kurang mampu atau sulit menyesuaikan diri secara penuh dengan goyangan. Selain itu kemampuan bahan untuk berubah bentuk tanpa mengalami kerusakan pada umumnya relatif terbatas. Oleh karena itu goyangan yang cukup besar dapat mengakibatkan kerusakan struktur (Widodo, 2012).

Selama gempa bumi terjadi, bangunan mengalami gerakan vertikal dan horizontal. Gaya arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang memadai. Oleh karena itu, struktur umumnya jarang sekali runtuh akibat gempa vertikal. Sebaliknya, gaya gempa horizontal menyerang titik-titik lemah pada struktur yang kekuatannya tidak memadai dan akan langsung menyebabkan keruntuhan (Muto, 1963). Sehingga untuk mengurangi adanya kerugian dan korban jiwa perencanaan gedung harus ditinjau dengan standart yang berlaku.

Pada tahun 2012 standar baru tentang tata cara perencanaan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung telah diperbarui, yaitu SNI 1726:2012. Dalam SNI tersebut disebutkan bahwa respon struktur akibat beban gempa yang

terjadi dapat dianalisis dengan analisis statik ekivalen, analisis spektrum respon, dan analisis riwayat waktu (*Time History*).

Menurut Widodo (2001) analisis riwayat waktu (*Time History*) merupakan metode yang paling mendekati untuk meramalkan respons parameter dari struktur akibat gempa. Tetapi, untuk melakukan analisis riwayat waktu (*Time History*) diperlukan banyak perhitungan dan waktu yang cukup lama. Oleh karena itu, untuk keperluan praktis di lapangan digunakan analisis statik ekuivalen yang merupakan penyederhanaan dari analisis dinamik dimana pengaruh gempa pada struktur menjadi gaya statik horizontal yang bekerja pada pusat massa. Namun analisis statik ekuivalen hanya diperbolehkan untuk bangunan yang reguler horisontal maupun vertikal (SNI 1726:2012). Salah satu ciri bangunan reguler adalah ketinggian tidak lebih dari 40 meter atau 10 tingkat yang diukur dari taraf penjepitan lateral. Gaya gempa rencana pada bangunan dengan ketinggian lebih dari 40 meter atau 10 tingkat harus dihitung menggunakan analisis dinamik (SNI 1726-2002).

Analisis ragam respons spektrum adalah suatu cara analisis dinamik struktur dimana pada suatu model matematik dari struktur diberlakukan suatu spektrum respons gempa rencana dan berdasarkan hal itu ditentukan respons struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respons masing-masing ragamnya.

Nasution dan Teruna (2014) telah melakukan penelitian Perbandingan Analisis Statik Ekivalen dan Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons pada Struktur Beraturan dan Ketidakberaturan Massa Sesuai RSNI 03-1726-201X. Penelitian ini bertujuan untuk meninjau sejauh mana keakuratan analisis statik ekivalen dalam meramalkan respons parameter dari struktur akibat gempa terhadap analisis dinamik spektrum respons. Dalam penelitian ini tidak digunakan variasi jumlah tingkat dan analisis dan perhitungan kekakuan dibantu dengan program SAP2000.

Faizah, R (2013) telah melakukan penelitian Analisis Distribusi Vertikal Gaya Gempa dan Implikasinya pada Respons Bangunan Bertingkat. Penelitian ini mencari model distribusi vertikal gaya gempa menggunakan metode ekuivalen

statik, metode dinamik *time history* dan metode dinamik ragam respon spketra pada bangunan beraturan dengan variasi tingkat 5, 10, 15,20, 25, dan 30. Rekaman catatan gempa yang digunakan disesuaikan dengan respon spektra desain kota Yogyakarta dan menggunakan SNI 1726-2002 dan SNI 1726-2012, Dalam penelitian ini digunakan metode kekakuan *Shear Building*.

Kekakuan tingkat dapat dihitung dengan menggunakan paket program dengan cara memberikan beban horizontal pada tiap-tiap tingkat pada model struktur. Setelah dilakukan analisis maka akan diperoleh simpangan antar tingkat dan gaya geser antar tingkat. Sehingga kekauan dapat dihitung dengan cara gaya geser tiap tingkat dibagi dengan simpangan tiap tingkat.

Dilatar belakangi oleh penelitian-penelitian terdahulu tersebut penulis ingin meneliti dan meninjau sejauh mana Implikasi penggunaan kekakuan dengan metode klasik dan hasil paket program terhadap respon struktur, yang mana dalam penelitian ini dipakai rekaman gempa yang telah disesuaikan dengan respons spektrum desain kota Yogyakarta. Bangunan yang dipakai untuk penelitian adalah bangunan dengan bentuk teratur (*regular*) dengan variasi jumlah tingkat yaitu, 5,10, dan 15.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan sebelumnya, dapat dirumuskan suatu permasalahan yang akan menjadi objek penelitian ini, yaitu:

1. Bagaimana pola distribusi vertikal gaya gempa yang dihitung dengan metode ekuivalen statik, dan metode dinamik ragam respon spektra secara manual dan program aplikasi dengan variasi tingkat yang berbeda.
2. Bagaimana implikasi penggunaan kekakuan metode klasik dengan hasil paket program terhadap respon struktur beban bertingkat banyak.

1.3 TUJUAN PENELITIAN

Berdasarkan perumusan masalah diatas, maka penelitian ini mempunyai tujuan sebagai berikut:

1. Mengetahui pola distrubusi vertikal gaya gempa yang dihitung dengan metode ekivalen statik, dan metode dinamik ragam respon spektra secara manual dan program aplikasi dengan variasi jumlah tingkat yang berbeda.
2. Mengetahui Implikasi penggunaan kekakuan dengan metode klasik dan hasil paket program terhadap respon struktur beban bertingkat banyak.

1.4 MANFAAT PENELITIAN

Hasil dari penelitian ini diharapkan dapat memberikan beberapa manfaat diantaranya:

1. Menentukan perbandingan distribusi vertikal gaya gempa dengan metode statik ekivalen dan dinamik respon spektra secara manual dan program aplikasi pada setiap variasi tingkat.
2. Menentukan implikasi respon struktur dengan menggunakan kekakuan metode klasik dan hasil paket program.

1.5 BATASAN PENELITIAN

Pembatasan permasalahan dalam penelitian ini agar lebih terarah dan tersusun dengan baik dan sistematik meliputi hal-hal sebagai berikut ini:

1. Struktur rangka bertingkat yang digunakan dalam analisis ini adalah bangunan gedung dengan denah diasumsikan sendiri dengan variasi jumlah tingkat terdiri atas 5, 10, dan 15 dengan tinggi tingkat 4 meter.
2. Struktur gedung merupakan gedung beraturan (*reguler*) dengan sistem rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
3. Peruntukan bangunan adalah perkantoran berlokasi di Yogyakarta dengan kategori resiko II.
4. Peraturan yang digunakan adalah:
    a. SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

b. SNI 2874-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
c. SKBI-1987 tentang Pedoman Pembebanan untuk Rumah dan Gedung

5. Kekakuan kolom struktur dihitung berdasarkan metode *Muto 1975,* Blume, Aydin dan Gonen.
6. Struktur dianalisis menggunakan analisis dinamik respon spektra dan analisis ekuivalen statik secara manual dan program aplikasi ETABS.
7. Perhitungan menggunakan microsoft excel.
8. Ruangan lift dan tangga tidak dimodelkan.
9. Beban angin tidak diperhitungkan.
10. Bangunan terletak diatas tanah sedang.
11. Bangunan direncanakan tanpa menggunakan dinding geser.
12. Tidak meninjau aspek ekonomis dan keindahan gedung.
13. Implikasi struktur menggunkan aplikasi ETABS.

1.6 Defenisi Operasional

Berikut merupakan variable-variable yang terkait pada penelitian ini :

1. Kekakuan metode klasik merupakan kekakuan metode terdahulu seperti, Metode Muto (1975), Blume dkk (1961), dan Aydin dan Gonen (1994).
2. Kekakuan metode paket program merupakan metode analisis kekakuan dengan program ETABS dengan cara hasil gaya geser tiap tingkat dibagi dengan simpangan tiap tingkat.
3. Respon struktur yang dimaksud dalam tujuan penelitian ini adalah *displacement*, momen lentur, gaya geser tiap elemen, dan gaya aksial kolom.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu

Penelitian-penelitian sejenis mengenai analisis dinamik respon spektra dan ekuivalen statik telah banyak dilakukan sebelumnya. Adapun beberpa penelitian terdahulu yang dijadikan tinjauan pustaka pada penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Priastiwi (2005)

   Priastiwi pada tahun 2005 melakukan penelitian dengan judul "Studi Komparasi antara Analisis Statis dan Dinamis 3D pada Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan". Tujuan dari penelitian ini untuk meninjau sampai berapa jauh analisis beban gempa berdasarkan metode statik ekivalen dapat digunakan aplikasinya pada struktur bangunan bertingkat. Analisis akan dilakukan pada bangunan gedung tidak beraturan dengan mengambil beberapa sub pasal pada SNI 03-1726-3003 antara lain dari pengaruh faktor ketinggian struktur dan kekakuan elemen pendukungnya dengan meninjau waktu getar, deformasi, serta gaya geser dasar (*base shear*)nya. Penelitian ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum dan ekuivalen statik dengan gedung direncanakan berada pada daerah gempa zone 3 dengan kondisi tanah sedang dan pembebenan diperuntukan untuk perkantoran . Struktur yang diambil adalah struktur 6 lantai dengan ketinggian 30 m. Hasil penilitian yang dilakukakan menyimpulkan bahhwa:

   a. Pada struktur bangunan gedung beraturan dapat dianalisi dengan menggunakan analisis statik ekivalen dan analisis dinamis, karena hasil dari kedua metode menunjukan hasil yang hampir sama dengan angka keamanan pada analisis statik ekivalen yang sedikit lebih tinggi.
   b. Pada struktur bangunan yang tidak beraturan untuk ketinggian struktur > 40 meter harus dianalisis dngan menggunakan analisis dinamis, karena anlaisis statik ekivalen tidak dapat meng-*cover* semua gaya yang terjadi walaupun

pola hasil yang ditunjukan hampir sama pada kedua analisis tersebut. Analisis lebih menggambarkan kondisi yang mendekati sebenarnya. Nilai gaya geser tingka yang dihasilkan dengan analisis statik ekivalen juga menunjukan pola yang jauh berbeda dari analisis dinamis dengan besaran yang jauh berbeda pula.

2. Faizah (2013)

Faizah pada tahun 2013 melakukan penelitian dengan judul "Analisis Distribusi Vertikal Gaya Gempa dan Implikasi Pada Respon Bangunan Bertingkat". Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pola distribusi vertikal gaya gempa yang dihitung dengan metode ekivalen statik, dinamik respon spketrum, dan dinamik *time story* dengan variasi gempa frekuensi rendah, sedang, dan tinggi.

Penelitian ini juga membandingkan berdasarkan SNI 1726-2002 dan SNI 1726-2012 dengan variasi jumlah tingkat yang berbeda beda yaitu, 5, 10, 15, 20, 25, dan 30. Struktur bangunan yang digunakan pada penelitian ini adalah bangunan berarturan pada daerah gempa zone II di Yogyakarta. Metode kekakuan yang digunakan adalah *Shear Building*. Kemudian penelitian ini untuk mengetahui implikasi respon struktur terhadap pola distribusi gaya gempa yang dihitung dengan beberapa metode. Hasil dari Penelitian ini menyimpulkan bahwa:

a. Pola distribusi vertikal gaya gempa akibat pembebanan ekivalen statik mengikuti pola mode ke-1, yaitu cenderung kecil pada tingkat bawah, dan membesar pada tingkat tingkat diatasnya.
b. Pola distribusi vertikal gaya gempa akibat pembebanan dinamik, pada bangunan dengan ketinggian 5 dan 10 tingkat mengikuti pola mode ke-1, sedangkan pada bangunan dengan ketinggian lebih dari 10 tingkat semakin berbeda dengan pola mode ke-1, dan cenderung merata pada semua tingkat.
c. Pola distribusi vertikal gaya gempa pada bangunan yang terletak di kota Yogyakarta, memilik perbedaan yang besar antara pola menurut SNI 1726-2002 dan SNI 1726-2012. Semakin tinggi bangunan, maka perbedaan pola itu akan semakin besar, terutama terletak pada tingkattingkat bagian bawah.

d. Pengaruh beban gempa dinamik terbukti menimbulkan momen kolom yang lebih besar pada struktur dibandingkan pembebanan gempa ekivalen statik, dan momen kolom terbesar terletak pada tingkat-tingkat bawah.

3. Nasution dan Teruna (2014)

Nasution dan Teruna melakukan peneltian pada tahun 2014 dengan judul "perbandingan respon struktur beraturan dan ketidakberaturan Horizontal sudut dalam akibat gempa dengan menggunakan Analisis statik ekivalen dan *time story"*. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk membandingkan respons parameter dari struktur beraturan dan tidak beraturan yang dianalisis secara statik ekivalen dan analisis dinamik spektrum respons. Sehingga dari analisis akan diperoleh keakuratan dari analisis statik ekivalen terhadap analisis spektrum respons dalam menghitung respons parameter dari struktur beraturan dan ketidakberaturan massa dengan variasi massa yang berbeda-beda yaitu 200%, 350%, dan 500%. Respons parameter dari struktur yang akan dibandingkan yaitu berupa *base shear* dan *displacement* tiap tingkat. Pada penelitian ini menggunakan struktur gedung bertingkat 7 dengan tinggi antar lantai 4 meter dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Beban gempa yang digunakan adalah untuk peruntukan perhotelan yang berlokasi di kota Medan dengan jenis tanah lunak. Pada Proses analisis peneliti menggunakan program aplikasi SAP2000. Dalam penelitian ini, kesimpulan yang dapat diambil adalah sebagai berikut ini.

a. Pada struktur yang memenuhi syarat sebagai struktur dapat dianalisis dengan

menggunakan analisis statik ekivalen maupun analisis dinamik, dikarenakan hasil yang diperoleh dari kedua analisis tersebut menunjukkan besaran yang tidak terlalu jauh perbedaannya dengan nilai analisis statik ekivalen yang sedikit lebih tinggi dikarenakan yaitu berdasarkan RSNI 03-1726-201x struktur dengan ketinggian tidak melebihi 40 meter yang masih bisa dijangkau dengan analisis statik ekivalen, sedangkan pada objek struktur tugas akhir ini ketinggian yang dipakai hanya 28 meter,

b. Nilai *base shear* dan *displacement* tidak berbeda jauh hasil dari yang dianalisis dengan analisis statik ekivalen maupun analisis dinamik ragam spektrum respons. Maka analisis statik ekivalen masih dapat digunakan pada bangunan 7 tingkat namun lebih akurat dianalisis secara dinamik.

4. Pratiwi, GA (2017)

Pratiwi, GA melakukan penelitian padah tahun 2017 dengan judul " Analisis dan Desain Struktur Beton Bertingkat Banyak Berdasarkan Perbandingan Analisis Respon Spektrum dan Dinamik Riwayat Waktu". Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan respon struktur bangunan akibat beban gempa dengan analisis respon spektrum dan analisis dinamik riwayat waktu (*time story*) dan untuk mengetahui hasil desain perancangan struktur akibat respon maksismum dari dua macam analisis seperti yang disebut sebelumnya. Struktur gedung yang digunakan dalam penelitian ini adalah struktur gedung dengan denak disesuaikan dengan denah Hotel Pesona yang terletak di jalan Godean no 3 Yogyakarta dengan jumlah lantai 9 Lantai. Penelitian ini juga menggunakan variasi rekaman gempa yaitu rendah, sedang, dan tinggi. Dalam analisis peneliti menggunakan program aplikasi ETABS versi 9.6. Hasil dari penelitian ini mendapatkan kesimpulah bahwa:

a. Nilai *displacement* arah x akibat beban respons spektrum mempunyai nilai yang lebih kecil dari beban gempa El Centro 1940 (frekuensi menengah) tetapi lebih besar dari beban gempa El Centro 1979 (frekuensi tinggi) dan Duzce (frekuensi rendah). Sedangkan pada arah y *displacement* akibat beban gempa respons spektrum mempunyai nilai yang terkecil.
b. Secara umum momen dan gaya geser balok akibat beban gempa repons spektrum nilainya cenderung lebih kecil dibandingkan dengan momen dan gaya geser balok akibat beban gempa El Centro 1940 (gempa frekuensi menengah), tetapi lebih besar dari beban gempa Duzce (gempa frekuensi rendah) dan El Centro 1979 (gempa frekuensi tinggi). Sedangkan momen dan gaya geser balok yang paling kecil diakibatkan oleh beban gempa El Centro 1979 (gempa frekuensi tinggi).

c. Perhitungan desain dilakukan dengan menggunakan hasil analisis dinamik riwayat waktu (*time history*) akibat beban gempa El Centro 1940 (gempa frekuensi menengah) karena beban tersebut menghasilkan nilai respons yang maksimum

2.2 Perbedaan Penelitian

Berdasarkan tinjauan pustaka dari beberapa penelitian terdahulu adapun beberapa perbedaan dengan penelitian yang akan dilakukan seperti yang dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu

Peneliti	Judul Penelitian	Lokasi	Model Bangunan	Metode Penelitian	Perbedaan dengan Penelitian yang akan dilakukan
Yulita Arni Priastiwi (2005)	Studi Komparasi antara Analisis Statis dan Dinamis 3D pada Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan	1. Wilayah Gempa Zona 3 Indonesia 2. Tanah Sedang	1. Perkantoran 2. Denah 6 Lantai dengan tinggi masing masing 5 m 3. Bangunan dilakukan pada bangunan beraturan dan tidak beraturan	1. Analisis menggunakan SNI 1726-2003 2. Analisis menggunakan Aplikasi SAP2000 3. Analisis statik ekivalen dan respon - spektrum	1. Wilayah 2 Gempa Indonesia 2. Tanah Sedang 3. Denah Bangunan Bervariasi yaitu 5, 10, 15 tingkat dengan masing masing ketinggian 4 m 4. Analisis menggunakan SNI 1726-2012 5. Analisis Manual dengan Microsoft Excel dan Aplikasi Program ETABS
Restu Faizah (2013)	Analisis Distribusi Vertikal Gaya Gempa dan Implikasi Pada Respon Bangunan Bertingkat	1. Yogyakarta 2. Tanah sedang	1. Bangunan beraturan 2. Jumlah lantai bervariasi 5, 10, 15, 20, 25, 30. 3. Bangunan 2D	1. Analisis menggunakan SNI 1726-2003 dan 1726-2012 2. Analisis menggunakan	1. Jumlah lantai bervariasi yaitu 5, 10, dan 15 tingkat

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu

				Ekivalen statik, Respon spektrum dan Time story 3. Kekakuan dengan Metode *Shear Building*	2. Analisis perbandingan Ekivalen statik dan Respon Spektrum secara manual dan Program ETABS 3. Kekakuan dengan Metode Muto 1957, metode Blume, metode Aydin dan Gonen 4. Analisis dengan SNI 1726-2012 5. Bangunan 2D
Fauziah Nasution dan Daniel Rumbi Teruna (2014)	Perbandingan respon struktur beraturan dan ketidakberaturan Horizontal sudut dalam akibat gempa dengan menggunakan Analisis statik ekivalen dan *time story*	1. Lokasi Padang 2. Tanah Sedang	1. Bangunan Beraturan dan tidak beraturan 2. Jumlah bangunan 7 lantai	1. Analisis Menggunakan Statik ekuivalen dan Time story 2. Analisis menggunakan SAP 2000	1. Bangunan beraturan 2. Jumlah Lantai bervariasi 3. Analisis menggunakan Ekivalen statik dan Respon spectrum 4. Analisis Secara manual dengan Microsoft Excel dan Program aplikasi ETABS

Galuh Ayu Pratiwi (2017)	Analisis dan Desain Struktur Beton Bertingkat Banyak Berdasarkan Perbandingan Analisis Respon Spektrum dan Dinamik Riwayat Waktu	1. Lokasi Yogyakarta 2. Tanah Sedang	1. Bangunan tidak berarturan 2. Jumlah tingkat bangunan 9 lantai	1. Analisi menggunakan SNI 1726-2012 2. Analisis perbandingan Ekivalen statik dan Respon Spektrum	1. Jumlah tingkat bangunan bervariasi 5, 10, 15, 20 lantai 2. Analisis menggunakan ekivalen satatik dan respon spektrum 3. Analisis Secara manual dengan Microsoft Excel dan Program aplikasi ETABS

2.3 Keaslian Penelitian

Berdasarkan tinjauan dari beberapa penelitian diatas, dapat disimpulkan bahwa penelitian perbandingan analisis statik ekivalen dan dinamik respon spektrum secara manual dan program aplikasi ETABS dengan struktur bangunan 3D yang tidak beraturan yang diperuntukan sebagai perkantoran yang berlokasi di wilayah gempa zona II di kota Yogyakarta dengan kondisi tanah sedang dengan variasi tingkat yaitu, 5, 10, dan 15 tingkat yang mengacu pada peraturan terbaru yaitu, SNI 1726-2012 dan menggunakan metode kekakuan Muto 1975, Blume, Aydin dan Gonen belum pernah dilakukan.

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Gempa bumi merupakan getaran yang bersifat alamiah yang disebabkan oleh adanya pergerakan kerak bumi (lempeng bumi) yang menghasilkan energi gelombang yang diteruskan oleh media tanah sampai kepermukaan tanah. Tanah yang bergetar akibat gempa akan mengakibatkan bangunan yang berada diatasnya akan ikut bergetar. Kerusakan bangunan sering terjadi akibat peristiwa gempa bumi, khususnya pada daerah-daerah tertentu.

Menurut Muto (1963), selama gempa bumi bangunan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Gaya inersia atau gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal, akan timbul di titik-titik pada massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi (*gravity*) yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang memadai. Oleh karena itu, struktur umumnya jarang sekali runtuh akibat gaya gempa vertikal. Sebaliknya, gaya gempa horisontal menyerang titik-titik lemah pada struktur yang kekuatannya tidak memadai dan akan langsung menyebabkan keruntuhan/ kegagalan (*failure*).

Menurut Budiono (2002), struktur bangunan normal (gedung perkantoran, bangunan sekolah, toko, dan sebagainya), pada umumnya tidak perlu didisain untuk menahan gaya gempa kuat dengan respon elastik tanpa mengalami kerusakan. Bila struktur berespon elastik, maka diperlukan dimensi dan kekuatan struktur yang besar dan bernilai tidak ekonomis. Dikatakan tidak ekonomis, sebab gempa kuat yang terjadi sangatlah jarang, hanya beresiko 10% dalam kurun waktu 500 tahun (SNI 1726-2002). Oleh sebab itu, pada saat gempa kuat terjadi, risiko kerusakan tetapi tanpa keruntuhan struktur pada tingkat desain tertentu, harus dapat diterima.

Dengan Landasan diatas, maka kerusakan struktur pada saat gempa kuat berlangsung harus didesain sehingga menjadi bangunan tahan gempa yaitu bangunan yang mampu bertahan dan tidak runtuh jika terjadi gempa. Menurut Widodo (2012) filosofi bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut.

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

3.2 Pembebanan Struktur

3.2.1 Beban Gravitasi

Beban gravitasi terdiri atas 2 yaitu, beban mati dan beban hidup. Beban mati adalah berat seluruh bahan kontruksi bangunan gedung yang terpasang yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

Sedangkan beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, atau struktur lain yang tidak termaksud beban kontruksi dan kedalamnya termasuk beban beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah. Beban hidup untuk lantai adalah sebesar 0,25 T/m^2 dan beban hidup untuk lantai atap adalah sebesar 0,1 T/m^2.

3.2.2 Beban Lateral

Beban gempa dan beban angin termasuk ke dalam jenis beban lateral (beban horisontal). Beban gempa ialah semua beban statik ekivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa di

sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu. Sedangkan beban angin ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara (PPPURG 1987). Untuk selanjutnya, yang akan dibahas lebih lanjut dalam penelitian ini adalah beban gempa, sedangkan beban angin tidak dibahas lebih lanjut.

3.3 Kekakuan Sruktur

3.3.1 Kekakuan Kolom Menurut Metode Muto

Kekakuan kolom ditentukan dengan menggunakan metode kekakuan Muto 1975. Pada metode kekauan muto memperhitungkan kekakuan kolom dan kekakuan balok. Hal ini berarti bahwa join-join dimungkinkan untuk berotasi. Kekakuan relatif balok dan kolom dinyatakan dalam,

$$Kkc = \frac{Ic}{hc}, Kkb = \frac{Ib}{Ib} \tag{3.1}$$

Yang mana K adalah suati koefisien Kc dan Kb masing masing adalah kekakuan relatif kolom dan balok, hc dan Ib berturut turut adalah tinggi dan panjang balok. Karena Kkc = Ic/h, maka kekakuan kolom dapat diperoleh dengan,

$$Km = \frac{Q}{\delta} = \frac{k'}{k'+2} kc\{\frac{12EK}{h^2}\} \tag{3.2}$$

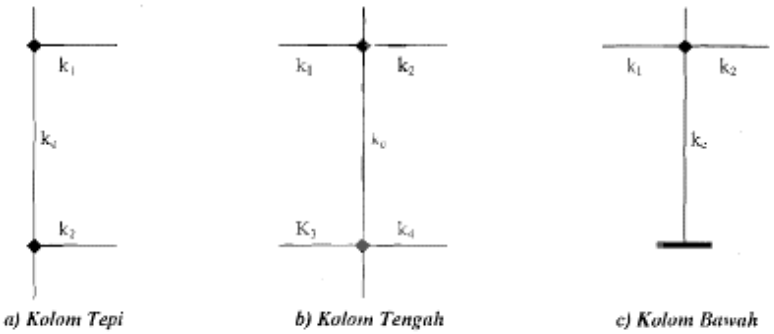
$$Km = Cm \left\{\frac{12EI}{h^3}\right\} \tag{3.3}$$

$$Km = CmKf \tag{3.4}$$

$dengan,$

$$Cm = \frac{k'}{k'+2} \; dan \; Kf = \frac{12EI}{h^3} \tag{3.5}$$

Yang mana Kf adalah kekakuan kolom jepit jepit dan Cm adalah suatu koefisien. Apabila terdapat perbedaan kekakuan relatif antara balok, maka terdapat rumusan sebagai berikut.



Gambar 3.1 Beberapa kondisi pengekangan kolom oleh balok-balok

(Sumber : Widodo 2001)

Untuk kolom tengah yaitu kolom yang dipegang oleh 4-balok seperti pada Gambar 3.1.b, maka koefisien k' dihitung menurut rumus,

$$k' = \frac{k1+k2+k3+k4}{2kc} = \frac{kb}{2kc}$$

$$Cm = \frac{k'}{k'+2} \qquad (3.6)$$

Untuk kolom tepi yaitu kolom yang dipegang oleh dua balok seperti Gambar 3.1.a, maka k' adalah,

$$k' = \frac{k1+k2}{2Kc} = \frac{kb}{2kc}$$

$$Cm = \frac{k'}{k'+2} \qquad (3.7)$$

Muto (1975) menyatakan ada sedikit perbedaan rumus k' untuk kolom tingkat dasar baik kolom tengah maupun kolom tepi seperti gambar 3.1.c yaitu,

$$k' = \frac{\sum kb}{2kc}$$

$$Cm = \frac{k'+0.5}{k'+2} \qquad (3.8)$$

Nilai K' menurut persamaan 3.34) sampai 3.36) adalah bentuk persamaan umum, sehingga rumus tersebutlah yang selanjutnya akan dipakai. Selanjutnya Muto

(1975) menyampaikan bahwa untuk bangunan bertingkat banyak yang titik baliknya tidak selalu ditengah tengah yang pada umumnya bergantung pada letak tingkat yang ditinjau. Disamping itu ada kemungkinan tinggi tingkat yang tidak sama dan kekakuan yang kurang seragam untuk itu semua perlu adanya koreksi pada saat perhitungan kekakuan kolom.

3.3.2 Kekakuan Kolom Menurut Blume dkk

Blume dkk (1961) telah menyadari bahwa kekuan yang diperoleh dari anggapan kolom jepit-jepit tidaklah tepat. Kekakuan kolom akan diperngaruhi oleh system pengekangan pada ujung-ujung kolom. Semakin kuat pengekangan ujung ujung kolom maka semakin kaku pula kolom bersangkutan. Balok-balok portal yang mengikat kolom mempunyai kekauan tertentu, tetapi yang jelas kekakuan baok-balok tersebut tidak tak terhingga.

Blume (1961) mengambil suatu kasus pada bangunan regular (jarak kolom sama) mempunyai banyak kolom (banyak bentang kolom) dan bertingkat banyak. Bangunan seperti ini memungkinkan untuk diberlakukan beberapa asumsi. Pertama, rotasi ijin dianggap sama untuk sebagian besar join yang ada. Kedua, rotasi semua join dianggap searah sebagaimana ditunjukan oleh mode yang pertama. Asumsi selanjutnya adalah bahwa terjadi momen yang anti simetri artinya titik balik dianggap terjadi ditengah-tengah balok atau kolom. Kondisi seperti ini berarti mengabaikan efek dari p-delta akibat beban grafitasi. Blume (1961) kemudian mengatakan bahwa kekuan kolom dapat dihitung dengan,

$$K_b = C_b \, K_f \tag{3.9}$$

dengan,

$$C_b = 1 - \frac{kc}{\sum_{i=1}^{n} k\ ja} - \frac{kc}{\sum_{i=1}^{n} k\ jb} \tag{3.10}$$

Dimana Kc adalah kekuan relative suatu kolom yang ditinjau, Kja dan Kjb bertutut turut adalah kekakuan pada join atas dan join bawah.

3.3.3 Kekakuan Kolom Menurut Aydin dan Gonen

Adin dan Gonen mengatakan bahwa kekakuan kolom sebagaimana telah didiskusikan diatas sangat diperlukan pada problem-problem dinamik, khususnya untuk menyusun matriks kekakuan. Beberapa asumsi dasar tetap diperlukan untuk menghitung kekakuan kolom suatu portal. Asumsi-asumsi pertama yang dipakai adalah dengan mengabaikan efek beban grafitasi atau P-delta. Asumsi-asumsi yang lain adalah bahwa semua elemen baik kolom maupun balok adalah bersifat elastis, bertampang prismatic, gaya horizontal hanya bekerja pada tiap-tiap elevasi tingkat dan titik balik defleksi sebuah element dianggap terjadi ditengah-tengah elemen.

Dengan memakai prinsip slope deflection, maka diperoleh beberapa persamaan momen pada setiap elemen yang bertemu pada setiap join yang ditinjau. Koefesien kekakuan pada tingkat normal (bukan tingkat dasar) akhirnya dapat dihitung menurut persamaan,

$$C_{ag} = 1 - \frac{3}{2}\frac{3\,(Ca + Cb) + 2}{2\,(3Ca + 2)(3Cb + 2) - 1} \tag{3.11}$$

dimana Cag adalah koefesien kekakuan Aydin dan Gonen terhadap kekakuan kolom jepit-jepit dan,

$$C_a = \frac{\sum kba}{\sum kca} \; dan \; C_b = \frac{\sum kbb}{\sum kcb} \tag{3.12}$$

Dengan catatan bahwa Ca adalah rasio antara jumlah kekakuan relatif balok dan jumlah kekakuan relative kolom pada join atas sedangkan Cb adalah rasio sejenis untuk join bawah. Selanjutnya Adin dan Gonen memandang bahwa pada tingkat ke-2, koefesien kekakuan menurut persamaan 3.39 perlu ada sedikit koreksi menjadi,

$$C_{ag2} = 1 - \frac{3}{2}\left\{\frac{3\,(Ca + Cb + 1) - C_2}{2\,(3Ca + 2)(3Cb + 2) - C_2}\right\} \tag{3.13}$$

Dengan C_{ag2} adalah koefesien kekakuan Aydin dan Gonen untuk tingkat 2 dan,

$$C_2 = \frac{k_{c2}}{k_{c2} + k_{c3}} \quad (3.14)$$

Yang mana k_{c2} dan k_{c3} adalah kekakuan relative tingkat ke-2 dan ke-3.

Pada tingkat paling bawah, maka apabila kolom dianggap jepit pada tanah dasar, maka koefesien kekakuan yang dimaksud dapat dihitung menurut,

$$C_{ag1} = \frac{6_{ca}+1}{6_{ca}+4} \quad (3.15)$$

Yang mana C_{ag1} adalah koefesien kekakuan Aydin dan Gonen untuk tingkat ke-1 (tingkat dasar).

Apabila ujung bawah kolom dianggap sendi, maka

$$C_{ag1} = \frac{C_a}{4_{ca}+2} \quad (3.16)$$

3.4 Aspek Perencanaan Terhadap Gempa

3.4.1 Analisis Statik Ekivalen

Dalam Widodo (2001) dikatakan bahwa analisis ekuivalen static merupakan metode penyederhanaan dari analisis dinamik, beban gempa yang bekerja diasumsikan sebagai beban titik yang bekerja pada tiap lantai. Metoda ini didasarkan atas respon ragam (*mode*) pertama sedangkan *mode* yang lebih tinggi dapat diperhitungkan secara empiris.

3.4.2 Kategori Risiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan

Kategori risiko bangunan berkaitan dengan tingkat risiko yang diperbolehkan pada bangunan yang direncanakan sesuai peruntukannya. Untuk ketentuannya dapat dilihat pada SNI 1726-2012 pasal 4.1.2. Masing-masing kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung tersebut pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan Ie. Nilai Ie berdasarkan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor keutamaan gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber; SNI 1726-2012

3.4.3 Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang diijinkan. Faktor R, Cd, dan Ω0 untuk sistem penahan beban lateral dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Faktor R, C_d, dan Ω0 untuk Sistem Penahan Bebab Lateral

Sistem penahan beban lateral		R	Ω_0	C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, ha (m)				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D	E	F
Dinding penumpu	Dinding geser beton bertulang khusus	5	2,5	5	TB	TB	48	48	30
Dinding penumpu	Dinding geser beton bertulang biasa	4	2,5	4	TB	TB	TI	TI	TI
Sistem rangka bangunan	Dinding geser beton bertulang khusus	6	2,5	5	TB	TB	48	48	30
	Dinding geser beton bertulang biasa	5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Sistem rangka pemikul momen	Sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
	Sistem rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
	Sistem rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

TB = Tidak dibatasi

TI = Tidak diijinkan

Sumber: SNI 1726-2012

Nilai R, ditentukan berdasarkan tabel SDs pada tabel 3.5 untuk melihat kategori resiko, misalnya pada struktur ini termaksd kategori II D, sehingga system penahan beban lateral yang tidak dibatasi adalah system rangka beton bertulang pemikul momen khusus, maka nilai R=8

3.4.4 Faktor Redundansi

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0:

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 12 SNI 1726-2012
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, hsx, untuk konstruksi rangka ringan.

3.4.5 Kombinasi dan Pengaruh Beban Gempa

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut.

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

6. 0,9D + 1,0W
7. 0,9D +1,0E

Pengaruh beban gempa, E pada kombinasi pembebanan harus ditentukan sebagai berikut.

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi 5, E harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E = E_h + E_v \quad (3.17)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi 7, E harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E = E_h - E_v \quad (3.18)$$

Keterangan:

E = pengaruh beban gempa

E_h = pengaruh beban gempa horisontal

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

Pengaruh beban gempa horisontal, E_h, harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.19)$$

Keterangan:

Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p

ρ = faktor redundansi

Pengaruh beban gempa vertikal, E_v, harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E_v = 0{,}2 S_{DS} D \quad (3.20)$$

Keterangan:

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

D = pengaruh beban mati

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan

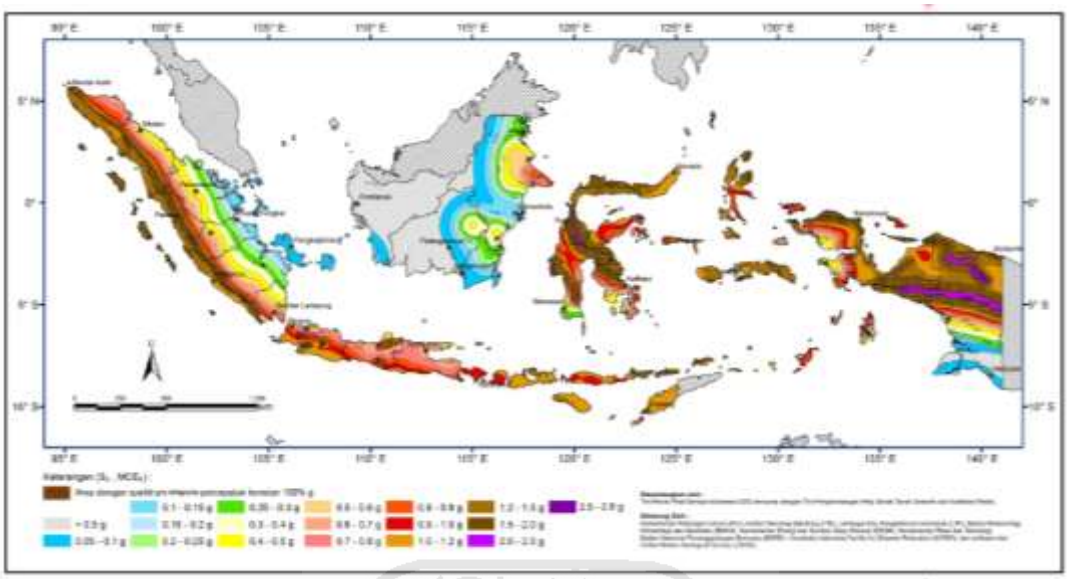
1. (1,2 + 0,2SDS)D + ρQE + L
2. (0,9 – 0, 2SDS)D + ρQE + 1,6H

Dalam perencanaan struktur, beban-beban yang diterima struktur harus diperhitungkan agar bangunan kuat menerima kombinasi pembebanan yang ada. Dalam perencanaan dicari kombinasi pembebanan yang paling kritis untuk menentukan kuat perlu. Adapun kuat perlu yang digunakan adalah sebagai berikut.

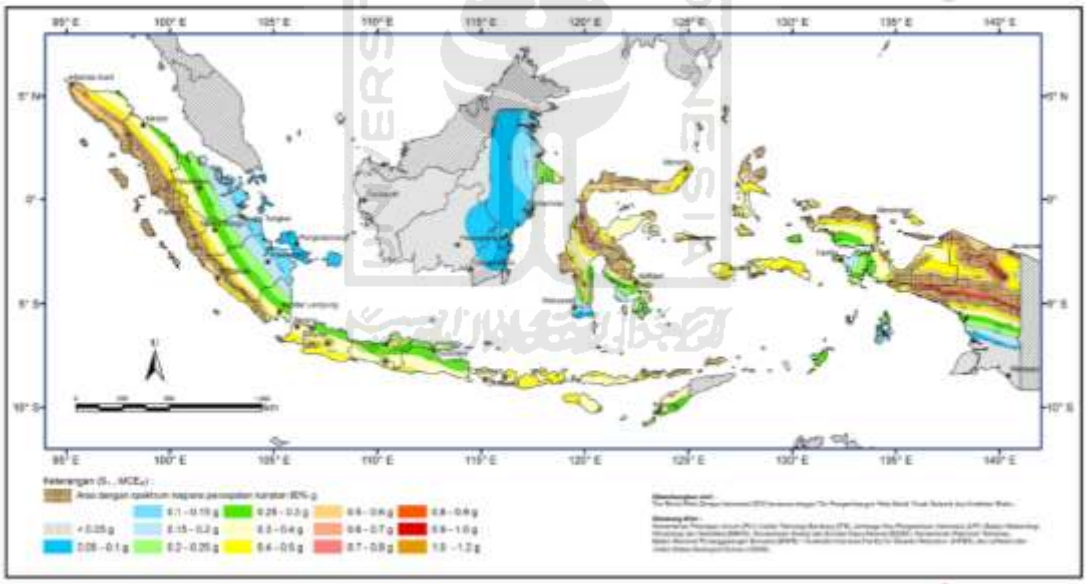
1. U = 1,4D
2. U = 1,2D + 1,6L
3. U = (1,2 + 0,2SDS)D + ρ Ex + 0,3 ρ Ey + L
4. U = (1,2 + 0,2SDS)D + ρ Ex - 0,3 ρ Ey + L
5. U = (1,2 + 0,2SDS)D - ρ Ex + 0,3 ρ Ey + L
6. U = (1,2 + 0,2SDS)D - ρ Ex - 0,3 ρ Ey + L
7. U = (1,2 + 0,2SDS)D + 0,3 ρ Ex + ρ Ey +L
8. U = (1,2 + 0,2SDS)D + 0,3 ρ Ex - ρ Ey + L
9. U = (1,2 + 0,2SDS)D - 0,3 ρ Ex + ρ Ey + L
10. U = (1,2 + 0,2SDS)D - 0,3 ρ Ex - ρ Ey + L
11. U = (0,9 - 0,2SDS)D + ρ Ex + 0,3 ρ Ey
12. U = (0,9 - 0,2SDS)D + ρ Ex - 0,3 ρ Ey
13. U = (0,9 - 0,2SDS)D - ρ Ex + 0,3 ρ Ey
14. U = (0,9 - 0,2SDS)D - ρ Ex - 0,3 ρ Ey
15. U = (0,9 - 0,2SDS)D + 0,3 ρ Ex + ρ Ey
16. U = (0,9 - 0,2SDS)D + 0,3 ρ Ex - ρ Ey
17. U = (0,9 - 0,2SDS)D - 0,3 ρ Ex + ρ Ey
18. U = (0,9 - 0,2SDS)D - 0,3 ρ Ex - ρ Ey

3.4.6 Parameter Percepatan Gempa

Parameter percepatan gempa yang digunakan adalah percepatan batuan dasar pada periode pendek (Ss) pada 0,2 detik dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S1) dengan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun. Penggunaan percepatan 0,2 detik dan 1 detik dikarenakan pada interval 0,2 detik sampai 1 detik mengandung energi gempa terbesar. Nilai Ss dan S1 dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.



Gambar 3.2 S_s, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), kelas situs SB



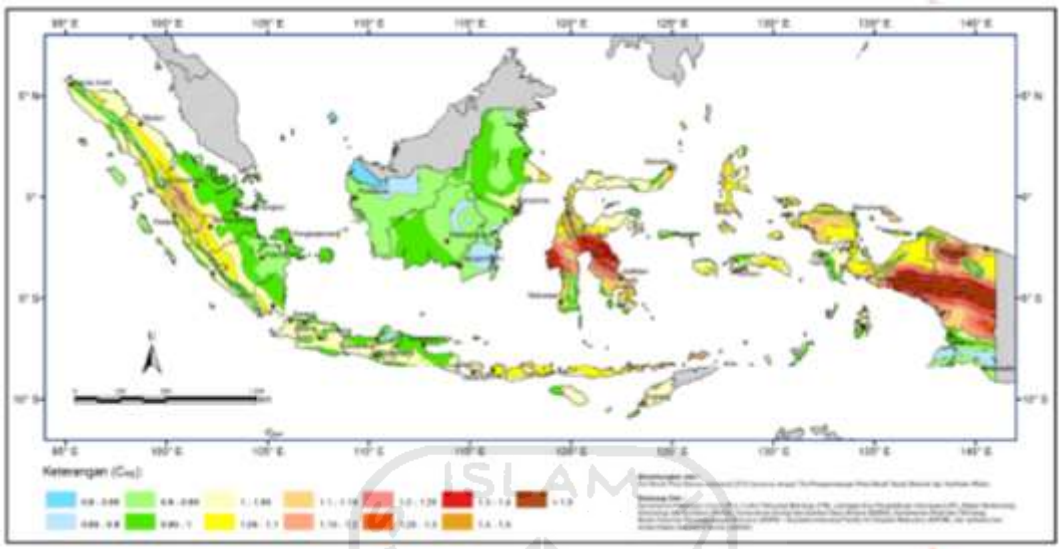
Gambar 3.3 S_1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), kelas situs SB

(Sumber: SNI 1726-2012)

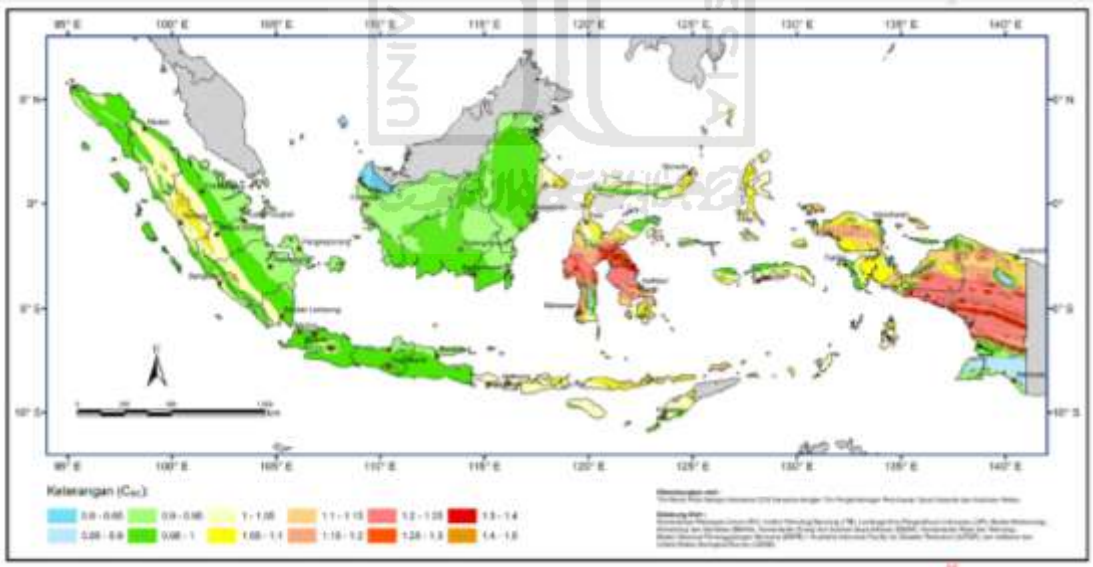
3.4.7 Koefesien Risiko Terpetakan

Koefisien risiko terpetakan, masing-masing CRS dan CR1, dengan CRS adalah koefisien risiko terpetakan untuk spektrum respon periode pendek dan CR1

adalah koefisien risiko terpetakan untuk spektrum respon periode 1 detik. Nilai CRS dan CR1 dapat dilihat pada Gambar 3.4 dan Gambar 3.5.



Gambar 3.4 C_{RS}, Koefesien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektra 0,2 Detik



Gambar 3.5 C_{R1}, Koefesien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektra 1 Detik

(Sumber: SNI 1726-2012)

3.4.8 Koefisien-Koefisien Situs

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran paerioda pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan rumus berikut:

$$SM_S = F_aSs \quad (3.21)$$

$$SM_1 = F_vS_1 \quad (3.22)$$

Keterangan:

Ss = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik Sedangkan untuk koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada

Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.3 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S_s**				
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1,0	Ss ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS[b]				

Catatan:

a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

(Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.4 Koefisien situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 \geq 0{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS[b]				

Catatan:

a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

(Sumber: SNI 1726-2012)

3.4.9 Parameter Percepatan Spektral Desain

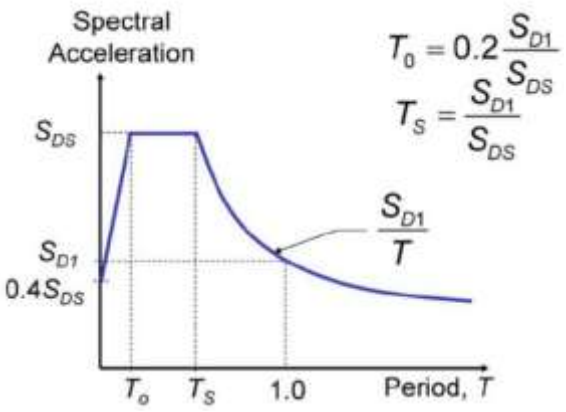
Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (SD_S) dan pada periode 1 detik (SD_1) ditentukan melalui rumus berikut ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \tag{3.23}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \tag{3.23}$$

3.4.10 Spektrum Respons Desain

Kurva spektrum respons desain dikembangkan dengan mengacu pada ketentuan dan Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Spektrum Respon Desain

(Sumber: SNI 1726-2012)

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0, spektrum respons percepatan desain, Sa, diambil berdasarkan persamaan berikut.

$$Sa = S_{DS}\,(0{,}4+0{,}6\,\frac{T}{T0}) \qquad (3.24)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan Ts, spektrum respons percepatan desain, Sa, sama dengan S_{DS}

3. Untuk periode lebih besar dari Ts,spektrum respons percepatan desain, Sa, diambil berdasarkan persamaan berikut.

$$Sa = \frac{S_{D1}}{T} \qquad (3.25)$$

Dengan,

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0{,}2\,\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad (3.26)$$

$$Ts = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad (3.27)$$

3.4.11 Kategori Desain Seismik

Semua struktur bangunan ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, SDS dan SD1, sesuai Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek

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

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}167$	A	A
$0{,}067 \leq S_{DS} < 0{,}133$	B	B
$0{,}133 \leq S_{DS} < 0{,}20$	C	C
$0{,}20 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber SNI 1726-2012)

3.4.12 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau diperoleh menggunakan properti struktur dan karateristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental (T) tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada Periode yang dihitung (Cu) sesuai Tabel 3.8, dan Periode fundamental pendekatan (Ta) yang ditentukan dari Persamaan 3.13. Periode

fundamental diijinkan secara langsung menggunakan periode fundamental pendekatan (Ta).

$$Ta = Ct \cdot h_n^x \quad (3.28)$$

Dimana hn adalah ketinggian struktur (m) dan koefisien Ct dan x ditentukan dari Tabel 3.7.

Tabel 3.7 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x

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

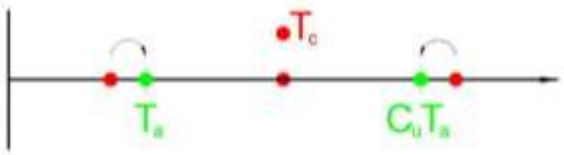
Tabel 3.8 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Disain pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
≥0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤0,1	1,7

(Sumber: SNI 1726-2012)

Selain menggunakan Persamaan 3.27, Periode struktur (T) dapat dicari menggunakan hasil dari analisis ETABS. Hasil dari ETABS dapat digunakan dengan memperhatikan syarat-syarat sebagai berikut:

1. Jika Tc>Cu.Ta → digunakan T = CuTa,
2. Jika Ta<Tc<Cu.Ta → digunakan T = Tc, dan
3. Jika Tc<Ta→digunakan T = Ta



Gambar 3.7 Penentuan Periode Getar yang Digunakan

(Sumber:ASCE 7-05)

Besarnya periode struktur (T) diketahui dengan menggap bahwa momen inersia penampang (I) mengalami keretakan (crck).

3.4.13 Koefesien Respon Seismik

Koefesien respon seismic (Cs) dihitung menggunakan rumus sebagai berikut. $Cs = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)}$ (3.29)

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons disain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons

Ie = Faktor keutamaan gempa, yang besarnya ditentukan berdasarkan kategori risiko.

Nilai Cs yang dihitung menggunakan Persamaan 3.32 tidak perlu lebih besar dari :

$$Cs = \frac{S_{D1}}{T(\frac{R}{Ie})} \quad (3.30)$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0{,}01 \quad (3.31)$$

3.4.14 Gaya Dasar Seismik

Gaya dasar seismic, V, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan rumus berikut ini.

$V = C_s W$ (3.32)

Keterangan:

C_s = koefesien respon seismic

W = berat seismic efektif

3.4.15 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat ditentukan dengan rumus sebagai berikut.

$Fx = CvxV$ (3.33)

dan

$$Cvx = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=0}^{n} w_i h_i^k}. \quad (3.34)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

hi dan hx = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

a. untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang, k = 1

b. untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih, k = 2

c. untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2

atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

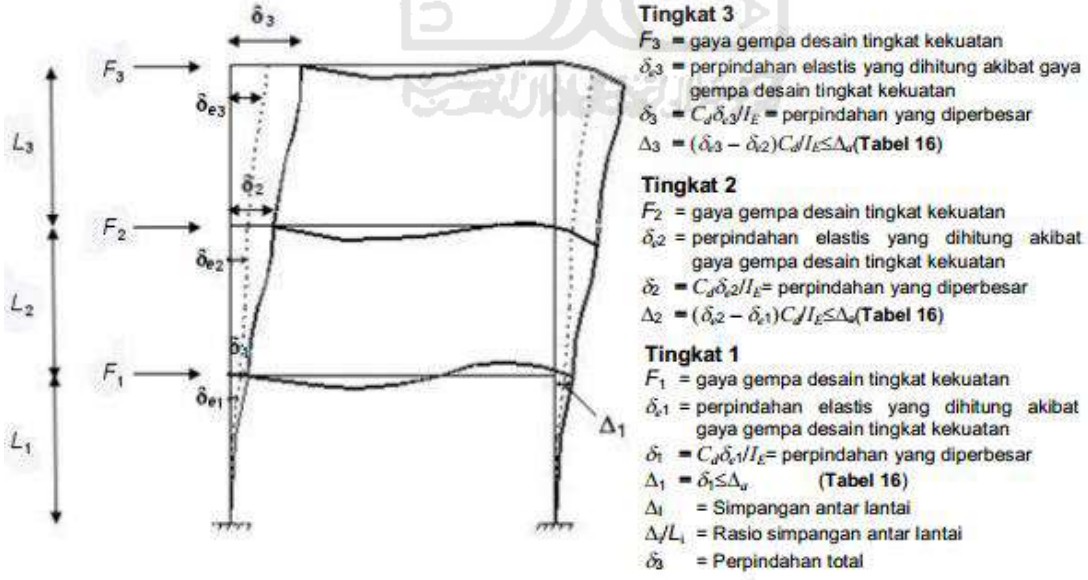
3.4.16 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua dasar tingkat (V_x) dtentukan dengan persamaan berikut.

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i$$

3.4.17 Simpangan

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E, atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal tipe 1a atau 1b, simpangan antar lantai desain, Δ, harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.



Gambar 3.8 Penentuan Simpangan Antar Lantai

(Sumber SNI 1726-2012)

Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) (mm) ditentukan sesuai dengan rumus berikut ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \, \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.35)$$

Keterangan:

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δxe = defleksi pada lokasi yang diisyaratkan dan ditentukan dengan analisis elastis,

I_e = faktor keutamaan gempa.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δa) seperti didapatkan dari Tabel 3.9 untuk semua tingkat.

Tabel 3.9 Simpangan antar Lantai Ijin, Δa

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

(Sumber: SNI 1726-2012)

3.5 Analisis Dinamik

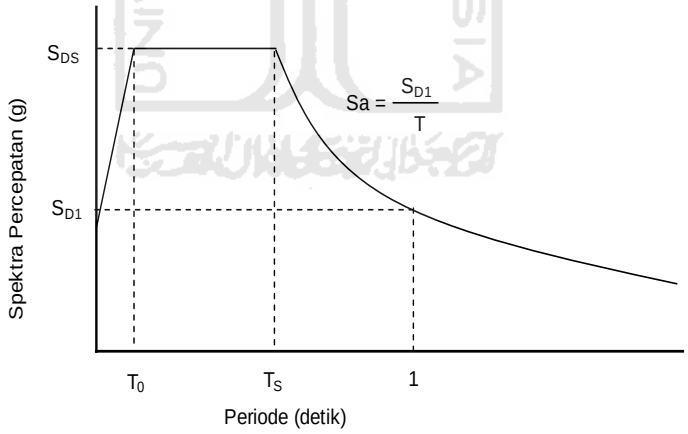
Analisis dinamik adalah analisis yang diperuntukkan pada beban (gempa) yang berubah-ubah menurut waktu (*time varying*), sehingga beban tersebut adalah fungsi dari waktu. Sistem struktur yang mengalami pembebanan dinamik memerlukan sejumlah koordinat bebas (*independent coordinates*) untuk menetapkan susunan atau posisi sistem yang berhubungan dengan jumlah derajat kebebasan (*degrees of freedom*). Pada umumnya struktur menerus (*continous*

structure) mempunyai jumlah derajat kebebasan tak berhingga. Model matematis untuk mengidealisasikan komponen-komponen sistem dengan tepat dapat mereduksi jumlah derajat kebebasan suatu jumlah diskrit menjadi berderajat kebebasan tunggal (*Single Degrees of Freedom*/ *SDOF*) atau berderajat kebebasan banyak (*Multi Degrees of Freedom*/ *MDOF*).

3.5.1 Analisis Dinamik Ragam Respon Spektra

Sesuai SNI 1726-2012 digunakan spektrum respon desain dengan parameter respon ragam yang disesuaikan dengan klasifikasi situs dimana bangunan tersebut akan dibangun, kemudian dibagi dengan kuantitas *R/I*. Kurva *response spectra design* harus
dikembangkan dengan mengacu Gambar 3.2.

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau kemudian dihitung untuk berbagai ragam dan harus dikombinasikan menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of the Squares/SRSS*) atau metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).



Gambar 3.10 Respon Spectra Desain

(Sumber : SNI 1726-2012)

Tahapan analisis metode ragam respon spektra meliputi analisis *modal amplitudo Z, modal displacement Y,* dan *modal seismic force Fij*. Untuk mendapatkan *modal amplitudo Z,* digunakan persamaan 3.23, dengan *Zj* adalah modal amplitudo mode ke-*j*, besarnya ditentukan oleh partisipasi mode ke-*j* Γ_j , koefisien gempa *C*, gaya grafitasi *g*, dan frekuensi sudut mode ke-*j* ωj.

$$Z_j = \Gamma_j \; C_g / \omega^2_j \, 2 \tag{3.40}$$

Modal displacement masa ke-*i*, kontribusi mode ke-*j*, *Yij*,merupakan hasil perkalian dari *modal amplitudo* massa ke-*i* mode ke-*j*, *Zij* dengan *modal matriks* massa ke-*i* mode ke-*j*, ϕij, yaitu dengan menggunakan persamaan 3.24.

$$\boldsymbol{Yij} = \boldsymbol{\phi ij} . \boldsymbol{Zij} \tag{3.41}$$

Selanjutnya dapat dicari *modal seismic force Fij* yang merupakan hubungan antara kekakuan *k* dan simpangan massa ke-*i* akibat mode ke-*j*, ***Yij***, dengan mengunakan persamaan 3.25.

$$\boldsymbol{Fij} = \boldsymbol{K} . \boldsymbol{Yij} \tag{3.42}$$

Setelah diketahui simpangan massa ke-*i* akibat mode ke-*j*, ***Yij*** dan gaya horisontal pada massa ke-*i* akibat mode ke-*j* *Fij*, maka simpangan horisontal tingkat *Yi* dan gaya horisontal tingkat *Fi* dapat diperoleh dengan prinsip *SRSS* menggunakan persamaan 3.26 dan 3.27.

$$Yi = \sqrt{\sum_{j=i}^{n} \left(y_{ij}\right)^2} \tag{3.43}$$

$$\boldsymbol{Fi} = \sqrt{\sum_{j=i}^{n} \left(F_{ij}\right)^2} \tag{3.44}$$

Dengan menjumlahkan gaya horisontal tingkat *Fi* akan diperoleh besarnya gaya geser dasar bangunan *Vj* akibat gempa rencana dengan menggunakan persamaan 3.28.

$$Vj = \sum\sum_{i=1}^{m} Fi \tag{3.45}$$

Dengan *Zj=modal amplitude*, *C*=koefisien gempa dasar, *g*=gaya grafitasi, ω=frekuensi sudut, *Yij=modal displacement*, ϕij*=mode shape*, *Fij=modal seismic force*, *M*=matriks massa, *Yi*= simpangan horizontal tingkat, *Fi*=gaya horisontal tingkat dan *Vj*=gaya geser dasar bangunan.

3.5.2 Persamaan Differensial Gerakan Struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF)

Pazz. M. (2004) menyebutkan bahwa persamaan differensial gerakan massa pada struktur SDOF yang memperoleh pembebanan dinamik *P(t)* adalah seperti pada persamaan 3.34 dan 3.35 berikut.

$$m.\ \ddot{y} + c.\ \dot{y} + k.\ y = P(t) \quad (3.46)$$

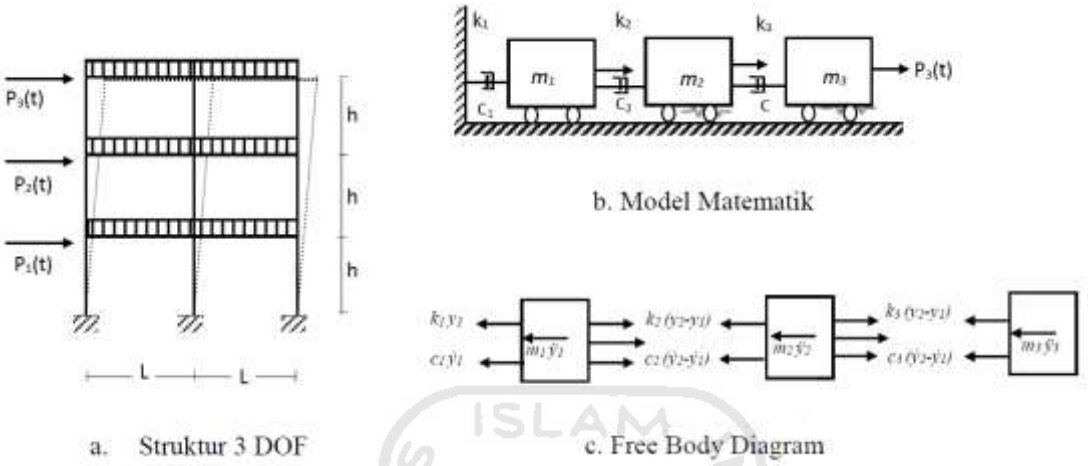
$$m.\ (d2y\ /\ dt2) + c.\ (\ dy\ /\ dt) + k.\ y = P(t \quad (3.47)$$

Pada problem dinamik, sesuatu yang sangat penting untuk diketahui adalah simpangan horisontal tingkat, atau dalam persamaan di atas adalah *y(t).*

3.5.3 Persamaan Differensial Gerakan Struktur *Multi Degree of Freedom* (MDOF)

Menurut Pazz (2004), untuk menyatakan persamaan differensial gerakan pada struktur MDOF dapat dipakai anggapan dan pendekatan seperti pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal SDOF. Untuk memperoleh persamaan differensial tersebut,

maka tetap dipakai prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau. Untuk memperoleh persamaan tersebut maka diambil model MDOF seperti pada gambar 3.9.



Gambar 3.11 Struktur 3 DOF, Model Matematika dan Free Body Diagram

(Sumber: Widodo, 2000)

Berdasarkan pada keseimbangan dinamik pada *free body diagram*, maka akan diperoleh:

m1 ÿ1 + k1 y1 + c1ý1 – k2 (y2 - y1) – c2 (ý2 – ý1) = P1(t)

m2 ÿ2 + k2 (y2 - y1) + c2 (ý2 – ý1) – k3 (y3 - y2) – c3 (ý3 – ý2) = P2(t)

m3 ÿ3 + k3 (y3 - y2) + c3 (ý3 – ý2) = P3(t) (3.48)

Selanjutnya dengan menyusun persamaan di atas menurut parameter yang sama, akan diperoleh:

m1 ÿ1 + (c1 + c2) ý1 – c2 ý2 + (k1 + k2) y1 – k2 y2 = P1(t)

m2 ÿ2 – c2 ý1 + (c2 + c3) ý2 – c3 ý3 - k2 y1 + (k2 + k3) y2 – k3 y3 = P2(t)

m3 ÿ3 – c3 ý2 + – c3 ý3 - k3 y2 + k3 y3 = P3(t) (3.49)

Persamaan – persamaan di atas dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut.

$$\begin{pmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{pmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{y}1 \\ \ddot{y}2 \\ \ddot{y}3 \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} c1+c2 & -c2 & 0 \\ -c & c2+c3 & -c3 \\ 0 & -c3 & c3 \end{pmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{y}1 \\ \dot{y}2 \\ \dot{y}3 \end{Bmatrix} +$$

$$\begin{pmatrix} k1+k2 & -k2 & 0 \\ -k2 & k2+k3 & -k3 \\ 0 & -k3 & k3 \end{pmatrix}\begin{Bmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F1\,(t) \\ F2\,(t) \\ F3\,(t) \end{Bmatrix} \quad (3.50)$$

Persamaan 3.38 dapat ditulis dalam matriks yang lebih kompak seperti berikut.

$$[\mathrm{M}]\,\{\ddot{\mathrm{Y}}\} + [\mathrm{C}]\,\{\dot{\mathrm{Y}}\} + [\mathrm{K}]\,\{\mathrm{Y}\} = \{\mathrm{F}\,(\mathrm{t})\} \quad (3.51)$$

Dimana [M], [C], dan [K] berturut-turut adalah matriks massa, matriks redaman, dan matriks kekakuan yang dapat ditulis menjadi,

$$\{M\} = \begin{pmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{pmatrix}, \{C\} = \begin{pmatrix} c1+c2 & -c2 & 0 \\ -c & c2+c3 & -c3 \\ 0 & -c3 & c3 \end{pmatrix}, \{K\} = \begin{pmatrix} k1+k2 & -k2 & 0 \\ -k2 & k2+k3 & -k3 \\ 0 & -k3 & k3 \end{pmatrix}$$

(3.52)

Sedangkan {Ÿ}, {Ẏ}, {Y}, dan {F (t)} masing-masing adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan, dan vektor beban.

$$\{\ddot{\mathrm{Y}}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}1 \\ \ddot{y}2 \\ \ddot{y}3 \end{Bmatrix}, \quad \{\dot{\mathrm{Y}}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}1 \\ \dot{y}2 \\ \ddot{y}3 \end{Bmatrix}, \quad \{\mathrm{Y}\} = \begin{pmatrix} y1 \\ y2) \\ y3 \end{pmatrix}, \quad \{\mathrm{F}\,(\mathrm{t})\} = \begin{Bmatrix} F1\,(t) \\ F2\,(t) \\ F3\,(t) \end{Bmatrix} \quad (3.53)$$

3.5.4 Nilai Karakteristik (*Eigenproblem*)

Chopra (2000) menjelaskan bahwa getaran bebas pada struktur MDOF akan mempunyai persamaan differensial gerakan dengan nilai ruas kanan sama dengan nol, sebagaimana persamaan berikut:

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{Y\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (3.54)$$

Untuk menyederhanakan permasalahan, maka struktur MDOF dianggap tidak mempunyai redaman, sehingga nilai C sama dengan 0. Persamaan 3.42 akan menjadi:

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (3.55)$$

Karena persamaan 3.42 adalah persamaan differensial pada struktur MDOF yang dianggap tidak mempunyai redaman, maka penyelesaiannya diharapkan dalam fungsi harmonik menurut bentuk:

$$Y = \{\emptyset\}i \sin(\omega t)$$
$$\dot{Y} = -\omega\{\emptyset\}i \cos(\omega t)$$
$$\ddot{Y} = -\omega 2\{\emptyset\}i \sin(\omega t) \quad (3.56)$$

Dengan $\{\emptyset\}i$ adalah suatu ordinat massa pada mode ke-i. Substitusi persamaan 3.43 ke persamaan 3.44 akan diperoleh:

$$-\omega 2[M]\{\emptyset\}_i \sin(\omega t) + [K]\{\emptyset\}_i \sin(\omega t) = 0$$
$$\{[K] - \omega 2[M]\}\{\emptyset\}_i = 0 \quad (3.48)$$

Persamaan 3.40 biasa disebut persamaan *eigenproblem* atau *eigenvalue* problem, dimana penyelesaiannya dapat menggunakan dalil *Cramer* (1704-1752). Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matriks yang merupakan koefisien dari vektor $\{\phi\}i$ adalah nol, sehingga:

$$\{[K] - \omega 2[M]\} = 0 \quad (3.57)$$

3.5.5 Frekuensi Sudut (ω) dan *Normal modes* (ϕ)

Mode adalah jenis/pola/ragam getaran/goyangan suatu struktur bangunan yang merupakan fungsi dari properti dinamik struktur (massa dan kekakuan tingkat) dan bebas dari pengaruh waktu dan frekuensi getaran. Apabila suatu bangunan memiliki jumlah kebebasan sebanyak *n*, maka persamaan 3.46 akan menghasilkan suatu polinomial pangkat *n* dan selanjutnya akan menghasilkan ω^2_1 hingga ω^2_n dan $\phi 1$ hingga ϕn

3.5.6 Hubungan Orthogonal

Widodo (2001), m*ode shape* seperti yang telah dibahas sebelumnya diperoleh dengan suatu anggapan bahwa struktur tidak mempunyai redaman atau *undamped free vibration systems*. Padahal struktur yang sesungguhnya selalu mempunyai redaman walaupun nilainya relatif kecil. Dengan demikian *mode shape* yang diperoleh adalah suatu pendekatan. Namun demikian mode shape hasil

pendekatan ini akan sangat bermanfaat terhadap penyelesaian problem analisis dinamik struktur selanjutnya.

Sebagai salah satu contoh manfaatnya adalah hubungan *orthogonal*, yaitu suatu hubungan unik yang akan sangat bermanfaat bagi penyelesaian problem pada masa mendatang. Hubungan *orthogonal* tersebut dapat dietahui dengan menggunakan persamaan *eigenproblem* sebagaimana persamaan 3.46. Apabila diambil persamaan *eigenproblem* yang menghasilkan mode ke-*i* dan ke-*j*, akan diperoleh persamaan berikut:

$$\omega i^2[M]\{\emptyset\}i = [K]\{\emptyset\}i \quad (3.58)$$

$$\omega j^2[M]\{\emptyset\}j = [K]\{\emptyset\}j \quad (3.59)$$

Apabila nilai transpose persamaan 3.47 dikalikan akhir (*postmultiply*) dengan ϕj maka akan diperoleh suatu persamaan:

$$\{\omega i^2[M]\{\emptyset\}i\}^T\{\emptyset\}j = \{[K]\{\emptyset\}i\}^T\{\emptyset\}j \quad (3.60)$$

Karena matriks massa dan matriks kekakuan adalah matriks simetri, maka [M]T = [M] dan [K]T = [K], sehingga perkalian pada persamaan 3.49 setelah disesuaikan dengan ordo matriksnya akan menjadi:

$$\omega i^2\{\emptyset\}_i^T[M]\{\emptyset\}j = \{\emptyset\}_i^T[K]\{\emptyset\}j \quad (3.61)$$

Apabila persamaan 3.48 dikalikan awal (*premultiply*) dengan $\{\emptyset\}_i^T$ dan dengan mengambil sifat-sifat yang senada dengan keterangan sebelumnya serta orde matriks maka akan diperoleh persamaan berikut:

$$\omega_j^2\,\{\emptyset\}_I^T[M]\{\emptyset\}_j = \{\emptyset\}_I^T[K]\{\emptyset\}_j \quad (3.62)$$

Apabila diperhatikan maka ruas kanan dari persamaan 3.50 dan 3.51 adalah sama, maka apabila persamaan 3.50 dikurangi persamaan 3.51 akan diperoleh:

$$\{\omega_i^2 - \omega_j^2\}\{\emptyset\}_I^T[M]\{\emptyset\}_j = 0 \quad (3.63)$$

Persamaan 3.52 adalah suatu perkalian yang hasilnya sama dengan nol. Oleh karena itu salah satu dari pengali tersebut harus sama dengan nol. Pada kenyataannya tidak pernah dijumpai ωi = ωj, sehingga nilai yang sama dengan nol adalah:

$$\{\emptyset\}_I^T[M]\{\emptyset\}_j = 0 \tag{3.64}$$

Hubungan yang sama juga dapat diterapkan pada orthogonalitas kekakuan dan redaman, yaitu:

$$\{\emptyset\}_I^T[K]\{\emptyset\}_j = 0 \tag{3.65}$$

$$\{\emptyset\}_I^T[C]\{\emptyset\}_j = 0 \tag{3.66}$$

3.5.7 Hubungan Normalisasi

Chopra (2000) menjelaskan bahwa penyelesaian persamaan simultan homogen yang dalam hal ini adalah mencari koordinat *mode shape* ϕij tidaklah memberikan nilai yang pasti melainkan hanyalah merupakan perbandingan. Sebagai contoh koordinat untuk massa ke-satu ϕij, umumnya diberikan nilai ϕij = 1. Sebenarnya nilai tersebut tidak selalu diberi 1, tetapi bisa 2, 3, dan seterusnya, asalkan nilai koordinat yang lain sebanding dengan nilai tersebut. Pengambilan nilai ϕij =1 itu sebenarnya merupakan usaha normalisasi. Ada cara lain untuk membuat normalisasi menurut Clough and Penzien. (2003), yaitu melalui suatu skalar vektor *Sc*

.

$$Sc = \{\emptyset\}_I^T[M]\{\emptyset\}_j \tag{3.67}$$

Dengan *j* = 1, 2, 3,….. *n* adalah sembarang *modes*.

Menurut Pazz and Leigh (2004), untuk struktur yang mempunyai matriks diagonal, maka normalisasi elemen *mode shapes* tersebut dapat dihitung dengan:

$$\overline{\emptyset_{IJ}} = \frac{\emptyset_{ij}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} mi\ \emptyset_{ij}^2}} \tag{3.68}$$

Selanjutnya nilai-nilai normalisasi elemen mode shapes tersebut dapat ditulis dalam bentuk *normalized modal matrix*.

$$[\emptyset] = \begin{Bmatrix} \overline{\emptyset_{11}} & \overline{\emptyset_{12}} & \overline{\emptyset_{31}} & \cdots & \overline{\emptyset_{15}} \\ \overline{\emptyset_{21}} & \overline{\emptyset_{22}} & \overline{\emptyset_{32}} & \cdots & \overline{\emptyset_{25}} \\ \overline{\emptyset_{n1}} & \overline{\emptyset_{n2}} & \overline{\emptyset_{n3}} & \overline{\emptyset_{n4}} & \overline{\emptyset_{n5}} \end{Bmatrix} \quad (3.69)$$

Kemudian akan terdapat suatu hubungan:

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \quad (3.70)$$

Hubungan seperti pada persamaan 3.59 dapat digunakan untuk mengontrol koordinat-koordinat *mode shapes.*

3.5.8 Respon Struktur

Peristiwa gempa merupakan peristiwa dinamik yang akan menimbulkan getaran pada tanah, dan selanjutnya akan menggetarkan struktur yang ada di atas tanah tersebut. Ketika struktur mendapatkan getaran akibat gempa, maka akan memberikan respons sebagai berikut ini.

3.5.8.1 *Modal Effective Weight dan Modal Effective Mass*

Menurut Chopra (2000), *Modal Effective Weight* untuk mode ke-*j* yaitu *Ewj* adalah sebagai berikut:

$$EWj = \lceil \mathrm{j} \sum_i^m \{W\, i\emptyset ij\} = \frac{\sum_i^m wi\emptyset ij}{\sum_i^m wi\emptyset^2 ij} \sum_i^m W\, i\emptyset ij \quad (3.71)$$

$$Ewj = \frac{\{\sum_i^m wi\emptyset ij\}^2}{\sum_i^m wi\emptyset^2 ij} \quad (3.72)$$

Modal Effective Weight sebenarnya dapat disajikan dalam *Modal Effective Mass* sebagaimana dipakai oleh *Cloug & Penzien* (2003). Dengan demikian *Modal Effective Mass* mode ke-*j* yaitu *Emj* adalah sebagai berikut:

$$Ewj = \frac{\{\sum_i^m wi\emptyset ij\}^2}{\sum_i^m wi\emptyset^2 ij} = \frac{(P_j^*)^2}{MP_j^*} \quad (3.73)$$

Modal Effective Weight Ewj atau *Modal Effective Mass Emj* adalah suatu parameter untuk menentukan hanya berapa mode yang boleh dipakai pada hitungan/analisis respons struktur akibat beban gempa.

Menurut buku Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung (PPTGIUG) 1981, jumlah mode minimum yang harus dipakai untuk menghitung respons struktur adalah paling tidak telah memberikan 90% dari energi

gempa, dan 10% sisanya bisa diabaikan. Sebagaimana diketahui bahwa mode-mode yang lebih tinggi relatif sulit dicari tetapi kontribusinya terhadap respon struktur relatif rendah. Oleh karena itu kontribusi mode-mode yang lebih tinggi dapat diabaikan asalkan secara keseluruhan paling sedikit 90% energy gempa telah terakomodasi.

3.5.8.2 Partisipasi Mode

Bangunan bertingkat apabila digoyang gempa, akan mempunyai pola goyangan (mode shapes) sebanyak jumlah tingkatnya. Lindeburg and McMullin (2008) menjelaskan bahwa bagian dari massa total bangunan akan memberikan kontribusinya dan dapat digunakan untuk menentukan *drift ratio*. Nilai partisipasi setiap mode dari suatu bangunan bertingkat ditentukan oleh koordinat mode shape dan massa tingkat, dengan Persamaan 3.63.

$$\Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\emptyset_j^T\}_{[M]}}{\{\emptyset_j^T\}_{[M]}\{\emptyset\}_j} = \frac{\sum_{i=1}^{m} \emptyset ijmi}{\sum_{i=1}^{m} \emptyset_j^2 mi} \quad (3.74)$$

3.5.8.3 Simpangan Struktur

Selanjutnya, Lindeburg and McMullin (2008) juga mengatakan bahwa partisipasi setiap mode juga berhubungan dengan simpangan atas dan factor amplitudo *Zj*, sebagaimana Persamaan 3.64.

$$Zj = \Gamma j\ gj \quad (3.75)$$

Simpangan kontribusi suatu mode ke-*j*, *gj* pada persamaan (3.72) pada dasarnya sama atau senada dengan simpangan horisontal suatu massa. Dengan demikian modal amplitude *Zj* dapat diperoleh dengan mengikutkan partisipasi setiap mode.

Simpangan total suatu massa diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh kontribusi tiap-tiap mode sebagai berikut:

$$Yj = \sum_{j=1}^{n} [\varphi_n Z_j] \quad (3.76)$$

3.5.8.4 Rasio Simpangan antar tingkat (*Drift Ratio*)

Nilai rasio simpangan antar tingkat (*drift ratio*) pada struktur dengan cara mengurangi simpangan tingkat atas terhadap tingkat di bawahnya, sebagaimana Persamaan 3.66.

$$\Delta y = \frac{yj(t) - yj-1^{t}}{h}\ x\ 100\% \qquad (3.77)$$

3.5.9 Gaya Horisontal tingkat

Apabila simpangan tingkat telah diperoleh, maka langkah selanjutnya adalah menghitung gaya horisontal tingkat. Pada analisis dinamika struktur, simpangan tingkat dan gaya horisontal tingkat adalah respon-respon elastic penting yang harus dicari. Gaya horisontal tingkat mode ke-*j* adalah:

$$Fj = Kj\ .\ Yj \qquad (3.78)$$

Fj adalah gaya horisontal tingkat ke-*j*, *Kj* adalah kekakuan tingkat ke-*j*, dan *Yj* adalah simpangan tingkat ke-*j*.

3.6 Implikasi Gaya Horisontal Tingkat pada Respon Struktur

Setelah menghitung dengan berbagai macam metode hasil Distribusi vertikal gaya gempa menghasilkan pola yang berbeda-beda. Beberapa penelitian terdahulu menunjukkan bahwa distribusi vertikal gaya gempa ekuivalen statik memiliki nilai kecil pada tingkat bawah dan bertambah besar pada tingkat di atasnya. Berbeda dengan hasil hitungan menggunakan analisis dinamik yang menunjukkan bahwa distribusi vertikal gaya gempa relatif sama besar pada semua tingkat.

BAB IV
METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian

Pada penelitian ini strukktur gedung merupakan model struktur rangka beton tahan gempa yang berlokasi direncanakan berada di kota Yogyakarta dan terletak diatas tanah sedang.

4.2 Pengumpulan Data

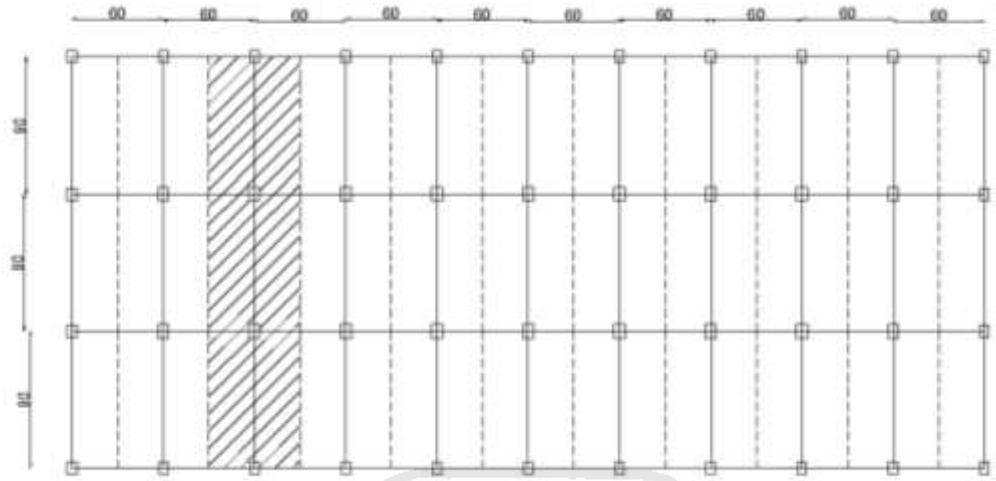
Sebelum dilakukan penelitian, data-data yang dibutuhkan pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Denah Struktur

   Penelitian ini menggunakan bentuk denah yang beraturan (*regular*). Pemodelan geometri strktur 3 dimensi mengikuti ketentuan sebagai berikut.

   a. Variasi jumlah tingkat 5, 10, dan 15 tingkat.
   b. Perbedaan elevasi tiap tingkat 4.00 m
   c. Denah lantai dibuat tipikal
   d. Menggunakan variasi dimensi kolom sama pada beberpa tingkat.

   Denah dan potongan struktur bangunan dapat dilihat pada Gambar 4.1 dGambar 4.2



Gambar 4.1 Denah

2. Mutu Bahan

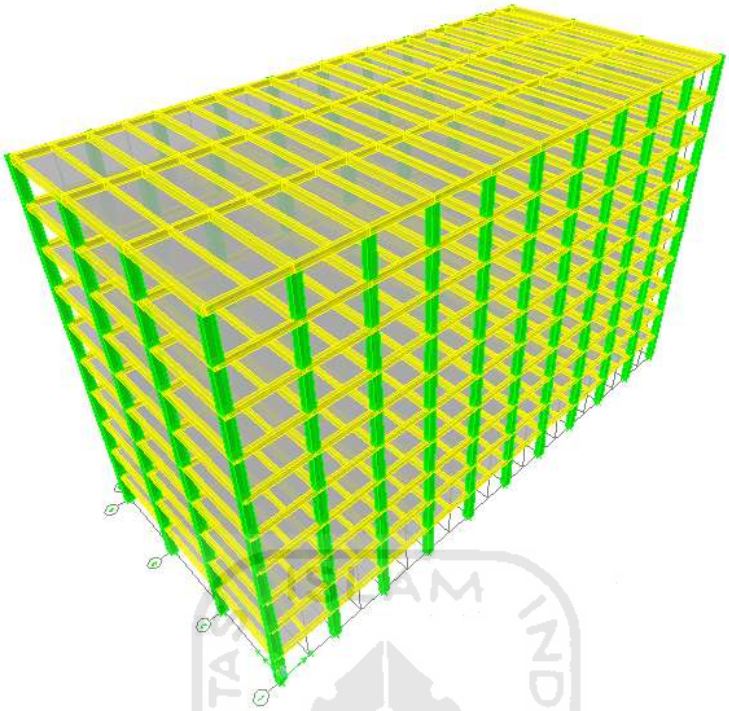
   Mutu Bahan pada struktur beton yang digunakan adalah f'c = 30 Mpa dengan Modulus Elastisitas Beton, Ec = 262140 Mpa.

3. Kondisi Tanah

   Kondisi tanah pada lokasi penelitian adalah jenis tanah sedang.

4.3 Pemodelan Struktur

Struktur bangunan dimdelkan dengan menggunakan program ETABS versi 9.6. Model struktur yang digunakan dalam penelitian ini adalah portal beton bertulang dengan variasi jumlah tingkat yaitu, 5, 10, 15, dan 20. Dimensi kolom beberapa lantai dibuat bervariasi. Pemodelan struktur pada ETABS versi 9.6 dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.2 Pemodelan Struktur 10 Lantai

4.4 Analisis Ekivalen Statik

Analisis ekuivalen statik meliputi beberapa tahap perhitungan untuk mendapatkan nilai-nilai berikut ini.

1. Waktu getar alami struktur T.
2. Faktor keutamaan struktur *I* dan reduksi beban gempa R.
3. Gaya geser dasar ekuivalen statik *V.*
4. Gaya horisontal tingkat *Fi.*

4.5 Analisis Dinamik Respon Spektra

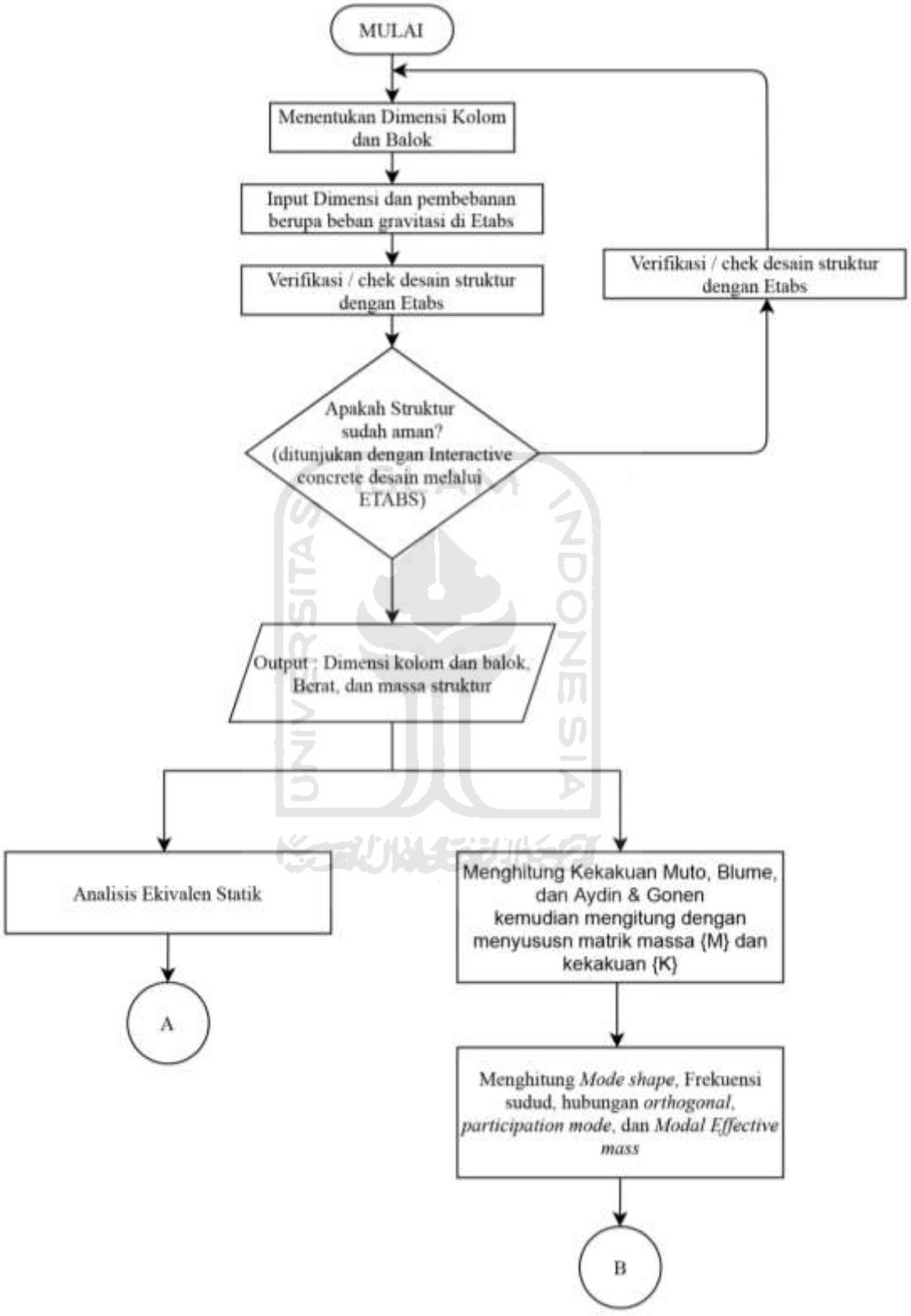
Analisis dinamik respon spektra meliputi beberapa perhitungan untuk mendapatkan nilai-nilai berikut ini.

1. Mencari nilai *mode shape,* frekuensi sudut, partisipasi mode, dan koefesien gempa dasar C, berdasarkan respon spektra desain.

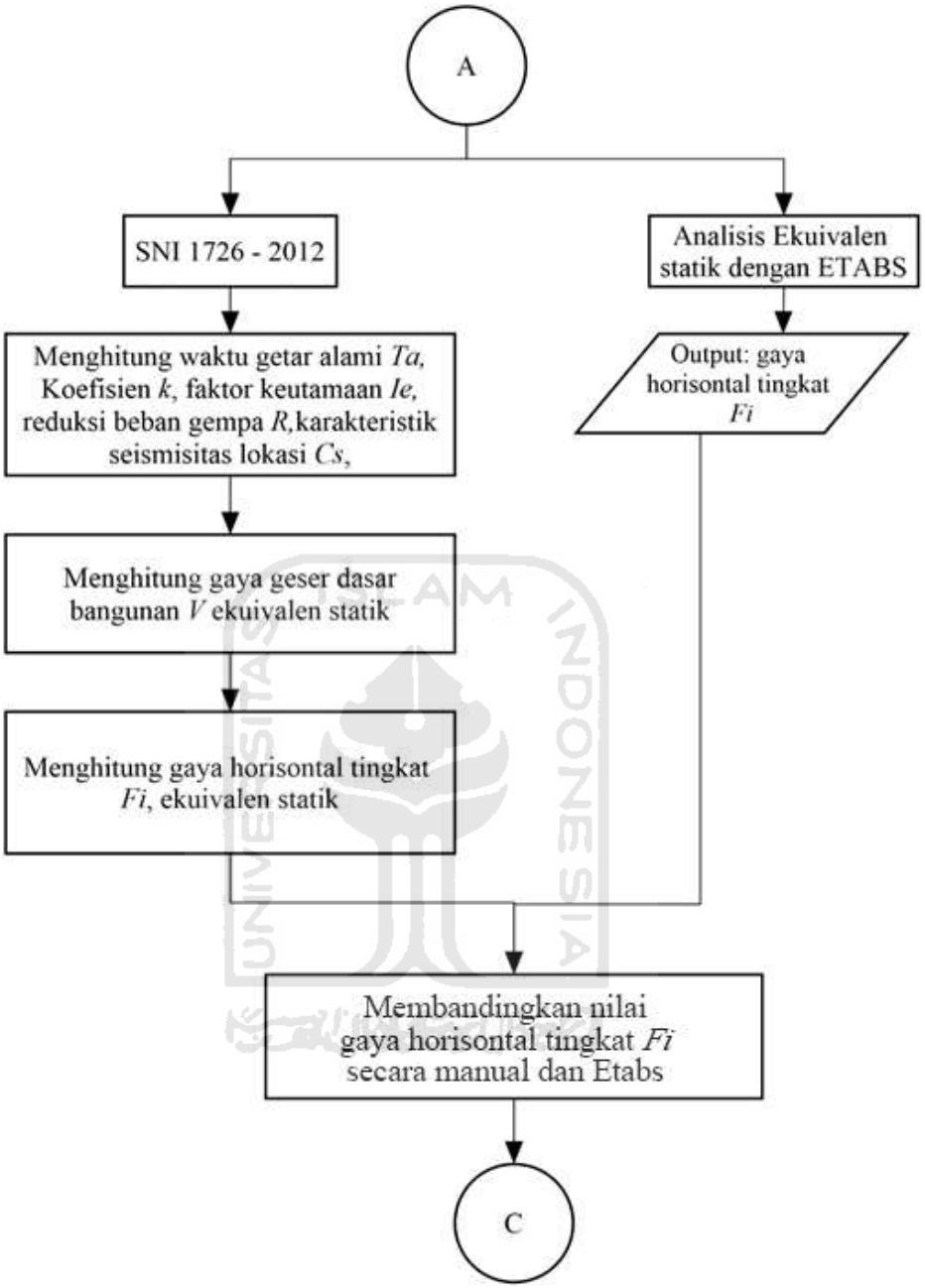
2. Menghitung modal amplitudo Zj, simpangan horisontal mode Yij, dan simpangan tingkat Y*i*.
3. Menghitung gaya horisontal mode (*modal seismic force*) Fij.
4. Menghitung gaya horisontal tingkat dengan prinsip SRSS.
5. Menghitung gaya dasar bangunan, *V*.

4.6 Bagan Alir Penelitian

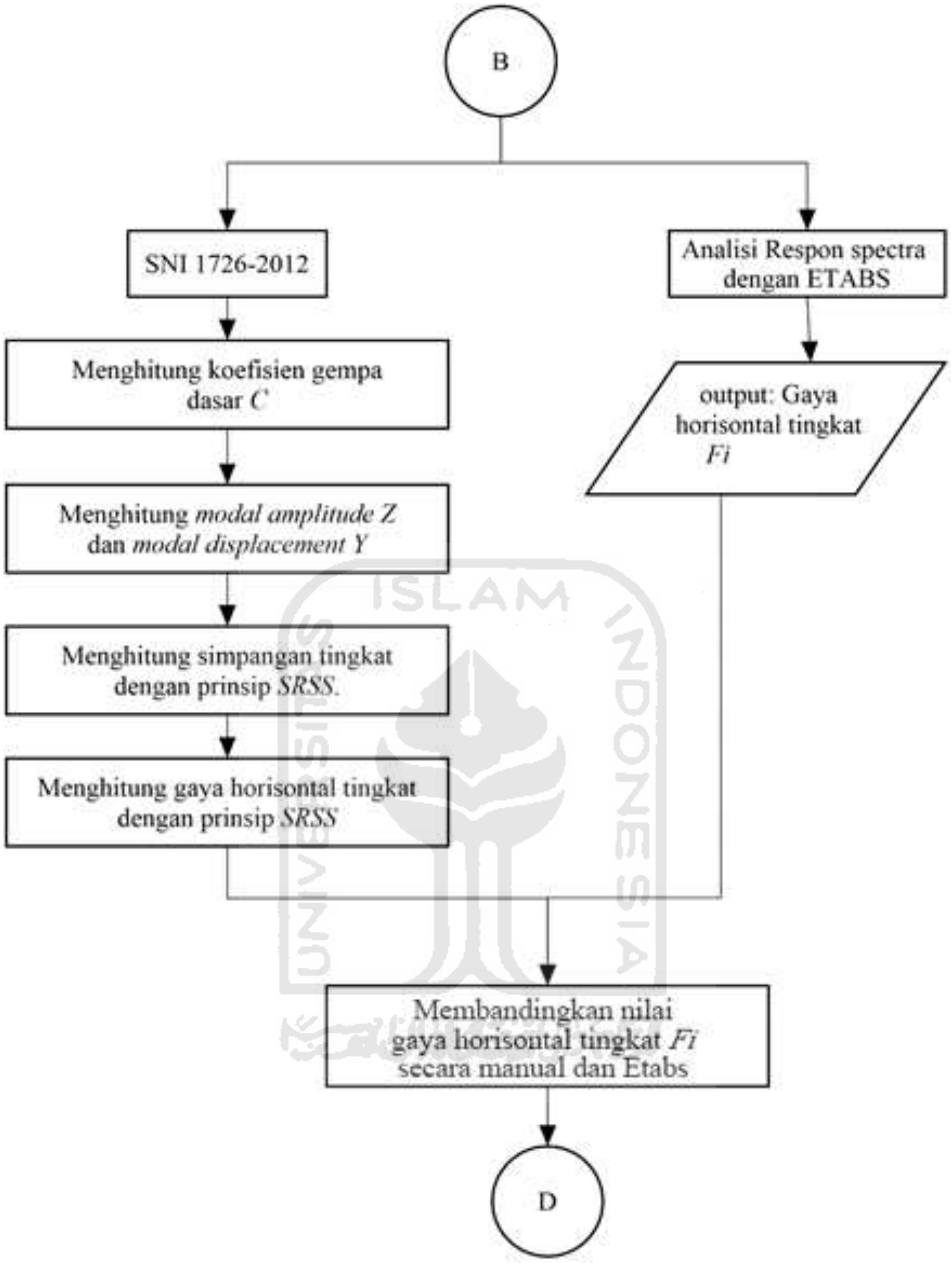
Tahapan penelitian dilakukan sesuai dengan bagan alir pada gambar 4.4 berikut ini.



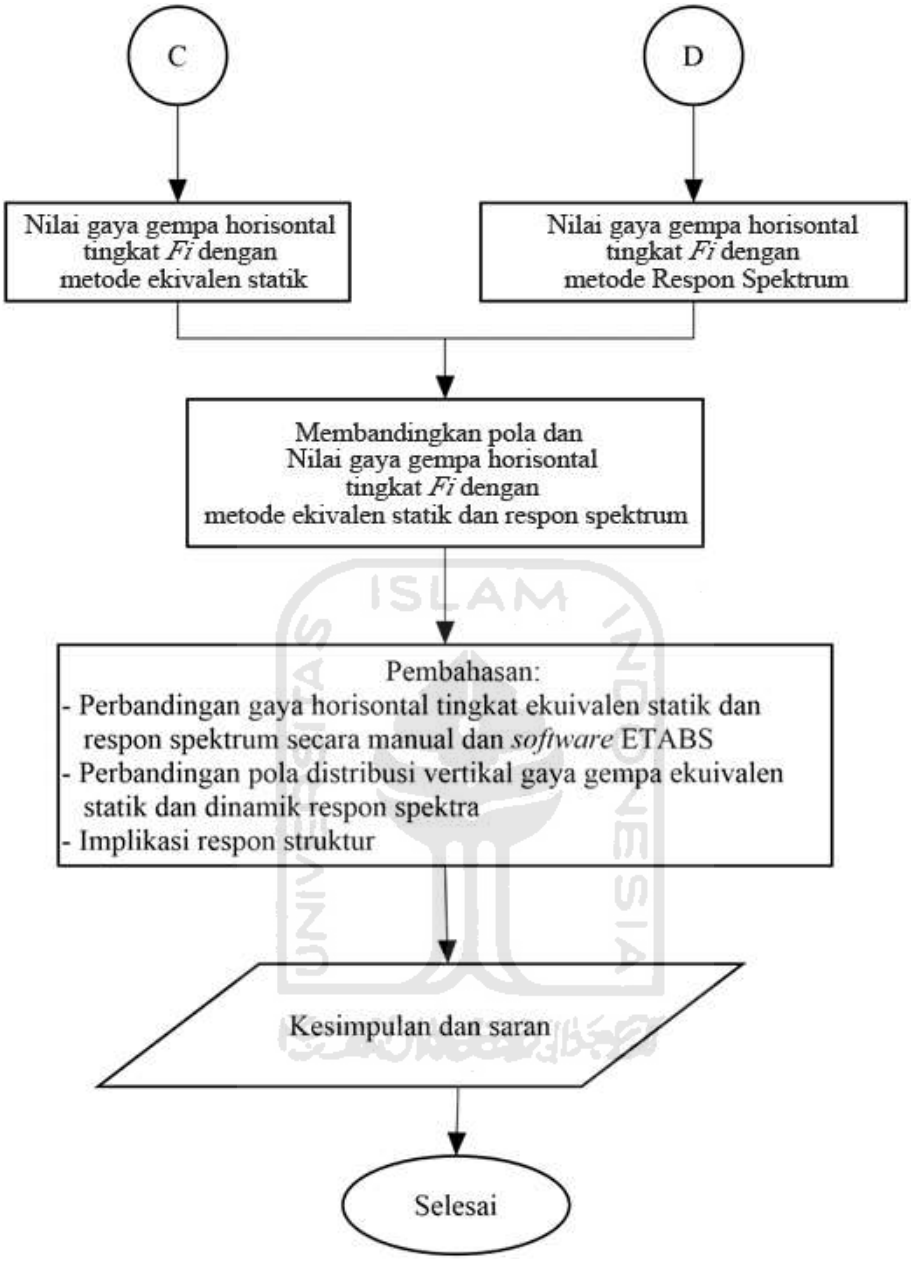
Gambar 4.3 Bagan Alir Tahapan Penelitian



Gambar 4.3 Lanjutan Bagan Alir Tahapan Penelitian



Gambar 4.3 Lanjutan Bagan Alir Tahapan Penelitian



Gambar 4.3 Lanjutan Bagan Alir Tahapan Penelitian

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Estimasi Dimensi

Tahapan awal yang dilakukan dalam analisis ini adalah dengan perencanaan estimasi dimensi elemen struktur. Dalam analisis ini digunakan model struktur 2 dimensi yang merupakan rangka portal terbuka dengan jarak portal 9 meter dan tinggi tingkat 4 meter. Dimensi balok dan kolom dibuat sama pada semua tingkat.

5.1.1 Dimensi Balok

Perencanaan dimensi balok dalam tahap estimasi desain dihitung menggunakan rumus pendekatan yaitu:

Untuk balok induk, $h = (\frac{1}{10} - \frac{1}{12})$Lbalok

Untuk balok anak, $h = (\frac{1}{10} - \frac{1}{12})$Lbalok

Dengan $b = \pm\frac{1}{2}$ h_{balok}

Berikut adalah contoh perhitungan estimasi balok induk B1 dan balok anak Ba.

1. Balok Induk (B1)

   L_{balok} = 9 meter

   h = $\left(\frac{1}{12}\right) x\ 9\ x\ 1000 = 750$mm

   Dipakai h = 750 mm

   b = $\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{750}{2} = 375$mm

   Dipakai b = 400 mm

   $\frac{b}{h}$ = 0,53 > 0,3 dan b > 250 mm (memenuhi syarat SRMPK)

2. Balok Anak (Ba)

   L_{balok} = 9 meter

   h = $\left(\frac{1}{14}\right) x\ 9\ x\ 1000 = 643$mm

   Dipakai h = 550 mm

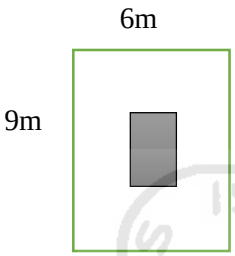
   b = $\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{550}{2} = 275$ mm

Dipakai b = 275 mm

$\frac{b}{h}$ = 0,5 > 0,3 dan b > 250 mm (memenuhi syarat SRMPK)

5.1.2 Dimensi Kolom

Dalam analisis ini kolom dibagi menjadi 2 tipe yaitu kolom luar (KL) dan kolom dalam (KD) .Perencanaan dimensi balok dalam tahap estimasi desain dihitung menggunakan rumus yaitu:



Gambar 5.1 Luasan Kolom KL

a. Kolom Luar (KL)

Pu = Luasan Plat x qu lantai x n lantai

= (9 x 6) x 9.349 x 10

= 5048.46 kN

$A_g = \frac{Pu}{0.4 \text{ x } f'c}$

$= \frac{5048.46 \text{ x } 1000}{0.4 \text{ x } 30}$

= 420705 mm^2

h = $\sqrt{Ag}$

= $\sqrt{420705}$

= 648.62 mm

= 64.86 cm

Dipakai h = 85 cm dan b = 75 cm

Dengan cara yang sama seperti diatas, didapatkan estimasi dimensi balok dan kolom pada setiap lantainya. Dimensi balok dan kolom dapat dilihat pada table 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Dimensi Balok dan Kolom Portal 10T

Tingkat	Balok Induk (cm)		Kolom Luar (cm)		Kolom Dalam (cm)	
	b	h	b	h	b	h
1 - 10	40	75	75	95	80	90

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan yang dihitung pada analisis adalah beban mati dan beban hidup yang dihitung berdasarkan peraturan pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG) 1983, dengan ketentuan sebagai berikut.

1. Beban Mati Pelat Lantai

a.	Pelat	= 0.12 m x 2.4 t/m^3	= 0.288 t/m^2
b.	Pasir	= 0.05 m x 1.7 t/m^3	= 0.085 t/m^2
c.	Spesi	= 0.025 m x 1.95 t/m^3	= 0.04875 t/m^2
d.	Keramik	= 0.024 t/m^2	= 0.024 t/m^2 +
		Qd Lantai	= 0.44575 t/m^2

2. Beban Mati Pelat Atap

a.	Pelat	= 0.1 m x 2.4 t/m^3	= 0.24 t/m^2
b.	Platfond	= 0.01 m x 1 t/m^3	= 0.01 t/m^2
c.	Kedap air	= 0.025 m x 2.4 t/m^3	= 0.06 t/m^2
d.	Duting AC	= 0.02 t/m^2	= 0.02 t/m^2 +
		Qd Atap	= 0.33 t/m^2

3. Beban Hidup Pelat Lantai

   Bangunan difungsikan sebagai hotel.

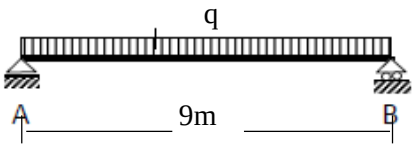
   Q_L Lantai = 0.25 t/m^2

4. Beban Hidup Pelat Atap

   Q_L Atap = 0.1 t/m^2

5.2.1 Perhitungan Beban Terbagi Merata pada Balok Portal

Analisis 2D adalah penyederhanaan dari analisis 3D, sehingga portal dianggap menahan ½ beban kanan dan ½ beban kiri. Selanjutnya beban terbagi merata, dapat dihitung seperti pada Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5.2 Model pembebanan terbagi merata pada balok

a. Pelat Lantai

P = Luasan Plat x Qd Lantai

P = (9 x 6) x 0.44575= 24.0705 t

$q_{eq} = \frac{24{,}0705}{9} = 2.6745$ t/m^2

qD = q_{eq} + berat sendiri balok

= 2.667 + (0.375*0.75*2.4) = 3.342 t/m^2

$qL = \frac{(6\ x\ 9)\ x\ 0.25}{9} = 1.5$ t/m^2

$qL = \frac{(6\ x\ 9)\ x\ 0.25}{9} = 1.5$

b. Pelat Atap

$q_{eq} = \frac{(6\ x\ 9) x\ 0.378}{9} = 2.268$ t/m^2

qD = q_{eq} + berat sendiri balok

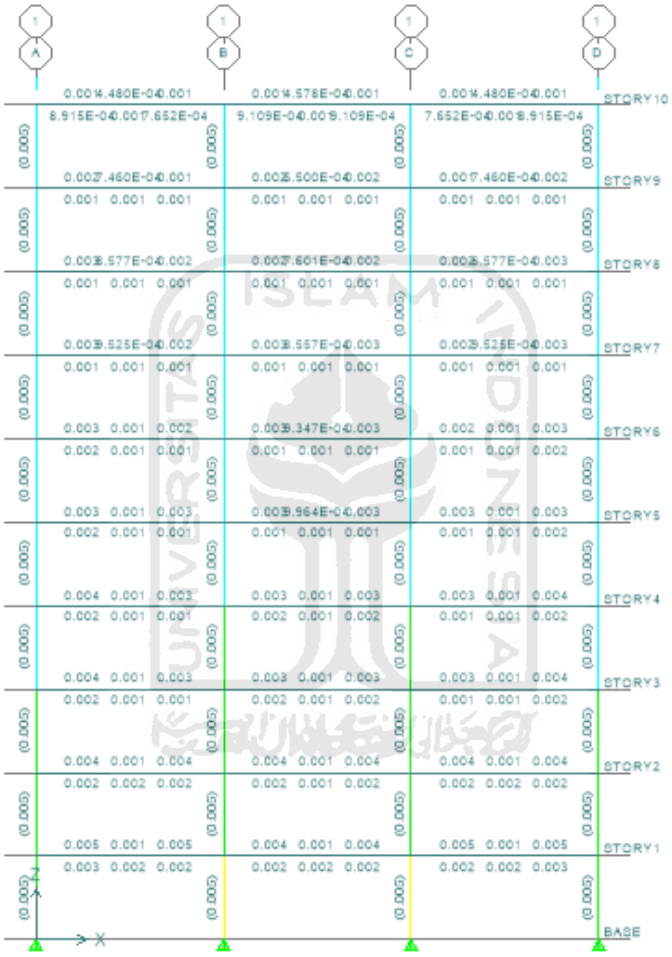
= 2.268 + (0.375*0.75*2.4) = 2.943 t/m^2

$qL = \frac{(6\ x\ 9) x\ 0.1}{9} = 0.6$ t/m^2

5.2.2 Verifikasi/Cek Desain Struktur dengan ETABS

Cek desain struktur dilakukan dengan *software* Etabs. Dimensi kolom dan balok yang sudah ditetapkan, kemudian diberikan pembebanan yang meliputi beban hidup, beban mati, kemudian dilakukan cek desain dengan *software* Etabs. Hasil cek desain ditunjukan dengan *Interactive concrete frame design* yang

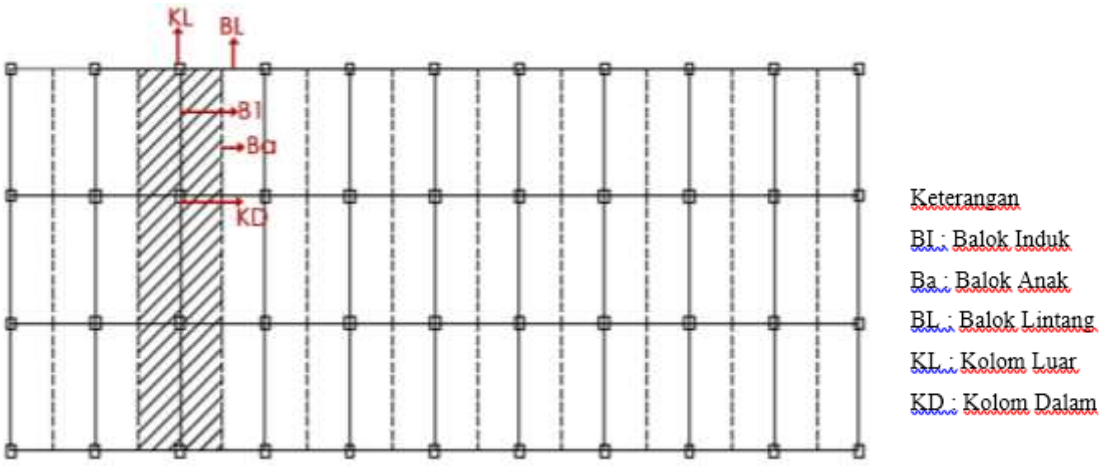
menggambarkan kekuatan elemen struktur dalam menanggung beban hidup dan mati. Kolom atau balok yang tidak memenuhi syarat akan ditunjukan dengan warna merah dalam *Interactive concrete frame design.*Hasil yang diperoleh berupa gambar *Interactive concrete frame design* menunjukan bahwa struktur aman, sebagimana ditunjukan pada Gambar 5.3, semua struktur berwarna hijau.



Gambar 5.3 *Interactive concrete frame design* dengan *software* ETABS

5.2.3 Perhitungan Berat dan Massa

Berat dan massa struktur merupakan unsur penting yang harus dihitung dalam analisis ekuivalen statik maupun analisis dinamik. Berat dan Massa struktur ditentukan dengan komponen perhitungan sebagaimana ditunjukan dalam Gambar 5.3.



Gambar 5.4 Komponen Perhitungan Berat dan Massa

Untuk perhitungan berat dan massa, diambil contoh struktur portal 2 dimensi 10 tingkat dengan ukuran kolom dan balok sama, dapat dilihat pada Gambar.5.4. sedangkan hasil perhitungan berat dan massa secara keseluruhan ditampilkan dalam Lampiran. Perhitungan Berat dan massa struktur diperoleh dari hasil analisis menggunakan ETABS dan dapat dilihat pada tabel 5.2.

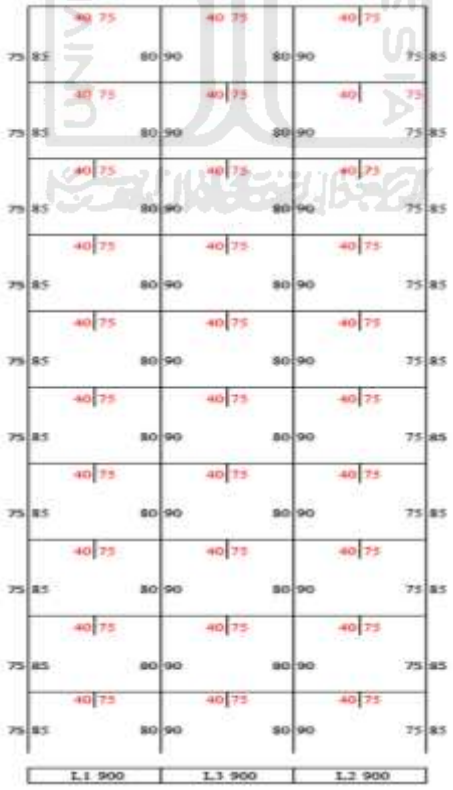
Gambar 5.5 Struktur Portal 10T

Tabel 5.2 Berat dan Massa Struktur Portal 10T

Tingkat	Berat (Kg)	Massa (Kg.dt^2/cm)
1	160.51372	163.78951
2	160.51372	163.78951
3	160.51372	163.78951
4	160.51372	163.78951
5	160.51372	163.78951
6	160.51372	163.78951
7	160.51372	163.78951
8	160.51372	163.78951
9	160.51372	163.78951
10	142.46310	145.37051
	1587.08658	**1619.476102**

5.3 Kekakuan Struktur

Strutur Portal 10T dengan kekakuan relatif balok dan kolom seperti yang tampak pada gambar 5.5 akan dihitung dengan metode kekakuan Muto, metode kekakuan Blume, dan metode kekakuan Aydin dan Gonen.



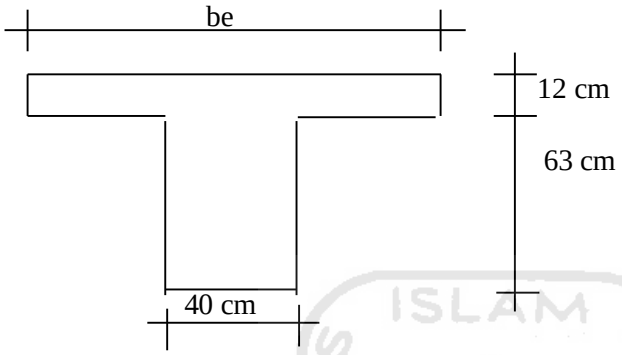
Gambar 5.5 Kekakuan Relatif Balok dan Kolom

5.3.1 Kekakuan Metode Muto

Kekakuan struktur dengan metode Muto dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

1. Momen Inersia dan I/L balok

   Inersia Balok yang dihitung adalah Inersia Balok T



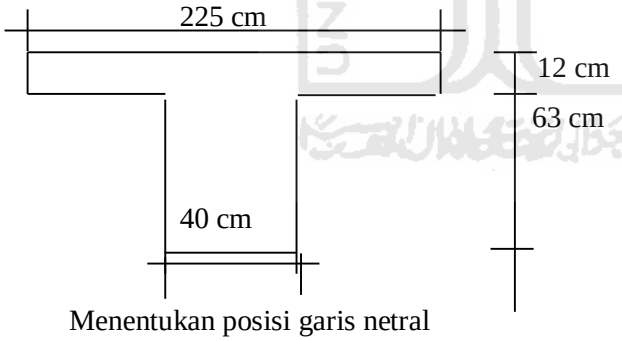
Menentukan lebar efektif flens balok T

be = l/4 = 900=/4 = 225 cm

be = bo + 16 t = 40 + 16 x 12 = 232 cm

be = jarak balok = 900 cm

digunakan yang terkecil be = 225 cm



Menentukan posisi garis netral

$$Yb = \frac{225\ x\ 12\ x\ (63+6)+63\ x\ 40\ x\ 31.5}{225\ x\ 12\ +63\ x\ 40} = 50.9 \text{ cm}$$

Ya = 75 – 50.9 = 24.1 cm

Momen inersia balok T Lantai (1-9)

$I_B = \frac{1}{12}$ x 225 x 12^3 + 12 x 225 x $(23.5-6)^2$ + $\frac{1}{12}$ x 37.5 x 63^3 + 37.5 x 63 x $(50.9-31.5)^2$

= 2405903.684 cm^4

I_B/L = 2405903.684 / 900 = 2673.2263 cm^3

2. Momen Inersia dan I/L Kolom

   Kolom Luar dan Dalam Lantai (1-10)

   $I_{KL} = \frac{1}{12}$ x 75 x 85^3 = 3838281.25 cm^4,

   I_{KL} / L = I_{KL} / 400 = 9595.7031 cm^3

   $I_{KD} = \frac{1}{12}$ x 80 x 90^3 = 4860000 cm^4,

   I_{KD} / L = I_{KD} / 400 = 12150 cm^3

3. Nilai K

   Apabila diambil nilai konstanta K = 2673,2263 cm^3, maka,

   I_B = 1.0000

   I_{KL} = 3.5896

   I_{KD} = 4.5451

   Untuk mempermudah perhitungan selanjutnya maka nilai konstanta akan digambarkan seperti pada Gambar 5.6 berikut.

Gambar 5.6 Nilai K Balok dan Kolom

4. Nilai C_m

   a. Koefesien kekakuan kolom Luar

      Dengan menggunakan persamaan 3.8 maka,

      $Cm_{10} = (1 + 1) / (1 + 1 + 4 \times 3.5896)$ = 0.1223

      $Cm_9 = (1 + 1) / (1 + 1 + 4 \times 3.5896)$ = 0.1223

      $Cm_8 = Cm_7 = Cm_6 = Cm_5 = Cm_4 = Cm_3 = Cm_2$ = Cm_9

      $Cm_1 = (1 + 0{,}5 \times 3.5896) / (1 + 2 \times 3{,}5896)$ = 0.34170

   b. Koefesien kekakuan kolom Dalam

      Dengan menggunakan persamaan 3.7 maka,

      $Cm_{10} = (1 + 1 + 1 + 1) / (1 + 1 + 1 + 1 + (4 \times 4.5451))$ = 0.1803

      $Cm_9 = (1 + 1 + 1 + 1) / (1 + 1 + 1 + 1 + (4 \times 4.5451))$ = 0.1803

      $Cm_8 = Cm_7 = Cm_6 = Cm_5 = Cm_4 = Cm_3 = Cm_2 = Cm_9$

Cm_1 = (1 + 1 + 0.5 x 4.5451) / (1 + 1 + (2 x 4.5451)) = 0.3853

5. Kekakuan Kolom Jepit-Jepit (Kf)
   a. Kolom Luard dan Dalam Lantai 1-10

   Kf_{KL} = $12EI/L^3$
   = 12 x 262578.1941 x 3838281.2500 / 400^3
   = 188971.6798 kg/cm

   Kf_{KD} = 12 x 262578.1941 x 4860000.0000 / 400^3
   = 239274.3793 kg/cm

6. Kekakuan (Cm x Kf)

   Lantai 1 = 2 x (0.3417 x 188971.6798 + 0.3853 x 239274.3793) x 0.7 = 219453.8684

   Lantai 2 = 2 x (0.1223 x 188971.6798 + 0.18034 x 239274.3793) = 132509.9956

   Lantai 3 sampai Lantai 9 = lantai 10 = Lantai 2

5.3.2 Kekakuan Metode Blume

Perhitungan kekakuan Metode Blume hampir sama dengan perhitungan Metode Muto, yang berbeda adalah pada perhitungan koefesien (Cb). Dari Gambar 5.6 dan Persamaan 3.10 maka dapat dihitung nilai Cb sebagai berikut.

1. Koefesien Kekakuan Kolom Luar ($C_{b\ KL}$)

$$Cb_1 = 1 - \left(\frac{3.5896}{3.5896 + 1 + 3.5896}\right) = 0.5611$$

$$Cb_2 = 1 - \left(\frac{3.5896}{3.5896 + 1 + 3.5896}\right) - \left(\frac{3.5896}{3.5896 + 1 + 3.5896}\right) = 0.1223$$

$Cb_3 = Cb_4 = Cb_5 = Cb_6 = Cb_7 = Cb_8 = Cb_9 = Cb_2$

$$Cb_{10} = 1 - \left(\frac{3.5896}{1 + 3.5896}\right) - \left(\frac{3.5896}{3.5896 + 1 + 3.5896}\right) = 0.2210$$

2. Koefesien Kekakuan Kolom Dalam ($C_{b\ KD}$)

$$Cb_1 = 1 - \left(\frac{4.5451}{4.5451 + 1 + 4.5451 + 1}\right) = 0.5902$$

$Cb_2 = 1 - (2 \times \left(\frac{4.5451}{2\ x\ (4.5451+1)} \right)) = 0.1803$

$Cb_3 = Cb_4 = Cb_5 = Cb_6 = Cb_7 = Cb_8 = Cb_9 = Cb_2$

$Cb_{10} = 1 - \left(\frac{4.5451}{1+4.5451+1}\right) - \left(\frac{4.5451}{4.5451+1+4.5451+1}\right) = 0.1043$

3. Kekakuan Kolom Jepit-Jepit (Kf)
   a. Kolom Luard an Dalam Lantai 1-10

      $Kf_{KL} = 12EI/L^3$

      $= 12 \times 262578.1941 \times 3838281.2500 / 400^3$

      $= 188971.6798$ kg/cm

      $Kf_{KD} = 12 \times 262578.1941 \times 4860000.0000 / 400^3$

      $= 239274.3793$ kg/cm

4. Kekakuan Blume (Cb x Kf)

   Lantai 1 = 2 x (0.56113 x 188971.6798 + 0.5902 x 239274.3793) x 0.7 = 346150.7399

   Lantai 2 = 2 x (0.1223 x 188971.6798 + 0.18034 x 239274.3793) = 132509.9956

   Lantai 3 - 9 = Lantai 2

   Lantai 10 = 2 x (0.2210 x 188971.6798 + 0.1043 x 239274.3793) = 133410.7161

5.3.3 Kekakuan Metode Aydin & Gonen

Perhitungan kekakuan Metode Aydin & Gonen hampir sama dengan perhitungan Metode Muto dan Blume, yang berbeda adalah pada perhitungan koefesien (Cb). Dari Gambar 5.6 dan Persamaan 3.39 maka dapat dihitung nilai Cb sebagai berikut.

1. Koefesien Kekakuan Kolom Luar ($C_{ag\ KL}$)

$C_{ag1} = \left(\frac{6\ x\ 0.1393+1}{6\ x\ 0.1393+4} \right) = 0.3796$

$C_{ag2} = 1 - 1.5 \left(\frac{3\,(0.1393+0.1393+1)-0.5}{2\,(3\,x\,0.1393+2)\,(3\,x\,0.1393+2)-0.5} \right) = 0.5529$

$C_{ag3} = 1 - 1.5 \left(\frac{3\,(0.1393+0.1393)+2}{2\,(3\,x\,0.1393+2)\,x\,(3\,x\,0.1393+2)-1} \right) = 0.6022$

$C_{ag4} = C_{ag5} = C_{ag6} = C_{ag7} = C_{ag8} = C_{ag9} = C_{ag3} = 0.6022$

$C_{ag10} = 1 - 1.5 \left(\frac{3\,(0.2786+0.1393)+2}{2\,(3\,x\,0.2786+2)\,x\,(3\,x\,0.1393+2)-1} \right) = 0.6161$

2. Koefesien Kekakuan Kolom Dalam ($C_{ag\ KD}$)

$C_{ag1} = \left(\frac{6\,x\,0.22+1}{6\,x\,0.22+4} \right) = 0.4361$

$C_{ag2} = 1 - 1.5 \left(\frac{3\,(0.22+0.22+1)-0.5}{2\,(3\,x\,0.22+2)\,(3\,x\,0.22+2)-0.5} \right) = 0.5803$

$C_{ag3} = 1 - 1.5 \left(\frac{3\,(0.22+0.22)+2}{2\,(3\,x\,0.22+2)\,x\,(3\,x\,0.22+2)-1} \right) = 0.6213$

$C_{ag4} = C_{ag5} = C_{ag6} = C_{ag7} = C_{ag8} = C_{ag9} = C_{ag3} = 0.6213$

$C_{ag10} = 1 - 1.5 \left(\frac{3\,(0.44+0.22)+2}{2\,(3\,x\,0.44+2)\,x\,(3\,x\,0.22+2)-1} \right) = 0.6417$

3. Kekakuan Kolom Jepit-Jepit (Kf)

   b. Kolom Tepi dan Tengah Lantai 1-10

   Kf_{KL} $= 12EI/L^3$

   $= 12 \times 262578.1941 \times 3838281.2500 / 400^3$

   $= 188971.6798$ kg/cm

   Kf_{KD} $= 12 \times 262578.1941 \times 4860000.0000 / 400^3$

   $= 239274.3793$ kg/cm

4. Kekakuan Aydin & Gonen (Cag x Kf)

   Lantai 1 $= 2 \times (0.3796 \times 188971.6798 + 0.4361 \times 239274.3793) \times 0.7 =$ 246520.06352

   Lantai 2 $= 2 \times (0.5529 \times 188971.6798 + 0.5803 \times 239274.3793) =$ 486663.3868

Lantai 3 = 2 x (0.6022 x 188971.6798 + 0.6213 x 239274.3793) = 524926.1976

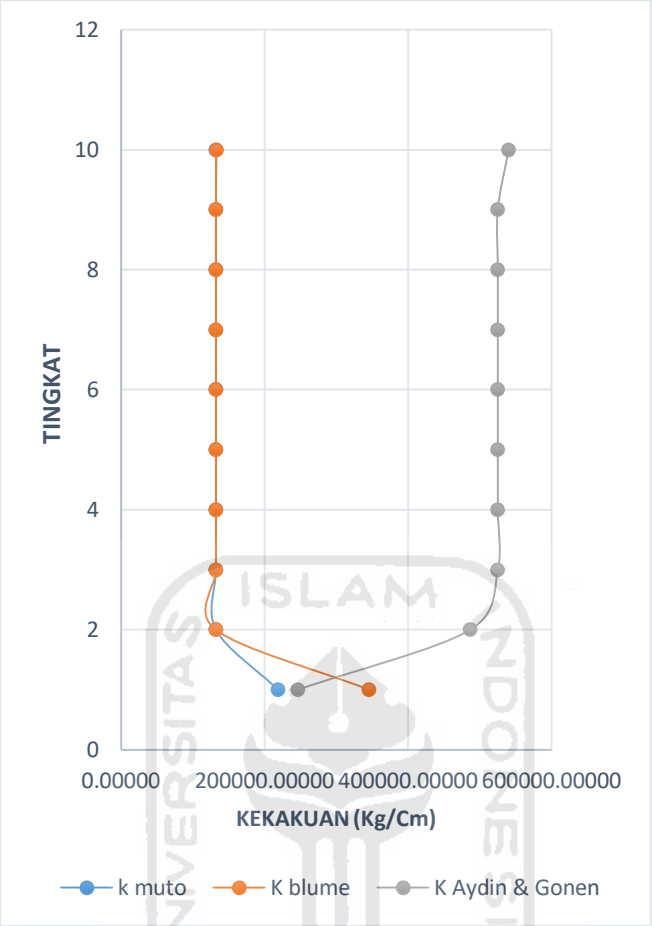
Lantai 4 - 9 = Lantai 3 = 524926.1976

Lantai 10 = 2 x (0.6161 x 188971.6798 + 0.6417 x 239274.3793) = 539944.6917

Berdasarkan penjabaran perhitungan diatas dilakukan perhitungan dengan cara yang sama pada bangunan 5 lantai, 10 lantai dan 15 lantai. Hasil Perhitungan dan grafik perbandingan antara kekakuan dengan metode Muto, Blume, dan Aydin & Gonen dapat dilihat pada Tabel 5.3 dan Gambar 5.7 berikut.

Tabel 5.3 Kekakuan dengan Metode Muto, Blume, Aydin & Gonen

Tingkat	Kekakuan (Kg/Cm)		
	Muto	**Blume**	**Aydin & Gonen**
1	219453.86837	346150.73985	246520.06352
2	132509.99556	132509.99556	486663.38681
3	132509.99556	132509.99556	524926.19755
4	132509.99556	132509.99556	524926.19755
5	132509.99556	132509.99556	524926.19755
6	132509.99556	132509.99556	524926.19755
7	132509.99556	132509.99556	524926.19755
8	132509.99556	132509.99556	524926.19755
9	132509.99556	132509.99556	524926.19755
10	132509.99556	133410.7161	539944.69166



Gambar 5.7 Grafik Kekakuan Metode Muto, Blume, Aydin & Gonen

5.4 Analisis Statik Ekivalen

Dalam perhitungan analisis static ekivalen dibutuhkan data sebagai berikut.

1. Bangunan yang akan dianalisis berfungsi sebagai gedung Perkantoran
2. Lokasi bangunan terletak di Yogyakarta
3. Jenis tanah tempat bangunan adalah Tanah Sedang (SD)
4. Bangunan Berjumlah 10 Lantai
5. Berdasarakan kategori resiko bangunan, gedung Perkantoran termasuk dalam kategori risiko II, dengan factor keutamaan gempa Ie Sebesar 1,0
6. Jenis struktur adalah struktur dengan system rangka pemikul momen khusus untuk gedung beton bertulang, sehingga didapat nilai R sebesar 8.
7. Respon struktur percepatan dihitung berdasarakan nilai Ss, S_1, Fa, dan Fv. Nilai Ss dan S_1 didapat dari peta gempa SNI 1726-2012, yang dapat dilihat

pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2. Sedangkan untuk nilai Fa dan Fv didapatkan dari tabel factor amplifikasi getaran periode pendek dan factor amplikasi getaran periode 1 detikm yang dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

S_S = 1.23

F_a = 1.008

$S_{MS} = S_S \times F_a$ = 1.2398

S_1 = 0.45

F_V = 1.55

$S_{M1} = S_1 \times F_V$ = 0.6975

8. Parameter percepatan spectral desain

   $S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$ = 0.8266

   $S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$ = 0.4650

9. Faktor Resiko Percepatan

   Dari Gambar 3.4 dan Gambar 3.5 didapat nilai koefesien risiko percepatan C_{RS} dan $C_{R1.}$

   C_{RS} = 0.93

   C_{R1} = 0.95

   $S_{DSR} = S_{DS} \times C_{RS}$ = 0.7687

   $S_{DR1} = S_{D1} \times C_{S1}$ = 0.4418

10. Spektrum Respon Desain

    a. $T_0 = 0.2 \times \frac{SD1R}{SDSR}$ = 0.1149

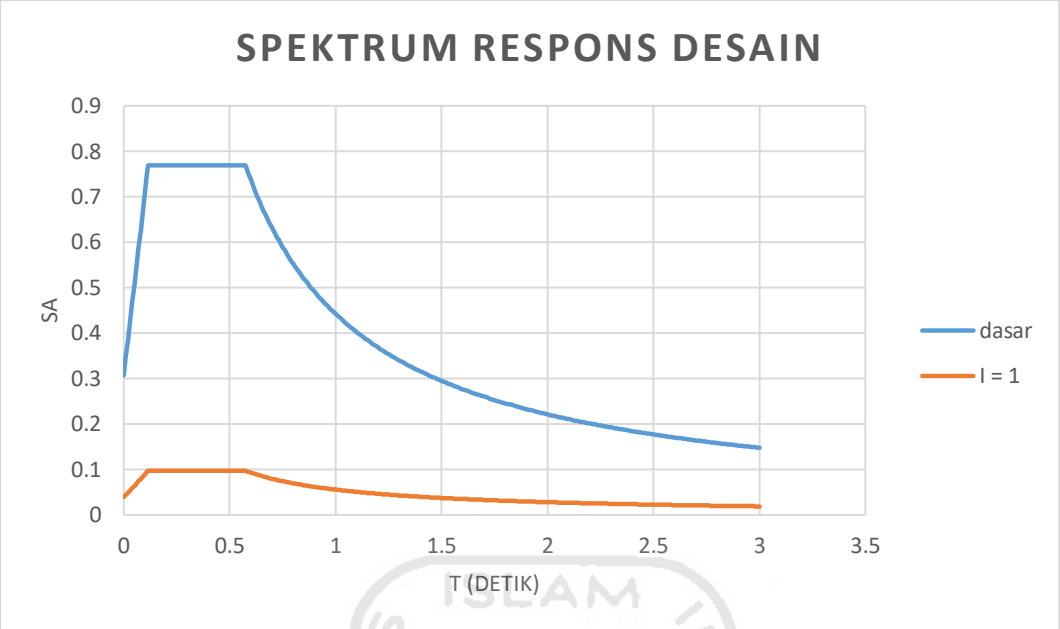
    b. $T_S = \frac{SD1R}{SDSR}$ = 0.5747

Untuk selanjutnya spektrum respon desain bangunan dapat dilihat pada tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Spektrum Respon Desain

T (detik)	Sa	T (detik)	Sa	T (detik)	Sa
0.00	0.3075	0.21	0.7687	0.44	0.7687
0.01	0.3476	0.22	0.7687	0.45	0.7687
0.02	0.3877	0.23	0.7687	0.46	0.7687
0.03	0.4279	0.24	0.7687	0.47	0.7687
0.04	0.4680	0.25	0.7687	0.48	0.7687
0.05	0.5081	0.26	0.7687	0.49	0.7687
0.06	0.5483	0.27	0.7687	0.50	0.7687
0.07	0.5884	0.28	0.7687	0.51	0.7687
0.08	0.6285	0.29	0.7687	0.52	0.7687
0.09	0.6686	0.30	0.7687	0.53	0.7687
0.10	0.7088	0.31	0.7687	0.54	0.7687
0.11	0.7489	0.32	0.7687	0.55	0.7687
0.11	0.7687	0.33	0.7687	0.56	0.7687
0.12	0.7687	0.34	0.7687	0.57	0.7687
0.13	0.7687	0.35	0.7687	0.57	0.7687
0.14	0.7687	0.36	0.7687	0.58	0.7616
0.15	0.7687	0.37	0.7687	0.59	0.7487
0.15	0.7687	0.38	0.7687	0.60	0.7363
0.16	0.7687	0.39	0.7687	0.61	0.7242
0.17	0.7687	0.40	0.7687	0.62	0.7125
0.18	0.7687	0.41	0.7687	0.63	0.7012
0.19	0.7687	0.42	0.7687	0.64	0.6902
0.20	0.7687	0.43	0.7687	0.65	0.6796

Grafik Spektrum respon desain dari Tabel 5.4 di atas dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.8 Grafik Spektrum Respon Desain

11. Periode Fundamental Struktur (T)

Periode fundamental struktur dapat dicari dengan menggunakan rumus dan analisis ETABS. Perhitungan periode fundamental struktur pendekatan (T_a) adalah sebagai berikut.

$T_a = 0.0466 \times H^{0.9}$

$= 0.0466 \times 40^{0.9}$

$= 1.2890$ detik

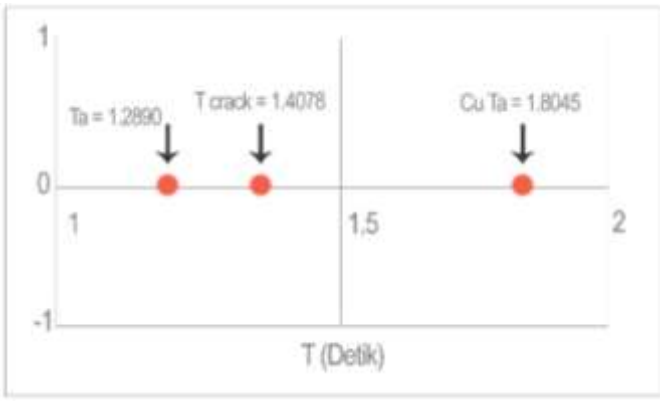
Berdasarkan analisis meggunakan ETABS di dapat $T_{crack} = 1.4078$ detik. Selanjutntnya dicari batasan untuk periode struktur (C_u) Berdasarkan tabel 3.09 adalah 1.4.

$C_u = 1.4$

$C_u \times T_a = 1.4 \times 1.2890$

$= 1.8045$ detik.

Sehingga didapatkan perbandingan periode fundamental struktur (T) yang dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut



Gambar 5.9 Perbandingan Fundamental Struktur (T)

Dari hasil diatas dapat ditentukan periode getar yang akan dipakai, adapun syarat untuk menentukan periode getar yaitu:

a. Jika $T_c > C_u\ T_a$ → gunakan $T = C_u\ T_a$
b. Jika $T_a < T_c < C_u\ T_a$ → gunakan $T = T_c$, dan
c. Jika $T_c < T_a$ → gunakan $T = T_a$.

Dari syarat diatas, dapat disimpulkan T yang dipakai adalah T_{crack} = 1.4078 dt.

12. Koefisien respons seismic (C_s)

$C_s = \frac{S_{DS}}{(\frac{R}{I})}$

$= \frac{0.8266}{(\frac{8}{1})}$

$= 0.1033$

$C_{s\ max} = \frac{S_{D1}}{T(\frac{R}{I})}$

$= \frac{0.4650}{1.4078(\frac{8}{1})}$

$= 0.0413$

$C_{s\ min} = 0.044 \times S_{DS} \times I$

$= 0.044 \times 0.8266 \times 1$

$= 0.0363$

Dipakai $C_s = 0.0413$

13. Gaya geser dasar seismic (V)

$V = C_s \times W$

= 0.0413 x 1587.0866

= 65.5274 Ton

14. Perhitungan nilai k

Adapun syarat untuk menentukan nilai k, yaitu:

a. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0.5 detik atau kurang, maka k = 1,

b. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2.5 detik, maka k = 2, dan

c. Untuk struktur yang mempunyai perioda struktur antara 0.5 dan 2.,5 detik, maka k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Dari syarat - syarat di atas maka nilai k dicari dengan cara interpolasi sebagai berikut.

T = 1.4078

$k = 2 - (\frac{2.5-1.4078)}{(2.5-0.5)}\ x\ (2-1)$

= 1.4539

15. Gaya horizontal tingkat (F)

Hasil perhitungan gaya horizontal tingkat untuk bangunan 10 Lantai dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Gaya Horisontal Tingkat 10 Lantai

Lantai	Berat (W)	Tinggi (H)	H^k	WH^k	CVx=WH^K/TOTAL	(F = Cvx.V)
1	160.51372	4	7.5047	1204.6120	0.0079	0.5150
2	160.51372	8	20.5590	3300.0057	0.0215	1.4110
3	160.51372	12	37.0699	5950.2303	0.0388	2.5441
4	160.51372	16	56.3210	9040.2867	0.0590	3.8653
5	160.51372	20	77.9054	12504.8841	0.0816	5.3466
6	160.51372	24	101.5522	16300.5134	0.1064	6.9695
7	160.51372	28	127.0642	20395.5406	0.1331	8.7204
8	160.51372	32	154.2899	24765.6490	0.1616	10.5889
9	160.51372	36	183.1084	29391.4063	0.1918	12.5667
10	142.4631	40	213.4200	30404.4682	0.1984	12.9998
Total	**1587.08658**			**153257.5963**		**65.5274**

Dari perhitungan di atas didapat F total = 65.5274 Ton

V = F total

65.5274 Ton = 65.5274 Ton (cocok)

5.5 Analisis Dinamik Ragam Respon Spektra

Tahapan analisis metode ragam respon spectra meliputi analisis *modal amplitude Z, modal displacement Y, dan modal seismic force Fij*. Dalam analisis ini dihitung bangunan 10 lantai. Ketentuan yang dipakai dalam hitungan ini adalah:

a. Massa tingkat Lantai 1-9 adalah 163.7895 kg.dt^2/cm dan untuk Lantai 10 adalah 145.37051 kg.dt^2/cm. Kemudian disederhanakan untuk mempermudah perhitungan.

   -Lantai 1-9 = 163.7895 / 163.7895 = 1

   -Lantai 10 = 145.3705/ 163.7895 = 0.89

b. Kekakuan Metode Muto, Blume dan Aydin dan Gonen sesuai hitungan diatas dapat dilihat pada Tabel 5.3. Kemudian Dalam penjabaran hitungan ini menggunakan kekakuan metode Muto yang dapat dilihat pada tabel 5.6 Berikut.

Tabel 5.6 Kekakuan Muto

Tingkat	Kekakuan (Kg/Cm)	
	Muto	Disederhanakan
1	219453.86837	1.66
2	132509.99556	1.00
3	132509.99556	1.00
4	132509.99556	1.00
5	132509.99556	1.00
6	132509.99556	1.00
7	132509.99556	1.00
8	132509.99556	1.00
9	132509.99556	1.00
10	132509.99556	1.00

5.5.1 Nilai Mode shape ϕij dan percepatan sudut ω

Matrik massa = [M] =

m1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	m2	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	m3	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	m4	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	m5	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	m6	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	m7	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	m8	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	m9	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	m10

=

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.89

Matriks Kekakuan = [K] =

K1+K2	-K2	0	0	0	0	0	0	0	0
-K2	K2+K3	-K3	0	0	0	0	0	0	0
0	-K3	K3+K4	-K4	0	0	0	0	0	0
0	0	-K4	K4+K5	-K5	0	0	0	0	0
0	0	0	-K5	K5+K6	-K6	0	0	0	0
0	0	0	0	-K6	K6+K7	-K7	0	0	0
0	0	0	0	0	-K7	K7+K8	-K8	0	0
0	0	0	0	0	0	-K8	K8+K9	-K9	0
0	0	0	0	0	0	0	-K9	K9+K10	-K10
0	0	0	0	0	0	0	0	-K10	K10

2.66k	-1k	0	0	0	0	0	0	0	0
-1k	2k	-1k	0	0	0	0	0	0	0
0	-1k	2k	-1k	0	0	0	0	0	0
0	0	-1k	2k	-1k	0	0	0	0	0
0	0	0	-1k	2k	-1k	0	0	0	0
0	0	0	0	-1k	2k	-1k	0	0	0
0	0	0	0	0	-1k	2k	-1k	0	0
0	0	0	0	0	0	-1k	2k	-1k	0
0	0	0	0	0	0	0	-1k	2k	-1k
0	0	0	0	0	0	0	0	-1k	1k

Persamaan *eigenproblem :* $\{[K] - \omega^2[M]\}\{\emptyset\}_I = 0$

$2.66k - 1\ \omega^2$	-1k	0	0	0
-1k	$2k - 1\ \omega^2$	-1k	0	0
0	-1k	$2k - 1\ \omega^2$	-1k	0
0	0	-1k	$2k - 1\ \omega^2$	-1k
0	0	0	-1k	$2k - 1\ \omega^2$
0	0	0	0	-1k
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0

0	0	0	0	0		Ø1	0
0	0	0	0	0		Ø2	0
0	0	0	0	0		Ø3	0
0	0	0	0	0		Ø4	0
-1k	0	0	0	0	X	Ø5	= 0
$2k - 1\ \omega^2$	-1k	0	0	0		Ø6	0
-1k	$2k - 1\ \omega^2$	-1k	0	0		Ø7	0
0	-1k	$2k - 1\ \omega^2$	-1k	0		Ø8	0
0	0	-1k	$2k - 1\ \omega^2$	-1k		Ø9	0
0	0	0	-1k	$1k - 0.89\ \omega^2$		Ø10	0

Apabila diambil : $\lambda = \frac{\omega^2}{k}$, maka persamaan akan menjadi :

$$
\begin{vmatrix}
2.66-1\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 \\
-1 & 2-1\lambda & -1 & 0 & 0 \\
0 & -1 & 2-\lambda & -1 & 0 \\
0 & 0 & -1 & 2-1\lambda & -1 \\
0 & 0 & 0 & -1 & 2-1\lambda \\
0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0
\end{vmatrix}
$$

$$
\begin{vmatrix}
0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
-1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
2-1\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 \\
-1 & 2-1\lambda & -1 & 0 & 0 \\
0 & -1 & 2-1\lambda & -1 & 0 \\
0 & 0 & -1 & 2-1\lambda & -1 \\
0 & 0 & 0 & -1 & 1-0.89\lambda
\end{vmatrix}
\times
\begin{Bmatrix} \emptyset 1 \\ \emptyset 2 \\ \emptyset 3 \\ \emptyset 4 \\ \emptyset 5 \\ \emptyset 6 \\ \emptyset 7 \\ \emptyset 8 \\ \emptyset 9 \\ \emptyset 10 \end{Bmatrix}
=
\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}
$$

Dari persamaan matriks di atas diperoleh beberapa persamaan berikut ini :

$(2.66-1\lambda).\emptyset 1 - 1.\emptyset 2 = 0$ ……(1)

$-1.\emptyset 1 + (2-1\lambda).\emptyset 2 - 1.\emptyset 3 = 0$ ……(2)

$-1.\emptyset 2 + (2-1\lambda).\emptyset 3 - 1.\emptyset 4 = 0$ ……(3)

$-1.\emptyset 3 + (2-1\lambda).\emptyset 4 - 1.\emptyset 5 = 0$ ……(4)

$-1.\emptyset 4 + (2-1\lambda).\emptyset 5 - 1.\emptyset 6 = 0$ ……(5)

$-1.\emptyset 5 + (2-1\lambda).\emptyset 6 - 1.\emptyset 7 = 0$ ……(6)

$-1.\emptyset 6 + (2-1\lambda).\emptyset 7 - 1.\emptyset 8 = 0$ ……(7)

$-1.\emptyset 7 + (2-1\lambda).\emptyset 8 - 1.\emptyset 9 = 0$ ……(8)

$-1.\emptyset 8 + (2-1\lambda).\emptyset 9 - 1.\emptyset 10 = 0$ ……(9)

$-1.\emptyset 9 + (1-0.89\lambda).\emptyset 10 = 0$ ……(10)

Dengan menguraikan persamaan (1) sampai dengan (10), dan diawali dengan mengambil nilai Ø1 = 1 akan diperoleh persamaan polynomial berderajat 10, sebagai berikut :

$0.887545.\ \lambda^{10} - 17.55815.\ \lambda^{9} + 147.679733.\ \lambda^{8} - 688.013243.\ \lambda^{7}$
$+ 1938.180083.\ \lambda^{6} - 3381.894731.\ \lambda^{5} + 3596.028849.\ \lambda^{4} - 2199.111294.\ \lambda^{3}$
$+ 684.113751.\ \lambda^{2} - 82.737259.\ \lambda^{1} + 1.656131 = 0$

Dari persamaan polinominal di atas, diperoleh nilai $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_1, \lambda_4, \lambda_5, \lambda_6, \lambda_7, \lambda_8, \lambda_9,$ dan $\lambda_{10},$ kemudian dapat dihitung nilai percepatan sudut (ω).

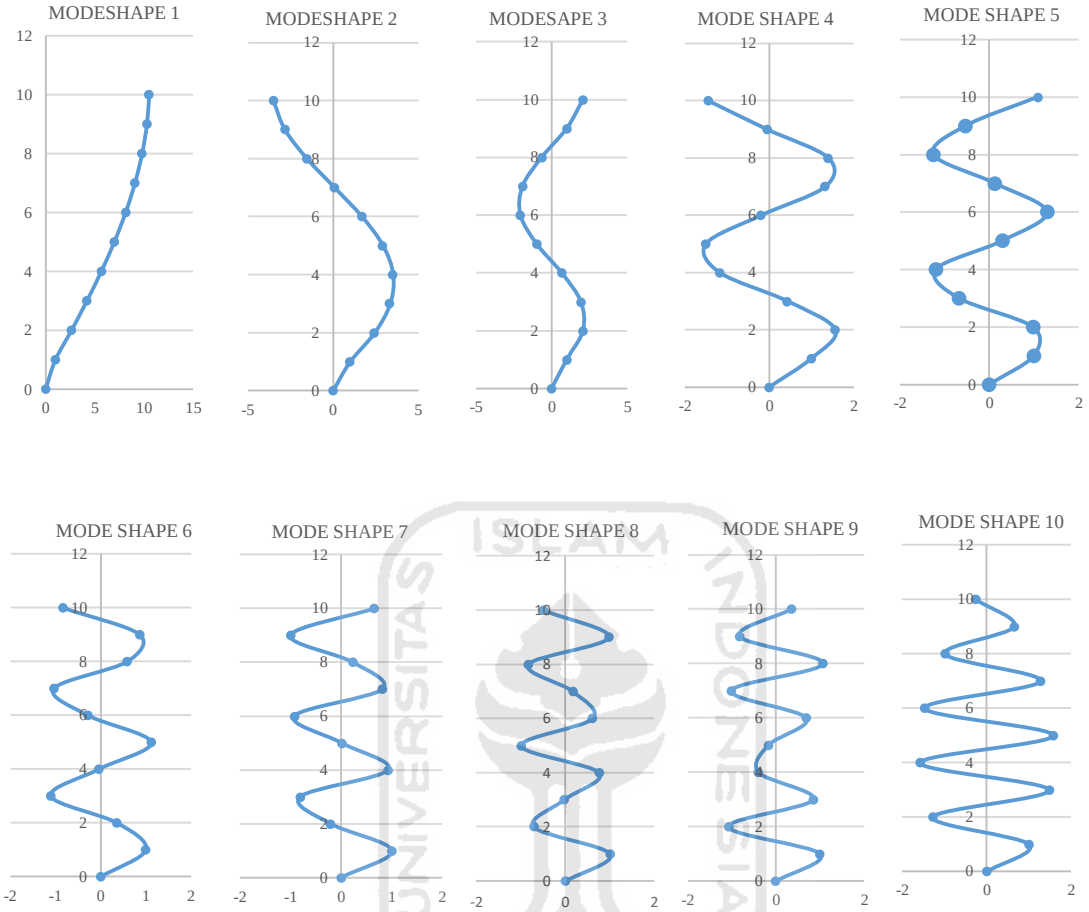
$\lambda = \frac{\omega^2}{k}$ $\omega = \sqrt{\lambda . k}$ dengan k = 132509.9956 kg.cm

Dilakukan dengan cara yang sama seperti diatas untuk kekakuan dengan metode Blume dan Aydin & Gonen sehingga diperoleh Nilai λ dan ω, sebagai perbandingan ditampilkan pula hasil perhitungan λ dan ω dengan kekakuan Muto, Blume dan Aydin dan Gonen pada tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.7 Nilai λ dan ω Masing Masing Metode Kekakuan

Mode	MUTO		BLUME		AYDIN & GONEN	
	λ_i	ωi	λ_i	ωi	λ_i	ωi
1	0.02466	5.74849	0.02579	7.38301	0.01988	5.46965
2	0.21815	13.28502	0.22817	13.58660	0.18306	23.32213
3	0.58526	21.75980	0.61226	22.25607	0.51560	40.65037
4	1.08845	29.67460	1.13883	30.35360	0.99770	56.54644
5	1.67673	36.83094	1.75419	37.67209	1.58485	71.26901
6	2.29133	43.05515	2.39595	44.02711	2.22524	84.44899
7	2.87219	48.20451	2.99974	49.26324	2.86591	95.83795
8	3.36464	52.17354	3.50561	53.25530	3.44874	105.13226
9	3.72619	54.90524	3.86044	55.88555	3.91378	111.99647
10	3.93524	59.89240	4.23245	62.32369	4.21205	125.07868

Selanjutnya dapat dihitung nilai-nilai ordinat mode shape $\phi ij,$ seperti ditampilkan pada Gambar 5.10, yang merupakan hasil hitungan mode shape secara manual.



Gambar 5.10 Nilai Mode Shape

5.5.2 Nilai Partisipasi Mode

Partisipasi mode dihitung dengan Persamaan (3.74) sebagai berikut :

$$\Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\emptyset\}_j^T [M]}{\{\emptyset\}_j^T [M] \{\emptyset\}_j} = \frac{\sum_i^m = 1 \emptyset_j m_i}{\sum_i^m = 1 \emptyset_j^2 m_i}$$

P_1^*

={1.000 2.631 4.198 5.661 6.984 8.136 9.086 9.813 10.297 10.527}

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1	0	0	0	0	0	0

$$x \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.89 \end{vmatrix} = 10998.4239$$

M_1^*

={1.000 2.631 4.198 5.661 6.984 8.136 9.086 9.813 10.297 10.527}

$$x \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.89 \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 2.631 \\ 4.198 \\ 5.661 \\ 6.984 \\ 8.136 \\ 9.086 \\ 9.813 \\ 10.297 \\ 10.527 \end{Bmatrix}$$

= 91034.1275

$$\Gamma 1 = \frac{10998.4239}{91034.1275} = 0.1208$$

Dengan Cara yang sama, dapat dihitung partisipasi mode-mode yang lain.

$$\Gamma 2 = \frac{1243.4224}{10327.8438} = 0.1204$$

$$\Gamma 3 = \frac{463.4828}{3878.7892} = 0.1194$$

$$\Gamma 4 = \frac{249.2146}{2112.6765} = 0.1179$$

$$\Gamma 5 = \frac{161.7773}{1400.4738} = 0.1155$$

$$\Gamma 6 = \frac{118.3840}{1061.0501} = 0.1115$$

$$\Gamma 7 = \frac{94.4426}{900.4620} = 0.1048$$

$$\Gamma 8 = \frac{80.6200}{870.4777} = 0.0926$$

$$\Gamma 9 = \frac{72.7975}{1059.0930} = 0.0687$$

$$\Gamma 10 = \frac{68.9304}{2460.6600} = 0.0280$$

Dilakuakn dengan cara yang sama untuk kekakuan Muto, Blume dan Aydin & Gonen. Rangkuman Hasil Partisipasi *mode* perhitungan dengan Metode kekakuan Muto, Blume, Aydin dan Gonen dapat dilihat pada Tabel 5.8 – 5.10 berikut.

Tabel 5.8 Partisipasi *Mode* Dengan Metode Kekakuan Muto

MUTO								
Mode	**λ_i**	**f (λ_i)**	**ωi (rad/dt)**	**P***	**M***	**PF**	**Emj**	**∑Emj**
1	0.0247	0.0000	5.7485	10998.4239	91034.1275	0.1208	0.8205	0.8205
2	0.2182	0.0000	13.2850	1243.4224	10327.8438	0.1204	0.0924	0.9129
3	0.5853	0.0000	21.7598	463.4828	3878.7892	0.1195	0.0342	0.9471
4	1.0884	0.0000	29.6746	249.2146	2112.6765	0.1180	0.0182	0.9653
5	1.6767	0.0000	36.8309	161.7773	1400.4738	0.1155	0.0115	0.9768
6	2.2913	0.0000	43.0552	118.3840	1061.0501	0.1116	0.0082	0.9850
7	2.8722	0.0000	48.2045	94.4426	900.4620	0.1049	0.0061	0.9911
8	3.3646	0.0000	52.1735	80.6200	870.4777	0.0926	0.0046	0.9957
9	3.7262	0.0000	54.9052	72.7975	1059.0930	0.0687	0.0031	0.9988
10	3.9352	0.0000	59.8924	68.9304	2460.6600	0.0280	0.0012	**1.0000**
						1.0000	**1.0000**	

Tabel 5.9 Partisipasi *Mode* Dengan Metode Kekakuan Blume

BLUME								
Mode	**λ_i**	**f (λ_i)**	**ωi (rad/dt)**	**P***	**M***	**PF**	**Emj**	**∑Emj**
1	0.0258	0.0000	7.3830	16588.8199	211768.6037	0.0783	0.8024	0.8024
2	0.2282	0.0000	13.5866	1875.1819	24006.6034	0.0781	0.0904	0.8929
3	0.6123	0.0000	22.2561	698.8247	9003.5215	0.0776	0.0335	0.9263
4	1.1388	0.0000	30.3536	375.7030	4895.6266	0.0767	0.0178	0.9441
5	1.7542	0.0000	37.6721	243.9079	3240.3354	0.0753	0.0113	0.9555
6	2.3960	0.0000	44.0271	178.5767	2454.3338	0.0728	0.0080	0.9635
7	2.9997	0.0000	49.2632	142.6328	2092.9317	0.0681	0.0060	0.9695
8	3.5056	0.0000	53.2553	122.0505	2087.5153	0.0585	0.0044	0.9739
9	3.8604	0.0000	55.8855	110.8323	3218.7849	0.0344	0.0024	0.9763
10	4.2325	0.0000	62.3237	101.0906	265.9488	0.3801	0.0237	**1.0000**
						1.0000	**1.0000**	

Tabel 5.10 Partisipasi *Mode* Dengan Metode Kekakuan Aydin & Gonen

AYDIN & GONEN								
Mode	**λ_i**	**f (λ_i)**	**ωi (rad/dt)**	**P***	**M***	**PF**	**Emj**	**∑ Emj**
1	0.0199	0.0000	5.4696	4174.0428	11907.1253	0.3506	0.9035	0.9035
2	0.1831	0.0000	23.3221	453.2270	1773.0231	0.2556	0.0715	0.9750
3	0.5156	0.0000	40.6504	160.9136	980.0749	0.1642	0.0163	0.9914
4	0.9977	0.0000	56.5464	83.1594	801.1969	0.1038	0.0053	0.9967
5	1.5849	0.0000	71.2690	52.3504	826.2584	0.0634	0.0020	0.9987
6	2.2252	0.0000	84.4490	37.2849	1061.6125	0.0351	0.0008	0.9995
7	2.8659	0.0000	95.8380	28.9500	1694.9904	0.0171	0.0003	0.9999
8	3.4487	0.0000	105.1323	24.0581	3328.2785	0.0072	0.0001	1.0000
9	3.9138	0.0000	111.9965	21.2007	8403.9912	0.0025	0.0000	1.0000
10	4.2121	-0.000	125.0787	19.7013	36652.0395	0.0005	0.0000	**1.0000**
						1.0000	**1.0000**	

5.5.3 Priode fundamental *T*

Untuk menentukan periode fundamental *T* untuk setiap tingkat dapat menggunakan rumus berikut.

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

$T_1 = \frac{6.2832}{5.7485} = 1.0930$

$T_2 = \frac{6.2832}{13.2850} = 0.4730$

$T_3 = \frac{6.2832}{21.7598} = 0.2886$

$T_4 = \frac{6.2832}{29.6746} = 0.2117$

$T_5 = \frac{6.2832}{36.8309} = 0.1706$

$T_6 = \frac{6.2832}{43.0552} = 0.1459$

$T_7 = \frac{6.2832}{48.2045} = 0.1303$

$T_8 = \frac{6.2832}{52.1735} = 0.1204$

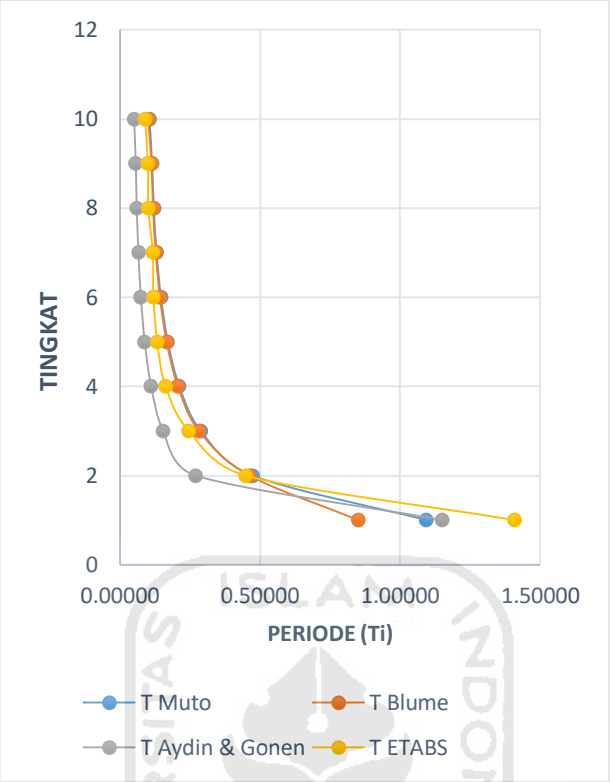
$T_9 = \frac{6.2832}{54.9052} = 0.1144$

$T_{10} = \frac{6.2832}{59.8924} = 0.1049$

Dilakukan dengan cara yang sama untuk kekakuan dengan Metode, Blume dan Aydin & Gonen. Kemudian dilakukan juga analisis menggunkan aplikasi ETABS. Sebagai perbandingan untuk hasil periode fundamentral *T* dapat dilihat pada tabel 5.11 dan Gambar 5.11 berikut.

Tabel 5.11 Periode Fundamental *T* Setiap Metode Kekakuan dan Etabs

Tingkat	PERIODE (Ti)			
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS
1	1.09302	0.85103	1.14874	1.40778
2	0.47295	0.46245	0.26941	0.447439
3	0.28875	0.28231	0.15457	0.245528
4	0.21174	0.20700	0.11112	0.16239
5	0.17060	0.16679	0.08816	0.132887
6	0.14593	0.14271	0.07440	0.119267
7	0.13034	0.12754	0.06556	0.116803
8	0.12043	0.11798	0.05976	0.100975
9	0.11444	0.11243	0.05610	0.099464
10	0.10491	0.10082	0.05023	0.089156



Gambar 5.11 Grafik Perbandingan Periode Fundamental Kekakuan Muto, Blume, Aydin & Gonen, dan Aplikasi ETABS

5.5.4 Koefisien Kegempaan *C*

Untuk tiap bangunan yang memiliki periode fundamental *T* tertentu terdapat perbedaan nilai *C*. Nilai koefesien *C* dapat ditentukan dari Gambar 5.8 dan nilai fundamental *T*. Koefesien *C* setiap kekakuan dapat dilihat pada tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.12 Nilai Koefesien *C*

Tingkat	Koefesien Gempa *C*		
	Muto	Blume	Aydin & Gonen
1	0.06035	0.04699	0.06343
2	0.09609	0.09609	0.09609
3	0.09609	0.09609	0.09609
4	0.09609	0.09609	0.09417
5	0.09609	0.09609	0.08266
6	0.09609	0.09609	0.07576
7	0.09609	0.09609	0.07132
8	0.09609	0.09762	0.06841
9	0.09584	0.09483	0.06658
10	0.09106	0.08901	0.06363

5.5.5 *Modal Amplitudo Z*

Untuk mendapatkan *modal amplitude Z*, digunakan persamaan 3.40. Besarnya ditentukan oleh partisipasi mode, koefesien gempa *C*, gaya grafitasi g, dan frekuensi sudut.

$$Z_1 = \frac{0.1208 \text{ x } 0.0604 \text{ x } 980}{5.7485^2} = 0.2163$$

$$Z_2 = \frac{0.1204 \text{ x } 0.0961 \text{ x } 980}{13.2850^2} = 0.0642$$

$$Z_3 = \frac{0.1195 \text{ x } 0.0961 \text{ x } 980}{21.7598^2} = 0.0238$$

$$Z_4 = \frac{0.1180 \text{ x } 0.0961 \text{ x } 980}{29.6746^2} = 0.0126$$

$$Z_5 = \frac{0.1155 \text{ x } 0.0961 \text{ x } 980}{36.8309^2} = 0.0080$$

$$Z_6 = \frac{0.1116 \text{ x } 0.0961 \text{ x } 980}{43.0552^2} = 0.0057$$

$$Z_7 = \frac{0.1045 \text{ x } 0.0961 \text{ x } 980}{48.2045^2} = 0.0043$$

$$Z_8 = \frac{0.0926 \text{ x } 0.0961 \text{ x } 980}{52.1735^2} = 0.0032$$

$$Z_9 = \frac{0.0687 \text{ x } 0.0958 \text{ x } 980}{54.9052^2} = 0.0021$$

$$Z_{10} = \frac{0.0280 \text{ x } 0.0911 \text{ x } 980}{59.8924^2} = 0.0007$$

Hasil Perhitungan *modal amplitude Z* untuk setiap metode kekakuan dapat dilihat pada tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 *modal amplitude Z*

Tingkat	*Modal Almplitudo Z*		
	Muto	Blume	Aydin & Gonen
1	0.21625	0.06618	0.72839
2	0.06424	0.03985	0.04425
3	0.02376	0.01476	0.00936
4	0.01261	0.00784	0.00300
5	0.00802	0.00499	0.00101
6	0.00567	0.00353	0.00037
7	0.00425	0.00264	0.00013
8	0.00320	0.00197	0.00004
9	0.00214	0.00102	0.00001
10	0.00070	0.00854	0.000002

5.5.6 *Modal Diplacement Y*

Modal displacement masa ke-*i*, kontribusi mode ke-*j*, *Yij*,merupakan hasil perkalian dari *modal amplitudo* massa ke-*i* mode ke-*j*, *Zij* dengan *modal matriks* massa ke-*i* mode ke-*j*, ϕij, yaitu dengan menggunakan persamaan 3.41.

$$\boldsymbol{Yij} = \boldsymbol{\phi ij}.\ \boldsymbol{Zij}$$

$Y_{11} = \boldsymbol{\phi}_{11}$ x Z_1 = 1 x 0.21625 = 0.21625

$Y_{12} = \boldsymbol{\phi}_{21}$ x Z_1 = 1 x 0.06424 = 0.06424

Dilakukan dengan cara yang sama sehingga diperoleh nilai *modal displacement massa Yij* pada tabel 5.14 – 5.16 berikut.

Tabel 5.14 Modal Diplacement Massa Yij Kekakuan Muto

	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	Y_{i6}	Y_{i7}	Y_{i8}	Y_{i9}	Y_{i10}
1	0.2163	0.0642	0.0238	0.0126	0.0080	0.0057	0.0043	0.0032	0.0021	0.0007
2	0.5691	0.1566	0.0492	0.0198	0.0079	0.0021	-0.0009	-0.0023	-0.0023	-0.0009
3	0.9078	0.2148	0.0459	0.0054	-0.0055	-0.0063	-0.0034	-0.0001	0.0018	0.0010
4	1.2242	0.2262	0.0157	-0.0148	-0.0096	-0.0002	0.0039	0.0024	-0.0008	-0.0011
5	1.5104	0.1882	-0.0237	-0.0189	0.0024	0.0063	0.0000	-0.0032	-0.0004	0.0011
6	1.7593	0.1091	-0.0492	-0.0024	0.0104	-0.0016	-0.0039	0.0019	0.0015	-0.0010
7	1.9649	0.0063	-0.0459	0.0167	0.0010	-0.0059	0.0034	0.0005	-0.0022	0.0009
8	2.1220	-0.0979	-0.0157	0.0177	-0.0101	0.0033	0.0010	-0.0027	0.0023	-0.0007
9	2.2267	-0.1808	0.0236	-0.0006	-0.0042	0.0049	-0.0043	0.0031	-0.0018	0.0005
10	2.2766	-0.2242	0.0492	-0.0182	0.0087	-0.0047	0.0028	-0.0016	0.0008	-0.0002

Tabel 5.15 Modal Diplacement Massa Yij Kekakuan Blume

	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	Y_{i6}	Y_{i7}	Y_{i8}	Y_{i9}	Y_{i10}
1	0.0662	0.0398	0.0148	0.0078	0.0050	0.0035	0.0026	0.0020	0.0010	0.0085
2	0.2374	0.1348	0.0443	0.0194	0.0093	0.0043	0.0016	0.0002	-0.0003	-0.0053
3	0.4024	0.1991	0.0467	0.0089	-0.0027	-0.0052	-0.0043	-0.0023	-0.0006	0.0033
4	0.5571	0.2179	0.0205	-0.0118	-0.0099	-0.0022	0.0026	0.0032	0.0013	-0.0020
5	0.6974	0.1870	-0.0182	-0.0190	0.0003	0.0061	0.0016	-0.0026	-0.0018	0.0013
6	0.8197	0.1134	-0.0458	-0.0046	0.0100	-0.0002	-0.0043	0.0007	0.0021	-0.0008
7	0.9209	0.0140	-0.0453	0.0150	0.0022	-0.0060	0.0026	0.0016	-0.0021	0.0005
8	0.9983	-0.0887	-0.0171	0.0175	-0.0095	0.0026	0.0016	-0.0031	0.0018	-0.0003
9	1.0500	-0.1711	0.0216	0.0001	-0.0045	0.0050	-0.0043	0.0030	-0.0013	0.0002
10	1.0744	-0.2141	0.0469	-0.0174	0.0083	-0.0045	0.0026	-0.0014	0.0005	-0.0001

Tabel 5.16 Modal Diplacement Massa Yij Kekakuan Aydin & Gonen

	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	Y_{i6}	Y_{i7}	Y_{i8}	Y_{i9}	Y_{i10}
1	0.72839	0.04425	0.00936	0.003	0.00101	0.00037	0.00013	4.4E-05	1.3E-05	2.1E-06
2	1.08288	0.05857	0.00927	0.00152	-8E-05	-0.0003	-0.0002	-9E-05	-3E-05	-6E-06
3	1.39157	0.0619	0.00476	-0.0012	-0.001	-0.0003	8.5E-06	6.8E-05	4.2E-05	9.5E-06
4	1.67462	0.05473	-0.002	-0.0029	-0.0004	0.00028	0.00017	4.3E-06	-4E-05	-1E-05
5	1.92681	0.03827	-0.0078	-0.0018	0.00074	0.00029	-0.0001	-7E-05	1.7E-05	1.4E-05
6	2.14349	0.01531	-0.0099	0.0009	0.00083	-0.0003	-9E-05	8.3E-05	8E-06	-1E-05
7	2.32067	-0.0102	-0.0072	0.0028	-0.0003	-0.0003	0.00018	-3E-05	-3E-05	1.3E-05
8	2.45509	-0.0341	-0.0011	0.00211	-0.001	0.00032	-3E-05	-5E-05	4.1E-05	-1E-05
9	2.54426	-0.0521	0.00555	-0.0005	-0.0002	0.00025	-0.0002	8.8E-05	-4E-05	7.5E-06
10	2.58537	-0.061	0.00945	-0.0026	0.00084	-0.0003	0.00013	-5E-05	1.7E-05	-3E-06

Setelah diketahui simpangan massa ke-*i* akibat mode ke-*j*, *Yij*, maka simpangan horizontal tingkat *Yi* dapat diperoleh dengan prinsip SRSS menggunakan persamaan 3.43.

$$Yi = \sqrt{\sum_{j=i}^{n} \left(y_{ij}\right)^2}$$

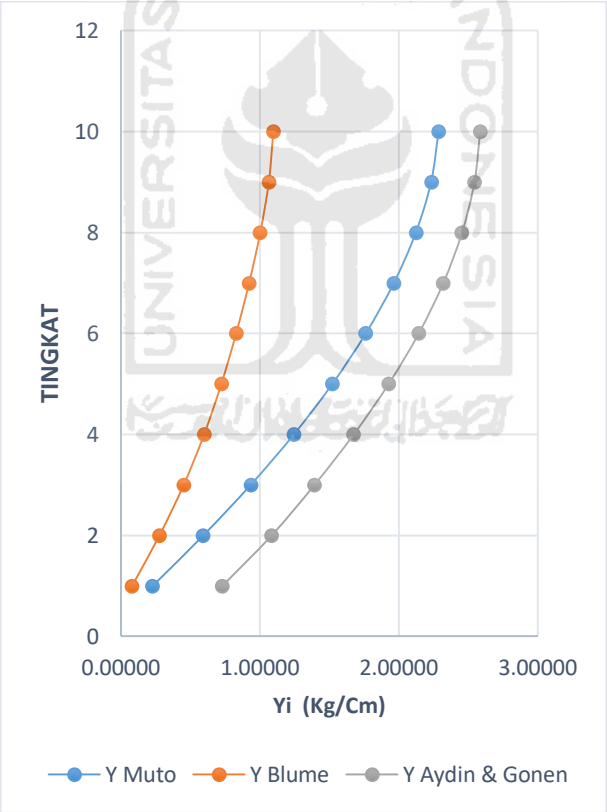
Y_1=

$\sqrt{0.2163^2 + 0.0642^2 + 0.0238^2 + 0.0126^2 + 0.0080^2 + 0.0057^2 + 0.0043^2 + 0.0032^2 + 0.0021^2 + 0.0007^2}$
= 0.22745

Kemudian dilakukan dengan hal yang sama pada seiap metode kekakuan. Hasil Simpangan horizontal tingkat *Yi* untuk metode kekakuan Muto, Blume dan Aydin & Gonen dapat dilihat pada Tabel 5.17 dan Gambar 5.12 berikut.

Tabel 5.17 Simpangan Horisontal Tingkat *Yi*

Tingkat	*Modal Diplacement Yi* (SRSS)		
	Muto	Blume	Aydin & Gonen
1	0.22747	0.07981	0.72980
2	0.59266	0.27748	1.08450
3	0.93408	0.45155	1.39296
4	1.24516	0.59876	1.67552
5	1.52239	0.72255	1.92721
6	1.76344	0.82889	2.14357
7	1.96551	0.92229	2.32071
8	2.12439	1.00263	2.45533
9	2.23419	1.06412	2.54480
10	2.28819	1.09676	2.58611



Gambar 5.12 Grafik Perbandingan Simpangan Horisontal *Yi* Setiap Metode Kekakuan

5.5.7 Modal Seismic Force *Fi*

Selanjutnya dapat dicari *modal seismic force Fij* yang merupakan hubungan antara kekakuan *k* dan simpangan massa ke-*i* akibat mode ke-*j*, *Yij*, dengan mengunakan persamaan 3.42. Hasil Perhitungan *modal seismic force* pada masa ke-*i* akibat mode ke-*j*, Fij untuk setiap metode kekakuan dapat dilihat pada Tabel 5.18 – 5.20 berikut.

Tabel 5.18 *Modal Seismic Force Fij* Kekakuan Muto

	F_{i1}	F_{i2}	F_{i3}	F_{i4}	F_{i5}	F_{i6}	F_{i7}	F_{i8}	F_{i9}	F_{i10}
1	1.1704	1.8569	1.8430	1.8194	1.7816	1.7208	1.6176	1.4284	1.0574	0.3634
2	3.0800	4.5271	3.8165	2.8522	1.7449	0.6278	-0.3495	-1.0121	-1.1315	-0.4648
3	4.9136	6.2097	3.5565	0.7806	-1.2176	-1.9037	-1.3128	-0.0473	0.8957	0.5361
4	6.6260	6.5376	1.2149	-2.1407	-2.1385	-0.0731	1.4945	1.0767	-0.4147	-0.5728
5	8.1749	5.4393	-1.8376	-2.7319	0.5262	1.9250	0.0093	-1.4219	-0.1798	0.5723
6	9.5223	3.1544	-3.8147	-0.3496	2.3087	-0.4877	-1.5026	0.8637	0.7251	-0.5347
7	10.6348	0.1814	-3.5592	2.4132	0.2201	-1.7829	1.3013	0.2432	-1.0719	0.4625
8	11.4850	-2.8312	-1.2206	2.5494	-2.2375	1.0071	0.3677	-1.1957	1.1252	-0.3604
9	12.0520	-5.2262	1.8323	-0.0893	-0.9434	1.4895	-1.6220	1.3884	-0.8704	0.2349
10	10.9361	-5.7522	3.3841	-2.3350	1.7152	-1.2790	0.9292	-0.6204	0.3348	-0.0836

Tabel 5.19 *Modal Seismic Force Fij* Kekakuan Blume

	F_{i1}	F_{i2}	F_{i3}	F_{i4}	F_{i5}	F_{i6}	F_{i7}	F_{i8}	F_{i9}	F_{i10}
1	0.5909	1.2047	1.1971	1.1836	1.1610	1.1222	1.0511	0.9161	0.5241	4.8198
2	2.1192	4.0769	3.5913	2.9276	2.1571	1.3649	0.6438	0.0977	-0.1301	-2.9892
3	3.5928	6.0189	3.7867	1.3376	-0.6307	-1.6627	-1.6948	-1.0632	-0.2821	1.8534
4	4.9738	6.5875	1.6637	-1.7758	-2.3122	-0.7066	1.0505	1.5031	0.6550	-1.1485
5	6.2265	5.6531	-1.4780	-2.8668	0.0624	1.9424	0.6445	-1.1998	-0.9364	0.7105
6	7.3186	3.4288	-3.7147	-0.6930	2.3275	-0.0625	-1.6949	0.3034	1.0871	-0.4376
7	8.2219	0.4221	-3.6771	2.2700	0.5098	-1.9177	1.0499	0.7430	-1.0861	0.2665
8	8.9132	-2.6809	-1.3882	2.6479	-2.2022	0.8218	0.6453	-1.4221	0.9336	-0.1573
9	9.3745	-5.1721	1.7507	0.0103	-1.0511	1.5923	-1.6950	1.3981	-0.6507	0.0847
10	8.5139	-5.7464	3.3760	-2.3263	1.7073	-1.2707	0.9148	-0.5936	0.2403	-0.0275

Tabel 5.20 *Modal Seismic Force Fij* Kekakuan Aydin & Gonen

	F_{i1}	F_{i2}	F_{i3}	F_{i4}	F_{i5}	F_{i6}	F_{i7}	F_{i8}	F_{i9}	F_{i10}
1	3.5692	3.9426	2.5323	1.5689	0.8406	0.4271	0.1955	0.0794	0.0270	0.0049
2	5.3062	5.2180	2.5094	0.7984	-0.0658	-0.3069	-0.2658	-0.1542	-0.0649	-0.0132
3	6.8188	5.5148	1.2886	-0.6545	-0.8095	-0.3542	0.0127	0.1222	0.0854	0.0216
4	8.2058	4.8757	-0.5482	-1.5020	-0.3637	0.3293	0.2574	0.0078	-0.0742	-0.0279
5	9.4416	3.4091	-2.1229	-0.9602	0.6165	0.3335	-0.1819	-0.1316	0.0354	0.0316
6	10.5033	1.3639	-2.6828	0.4698	0.6909	-0.3503	-0.1379	0.1497	0.0165	-0.0322
7	11.3715	-0.9127	-1.9603	1.4652	-0.2498	-0.3114	0.2725	-0.0477	-0.0623	0.0299
8	12.0302	-3.0345	-0.3007	1.1053	-0.8235	0.3699	-0.0411	-0.0926	0.0850	-0.0246
9	12.4671	-4.6412	1.5026	-0.2769	-0.1872	0.2881	-0.2455	0.1586	-0.0761	0.0171
10	11.2439	-4.8260	2.2699	-1.2175	0.6202	-0.3277	0.1686	-0.0800	0.0317	-0.0064

Selanjutnya setelah diketahui nilai gaya horizontal pada massa ke-*I* akibat mode ke-*j Fij*, maka Gaya Horisontal Tingkat *Fi* dapat diperoleh dengan prinsip SRSS seperti persamaan 3.44.

$$\boldsymbol{Fi} = \sqrt{\sum_{j=i}^{n} \left(F_{ij}\right)^2}$$

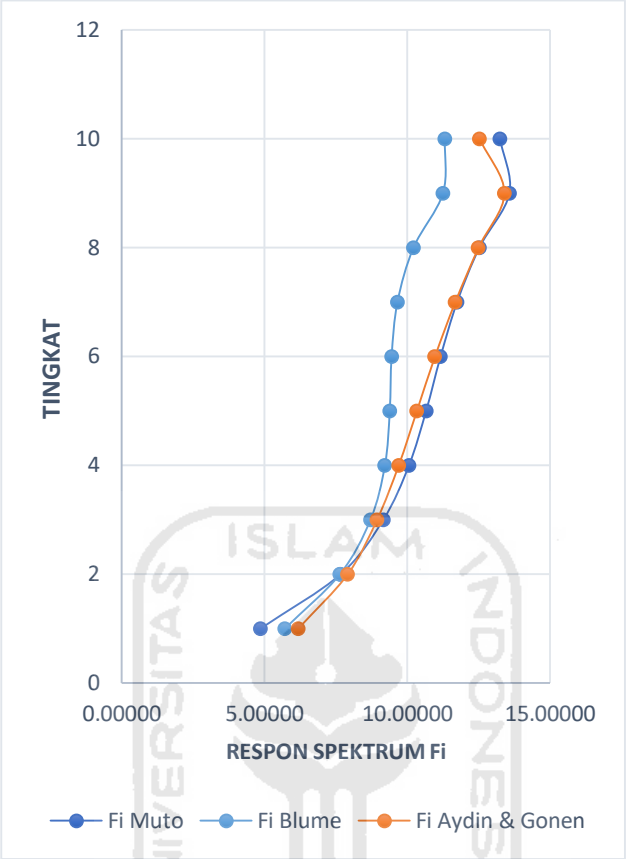
$$\boldsymbol{F_1} = \sqrt{1.1704^2 + 1.8569^2 + 1.8430^2 + 1.8194^2 + 1.7816^2 + 1.7208^2 + 1.6176^2 + 1.4284^2 + 1.0574^2 + 0.3634^2}$$

$$= 4.8546$$

Kemudian dilakukan dengan hal yang sama pada seiap metode kekakuan. Hasil Gaya Horizontal Tingkat *Fi* untuk metode kekakuan Muto, Blume dan Aydin & Gonen dapat dilihat pada Tabel 5.21 dan Gambar 5.13 berikut.

Tabel 5.21 Faya Horizontal Tingkat *Fi*

Tingkat	RESPON SPEKTRUM Fi (SRSS)		
	Muto	Blume	Aydin & Gonen
1	4.85464	5.71763	6.17182
2	7.66573	7.64681	7.90663
3	9.15876	8.71456	8.93322
4	10.05851	9.22016	9.69422
5	10.65929	9.38843	10.33140
6	11.16613	9.45285	10.96546
7	11.74591	9.65888	11.67798
8	12.52566	10.21908	12.49315
9	13.57971	11.25151	13.39831
10	13.24896	11.31785	12.52514
V	**104.66329**	**92.58777**	**104.09734**

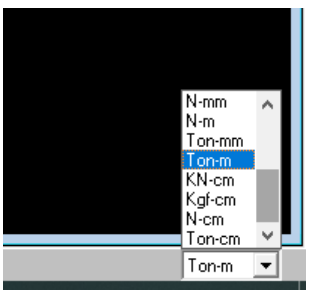


Gambar 5.13 Gaya Horizontal Tingkat *Fi*

5.6 Analisis Menggunakan Aplikasi ETABS 9.6

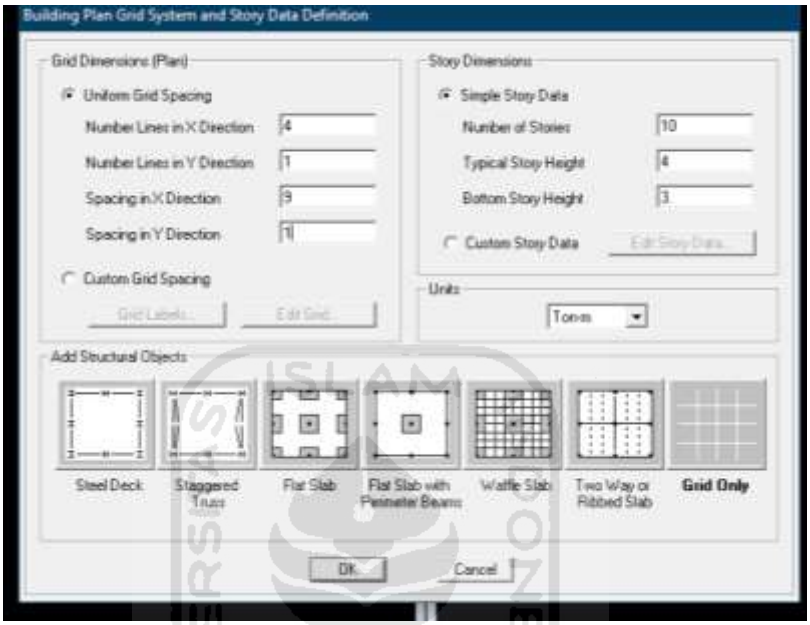
Analisis juga dilakukan menggunakan aplikasi ETABS 9.6 untuk mencari nilai gaya horizontal tingkat static ekivalen dan respon spektrum untuk menjadi perbandingan dengan hitungan manual (excel). Adapun caranya adalah sebagai berikut.

1. Membuka program ETABS 9.6
2. Mengatur satuan di pojok kanan bawah menjadi Ton-m



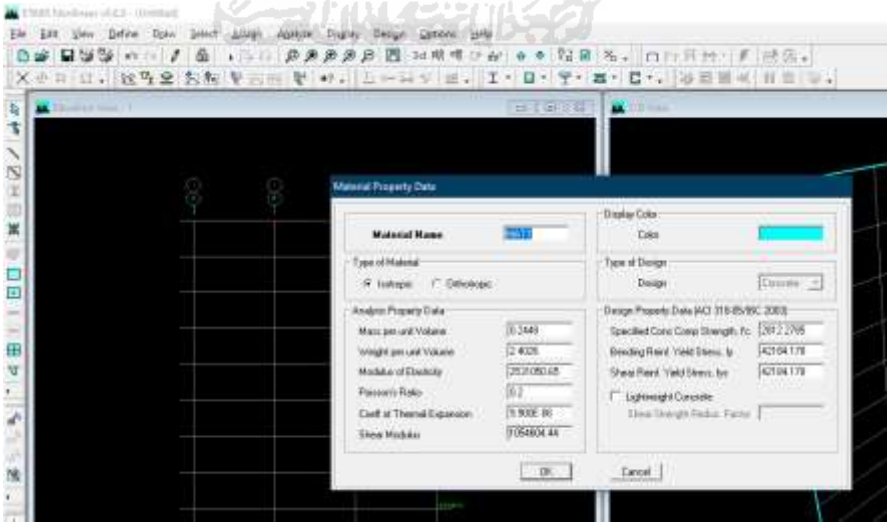
Gambar 5.14 Satuan Ukuran ETABS

Kemudian membuat grid dan jarak grid sesuai dengan model. Disini bangunan yang akan dianalisis adalah bangunan 2D untuk 10 lantai. Caranya pilih new model kemudian pilih default da nisi grid sesuai data



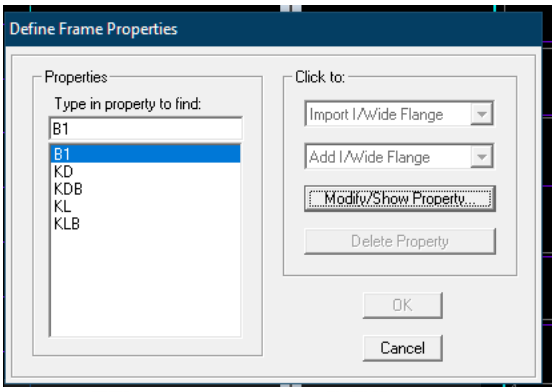
Gambar 5.15 Menentukan grid ETABS

3. Kemudia mengatur Material Properties dengan cara pilih Define – piih material properties – add new material – dan isi sesuai data.



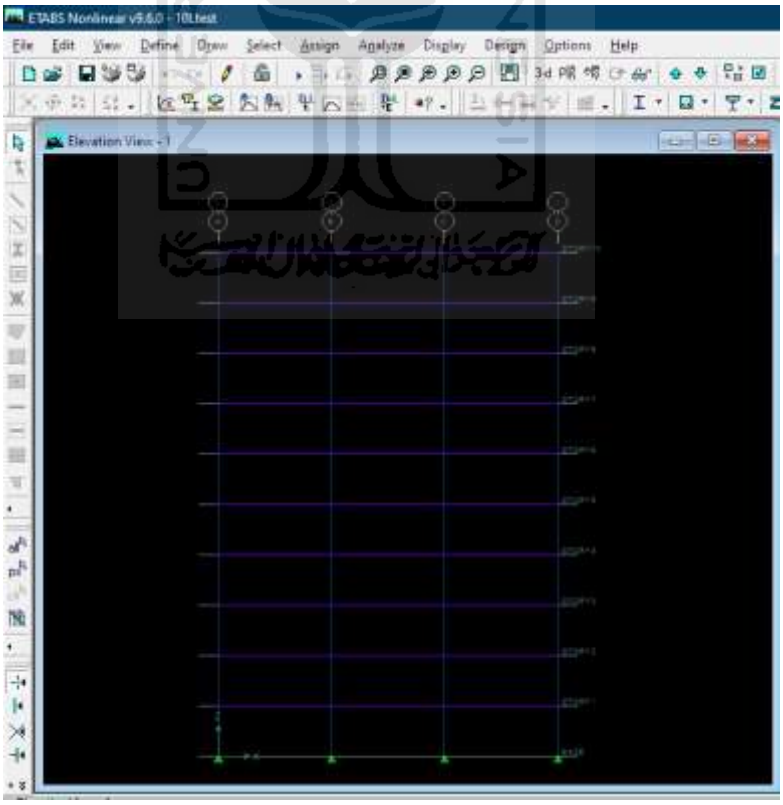
Gambar 5.16 Menentukan Material Properties

4. Setalah itu mulai menentukan jenis elemen struktur dengan cara klik Define – Frame Section. Input data struktur yang digunakan pada bangunan, seperti dimensi balok, kolom luar, dan kolom dalam.



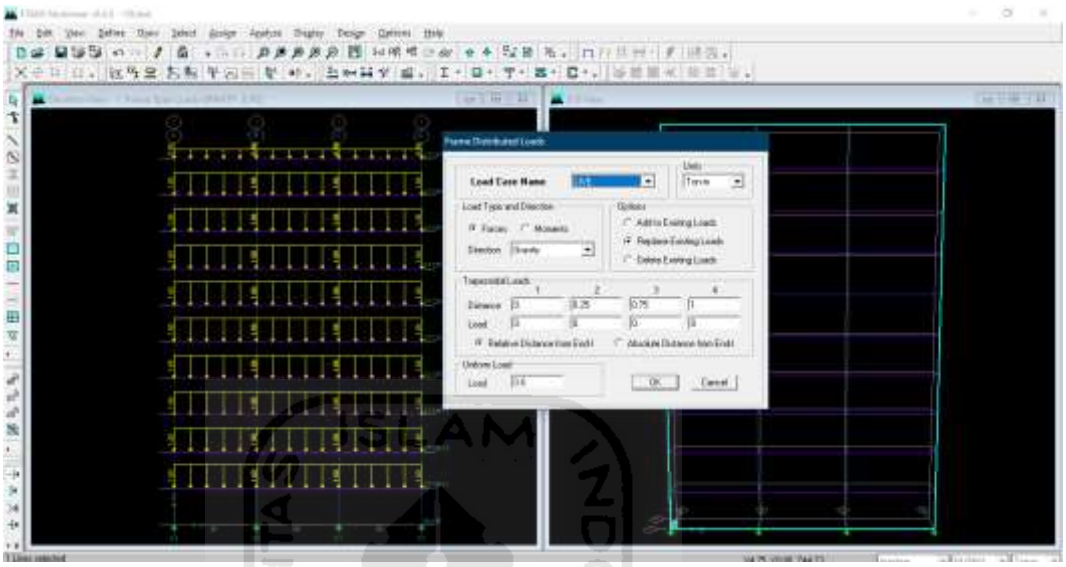
Gambar 5.17 Menentukan Frame Section

5. Setelah menentukan elemen struktur, kemudian melakukan pemodelan struktur sesuai pada bangunan yang akan dianalisis. Caranya klik Draw – Draw Area Objects – Draw Line.



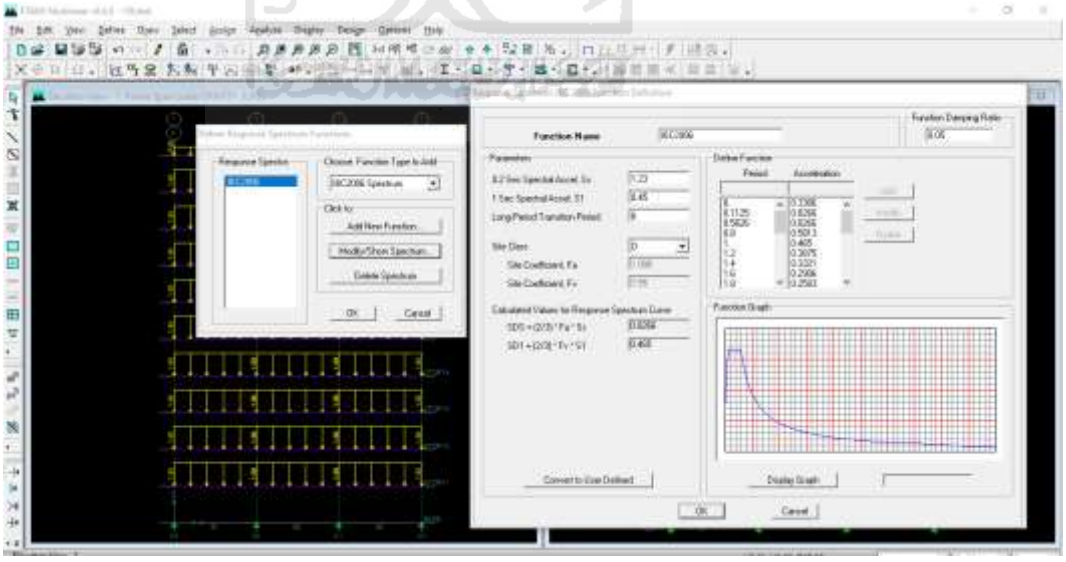
Gambar 5.18 Setelah Grid di Draw

6. Input beban terbagi merata pada balok dengan cara select setiap balok – pilih Assign – Fram/Line Load – Distribute – isi beban hidup dan mati.



Gambar 5.19 Input Beban Terbagi Merata

7. Kemudian membuat respon spektrum dengan cara klik *Define* – *Response Spectrum Function* maka akan terlihat tampilan seperti Gambar 5.20 Berikut.

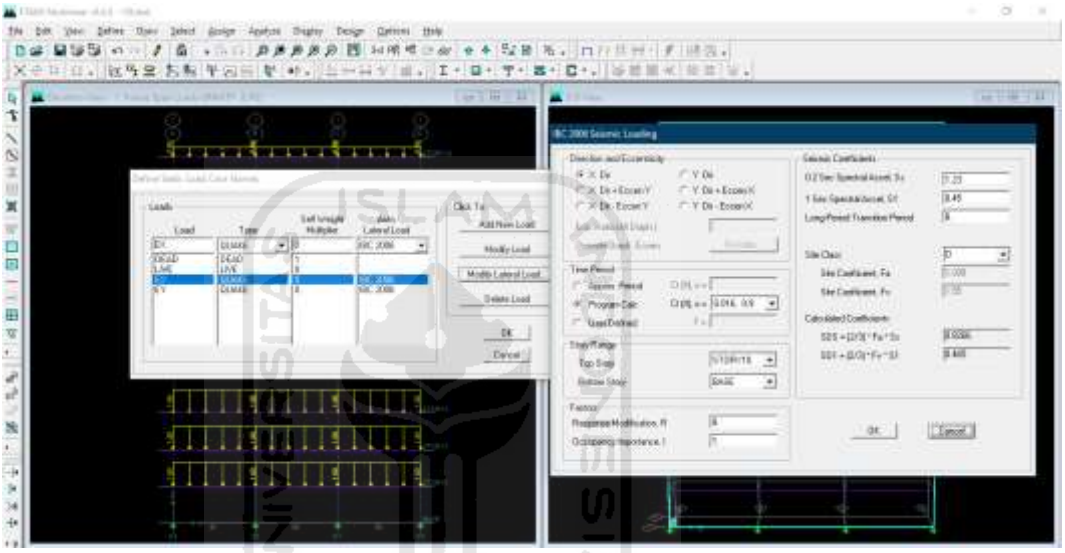


Gambar 5.20 *Response Spectrum Function*

Pada *Choose Fuction Type to Add* cari IBC2006 kemudian *Modify/Show Spectrum* – Isi nilai Ss, S_1, R, dan *Site Class* sesuai rencana desain.

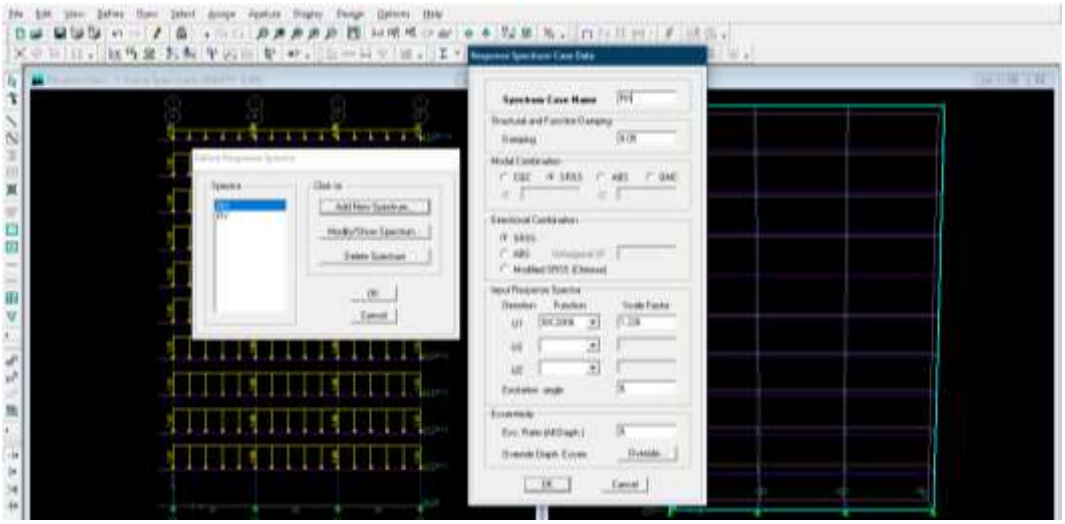
8. Selanjutnya membuat *Static Load Case* dengan cara klik *Define – Static Load Case* – pada kolom load ketik EX, pada kolom type pilih *QUAKE*, ,pada kolom *Self Weight Multiplier* isi 0, dan pada kolom *Auto Lateral Load* pilih IBC 2006 – klik *Add New Load*.

   Kemudian Setelah EX jadi klik *Modify lateral Load* dan isi Nilai Ss=1.23, S1=0.45, I=1, R=8, *Site Class*=D, *Direction*=X Dir, *Program Calc*=0.016; 0.9. data sesuai rencana Desain kemudian Ok.



Gambar 5.21 *Static Load Case*

9. Kemudian mengaturr *Respon Spektrum Case* dengan cara *Define – Respon Spectrum Case – Add New Spektrum* - Isi nama dengan RX, *Damping*=0.05, *Modal Combination*=SRSS, *Direction Combination*=SRSS, *Input Respon Spectra* U1=pilih IBC2006 yang kita buat tadi, *Scale Factor*=1.226 dan Ok.



Gambar 5.22 *Respon Spektrum Case*

10. Sebelum *running* dilakukan cek model dengan cara klik *Set Analyze Option* – dan pilih XZ Plane dan Oke. Setelah Itu klik *Analyze – Run Analysis.*
11. Untuk melihat Hasil Analisis klik *Display – Show Tables – ceklist Group Masses and Weights* (untuk melihat berat dan massa), *Auto Seismic – IBC2006, Modal Participation Factors, Respon Spectrum Base Reactions, dan Story Shears.*

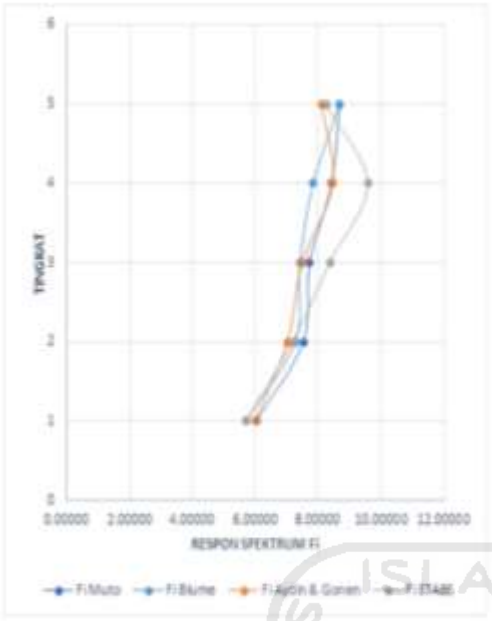
Dari Analisis yang dilakukan diatas menggunakan aplikasi Etabs maka didapatkan hasil seperti pada Tabel 5.22 berikut.

Tabel 5.22 Hasil Analisis Menggunakan ETABS

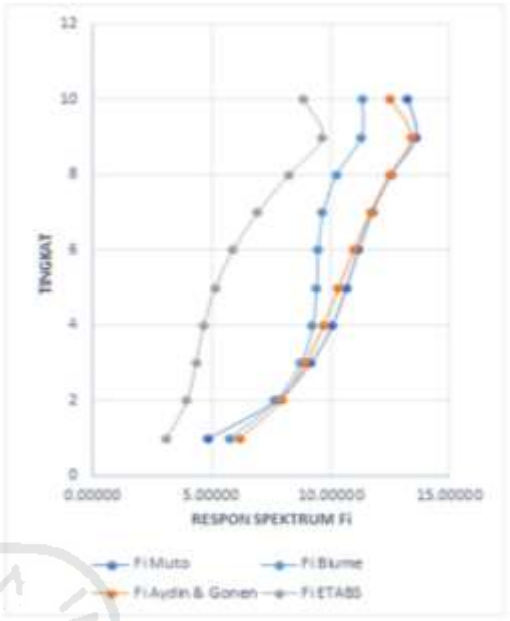
TINGKAT	ANALISIS ETABS		
	PERIODE (T)	EKIVALEN STATIK	RESPON SPEKTRUM
1	1.40778	0.52000	3.08000
2	0.44744	1.44000	3.94000
3	0.24553	2.59000	4.32000
4	0.16239	3.94000	4.65000
5	0.13289	5.44000	5.13000
6	0.11927	7.10000	5.88000
7	0.11680	8.88000	6.92000
8	0.10098	10.78000	8.21000
9	0.09946	12.79000	9.63000
10	0.08916	12.05000	8.82000
	0.00000	65.53000	60.58000

5.7 Perbandingan Analisis Respon Spektrum Menggunakan Metode Kekakuan Muto, Blume, Aydin dan Gonen dengan Analisis Ekivalen Statik Secara Manual Dan Aplikasi Etabs.

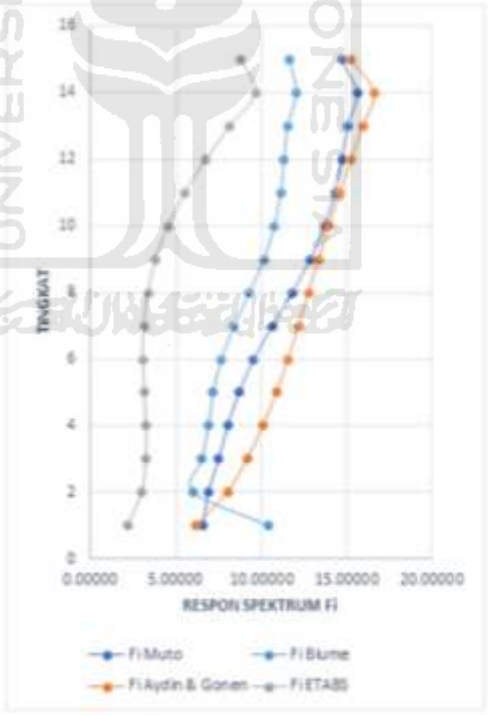
Pada Tahapan sebelumnya sudah diuraikan hasil analisis distribusi vertical gaya gempa dengan metode ekuivalen statik dan metode dinamik respon spektrum secara manual menggunakan metode kekakuan muto, blume dan aydin & gonen dengan analisis mennggunakan aplikasi ETABS. Secara keseluruhan, terdapat beberapa hasil yang dapat dibandingkan meliputi gaya gempa dengan metode ekuvalen statik dengan dinamik secara manual yang menggunakan 3 metode kekakuan dengan ekivalen statik dinamik menggunakan aplikasi ETABS pada bangunan yang berbeda yaitu 5 Lantai, 10 Lantai dan 15 Lantai yang dapat dilihat pada Gambar 5.23 – 5.25 berikut.



5 Lantai

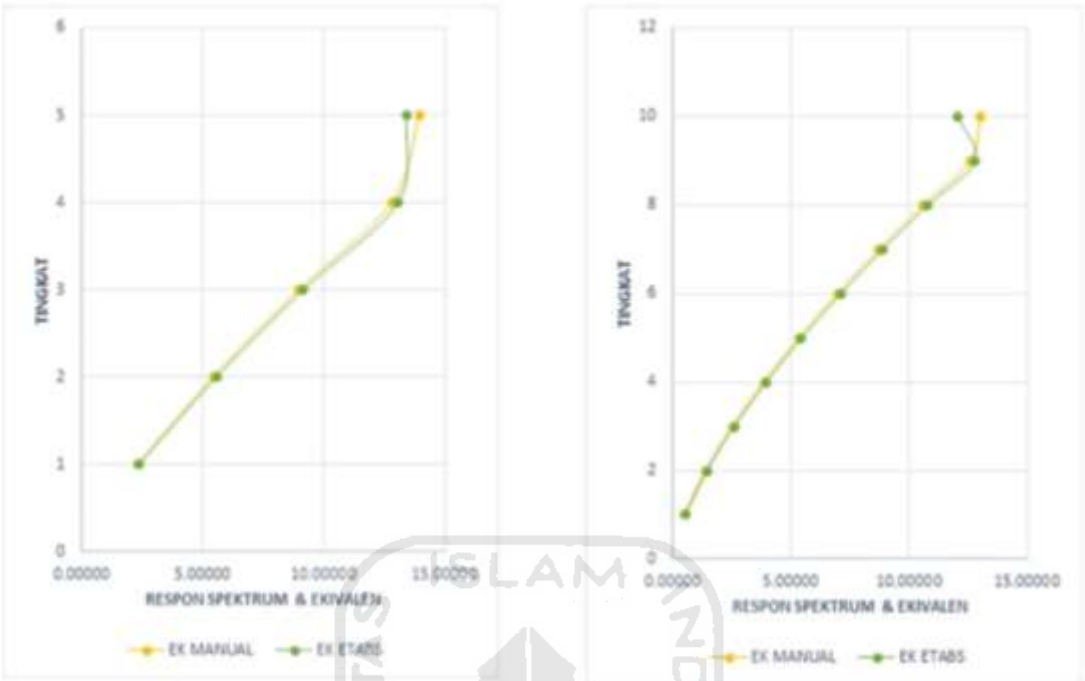


10 Lantai



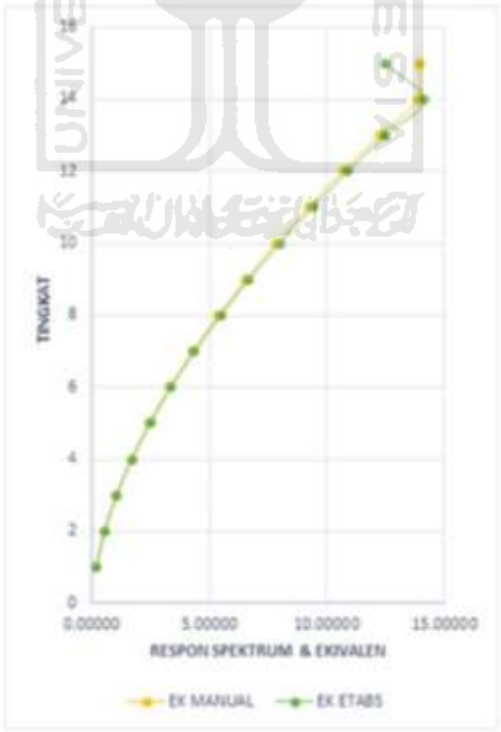
15 Lantai

Gambar 5.23 Perbandingan Gaya Horisontal Tingkat *Fi* Metode Dinamik Respon Spektrum Secara Manual dengan Kekakuan Muto, Blume, Aydin & Gonen, dengan Aplikasi Etabs



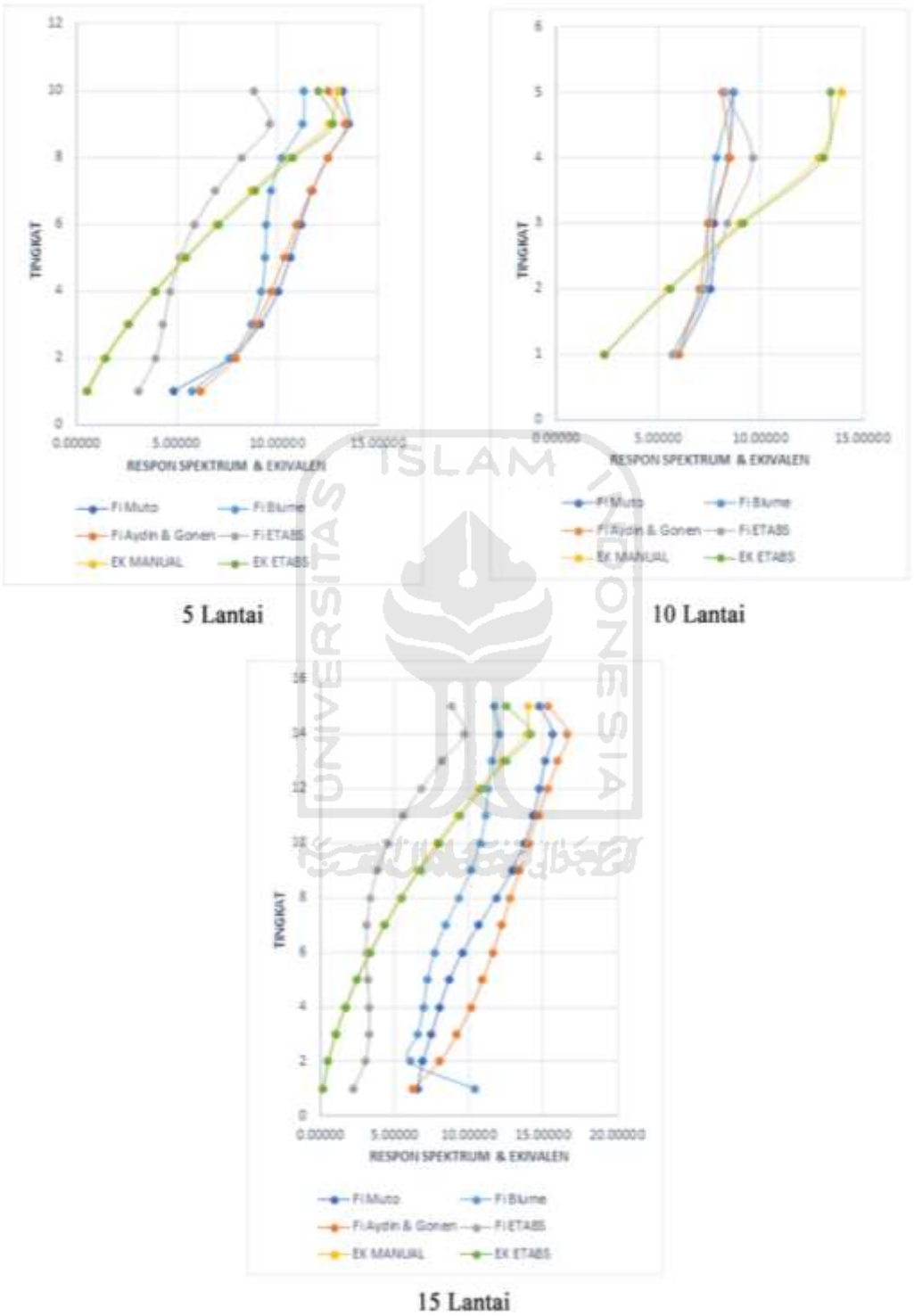
5 Lantai

10 Lantai



15 Lantai

Gambar 5.24 Perbandingan Gaya Horisontal Tingkat *Fi* Metode Ekuivalen Statik Secara Manual dengan Aplikasi Etabs



Gambar 5.25 Perbandingan Gaya Horisontal Tingkat *Fi* Metode Ekuivalen Statik dan Dinamik Respon Spektrum Secara Manual dengan Aplikasi Etabs

Perbandingan pola distribusi vertikal gaya gempa dinamik manual dengan metode kekakuan klasik, dan gaya gempa ekuivalen statik baik secara manual dan etabs yang ditunjukan pada gambar 5.23 – 5.25, dapa diambil beberapa pernyataan sebagai berikut.

1. Pada Struktut 5 tingkat yang dianalisis dengan metode dinamik respon spektra yang menggunakan metode kekakuan klasik muto, blume dan aydin & gonen, dan dengan metode static ekivalen baik secara manual dan etabs memiliki nilai gaya gempa horizontal (Fi) yang hampir sama yaitu sekitar 0.05%
2. pada Struktur 10 dan 15 tingkat, nilai gaya gempa horisontal dengan metode dinamik secara manual dengan 3 metode kekakuan lebih besar dibandingkan analisis aplikasi Etabs yaitu sekitar 39,69% pada 10 tingkat dan 56,79% pada 15 tingkat
3. Untuk Hasil gaya horisontal tingkat dengan metode staik ekivalen baik secara manual dan Etabs memiliki nilai yang sama di setiap struktur. Sedangan dengan metode dinamik respon spektrum analisis manual dan Etabs memiki hasil yang berbeda, dan semakin tinggi jumlah tingkat maka perbedaan hasil gaya horisontal tingkat semakin besar, terutamapada tingkat paling bawah. Hal ini disebabkan pada analisis ekivalen statik memiliki nilai periode (T) yang sama sedangkan pada analisis dinamik nilai periode (T) atau waktu getar alami setiap tingkatnya berbeda. Perbedaan nilai periode ini dapat disebabkan karena metode kekakuan yang digunakan pada analisis manual dan Etabs berbeda.

5.8 Implikasi Respon Struktur

Analisis implikasi respons struktur ini dimaksudkan untuk melihat kekuatan elemen struktur sebelum dan sesudah diberikan beban gempa, yaitu berupa beban titik horisontal yang merupakan gaya horisontal tingkat hasil analisis dinamik respon spektra. Struktur yang akan ditinjau struktur 10 tingkat dengan beban gempa dinamik respon spektra tertinggi.

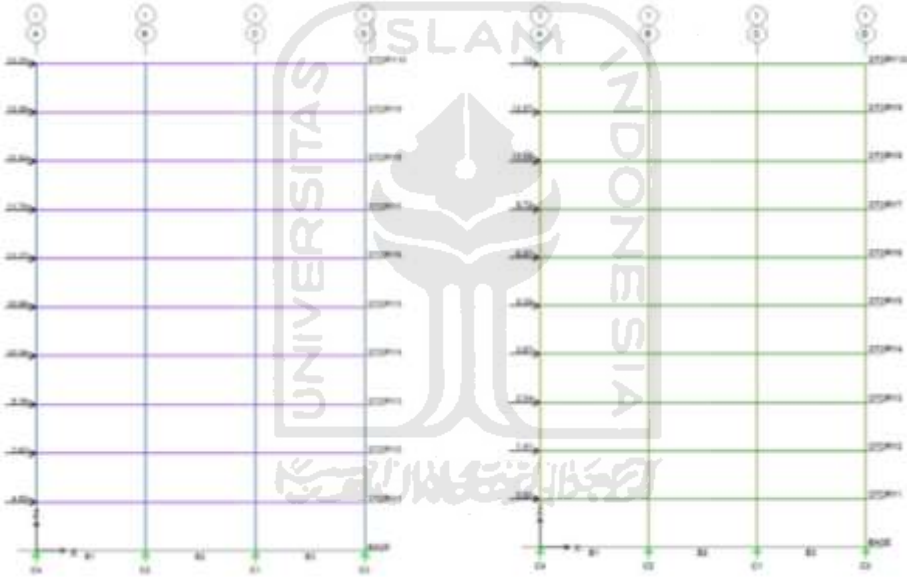
5.8.1 Sebelum Pembebaan Gempa

Sebelum diberikan pembebanan gempa, dilakukan cek disain struktur dalam menanggung beban hidup dan beban mati, dan diperoleh hasil berupa *Interactive concrete frame design* yang menggambarkan kekuatan elemen struktur. Hasil cek

kekuatan struktur sebelum diberikan pembebanan gempa dengan program ETABS menunjukkan bahwa seluruh elemen struktur 10L memenuhi persyaratan, seperti ditunjukkan pada Gambar 5.3.

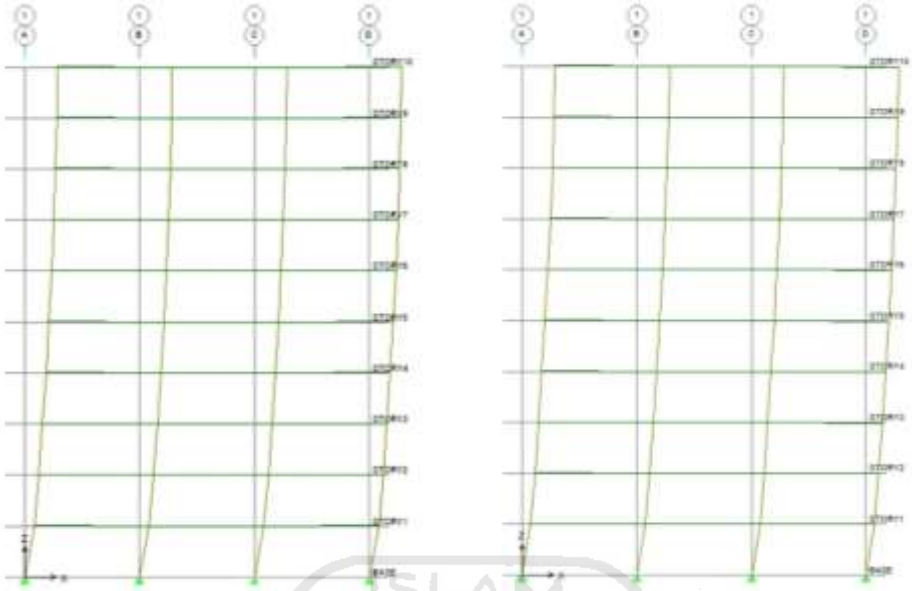
5.8.2 Setelah Pembebaan Gempa

Selanjutnya, pada struktur tersebut ditambahkan beban gempa gaya horisontal tingkat hasil dari analisis ekuivalen statik dan dinamik respon spektra, dengan posisi beban ditunjukkan pada Gambar 5.26. Bentuk struktur asli sebelum (*undeformed*) dan sesudah (*deformed*) pembebanan gaya horisontal tingkat ditunjukkan dalam Gambar 5.27, sedangkan hasil *cek design* dengan ETABS ditunjukkan pada Gambar 5.28.



a) Input Beban Gempa Dinamik Respon Spektra b) Input Beban Gempa Ekuivalen Statik

Gambar 5.26 Posisi Pembebanan Gaya Gempa



a) *deformed* Dinamik Respon Spektra b) *deformed* Ekuivalen Statik

Gambar 5.27 Bentuk Struktur Setelah Pembebanan

Setelah diberi pembebanan gempa hasil analisis dinamik respon spektra Secara manual dengan metode Muto, Blume, Aydin & Gonen dan hasil dinamik respon spektra Etabs, dengan analisis ekuivalen statik secara manual dan etabs, ditemukan beberapa kolom dan balok yang berwarna merah yang ditunjukan pada Gambar 5.28 dibawah.

a. Output Chek Struktur beban gempa dinamik respon spectra Muto

b. Output Chek Struktur beban gempa dinamik respon spectra Blume

c. Output Chek Struktur beban gempa dinamik respon spectra Aydin & Gonen

b. Output Chek Struktur beban gempa dinamik respon spectra Etabs

d. Output Chek Struktur beban gempa statik Ekiuvalen manual

e. Output Chek Struktur beban gempa statik Ekiuvalen Etabs

Gambar 5.28 *Output Chek* Struktur Beban Gempa Dinamik Respon Spectra dan Ekuivalen Statik

Dari hasil analisis implikasi struktur dengan program ETABS dengan menginput gaya – gaya horisontal tingkat dengan metode analisis respon spektrum dengan setiap metode kekakuan dan dengan analisis statik ekuivalen secara manual dan etabs, maka dapat diperoleh *displacement*, momen lentur balok dan aksial kolom yang ditunjukan pada Tabel 5.23 – 5.26 dan Gambar 5.29 – 5.32. *Diplacement* yang ditinjau adalah joint ujung struktur (joint 4), kemudian momen balok yang ditinjau adalah momen balok B1, dan aksial kolom yang ditinjau adalah kolom tepi dan kolom dalam.

Tabel 5.23 *Displacement* Setelah Pembebanan Gempa

Tingkat	DISPLACEMENTS					
	RESPON SPEKTRUM				EKIVALEN STATIK	
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS	MANUAL	ETABS
1	0.0209	0.0195	0.0209	0.0156	0.0163	0.0163
2	0.0312	0.0291	0.0312	0.0233	0.0245	0.0245
3	0.0398	0.037	0.0397	0.0298	0.0315	0.0315
4	0.0476	0.0442	0.0475	0.0359	0.0382	0.0382
5	0.0547	0.0507	0.0546	0.0414	0.0444	0.0444
6	0.061	0.0564	0.0608	0.0465	0.0502	0.0501
7	0.0663	0.0614	0.0661	0.0509	0.0552	0.055
8	0.0706	0.0653	0.0704	0.0544	0.0593	0.0592
9	0.0737	0.0682	0.0735	0.057	0.0623	0.062
10	0.0756	0.07	0.0754	0.0586	0.064	0.064
	0.54140	**0.50180**	**0.54010**	**0.41340**	**0.44590**	**0.44520**

Tabel 5.24 Aksial Kolom Tengah Setelah Pembebanan Gempa

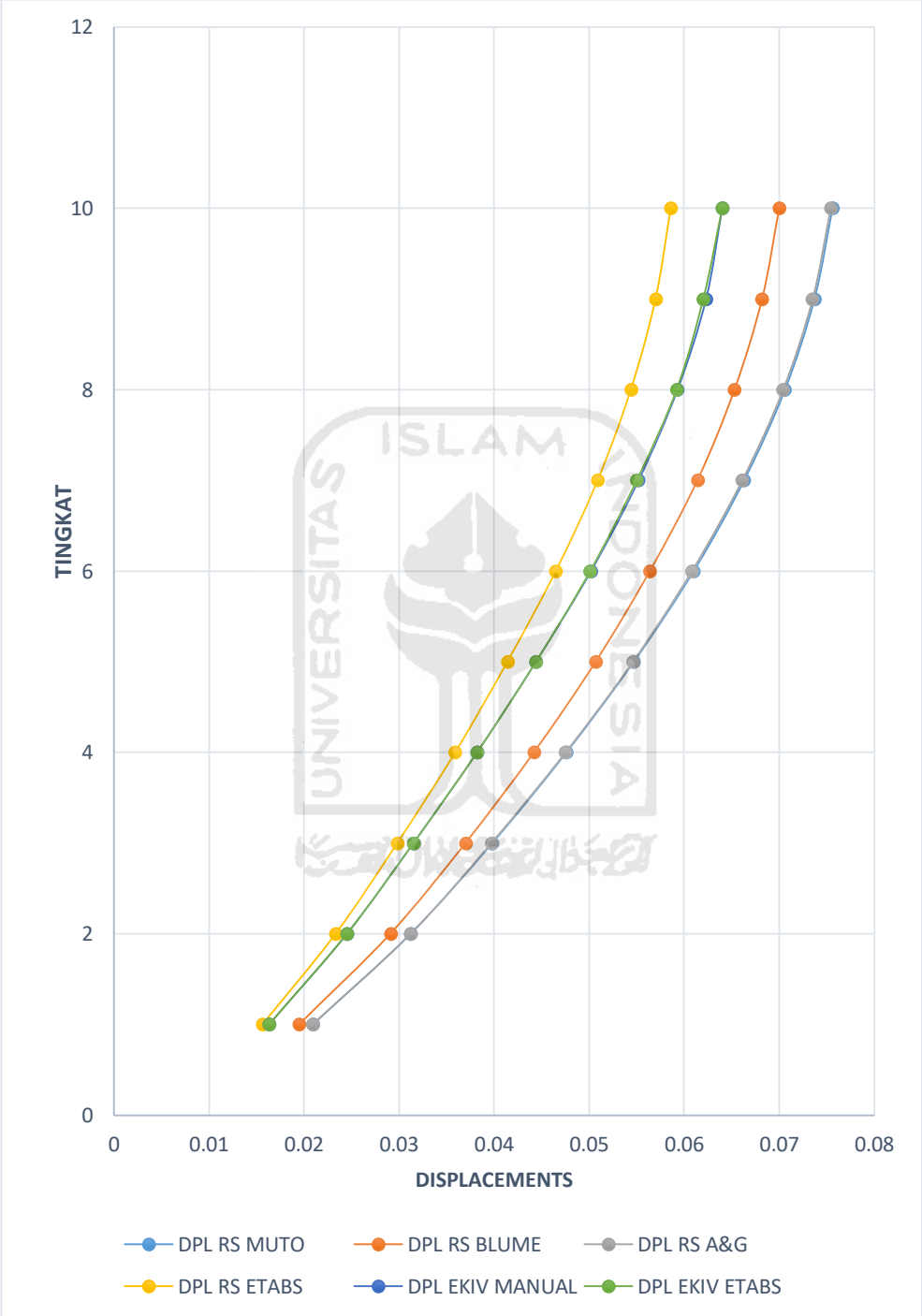
TINGKAT	AKSIAL KOLOM TENGAH					
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS	MANUAL	ETABS
1	780.1	779.73	778.95	779.34	779.96	779.92
2	699.87	699.41	700.04	698.76	699.42	699.38
3	619.95	619.46	619.93	618.68	619.34	619.3
4	540.28	539.77	540.2	538.93	539.57	539.54
5	460.74	460.24	460.6	459.4	460.02	459.99
6	381.31	380.84	381.14	380.07	380.64	380.61
7	301.95	301.55	301.78	300.88	301.38	301.36
8	222.62	222.29	222.46	221.76	222.17	222.15
9	143.28	143.05	143.16	142.68	142.97	142.96
10	63.76	63.65	63.7	63.47	63.61	63.61

Tabel 5.25 Aksial Kolom Tepi Setelah Pembebanan Gempa

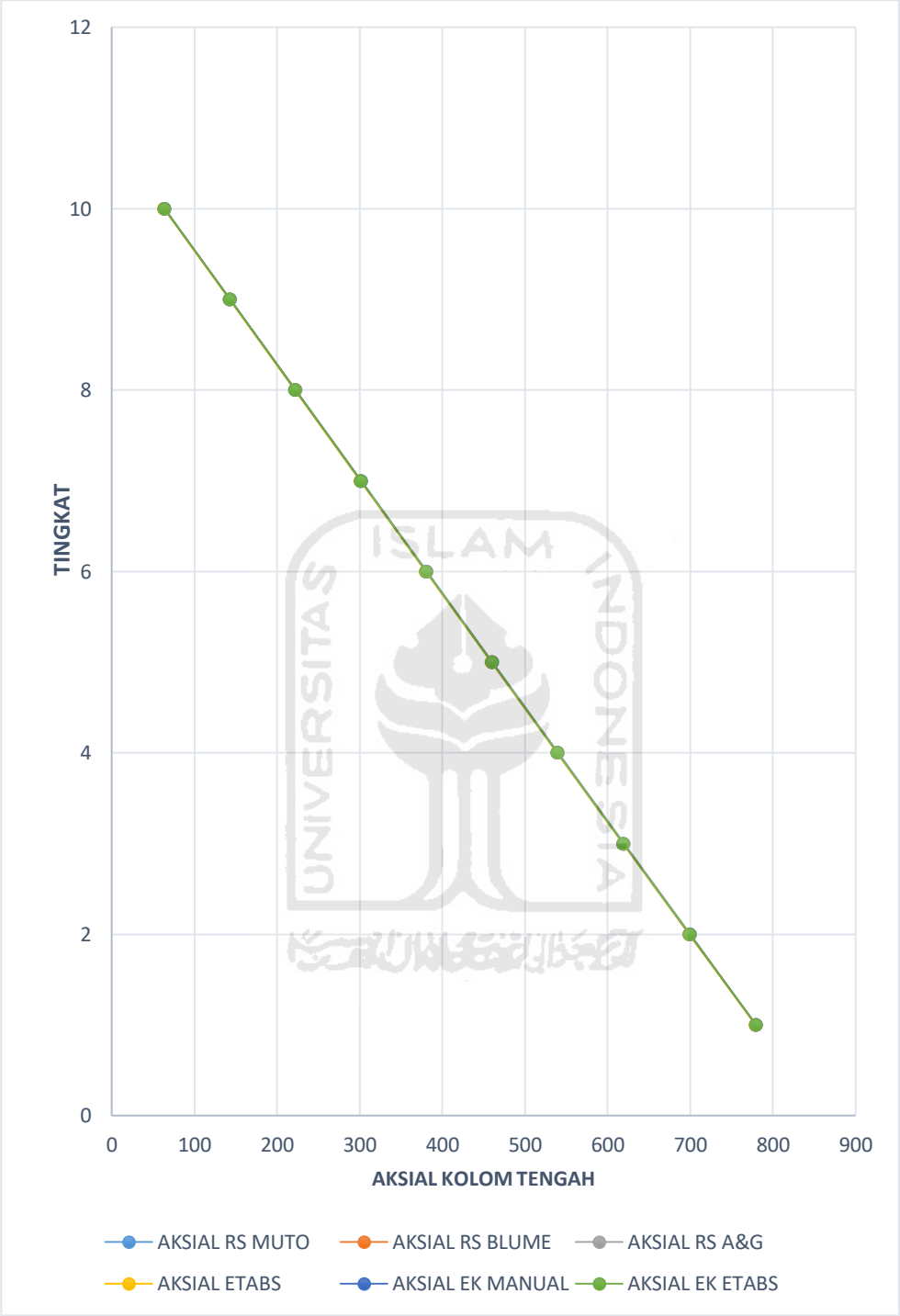
TINGKAT	AKSIAL KOLOM TEPI					
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS	MANUAL	ETABS
1	600.65	589.34	606.13	569.05	581.81	581.37
2	534.92	525.11	528.04	508.71	520.59	520.15
3	466.36	458.27	458.8	445.83	456.43	455.99
4	398.37	391.99	392.12	383	392.02	391.6
5	331.91	327.13	327.19	320.95	328.22	327.81
6	267.47	264.15	264.14	260.12	265.61	265.23
7	205.51	203.41	203.33	200.96	204.75	204.41
8	146.45	145.29	145.18	143.94	146.25	145.98
9	90.7	90.18	90.08	89.55	90.7	90.52
10	38.6	38.44	38.39	38.25	38.62	38.55

Tabel 5.26 Aksial Kolom Tengah Setelah Pembebanan Gempa

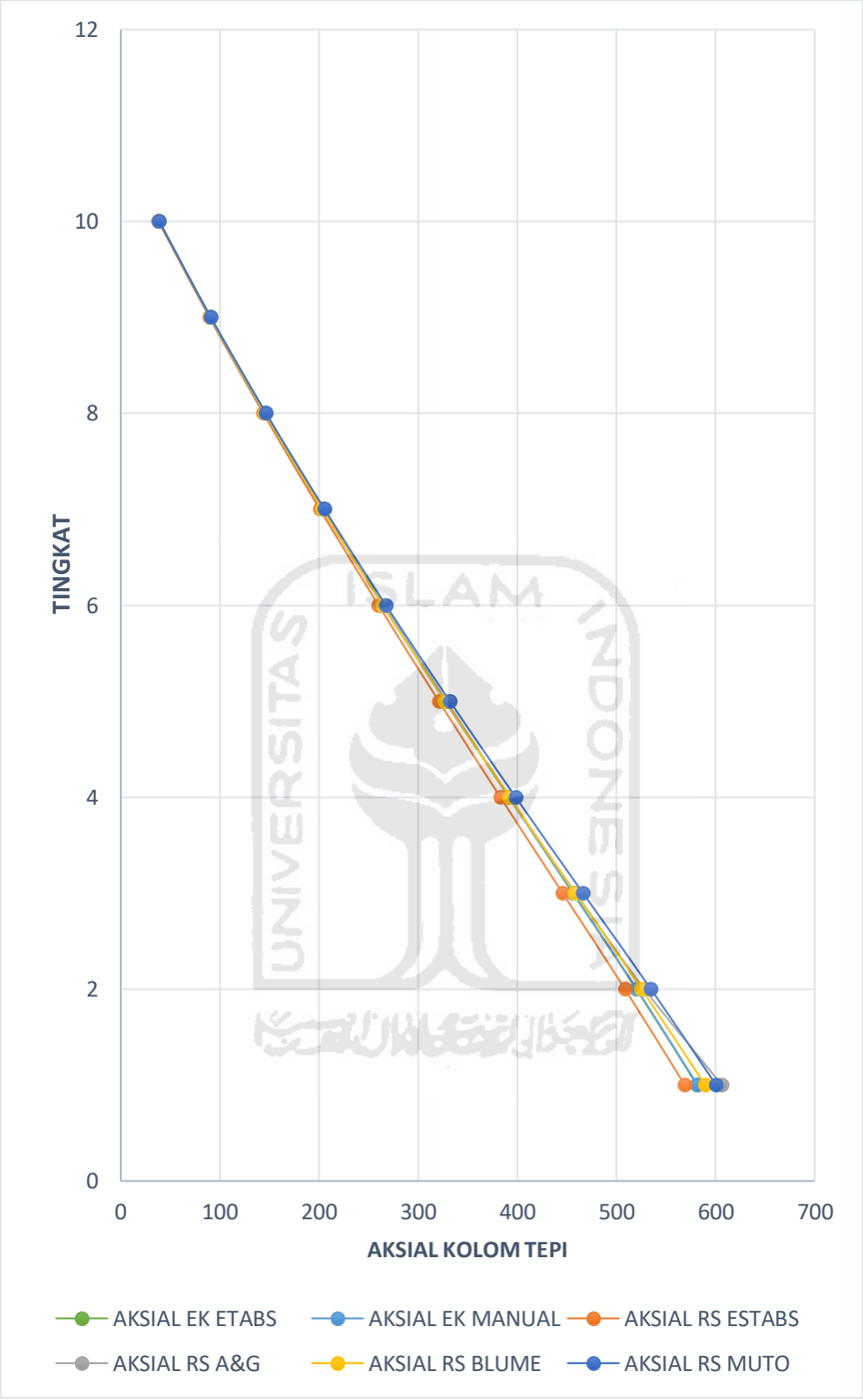
TINGKAT		MOMEN BALOK (B3)					
		Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS	MANUAL	ETABS
1	+	69.204	64.634	119.006	54.052	56.044	56.044
	-	130.032	123.724	182.456	108.373	111.768	111.768
2	+	69.223	63.857	71.046	53.209	56.464	56.458
	-	141.865	134.7	144.423	118.168	123.488	123.477
3	+	63.84	59.11	60.187	50.487	54.142	54.123
	-	139.423	132.267	133.927	117.819	124.409	124.375
4	+	59.344	55.31	55.498	48.615	52.668	52.626
	-	133.004	126.25	126.575	114.495	121.838	121.767
5	+	54.279	50.657	50.807	46.179	49.8	49.741
	-	124.469	118.396	118.668	109.351	116.858	116.734
6	+	48.481	46.012	46.14	42.838	46.258	46.166
	-	114.108	108.98	109.269	102.366	109.467	109.274
7	+	42.601	41.075	41.125	39.397	41.672	41.569
	-	101.931	97.976	98.142	93.356	99.562	101.55
8	+	37.399	36.431	36.399	35.641	37.117	36.976
	-	88.098	85.42	85.365	82.339	87.247	86.863
9	+	33.084	32.707	32.641	32.26	33.079	32.966
	-	72.895	71.358	71.146	69.517	72.773	72.335
10	+	26.096	25.975	25.955	25.814	26.051	25.996
	-	43.481	42.393	42.421	40.925	42.974	42.667



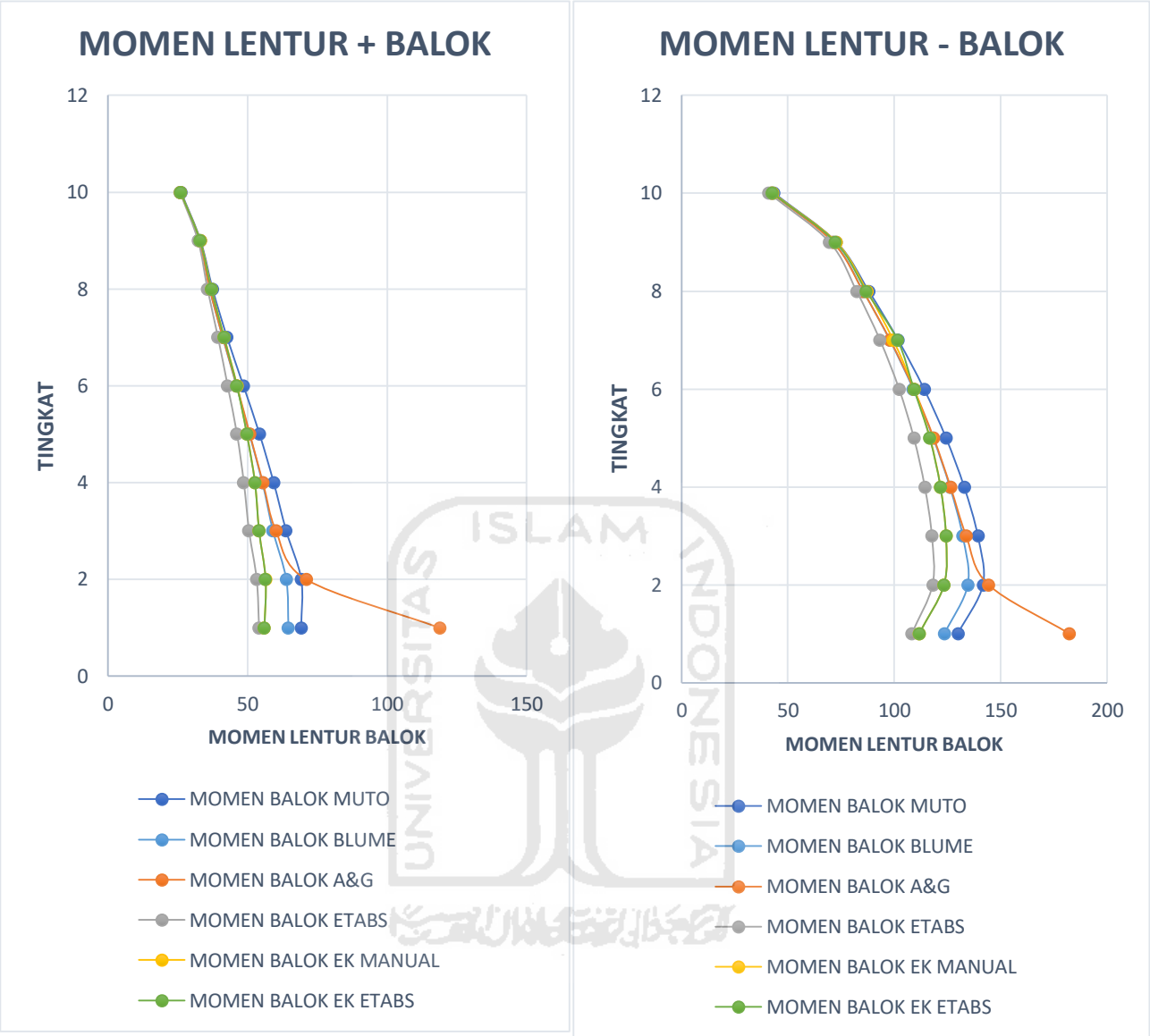
Gambar 5.29 *Diplacement* Setelah Pembebanan Gempa



Gambar 5.30 Aksial Kolom Tengah



Gambar 5.31 Aksial Kolom Tepi Setelah Pembebanan Gempa



Gambar 5.32 Momen Lentur Balok Setelah Pembebanan Gempa

Dengan memperhatikan Gambar 5.29 – 5.32, dapat diperoleh beberapa pembahasan sebagai berikut.

1. Nilai *displacement*, aksial kolom dan momen balok dengan analisis respon spektrum lebih besar dibandingkan nilai *displacement* dengan analisis ekivalen statik baik secara manual dan ETABS. Hal itu dikarenakan nilai gaya geser dasar bangunan dinamik respon spektra juga lebih besar daripada gaya geser

ekuivalen statik, Sehingga pola yang dihasilkan juga mengikuti pola gaya gempa horisontal yang diberikan.

2. Pada pola Aksial kolom tepi maupun tengah memiliki nilai yang lebih besar daripada tingkat diatasnya, menunjukan bahwa kolom pada tingkat bawah menanggung gaya aksila yang lebih besar daripada tingkat atasnya.
3. Momen balok mempunyai nilai yang lebih besar pada tingkat bawah, dan semakin kecil pada tingkat atas.

BAB VI
SIMPULAN DAN SARAN

6.1 Simpulan

Berdasarkan hasil analisis terhadap strutur bangunan beban gempa dengan analisis dinamik respon spektrum yang menggunakan metode kekakuan klasik Muto, Blume, dan Aydin & Gonen dan analisis ekuivalen statik secara manual dan aplikasi ETABS, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut.

1. Pada Analisis Ekivalen Statik baik secara manual maupun Etabs untuk setiap variasi tingkat yaitu 5, 10 dan 15 tingkat, memiliki nilai gaya hosinontal tingkat yang sama, hal ini disebabkan karena adanya kesamaan nilai periode (T) antara analisis manual dan Etabs. Sedangkan pada analisi dinamik respon spektrum nilai gaya horisontal tingkat dengan analisis manual dan Etabs memiliki nilai yang berbeda, semakin tinggi jumlah tingkat maka perbedaan gaya horisontal semakin besar terutama pada tingkat bawah, hal ini disebabkan karena adanya perbedaan nilai periode (T) pada tiap tingkatnya. Perbedaan nilai periode ini bisa disebabkan oleh perbedaan metode kekakuan yang digunakan dengan analisis manual dan aplikasi Etabs. Kemudian untuk perbandingan antara analisis dinamik respon spektrum dan ekivalen secara manual, Pada Struktur 5 lantai nilai Gaya Horisontal Tingkat *(Fi)* dengan analisis dinamik respon spektra lebih kecil dibandingkan nilai gaya horizontal tingkat dengan analisis ekivalen statik. Sedangkan pada struktur 10 dan 15 lantai nilai gaya horisontal menggunkan dinamik respon spektra lebih besar dari nilai gaya horisontal menggunakan ekivalen statik. Hal ini menunjukan bangunan 5 lantai masih dapat dirancang menggunakan pembebanan ekivalen statik. Tetapi untuk bangunan yang lebih tinggi dari 5 lantai dianjurkan menggunakan pembebanan dinamik dalam perancangannya.
2. Implikasi dari setiap struktur yang diberikan beban gaya gempa horisontal dari analisis dinamik respon spektra terbukti menimbulkan *displacement*, momen balok, dan aksial kolom yang lebih besar pada struktur dibandingkan

pembebanan gempa dengan analisis ekivalen statik. momen balok, dan aksial kolom terbesar terletak pada tingkat tingkat bagian bawah hal ini menunjukan bahwa balok dan kolom pada tingkat bawah memiliki risiko kegagalan struktur yang lebih tinggi. Pola hasil respon struktur seperti *displacement,* momen balok dan aksial kolom mengikuti pola distribusi gaya gempa horisontal yang diberikan pada setiap struktur tingkat, dimana semakin besar gaya yang diberikan maka akan semakin besar pula *displacement,* momen balok dan aksial kolom yang didapatkan.

6.2 Saran

Saran untuk pengembangan penelitian yang lebih lanjut adalah sebagai berikut.

1. Penelitian menggunakan peraturan – peraturan analisis gedung yang terbaru.
2. Selain menggunakan analisis dinamik respon spektrum dapat pula dengan analisis dinamik time story
3. Penelitian dikembangkan untuk berbagai lokasi bangunan, dengan keseluruhan jenis tanah, untuk mengetahui rumusan praktis atau koefisien yang bisa dipakai sebagai alat konversi dari hitungan dinamik kedalam
4. Menggunakan metode kekakuan *Shear Building*
5. Pengamatan pada tingkat-tingkat antara 5-10, 10-15, dan seterusnya.

DAFTAR PUSTAKA

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2002). Dalam *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures.* ASCE Standard, USA.

Anonim. (2012). *SNI 1726-2012 Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.* Penerbit Badan Standarisasi Nasional (BSN), Jakarta.

Anonim. (2013). *SNI 03-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.* Penerbit Badan Standarisasi Nasional (BSN), Jakarta.

Budiono. (2002). *Perkembangan Desain Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa di Indonesia.* Departemen Teknik Sipil ITB, Bandung.

Departemen Pekerjaan Umum. (1987). Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung. Penerbit Yayasan Badan Penerbit PU. Jakarta.

Engineers, A. S. (t.thn.). Minimum Design Loads for Buildings and other Struktures.

Faizah, R. (2013). *Analisis Distribusi Vertikal Gaya Gempa dan Implikasinya Pada Respon Bangunan Bertingkat.* Yogyakarta.

Faizah, R. (2015). Studi Perbandingan Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen dan Dinamik Time Story pada Gedung Bertingkat di Yogyakarta. *Ilmia Semesta Teknika*.

Federal Emergency Management Agency 356. (2000). *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings.* Washington, D.C.

Iskandar, H. (2009). Analisis Respon Spektrum pada Bangunan yang Menggunakan Yielding Damper Akibat Gaya Gempa.

Leigh, P. a. (2004). *Struktural Dynamic.* london: kluwer Academic .

Lindeburg and McMullin. (2008). *Seismic Design of Building Structures.* California: Professional Publication Inc.

Muto, K. (1993). *Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa.* Jakarta: Erlangga.

Pratiwi, G. A. (2017). *Analisis dan Desain Struktur Beton Bertingkat Banyak Berdasarkan Perbandingan Analisis Respon Spektrum dan Dinamik Riwayat Waktu.* Yogyakarta.

Priastiwi, Y. A. (2005). Studi Komparasi antara Analisis Statis dan Dinamis 3D pada Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan.

Teruna, M. T. (2014). perbandingan respon struktur beraturan dan ketidakberaturan Horizontal sudut dalam akibat gempa dengan menggunakan Analisis statik ekivalen dan time story.

widodo. (2003). Desain Portal Beton Tahan Gempa. Yogyakarta.

widodo. (2011). Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan. Pustaka Pelajar, Yogyakarta.

LAMPIRAN

ANALISIS PERBANDINGAN GEDUNG 5 LANTAI

1. Perhitungan Berat Massa dan Kekakuan

Tingkat	Berat (Kg)	Massa ($Kg.dt^2/cm$)	Kekakuan (Kg/Cm)		
			Muto	Blume	Aydin & Gonen
1	150.11747	153.18110	104688.80042	138115.00362	119410.27577
2	150.11747	153.18110	101803.71032	89443.51567	194332.84726
3	150.11747	153.18110	101803.71032	89443.51567	201230.68807
4	150.11747	153.18110	101803.71032	89443.51567	201230.68807
5	124.26911	126.80521	101803.71032	55140.94463	210822.32310
	724.739001	**739.5295929**			

2. Periode (Ti)

Tingkat	PERIODE (Ti)			
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS
1	0.81422	0.67165	0.84823	1.048161
2	0.28416	0.30753	0.21928	0.291663
3	0.18178	0.20494	0.13269	0.154825
4	0.14299	0.15597	0.10169	0.104589
5	0.11512	0.15655	0.07883	0.095776

3. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Muto

MUTO								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.08713	0.00000	7.71683	1807.83794	5029.68232	0.35943	0.87866	0.87866
2	0.73566	0.00000	22.11144	214.12432	707.28320	0.30274	0.08766	0.96632
3	1.79768	0.00000	34.56492	87.62519	423.48650	0.20691	0.02452	0.99084
4	2.90537	0.00000	43.94198	54.21769	523.40151	0.10359	0.00759	0.99843
5	3.71050	0.00000	54.57953	42.45304	1553.73428	0.02732	0.00157	**1.00000**
						1.00000	**1.00000**	**OKE**

4. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Blume

BLUME								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.09706	0.00000	9.35487	2437.01198	9648.55145	0.25258	0.83233	0.83233
2	0.71488	0.00000	20.43091	330.87611	1633.62518	0.20254	0.09062	0.92295
3	1.60979	0.00000	30.65889	146.93594	694.25062	0.21165	0.04205	0.96501
4	2.77926	0.00000	40.28438	85.10741	393.11936	0.21649	0.02491	0.98992
5	3.70438	0.00000	40.13527	63.85309	546.96099	0.11674	0.01008	**1.00000**
						1.00000	**1.00000**	**OKE**

5. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Aydin dan Gonen

AYDIN & GONEN								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.07039	0.00000	7.40743	1337.21922	2603.89939	0.51354	0.92859	0.92859
2	0.64715	0.00000	28.65317	145.44421	483.13392	0.30104	0.05921	0.98780
3	1.70684	0.00000	47.35226	55.14526	408.27691	0.13507	0.01007	0.99787
4	2.90640	0.00000	61.79061	32.38506	751.61982	0.04309	0.00189	0.99976
5	3.82102	0.00000	79.70386	24.63324	3394.61870	0.00726	0.00024	**1.00000**
						1.00000	**1.00000**	**OKE**

6. Analisis Statik Ekivalen

Peruntukan bangunan	**Kantor**
Lokasi	**Medan**
Jenis Tanah	**Sedang (SD)**
Tingkat	**5, 10, 15, 20**
Kategori Resiko	**2**

Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

ss	1.23	SNI hal 134
fa	1.008	SNI hal 22
SMS	1.23984	

S1	0.45	SNI hal 135
Fv	1.55	SNI hal 22
SM1	0.6975	

Parameter percepatan spektrum desain

SDS	0.8266
SD1	0.465

Faktor Koreksi kerentanan

CRS	0.93	sni hal 137
CR1	0.95	

SDSR	0.7687008
SD1R	0.44175

T0	0.114934185
T1	0.574670925

Cs	10 LANTAI
Cs hit	0.10332
Cs max	0.06010658
Cs min	0.03636864

a. Waktu Getar Alami Struktur

Jumlah Tingkat	Tinggi H (m)	Waktu getar alami T (detik) SNI 1726-2012	k
5	20	0.967032229	1.23365

b. Faktor keutamaan *I dan Reduksi Beban Gempa R*

I=	1	SNI 1726-2012
R=	8	SNI 1276-2012

$$F_x = C_{vx} V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

c. Gaya Geser Dasar *V*

Jumlah Tingkat	V (ton)
5	43.56158271

0.0466*H^0.9	cu.ta	t etabs
0.690737307	0.967032229	0.9673

d. **Gaya Horisontal Tingkat Fi**

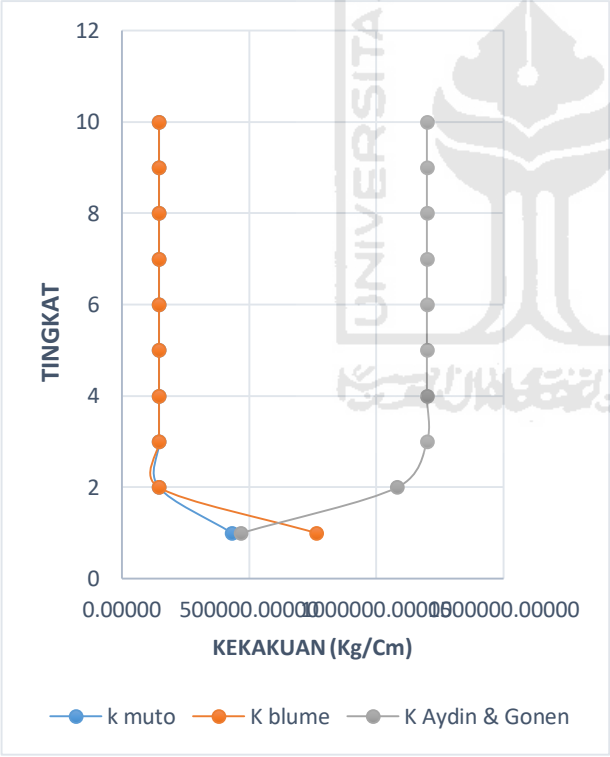
kode	Lantai	Berat (W)	Tinggi (H)	H^k	WH^k	CVx=WH^K/TOTAL	EKIVALEN MANUAL (F = Cvx.V)
5T	1	150.117474	4	5.5301	830.1614	0.0532	2.3186
	2	150.117474	8	13.0046	1952.2175	0.1252	5.4523
	3	150.117474	12	21.4453	3219.3129	0.2064	8.9912
	4	150.117474	16	30.5818	4590.8581	0.2943	12.8218
	5	124.269105	20	40.2732	5004.7089	0.3209	13.9777
Total		**724.739001**			**15597.2589**		**43.5616**

7. Perbandingan Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Muto, Blume, Aydin dan Gonen dengan Anlisis Statik Ekivalen dan Menggunakan Etabs

Tingkat	RESPON SPEKTRUM Fi (SRSS)				EKIVALEN STATIK (Fi)	
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS	MANUAL	ETABS
1	6.02085	5.69389	6.00268	5.7200	2.31856	2.3600
2	7.52818	7.27299	7.02532	7.2000	5.45235	5.5600
3	7.72904	7.41584	7.49731	8.3800	8.99122	9.1500
4	8.43779	7.84105	8.47411	9.5900	12.82181	13.0600
5	8.69174	8.68806	8.11844	8.2600	13.97765	13.4100
	38.40760	**36.91183**	**37.11787**	**39.15000**	**43.56158**	**43.54000**

8. Grafik Perbandingan

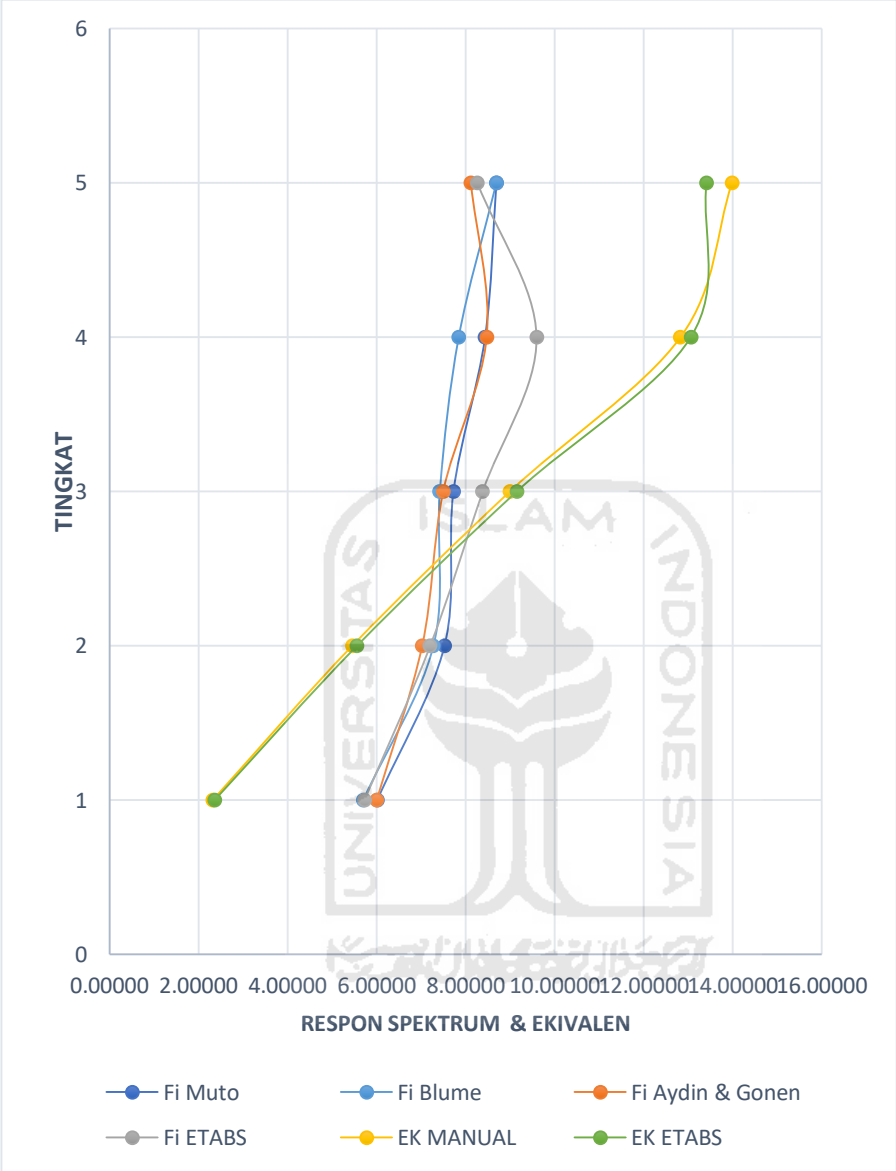
a. Kekakuan



b. Periode

6
5
4
3
2
1
0
TINGKAT
0.00000
0.50000
1.00000
1.50000
PERIODE (Ti)
T Muto
T Blume
T Aydin & Gonen
T ETABS

c. Gaya Geser (Fi) dengan Analisis Respon Spektrum dengan kekakuan (muto, blume, aydin dan gonen) dengan Analisis Static Ekivalen dan Analisis Etabs



ANALISIS PERBANDINGAN GEDUNG 10 LANTAI

1. Perhitungan Berat Massa dan Kekakuan

Tingkat	Berat	Massa	Kekakuan (Kg/Cm)		
	(Kg)	(Kg.dt^2/cm)	Muto	Blume	Aydin & Gonen
1	160.51372	163.78951	219453.86837	346150.73985	246520.06352
2	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	486663.38681
3	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	524926.19755
4	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	524926.19755
5	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	524926.19755
6	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	524926.19755
7	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	524926.19755
8	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	524926.19755
9	160.51372	163.78951	132509.99556	132509.99556	524926.19755
10	142.46310	145.37051	132509.99556	133410.71612	539944.69166
	1587.08658	**1619.476102**			

2. Periode (Ti)

Tingkat	PERIODE (Ti)			
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS
1	1.09302	0.85103	1.14874	1.40778
2	0.47295	0.46245	0.26941	0.447439
3	0.28875	0.28231	0.15457	0.245528
4	0.21174	0.20700	0.11112	0.16239
5	0.17060	0.16679	0.08816	0.132887
6	0.14593	0.14271	0.07440	0.119267
7	0.13034	0.12754	0.06556	0.116803
8	0.12043	0.11798	0.05976	0.100975
9	0.11444	0.11243	0.05610	0.099464
10	0.10491	0.10082	0.05023	0.089156

3. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Muto

MUTO								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.02466	0.00000	5.74849	10998.42386	91034.12751	0.12082	0.82051	0.82051
2	0.21815	0.00000	13.28502	1243.42244	10327.84379	0.12040	0.09244	0.91295
3	0.58526	0.00000	21.75980	463.48279	3878.78924	0.11949	0.03420	0.94714
4	1.08845	0.00000	29.67460	249.21463	2112.67653	0.11796	0.01815	0.96530
5	1.67673	0.00000	36.83094	161.77729	1400.47376	0.11552	0.01154	0.97684
6	2.29133	0.00000	43.05515	118.38398	1061.05006	0.11157	0.00816	0.98499
7	2.87219	0.00000	48.20451	94.44260	900.46203	0.10488	0.00612	0.99111
8	3.36464	0.00000	52.17354	80.62001	870.47774	0.09262	0.00461	0.99572
9	3.72619	0.00000	54.90524	72.79751	1059.09302	0.06874	0.00309	0.99881
10	3.93524	-0.00001	59.89240	68.93045	2460.66001	0.02801	0.00119	**1.00000**
						1.00000	**1.00000**	**OKE**

4. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Blume

BLUME								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.02579	0.00000	7.38301	16588.81987	211768.60367	0.07833	0.80241	0.80241
2	0.22817	0.00000	13.58660	1875.18195	24006.60342	0.07811	0.09044	0.89285
3	0.61226	0.00000	22.25607	698.82474	9003.52152	0.07762	0.03349	0.92634
4	1.13883	0.00000	30.35360	375.70304	4895.62660	0.07674	0.01780	0.94415
5	1.75419	0.00000	37.67209	243.90790	3240.33541	0.07527	0.01134	0.95548
6	2.39595	0.00000	44.02711	178.57671	2454.33385	0.07276	0.00802	0.96351
7	2.99974	0.00000	49.26324	142.63279	2092.93169	0.06815	0.00600	0.96951
8	3.50561	0.00000	53.25530	122.05051	2087.51533	0.05847	0.00441	0.97392
9	3.86044	0.00000	55.88555	110.83227	3218.78487	0.03443	0.00236	0.97627
10	4.23245	0.00000	62.32369	101.09062	265.94880	0.38011	0.02373	**1.00000**
						1.00000	**1.00000**	**OKE**

5. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Aydin dan Gonen

AYDIN & GONEN								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.01988	0.00000	5.46965	4174.04279	11907.12529	0.35055	0.90351	0.90351
2	0.18306	0.00000	23.32213	453.22699	1773.02315	0.25562	0.07154	0.97505
3	0.51560	0.00000	40.65037	160.91360	980.07491	0.16418	0.01631	0.99136
4	0.99770	0.00000	56.54644	83.15939	801.19692	0.10379	0.00533	0.99669
5	1.58485	0.00000	71.26901	52.35044	826.25839	0.06336	0.00205	0.99874
6	2.22524	0.00000	84.44899	37.28490	1061.61254	0.03512	0.00081	0.99955
7	2.86591	0.00000	95.83795	28.94999	1694.99037	0.01708	0.00031	0.99985
8	3.44874	-0.00001	105.13226	24.05805	3328.27848	0.00723	0.00011	0.99996
9	3.91378	-0.00004	111.99647	21.20072	8403.99122	0.00252	0.00003	0.99999
10	4.21205	-0.00009	125.07868	19.70127	36652.03955	0.00054	0.00001	**1.00000**
						1.00000	**1.00000**	**OKE**

6. Analisis Statik Ekivalen

Peruntukan bangunan	**Kantor**
Lokasi	**Medan**
Jenis Tanah	**Sedang (SD)**
Tingkat	**5, 10, 15, 20**
Kategori Resiko	**2**

Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

ss	1.23	SNI hal 134
fa	1.008	SNI hal 22
SMS	1.23984	

S1	0.45	SNI hal 135
Fv	1.55	SNI hal 22
SM1	0.6975	

Parameter percepatan spektrum desain

SDS	0.8266
SD1	0.4650

Faktor Koreksi kerentanan

CRS	0.93	sni hal 137
CR1	0.95	

SDSR	0.7687008
SD1R	0.44175

T0	0.114934185

T1	0.574670925

Cs	10 LANTAI
Cs hit	0.10332
Cs max	0.041287825
Cs min	0.03636864

a. Waktu Getar Alami Struktur

Jumlah Tingkat	Tinggi H (m)	Waktu getar alami T (detik) SNI 1726-2012	k
10	40	1.4078	1.4539

b. Faktor keutamaan *I dan Reduksi Beban Gempa R*

***I*=**	1	SNI 1726-2012
R=	8	SNI 1276-2012

dan

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

c. Gaya Geser Dasar *V*

Jumlah Tingkat	V (ton)
10	65.52735294

0.0466*H^0.9	cu.ta	t etabs
1.288961391	1.804545947	1.4078

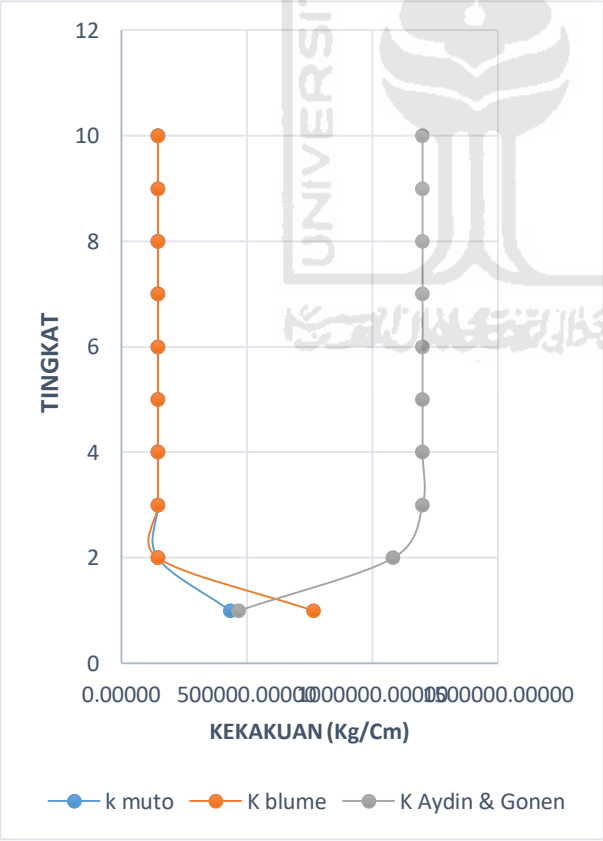
d. Gaya Horisontal Tingkat Fi

kode	Lantai	Berat (W)	Tinggi (H)	H^k	WH^k	CVx=WH^K/TOTAL	EKIVALEN MANUAL (F = Cvx.V)
10T	1	160.51372	4	7.5047	1204.6120	0.0079	0.5150
	2	160.51372	8	20.5590	3300.0057	0.0215	1.4110
	3	160.51372	12	37.0699	5950.2303	0.0388	2.5441
	4	160.51372	16	56.3210	9040.2867	0.0590	3.8653
	5	160.51372	20	77.9054	12504.8841	0.0816	5.3466
	6	160.51372	24	101.5522	16300.5134	0.1064	6.9695
	7	160.51372	28	127.0642	20395.5406	0.1331	8.7204
	8	160.51372	32	154.2899	24765.6490	0.1616	10.5889
	9	160.51372	36	183.1084	29391.4063	0.1918	12.5667
	10	142.4631	40	213.4200	30404.4682	0.1984	12.9998
Total		**1587.08658**			**153257.5963**		**65.5274**

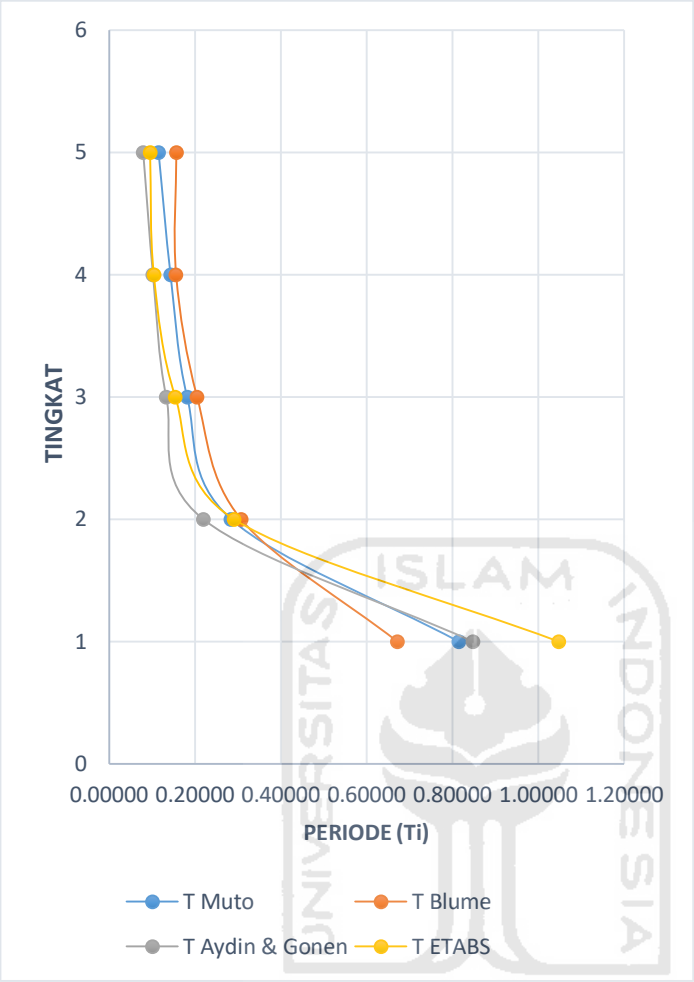
7. **Perbandingan Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Muto, Blume, Aydin dan Gonen dengan Anlisis Statik Ekivalen dan Menggunakan Etabs**

Tingkat	RESPON SPEKTRUM Fi (SRSS)				EKIVALEN STATIK (Fi)	
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS	MANUAL	ETABS
1	4.85464	5.71763	6.17182	3.0800	0.51505	0.5200
2	7.66573	7.64681	7.90663	3.9400	1.41096	1.4400
3	9.15876	8.71456	8.93322	4.3200	2.54410	2.5900
4	10.05851	9.22016	9.69422	4.6500	3.86530	3.9400
5	10.65929	9.38843	10.33140	5.1300	5.34663	5.4400
6	11.16613	9.45285	10.96546	5.8800	6.96950	7.1000
7	11.74591	9.65888	11.67798	6.9200	8.72039	8.8800
8	12.52566	10.21908	12.49315	8.2100	10.58889	10.7800
9	13.57971	11.25151	13.39831	9.6300	12.56669	12.7900
10	13.24896	11.31785	12.52514	8.8200	12.99984	12.0500
	104.66329	**92.58777**	**104.09734**	**60.58000**	**65.52735**	**65.53000**

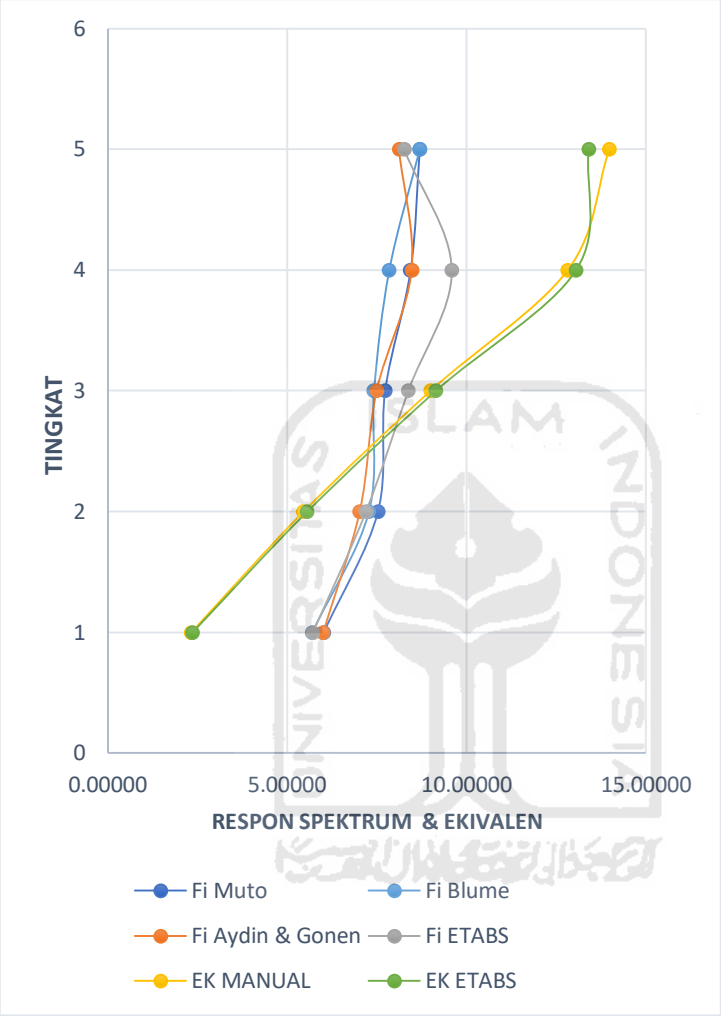
8. **Grafik Perbandingan**
   a. **Kekakuan**



b. Periode


6
5
4
3
2
1
0
TINGKAT
0.00000 0.20000 0.40000 0.60000 0.80000 1.00000 1.20000
PERIODE (Ti)
T Muto
T Blume
T Aydin & Gonen
T ETABS

c. Gaya Geser (Fi) dengan Analisis Respon Spektrum dengan kekakuan (muto, blume, aydin dan gonen) dengan Analisis Static Ekivalen dan Analisis Etabs



ANALISIS PERBANDINGAN GEDUNG 15 LANTAI

1. Perhitungan Berat Massa dan Kekakuan

Tingkat	Berat	Massa	Kekakuan (Kg/Cm)		
	(Kg)	(Kg.dt^2/cm)	Muto	Blume	Aydin & Gonen
1	171.88811	176.57300	407400.29085	713174.31873	441094.48266
2	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1007625.36695
3	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
4	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
5	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
6	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
7	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
8	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
9	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
10	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
11	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
12	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
13	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
14	171.88811	176.57300	145180.37565	145180.37565	1114890.37741
15	153.81809	158.15300	145180.37565	145180.37565	1130981.78584
	2560.25168	**2630.175**			

2. Periode (Ti)

Tingkat	PERIODE (Ti)			
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS
1	1.22905	0.91931	1.29385	1.901565
2	0.68889	0.68179	0.28284	0.615878
3	0.41649	0.41224	0.15981	0.341239
4	0.30091	0.29788	0.11370	0.2273
5	0.23765	0.23531	0.08871	0.165558
6	0.19822	0.19633	0.07329	0.163957
7	0.17167	0.17010	0.06299	0.143366
8	0.15290	0.15159	0.05572	0.124695
9	0.13924	0.13814	0.05038	0.122177
10	0.12915	0.12825	0.04639	0.117802
11	0.12168	0.12098	0.04339	0.097182
12	0.11626	0.11577	0.04115	0.078583
13	0.11253	0.11226	0.03953	0.065082
14	0.11031	0.11023	0.03843	0.05794
15	0.09932	0.08350	0.03551	0.05647

3. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Muto

MUTO								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.01133	5.11223	0.00000	43743.47720	905632.22950	0.04830	0.80332	0.80332
2	0.10118	9.12072	0.00000	4897.37250	101587.07410	0.04821	0.08976	0.89309
3	0.27681	15.08619	0.00000	1790.03850	37280.10246	0.04802	0.03268	0.92577
4	0.53028	20.88069	0.00000	934.39763	19585.40609	0.04771	0.01695	0.94271
5	0.85017	26.43892	0.00000	582.81935	12331.57210	0.04726	0.01047	0.95319
6	1.22207	31.69860	0.00000	405.45362	8694.00543	0.04664	0.00719	0.96038
7	1.62933	36.60125	0.00000	304.10914	6644.99043	0.04577	0.00529	0.96567
8	2.05376	41.09287	0.00000	241.26177	5416.12747	0.04455	0.00409	0.96975
9	2.47651	45.12443	0.00000	200.07747	4674.64909	0.04280	0.00326	0.97301
10	2.87886	48.65213	-0.00001	172.11507	4278.35521	0.04023	0.00263	0.97564
11	3.24294	51.63704	-0.00003	152.79276	4209.48405	0.03630	0.00211	0.97775
12	3.55223	54.04336	-0.00007	139.49137	4636.54656	0.03009	0.00160	0.97935
13	3.79151	55.83392	-0.00012	130.69092	6425.02139	0.02034	0.00101	0.98036
14	3.94585	56.95896	-0.00021	125.58186	16823.77229	0.00746	0.00036	0.98071
15	4.35983	63.26300	-0.00056	113.67347	254.62553	0.44643	0.01929	**1.000**
						1.000	**1.000**	

4. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Blume

BLUME								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.01157	6.83466	0.00000	74998.03111	2692010.61852	0.02786	0.79440	0.79440
2	0.10329	9.21567	0.00000	8397.33999	303894.04812	0.02763	0.08822	0.88262
3	0.28254	15.24172	0.00000	3069.92318	112995.53825	0.02717	0.03171	0.91433
4	0.54110	21.09266	0.00000	1602.99833	60610.32427	0.02645	0.01612	0.93045
5	0.86713	26.70134	0.00000	1000.29849	39321.71531	0.02544	0.00967	0.94012
6	1.24569	32.00346	0.00000	696.30873	28892.10166	0.02410	0.00638	0.94651
7	1.65947	36.93821	0.00000	522.68966	23354.97452	0.02238	0.00445	0.95095
8	2.08950	41.44885	0.00000	415.11716	20528.61914	0.02022	0.00319	0.95414
9	2.51603	45.48306	0.00000	344.74363	19617.08058	0.01757	0.00230	0.95645
10	2.91936	48.99315	0.00000	297.11496	20602.53803	0.01442	0.00163	0.95808
11	3.28061	51.93606	0.00001	264.39721	24403.57705	0.01083	0.00109	0.95917
12	3.58252	54.27330	0.00002	242.11512	34362.55370	0.00705	0.00065	0.95981
13	3.81019	55.97125	0.00004	227.64786	64585.21719	0.00352	0.00031	0.96012
14	3.95188	57.00249	0.00003	219.48621	230289.36108	0.00095	0.00008	0.96020
15	6.16793	75.24630	-0.00290	140.67019	188.91533	0.74462	0.03982	**1.000**
						1.000	**1.000**	

5. Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Aydin dan Gonen

AYDIN & GONEN								
Mode	λ_i	f (λ_i)	ωi (rad/dt)	P*	M*	PF	Emj	∑Emj
1	0.00944	4.85618	0.00000	8187.92430	28554.68044	0.28675	0.89266	0.89266
2	0.08648	22.21496	0.00000	893.80041	3974.33850	0.22489	0.07642	0.96908
3	0.24481	39.31597	0.00000	315.73785	2014.60077	0.15672	0.01881	0.98790
4	0.48368	55.26273	0.00000	159.80856	1481.39852	0.10788	0.00655	0.99445
5	0.79459	70.83127	0.00000	97.27799	1283.56015	0.07579	0.00280	0.99726
6	1.16388	85.72524	0.00000	66.41212	1238.33837	0.05363	0.00135	0.99861
7	1.57576	99.74671	0.00000	49.05322	1322.61494	0.03709	0.00069	0.99930
8	2.01417	112.77215	0.00000	38.37610	1573.58394	0.02439	0.00036	0.99966
9	2.46298	124.70526	0.00000	31.38302	2084.04164	0.01506	0.00018	0.99984
10	2.90495	135.43272	0.00000	26.60820	3040.33563	0.00875	0.00009	0.99992
11	3.32134	144.81391	0.00001	23.27225	4832.78061	0.00482	0.00004	0.99997
12	3.69297	152.70099	0.00001	20.92975	8387.19151	0.00250	0.00002	0.99999
13	4.00208	158.96320	0.00003	19.31247	16387.02375	0.00118	0.00001	1.00000
14	4.23382	163.50084	0.00005	18.25449	39674.40638	0.00046	0.00000	1.00000
15	4.37726	176.92551	0.00007	17.65547	166172.44523	0.00011	0.00000	**1.000**
						1.000	**1.000**	

6. Analisis Statik Ekivalen

Peruntukan bangunan	**Kantor**
Lokasi	**Medan**
Jenis Tanah	**Sedang (SD)**
Tingkat	**5, 10, 15, 20**
Kategori Resiko	**2**

Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

ss	1.23	SNI hal 134
fa	1.008	SNI hal 22
SMS	1.23984	

S1	0.45	SNI hal 135
Fv	1.55	SNI hal 22
SM1	0.6975	

Parameter percepatan spektrum desain

SDS	0.8266
SD1	0.465

Faktor Koreksi kerentanan

CRS	0.93
CR1	0.95

sni hal 137

SDSR	0.7687008
SD1R	0.44175

T0	0.114934185
T1	0.574670925

Cs	10 LANTAI
Cs hit	0.10332
Cs max	0.030797965
Cs min	0.03636864

1. Waktu Getar Alami Struktur

Jumlah Tingkat	Tinggi H (m)	Waktu getar alami T (detik) SNI 1726-2012	k
10	40	1.8873	1.69365

2. Faktor keutamaan *I dan Reduksi Beban Gempa R*

***I*=**	1	SNI 1726-2012
R=	8	SNI 1276-2012

3. Gaya Geser Dasar *V*

$$F_x = C_{vx} V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

Jumlah Tingkat	V (ton)
10	93.11287148

0.0466*H^0.9	cu.ta	t etabs
1.288961391	1.804545947	1.8873

4. **Gaya Horisontal Tingkat Fi**

kode	Lantai	Berat (W)	Tinggi (H)	H^k	WH^k	CVx=WH^K/TOTAL	EKIVALEN MANUAL (F = Cvx.V)
15T	1	171.888113	4	10.4635	1798.5592	0.0017	0.1588
	2	171.888113	8	33.8469	5817.8725	0.0055	0.5138
	3	171.888113	12	67.2598	11561.1533	0.0110	1.0210
	4	171.888113	16	109.4858	18819.3081	0.0178	1.6620
	5	171.888113	20	159.7679	27462.1981	0.0260	2.4252
	6	171.888113	24	217.5679	37397.3314	0.0355	3.3026
	7	171.888113	28	282.4745	48554.0033	0.0461	4.2879
	8	171.888113	32	354.1582	60875.5790	0.0577	5.3760
	9	171.888113	36	432.3463	74315.1869	0.0705	6.5629
	10	171.888113	40	516.8076	88833.0857	0.0843	7.8450
	11	171.888113	44	607.3424	104394.9449	0.0990	9.2193
	12	171.888113	48	703.7756	120970.6643	0.1147	10.6832
	13	171.888113	52	805.9518	138533.5320	0.1314	12.2342
	14	171.888113	56	913.7316	157059.6032	0.1490	13.8702
	15	153.818093	60	1026.9892	157969.5162	0.1498	13.9506
Total		**2560.251675**			**1054362.5382**		**93.1129**

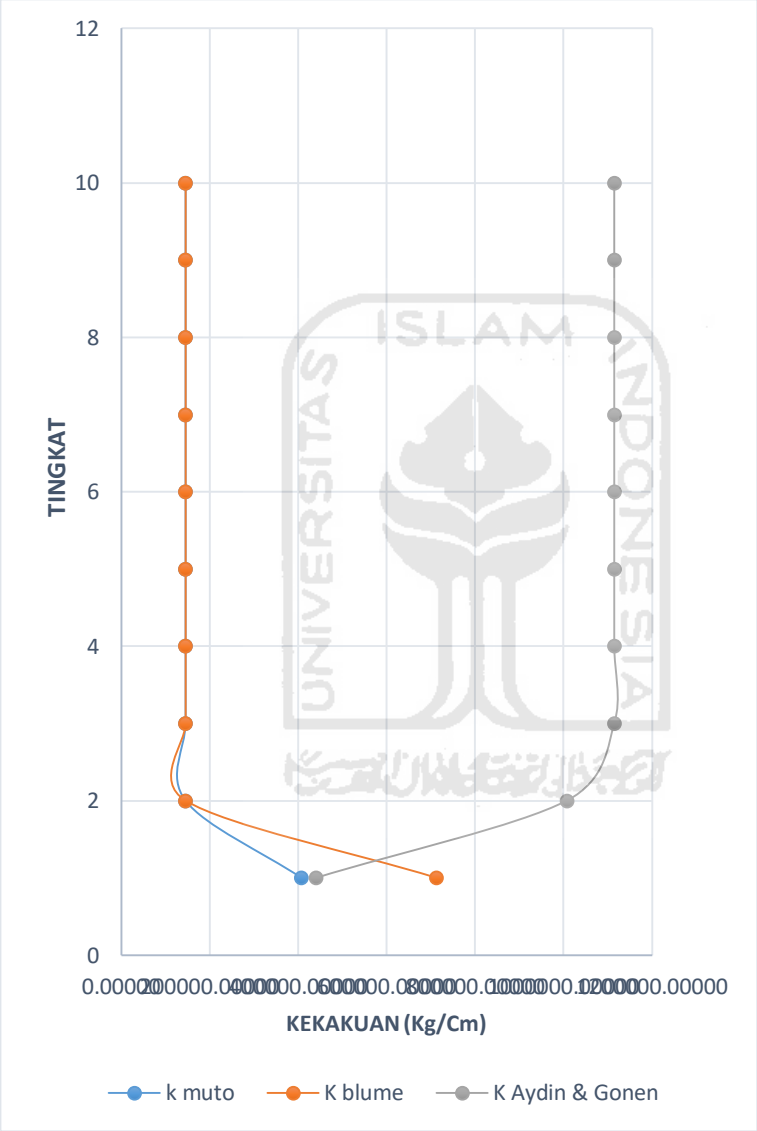
7. **Perbandingan Analisis Respon Spektrum dengan Kekakuan Muto, Blume, Aydin dan Gonen dengan Anlisis Statik Ekivalen dan Menggunakan Etabs**

Tingkat	RESPON SPEKTRUM Fi (SRSS)				EKIVALEN STATIK (Fi)	
	Muto	Blume	Aydin & Gonen	ETABS	MANUAL	ETABS
1	6.55899	10.41067	6.20534	2.2000	0.15883	0.16000
2	6.88412	6.02048	8.02129	3.0000	0.51379	0.52000
3	7.47762	6.53251	9.19773	3.2600	1.02099	1.03000
4	8.02253	6.91431	10.12025	3.2600	1.66197	1.68000
5	8.66976	7.19032	10.89934	3.1600	2.42524	2.46000
6	9.55506	7.66390	11.57989	3.0700	3.30263	3.35000
7	10.65477	8.41479	12.19263	3.1200	4.28790	4.35000
8	11.82285	9.30909	12.77526	3.3600	5.37604	5.47000
9	12.88968	10.14325	13.36227	3.8100	6.56292	6.67000
10	13.73625	10.76490	13.97024	4.5500	7.84503	7.99000
11	14.33051	11.12938	14.60192	5.5400	9.21933	9.40000
12	14.73763	11.31869	15.26189	6.7500	10.68316	10.89000
13	15.10636	11.53145	15.95082	8.1400	12.23417	12.48000

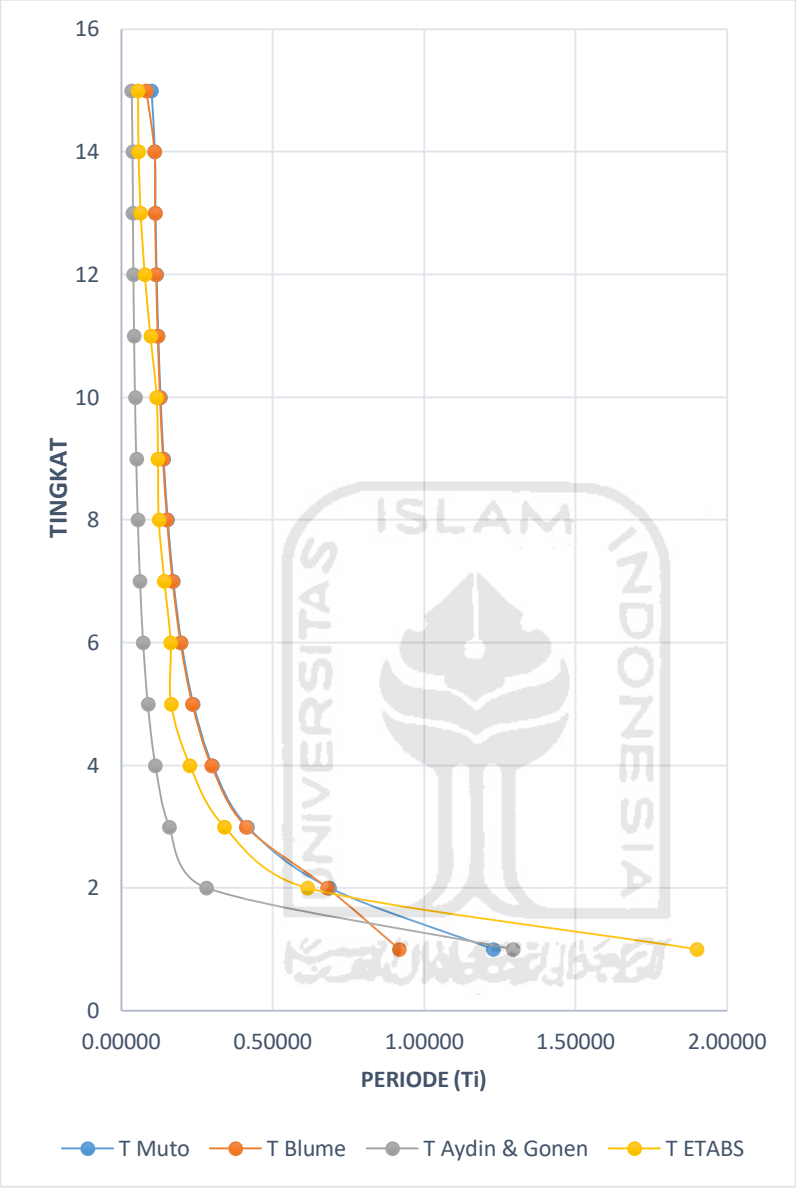
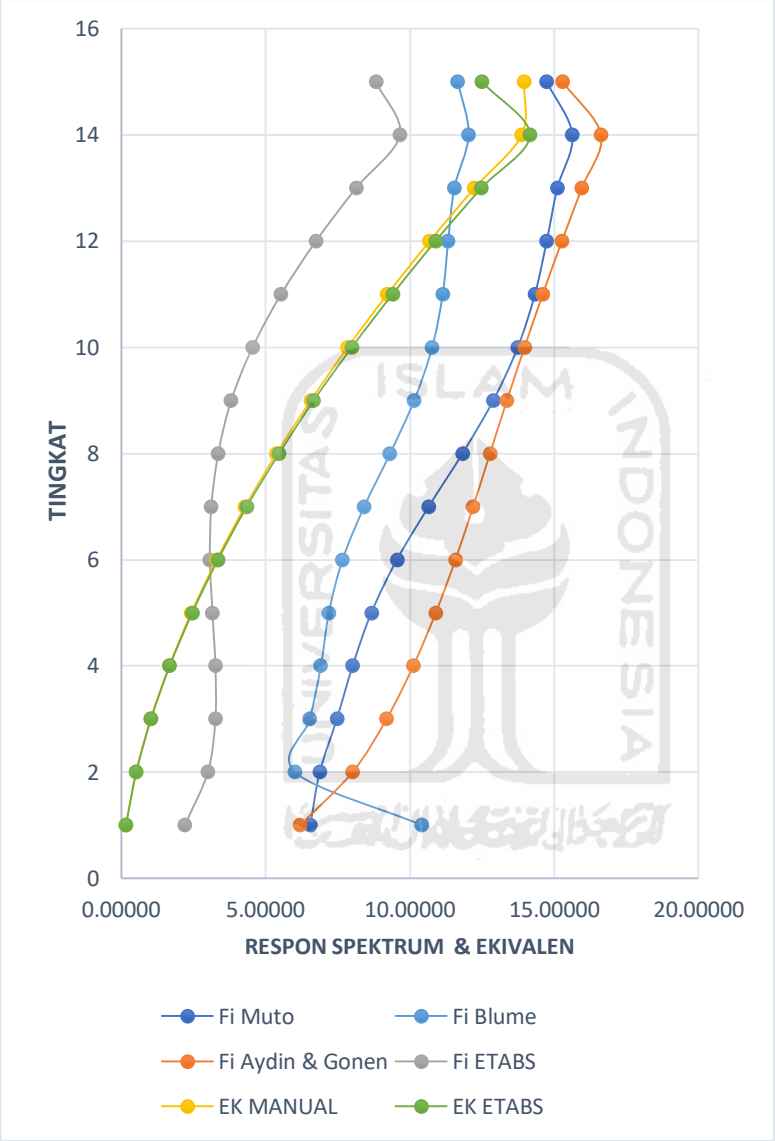
14	15.62533	12.02351	16.61702	9.6600	13.87025	14.16000
15	14.73755	11.65185	15.28779	8.8300	13.95060	12.50000
	170.8090	**141.0191**	**186.0437**	**71.71000**	**93.11287**	**93.11000**

8. Grafik Perbandingan

a. Kekakuan



b. Periode


16
14
12
10
8
6
4
2
0
TINGKAT
0.00000
0.50000
1.00000
1.50000
2.00000
PERIODE (Ti)
T Muto
T Blume
T Aydin & Gonen
T ETABS

c. Gaya Geser (Fi) dengan Analisis Respon Spektrum dengan kekakuan (muto, blume, aydin dan gonen) dengan Analisis Static Ekivalen dan Analisis Etabs