



---

TESIS RC-142501

**STUDI PENGARUH LUASAN LANTAI TERHADAP  
KINERJA STRUKTUR GEDUNG BETON BERTULANG  
DENGAN MENGGUNAKAN ANALISA DINAMIS NON-  
LINEAR RIWAYAT WAKTU (NLTHA)**

ALVA YUVENTUS LUKAS  
3111202001

DOSEN PEMBIMBING  
ENDAH WAHYUNI, S.T, MSc, Ph.D  
DATA IRANATA, S.T, M.T, Ph.D

PROGRAM MAGISTER  
BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2016



---

TESIS RC-142501

**STUDY EFFECT FLOOR AREA AGAINSTS PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDING STRUCTURE BY USING NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS (NLTHA)**

ALVA YUVENTUS LUKAS  
3111202001

SUPERVISOR  
ENDAH WAHYUNI, S.T, MSc, Ph.D  
DATA IRANATA, S.T, M.T, Ph.D

MASTER DEGREE PROGRAM  
STRUCTURE ENGINEERING DIVISION  
DAPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA  
2016

Thesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar  
Magister Teknik (M.T.)  
di  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

oleh :

ALVA YUVENTUS LUKAS  
NRP. 3111 202 001

Tanggal Ujian : 14 Juli 2016  
Periode Wisuda : September

Disetujui Oleh :

1. Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D  
NIP. 19700201 199512 2 001

(Pembimbing 1)

2. Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D  
NIP. 19800430 200501 1 002

(Pembimbing 2)

3. Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D  
NIP. 19730128 199802 1 002

(Pengaji)

4. Harun Al rasyid, S.T., M.T., Ph.D  
NIP. 19830808 200812 1 005

(Pengaji)



Direktur Program Pascasarjana,

Prof.Dr. Djauhar Manfaat, M.Sc, Ph.D

NIP. 19601202 198701 1 001

# **STUDI PENGARUH LUASAN LANTAI TERHADAP KINERJA STRUKTUR GEDUNG BETON BERTULANG DENGAN MENGGUNAKAN ANALISA DINAMIS NON-LINEAR RIWAYAT WAKTU (NLTHA)**

<b>Nama Mahasiswa</b>	<b>:</b>	<b>Alva Yuventus Lukas</b>
<b>N.R.P</b>	<b>:</b>	<b>3111202001</b>
<b>Jurusan</b>	<b>:</b>	<b>Magister Teknik Sipil</b>
<b>Fakultas</b>	<b>:</b>	<b>Teknik Sipil Dan Perencanaan</b>
<b>Dosen Pembimbing</b>	<b>:</b>	<b>Endah Wahyuni, S.T, MSc, Ph.D Data Iranata, S.T, M.T, Ph.D</b>

## **ABSTRAK**

Ditengah semakin meningkatnya kebutuhan manusia akan bangunan, tuntutan terhadap bangunan layak huni dan handal secara teknis menjadi suatu keperluan utama. Bencana alam yaitu gempa bumi yang melanda Indonesia dalam beberapa tahun terakhir ini yakni di Aceh, Yogyakarta dan Sumatra Barat telah merusak banyak bangunan-bangunan tradisional maupun modern. Salah satu jenis bangunan yang banyak mengalami kerusakan adalah bangunan modern atau semi modern yang menggunakan teknologi beton, terutama pada bangunan-bangunan yang tidak memiliki keteraturan. Bangunan dengan bentuk denah yang sederhana, pada umumnya akan berperilaku lebih baik sewaktu ada gempa besar dibandingkan dengan bangunan yang mempunyai sudut-sudut tonjolan dari denah yang berbentuk U, V, H dan + maupun bentuk denah dengan bukaan pada lantai. Hal ini dikarenakan bangunan dengan geometri yang sederhana, dapat memastikan alur beban gaya inersia yang langsung dan sependek mungkin ke fondasi sewaktu menerima guncangan gempa.

Dalam Penelitian ini akan dilakukan beberapa permodelan gedung beton bertulang dengan adanya bukaan pada lantai, tiap permodelan memiliki persentase bukaan lantai berbeda, yang kemudian akan dianalisa kinerja menggunakan Analisa Dinamis Nonlinier Riwayat Waktu.

Analisa inelastik dinamik riwayat waktu adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur bangunan gedung yang berprilaku non-linear terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana. Analisa Dinamis Nonlinier Riwayat Waktu pada permodelan dengan adanya bukaan lantai, diharapkan adalah memenuhi Standar berdasarkan Applied Technology Council, ATC-40 1996.

Dari hasil analisa diperoleh hasil yaitu dengan luasan lantai semakin berkurang, percepatan yang terjadi pada puncak bangunan bertambah dengan signifikan dan keuletan (*ductility*) struktur semakin bertambah besar, sehingga dalam mendisain bangunan dengan bukaan lantai besar perlu diperhatikan nilai displacement maksimum.

**Kata Kunci :** Luasan Lantai, *Non-Linear Time History Analisys*.

# **STUDY EFFECT FLOOR AREA AGAINSTS PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDING STRUCTURE BY USING NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS**

<b>Name</b>	<b>:</b>	<b>Alva Yuventus Lukas</b>
<b>Student Identity Number</b>	<b>:</b>	<b>3111202001</b>
<b>Department</b>	<b>:</b>	<b>Magister Teknik Sipil</b>
<b>Faculty</b>	<b>:</b>	<b>Teknik Sipil Dan Perencanaan</b>
<b>Supervisor</b>	<b>:</b>	<b>Endah Wahyuni, S.T, MSc, Ph.D Data Iranata, S.T, M.T, Ph.D</b>

## **ABSTRACT**

The increasing of human need for the building, the demands on the building habitable and reliable technically be a major purposes. Natural disaster such as earthquake that hit Indonesia in recent years, especially in Aceh, Yogyakarta and West Sumatra has damaged many traditional buildings and also modern buildings. One of the many types of buildings which run into damaged is modern or semi modern concrete technology, especially in buildings that do not have the regularities. Building with a simple sketch, generally will behave better when there is a large earthquake compared with buildings that have the corners of the bulge of the U-shaped floor plan, V, and H as well as a building with has the opening in the floor. This is because buildings with simple geometry can ensure the flow of the load inertia directly and shortly as possible as to the foundation while receiving the earthquake shocks.

This study will analyze some modeling of reinforced concrete building with the floor opening, modeling each floor openings have the different percentage, which would then analyzed the performance of the building using Analysis of Nonlinear Dynamic Time history. Dynamic inelastic time history analysis is a way to determine the time history analysis of the dynamic response of building structures that behave in non-linear with respect to the plan due to the earthquake ground motion as input data, where in the dynamic response in each interval time can be calculated by the method of gradual integration. Non-linear time history on modeling the presence of floor openings, is expected to meet the standards by Applied Technology Council, ATC-40 1996.

From the analysis of the results obtained with a floor area that is on the wane, the acceleration that occurred at the height of the building increases significantly and ductility structure is getting bigger, so that in designing buildings with large floor openings need to be considered the value of maximum displacement.

**Keyword :** Floor Area, Non-Linear Time History Analisys.

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	v
KATA PENGANTAR.....	vi
ABSTRAK .....	viii
DAFTAR ISI.....	xii
DAFTAR TABEL.....	xvi
DAFTAR GAMBAR.....	xviii

### BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	5
1.3 Tujuan.....	6
1.4 Batasan Masalah.....	6

### BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Konsep Struktur Ideal.....	8
2.2 Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan.....	8
2.3 Standar Kinerja Struktur.....	11
2.3.1 Standar Kinerja Struktur Menurut ICCM, 1999.....	11
2.3.2 Standar Kinerja Struktur Menurut FEMA 356.....	13
2.3.3 Standar Kinerja Struktur Menurut ATC 40.....	13
2.4 Klasifikasi Struktur Berdasarkan Desain Tingkat Daktalitas .....	16
2.5 Analisa Inelastik Dinamik Riwayat Waktu.....	17
2.5.1 Analisa Inelastik Dinamik Riwayat Waktu Pada Bangunan Bertingkat yang Berprilaku Elastik.....	18
2.5.2 Analisa Inelastik Dinamik Riwayat Waktu Pada Bangunan Bertingkat yang Berprilaku In-Elastik.....	21
2.6 Capacity Spectrum Method (CSM).....	22
2.6.1 Kurva Kapasitas.....	23
2.6.2 Demand Spectrum.....	24
2.6.3 Performance Point .....	26

2.7 Kegagalan Bangunan Sebagai Akibat Konfigurasi yang Tidak Beraturan.....	27
---	----

### BAB III METODOLOGI

3.1 Umum.....	29
3.2 Skema Penelitian.....	29
3.3 Studi Literatur.....	30
3.4 Permodelan Struktur.....	32
3.5 Input Beban yang Bekerja dari Tiap Permodelan.....	37
3.5.1 Beban Vertikal .....	37
3.5.2 Beban Horizontal .....	38
3.5.3 Kombinasi Pembebanan.....	38
3.6 Analisa Perencanaan Struktur Terhadap Beban Gempa.....	39
3.6.1 Perhitungan Berat Total Bangunan (Wt).....	40
3.6.2 Beban Geser Dasar Seismik (V).....	40
3.6.3 Perhitungan Koefisien Seismik Cs.....	40
3.6.4 Faktor Reduksi Gempa R .....	41
3.6.5 Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ ) .....	41
3.6.6 Periode Fundamental Pendekatan (Ta).....	42
3.6.7 Arah Pembebanan Gempa.....	44
3.7 Analisa Dinamis Dari Struktur Permodelan.....	44
3.7.1 Define Time History Function.....	44
3.7.2 Defining NLTHA Case.....	43
3.7.3 Hinge Properties Pada Balok.....	47
3.7.4 Hinge Properties Pada Kolom.....	49
3.7.5 Penentuan Letak Sendi Plastis.....	49
3.7.6 Analisa Non-linear Riwayat Waktu (NLTHA).....	50

### BAB IV ANALISA PEMBEBANAN

4.1 Umum.....	53
4.2 Analisa Beban Hidup.....	53
4.3 Analisa Beban Mati.....	53
4.4 Analisa Beban Gempa.....	54
4.4.1 Nilai Faktor Keutamaan Bangunan.....	54
4.4.2 Desain Respon Spektra.....	55

4.4.3	Ground Motion(g) Gempa Elcentro, Denpasar, Kern Country.....	57
4.4.4	Intensitas Gempa Rencana.....	58
4.4.4.1	Intensitas Gempa Rencana Wilayah Gempa Kuat Zona 6.....	58
4.4.4.2	Intensitas Gempa Elcentro, Denpasar, Kern Country & Notridge	59
4.4.5	Perhitungan Skala Gempa.....	60

## BAB V PEMBAHASAN

5.1	Permodelan 1 .....	64
5.1.1.	Analisa Nilai Berat Bangunan (Wt) Permodelan Struktur 1.....	64
5.1.2.	Desain Gaya Lateral Ekivalen, V Permodelan Struktur 1.....	65
5.1.3.	Analisa Kemampuan Penampang Permodelan Struktur 1.....	67
5.1.3.1.	Analisa Penampang Balok Permodelan Struktur 1.....	67
5.1.3.2.	Analisa Penampang Kolom Permodelan Struktur 1.....	68
5.1.3.3.	Persyaratan “Strong Column Weak Beam” Permodelan Struktur 1 .....	69
5.1.4.	Analisa Momen – Curvature Permodelan Struktur 1 .....	71
5.1.5.	Skema Keruntuhan Struktur Permodelan Struktur 1.....	76
5.2	Permodelan 2 .....	79
5.2.1.	Analisa Nilai Berat Bangunan (Wt) Permodelan Struktur 2.....	79
5.2.2.	Desain Gaya Lateral Ekivalen, V Permodelan Struktur 2.....	80
5.2.3.	Analisa Kemampuan Penampang Permodelan Struktur 2.....	82
5.2.3.1.	Analisa Penampang Balok Permodelan Struktur 2.....	82
5.2.3.2.	Analisa Penampang Kolom Permodelan Struktur 2.....	84
5.2.3.3.	Persyaratan “Strong Column Weak Beam” Permodelan Struktur 2 .....	84
5.2.4.	Analisa Momen – Curvature Permodelan Struktur 2 .....	87
5.2.5.	Skema Keruntuhan Struktur Permodelan Struktur 2.....	90
5.3	Permodelan 3 .....	95
5.3.1.	Analisa Nilai Berat Bangunan (Wt) Permodelan Struktur 3.....	95
5.3.2.	Desain Gaya Lateral Ekivalen, V Permodelan Struktur 3.....	96
5.3.3.	Analisa Kemampuan Penampang Permodelan Struktur 3.....	97
5.3.3.1.	Analisa Penampang Balok Permodelan Struktur 3.....	98

5.3.3.2. Analisa Penampang Kolom Permodelan Struktur 3.....	99
5.3.3.3. Persyaratan “Strong Column Weak Beam” Permodelan Struktur 3 .....	100
5.3.4. Analisa Momen – Curvature Permodelan Struktur 3 .....	102
5.3.5. Skema Keruntuhan Struktur Permodelan Struktur 3.....	106
5.4 Nilai Daktalitas dari Tiap Permodelan .....	110
5.5 Hubungan Perpindahan Terhadap Lantai.....	111
5.5.1 Analisa Penampang Struktur Model 1.....	111
5.5.2 Analisa Penampang Struktur Model 2 .....	112
5.5.3 Analisa Penampang Struktur Model 2 .....	112
<b>BAB VI PENUTUP</b>	
6.1 Kesimpulan .....	113
6.2 Saran.....	113
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	
<b>LAMPIRAN.</b>	

## **DAFTAR TABEL**

TABEL 2.1.	Kriteria gedung beraturan .....	10
TABEL 2.2.	Matriks kinerja struktur versi ACMC.....	11
TABEL 2.3.	Tabel kinerja menurut ATC 40 .....	15
TABEL 3.1.	Kombinasi beban terfaktor.....	39
TABEL 3.2.	Kombinasi bBeban terfaktor rencana.....	39
TABEL 3.3.	Parameter Periode Pendekatan Ct dan x.....	43
TABEL 3.4.	Koefisien Batas Atas Pada Periode yang Dihitung .....	43
TABEL 4.1.	Kategori resiko bangunan gedung Sesuai SNI-03-1726-2012....	54
TABEL 4.2.	Output Program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU.....	56
TABEL 4.3.	Output Nilai Percepatan Spektra terhadap Waktu.....	56
TABEL 4.4.	Nilai Intensitas wilayah gempa kuat zona 6 .....	58
TABEL 4.5.	Nilai Intensitas Gempa Rencana El-Centro .....	60
TABEL 4.6.	Nilai Sa dan Sv Setelah Diskalakan untuk Gempa El-Centro....	61
TABEL 4.7.	Nilai Faktor Skala dari Masing-Masing Gempa Rencana .....	62
TABEL 5.1.	Hasil analisa nilai Wt untuk permodelan struktur 1.....	64
TABEL 5.2.	Nilai Fi Permodelan Struktur 1.....	66
TABEL 5.3.	Kebutuhan Tulangan Lentur Balok Permodelan Struktur 1 .....	67
TABEL 5.4.	Kebutuhan Tulangan Geser Balok Permodelan Struktur 1.....	68
TABEL 5.5.	Kebutuhan Tulangan Longitudinal dan Tulangan Geser Kolom Permodelan Struktur 1.....	76
TABEL 5.6.	Skema keruntuhan Permodelan Struktur 1, akibat gempa kern-county .....	61
TABEL 5.7.	Skema keruntuhan Permodelan Struktur 1, akibat gempa denpasar .....	77
TABEL 5.8.	Skema keruntuhan Permodelan Struktur 1, akibat gempa elcentro .....	79
TABEL 5.9.	Hasil analisa nilai Wt untuk permodelan struktur 2.....	80
TABEL 5.10.	Nilai Fi Permodelan Struktur 2.....	81

TABEL 5.11. Kebutuhan Tulangan Lentur Balok Permodelan Struktur 2 .....	83
TABEL 5.12. Kebutuhan Tulangan Geser Balok Permodelan Struktur 2.....	83
TABEL 5.13. Kebutuhan Tulangan Longitudinal dan Tulangan Geser Kolom Permodelan Struktur 2.....	84
TABEL 5.14. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 2, akibat gempa kern-county .....	92
TABEL 5.15. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 2, akibat gempa denpasar .....	93
TABEL 5.16. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 2, akibat gempa elcentro .....	94
TABEL 5.17. Hasil analisa nilai Wt untuk permodelan struktur 3.....	95
TABEL 5.18. Nilai Fi Permodelan Struktur 3.....	97
TABEL 5.19. Kebutuhan Tulangan Lentur Balok Permodelan Struktur 3 .....	98
TABEL 5.20. Kebutuhan Tulangan Geser Balok Permodelan Struktur 3.....	99
TABEL 5.21. Kebutuhan Tulangan Longitudinal dan Tulangan Geser Kolom Permodelan Struktur 3.....	100
TABEL 5.22. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 3, akibat gempa kern-county .....	107
TABEL 5.23. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 3, akibat gempa denpasar .....	108
TABEL 5.24. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 3, akibat gempa elcentro .....	110
TABEL 5.25. Nilai daktalitas dari tiap permodelan .....	110

## DAFTAR GAMBAR

GAMBAR 1.1.	Pertemuan lempeng tektonik utama dunia.....	1
GAMBAR 1.2.	Sebuah bangunan dengan bentuk yang tidak beraturan mengalami kerusakan yang ekstensif pada gempa Bhuj, India tahun 2001.....	2
GAMBAR 1.3.	Pengaruh bentuk bangunan.....	3
GAMBAR 2.1.	Ketidak-teraturan vertikal struktur versi UBC 1997.	10
GAMBAR 2.2.	Mekanisme keruntuhan bangunan .....	12
GAMBAR 2.3.	Grafik hubungan load – deformation .....	15
GAMBAR 2.4.	Grafik hubungan daktalitas dan kekuatan .....	17
GAMBAR 2.5.	Penjelasan konseptual modal response history analisis untuk sistem elastis berderajat kebebasan banyak .....	20
GAMBAR 2.6.	Ilustrasi pushover dan capacity curve .....	23
GAMBAR 2.7.	Modifikasi <i>capacity curve</i> menjadi <i>capacity spectrum</i> .....	24
GAMBAR 2.8.	Perubahan format respons percepatan menjadi ADRS .....	25
GAMBAR 2.9.	Reduksi respons spektrum elastis menjadi demand spektrum .....	25
GAMBAR 2.10.	Penentuan performance point .....	26
GAMBAR 2.11.	Contoh keruntuhan bangunan akibat diskontinuitas pada pelat lantai (void) .....	27
GAMBAR 3.1.	Flow-chart rencana penelitian .....	29
GAMBAR 3.2	Flow-chart rencana penelitian <i>lanjutan</i> .....	30
GAMBAR 3.3.	Lokasi kota kupang dalam google map.....	32
GAMBAR 3.4.	Tampak sumbu X-Z permodelan 1.....	33
GAMBAR 3.5.	Sketsa denah pembalokan elevasi +3.50m hingga +28.00m beserta letak bukaan lantai rencana pada permodelan 1.....	34
GAMBAR 3.6.	Tampak sumbu X-Z permodelan 2.....	35
GAMBAR 3.7.	Sketsa denah pembalokan elevasi +3.50m hingga +28.00m beserta letak bukaan lantai rencana pada permodelan 2.....	35
GAMBAR 3.8.	Tampak sumbu X-Z permodelan 3.....	36

GAMBAR 3.9.	Sketsa denah pembalokan elevasi +3.50m hingga +28.00m beserta letak bukaan lantai rencana pada Permodelan 3.....	37
GAMBAR 3.10.	Denah lantai tipikal.....	40
GAMBAR 3.11	Pembagian berat per-lantai pada permodelan 8 tingkat.....	40
GAMBAR 3.12.	Define time history function dari ke-tiga gempa rencana .....	45
GAMBAR 3.13.	Mendefinisikan load case untuk beban gravitasi struktur permodelan.....	46
GAMBAR 3.14.	Mendefinisikan load case untuk beban gempa struktur permodelan .....	47
GAMBAR 3.15.	Input hinge properties untuk elemen balok.....	47
GAMBAR 3.16.	Kurva hubungan antara lateral load–lateral deformation .....	48
GAMBAR 3.17.	Input Hinge Properties untuk elemen kolom.....	49
GAMBAR 3.18.	Input pada program SAP.2000 tentang penentuan letak Sendi Plastis.....	50
GAMBAR 4.1.	Input lokasi gempa yang ditinjau berdasarkan program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU.	54
GAMBAR 4.2.	Output Grafik spectra percepatan terhadap waktu (t,det) untuk tanah Lunak Program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU.....	55
GAMBAR 4.3.	Grafik Percepatan tanah gempa El-Centro .....	56
GAMBAR 4.4.	Grafik Percepatan tanah gempa Denpasar .....	56
GAMBAR 4.5.	Grafik Percepatan tanah gempa Kern Country.....	57
GAMBAR 4.6.	Tampilan program bantu S-REL.....	58
GAMBAR 4.7.	Grafik Hubungan Sa terhadap T sebelum dan sesudah diskala untuk semua tinjauan Gempa.....	61
GAMBAR 4.8.	Grafik Hubungan Sv terhadap T sebelum dan sesudah diskala untuk semua tinjauan Gempa.....	62
GAMBAR 5.1.a.	Bidang X–Y tinjauan luasan nilai Wt Permodelan Struktur 1 .....	64
GAMBAR 5.1.b.	Bidang X–Z tinjauan vertikal nilai Wt Permodelan Struktur 1 .....	64
GAMBAR 5.2.a.	Nilai Fi Sepanjang Bangunan pada Permodelan Struktur 1 .....	66
GAMBAR 5.2.b.	Grafik Story Shear Permodelan Struktur 1 .....	66
GAMBAR 5.3.	Analisa Momen Curvature Permodelan Struktur 1 ..	72

GAMBAR	5.4.	Grafik Deformasi – Force yang Menggambarkan Momen-Kurvatur Permodelan Sendi Plastis ATC-40 .....	72
GAMBAR	5.5.	Tampilan Hinges Properties .....	74
GAMBAR	5.6.a.	Tampak X-Y Permodelan Struktur 1 .....	75
GAMBAR	5.6.b.	Tampak 3D Permodelan Struktur 1 .....	75
GAMBAR	5.7	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 1, akibat gempa kern-county .....	76
GAMBAR	5.8	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 1, akibat gempa Denpasar.....	77
GAMBAR	5.9	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 1, akibat gempa El-centro. ....	78
GAMBAR	5.10.a	Bidang X–Y tinjauan luasan nilai Wt Permodelan Struktur 2 .....	79
GAMBAR	5.10.b	Bidang X–Z tinjauan vertikal nilai Wt Permodelan Struktur 2 .....	79
GAMBAR	5.11.a	Nilai Fi Sepanjang Bangunan pada Permodelan Struktur 2 .....	82
GAMBAR	5.11.b	Grafik Story Shear Permodelan Struktur 2 .....	82
GAMBAR	5.12.	Analisa Momen Curvature Permodelan Struktur 2 ..	87
GAMBAR	5.13.	Grafik Deformasi – Force yang Menggambarkan Momen-Kurvatur Permodelan Sendi Plastis ATC-40 .....	88
GAMBAR	5.14.	Tampilan Hinges Properties .....	90
GAMBAR	5.15.a	Tampak X-Y Permodelan Struktur 2 .....	91
GAMBAR	5.15.b	Tampak 3D Permodelan Struktur 2 .....	91
GAMBAR	5.16	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 2, akibat gempa kern-county .....	91
GAMBAR	5.17	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 2, akibat gempa Denpasar.....	93
GAMBAR	5.18	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 2, akibat gempa El-centro. ....	94
GAMBAR	5.19.a	Bidang X–Y tinjauan luasan nilai Wt Permodelan Struktur 3 .....	95
GAMBAR	5.19.b	Bidang X–Z tinjauan vertikal nilai Wt Permodelan Struktur 3 .....	95
GAMBAR	5.20.a	Nilai Fi Sepanjang Bangunan pada Permodelan Struktur 3 .....	97
GAMBAR	5.20.b	Grafik Story Shear Permodelan Struktur 3 .....	97
GAMBAR	5.21.	Analisa Momen Curvature Permodelan Struktur 3..	103

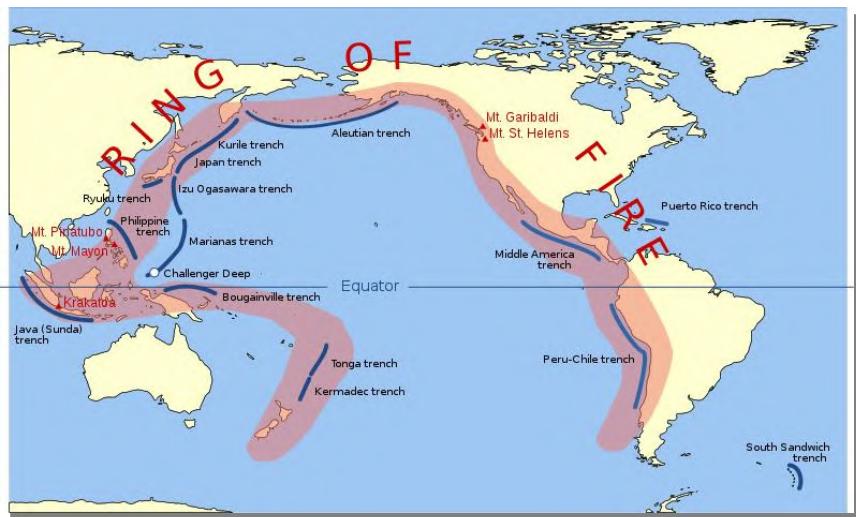
GAMBAR 5.22.	Grafik Deformasi – Force yang Menggambarkan Momen-Kurvatur Permodelan Sendi Plastis ATC-40 .....	103
GAMBAR 5.23.	Tampilan Hinges Properties .....	105
GAMBAR 5.24.a	Tampak X-Y Permodelan Struktur 3 .....	106
GAMBAR 5.24.b	Tampak 3D Permodelan Struktur 3 .....	106
GAMBAR 5.25	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 3, akibat gempa kern-county .....	107
GAMBAR 5.26	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 3, akibat gempa Denpasar.....	108
GAMBAR 5.27	Kurva kapasitas Permodelan Struktur 3, akibat gempa El-centro. ....	109
GAMBAR 5.28.	Hubungan Perpindahan / tinggi (%) untuk gempa Kern-County .....	111
GAMBAR 5.29.	Hubungan Perpindahan / tinggi (%) untuk gempa denpasar .....	112
GAMBAR 5.30.	Hubungan Perpindahan / tinggi (%) untuk gempa Elcentro .....	112

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang.

Wilayah Indonesia yang berupa kepulauan berada pada pertemuan tiga lempeng tektonik utama dunia, yaitu : Lempeng Eurasia, lempeng Australia dan lempeng Filipina yang bergerak dengan kecepatan berbeda-beda, interaksi antara ketiga lempeng utama tersebut menjadikan Indonesia sebagai salah satu negara yang rawan terhadap beban gempa. Dari seluruh wilayah Indonesia sebagian besar termasuk wilayah gempa kuat yaitu zona 5 dan 6 (SNI 03-1726-2002).



Gambar 1.1 Pertemuan lempeng tektonik utama dunia

Karena Indonesia ditinjau dari lokasinya yang rawan terhadap gempa, maka pembangunan infrastruktur, bangunan perkantoran, rumah sakit, hotel dan bangunan penting lainnya di Indonesia, harus memenuhi syarat-syarat bangunan tahan gempa, sehingga tuntutan perancangan dan pengawasan khusus akan berdirinya suatu bangunan tahan gempa itu sendiri menjadi mahal. Jika tidak direncanakan dengan baik terhadap bahaya gempa, maka tingkat kecelakaan dan kerugian yang mungkin terjadi akan sangat besar, mengingat tingginya resiko gempa di Indonesia.

Resiko timbulnya korban jiwa ketika terjadinya gempa dapat dikurangi dengan cara bangunan yang berada di daerah rawan gempa semestinya direncanakan sebagai bangunan tahan gempa, (Solikin Mochamad, 2007).

Ditengah semakin meningkatnya kebutuhan manusia akan bangunan, tuntutan terhadap bangunan layak huni dan handal secara teknis menjadi suatu keperluan utama. Bencana alam yaitu gempa bumi yang melanda Indonesia dalam beberapa tahun terakhir ini yakni di Aceh, Yogyakarta dan Sumatra Barat telah merusak banyak bangunan-bangunan tradisional maupun modern. Salah satu jenis bangunan yang banyak mengalami kerusakan adalah bangunan modern atau semi modern yang menggunakan teknologi beton. Terutama pada bangunan-bangunan yang tidak memiliki keteraturan (*irregular*), (Dewobroto, 2005).

Hal senada juga diungkapkan dalam *Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering*, 2009, dimana perilaku bangunan selama terjadinya gempa bumi tergantung pada beberapa faktor, termasuk apakah bentuknya sederhana dan simetris. Beberapa bangunan berperilaku sangat jelek saat dilanda gempa bumi yang terjadi akhir-akhir ini, disebabkan oleh bentuk bangunan yang tidak beraturan. Hal ini dapat dilihat pada gambar 1.2 dibawah ini.

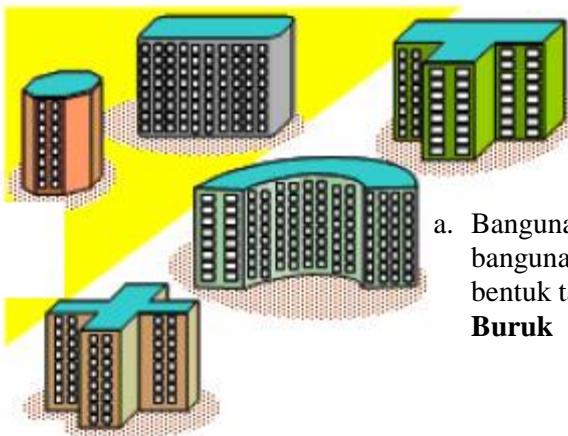


Gambar 1.2 Kerusakan bangunan tidak beraturan yang ekstensif pada gempa Bhuj, India tahun 2001.

Sumber: *Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering*, 2009.

Bangunan dengan bentuk denah yang sederhana umumnya akan berperilaku lebih baik sewaktu ada gempa besar dibandingkan dengan bangunan yang mempunyai sudut-sudut tonjolan dari denah yang berbentuk U, V, H dan + (lihat Gambar 1.3.a). Ini dikarenakan bangunan dengan geometri yang sederhana memastikan alur beban gaya inersia yang langsung dan sependek mungkin ke fondasi sewaktu menerima guncangan gempa (lihat Gambar 1.3.b), (Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering, 2009).

- b. Bangunan-bangunan dengan bentuk sederhana - **Baik**



- a. Bangunan-bangunan dengan bentuk tak teratur - **Buruk**

Gambar 1.3 Pengaruh Bentuk Bangunan.

Sumber: Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering, 2009.

Keteraturan (beraturan atau tidak) gedung akan sangat mempengaruhi kinerja gedung sewaktu mendapat gempa rencana. Bangunan-bangunan yang memiliki konfigurasi *irregular* (tak beraturan) memiliki kemungkinan kerusakan yang lebih parah dari pada gedung yang memiliki konfigurasi *regular* (beraturan). Hal ini dikarenakan bila massa dilantai bangunan tidak merata, maka bagian lantai dengan massa lebih berat akan bergerak lebih jauh saat digoyang gempa dengan kata lain gedung akan mengalami puntiran atau torsi, (Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering, 2009).

Sangat penting untuk mengurangi puntir pada suatu bangunan pada saat terjadi gempa. Puntir pada sebuah bangunan dapat menyebabkan elemen-elemen struktur (seperti dinding) pada lantai yang sama mengalami pergerakan horizontal dengan besaran yang berbeda. Akibat adanya torsi, kolom dan dinding pada

bagian tepi akan mengalami pergerakan yang relatif lebih besar daripada kolom dan dinding pada bagian tengah denah bangunan sehingga akan mengalami kerusakan yang besar, (Murthy dalam EERI, 2009)

Untuk itu diperlukan pemahaman yang mendalam mengenai analisa dinamis untuk mendesain struktur bangunan yang dipengaruhi beban gempa terutama untuk struktur bangunan *horizontal irregular* (tidak beraturan dalam hal arah horizontal).

Desain gempa yang baik sekaligus konservatif pada struktur gedung salah satunya dengan meninjau bentuk denahnya. Denah yang simetris (pusat massa berhimpitan dengan pusat kekacuan gedung) sangat memberikan prilaku yang konservatif. Akan tetapi semakin berkembangnya imajinasi dan estetika, semakin banyak bentuk gedung yang tidak simetris dan “aneh”. (Bambang Budiono dan M. Albar Daen, 2008).

Analisa gedung beraturan dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen, sedangkan yang tidak, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamis. Untuk menganalisa kemampuan struktur bangunan yang memiliki keteraturan atau statik nonlinear, cukup dianalisa dengan menggunakan *Capacity Spectrum Method* (CSM), atau lebih dikenal sebagai *static pushover analysis*. (ATC40, 1996, Boen, T., 1999, Krawinkler, H., 1996, SEAOC, 2000)

Perilaku seismik suatu struktur *asymmetric* juga harus dilakukan dengan prosedur analisis dinamik yang salah satunya adalah analisa *inelastic* dinamik riwayat waktu (*inelastic dynamic time history analysis*), sehingga sasaran kinerja yang menjadi hal penting dari perencanaan berbasis kinerja dapat terpenuhi.

Sasaran kinerja terdiri dari kejadian gempa rencana yang ditentukan (*earthquake hazard*), dan taraf kerusakan yang diijinkan atau level kinerja (*performance level*) dari bangunan terhadap kejadian gempa tersebut. Mengacu pada FEMA yang menjadi acuan klasik bagi perencanaan berbasis kinerja maka kategori level kinerja struktur, adalah :

- ✓ Operasional
- ✓ Segera dapat dipakai (IO = *Immediate Occupancy*),
- ✓ Keselamatan penghuni terjamin (LS = *Life-Safety*),

- ✓ Terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*).

Level kinerja (*performance levels*) FEMA digambarkan bersama dengan suatu kurva hubungan gaya-perpindahan (kurva *pushover*) yang menunjukkan perilaku struktur secara menyeluruh terhadap pembebanan lateral. Selanjutnya kurva *pushover* dapat digambarkan secara kualitatif kondisi kerusakan yang terjadi pada level kinerja yang ditetapkan.

## 1.2 Perumusan Masalah.

Masalah yang akan dibahas dalam studi ini adalah bagaimana kinerja struktur gedung beton bertulang sebagai akibat pengurangan luasan lantai, dengan menggunakan analisa dinamis non-linear riwayat waktu (NLTHA).

Detail Masalah yang menjadi perhatian adalah :

- Bagaimana menggambarkan kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan perpindahan terhadap tinggi bangunan dari tiap permodelan bangunan yang memiliki luasan lantai bervariasi dengan menggunakan analisa dinamis non-linear riwayat waktu (NLTHA)?
- Bagaimana menggambarkan kinerja struktur bangunan melalui mekanisme runtuhnya berdasarkan hasil analisa dinamis non-linear riwayat waktu (NLTHA)?

## 1.3 Tujuan.

Tujuan yang ingin dicapai adalah :

- Memperoleh kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan perpindahan terhadap tinggi bangunan dari tiap permodelan bangunan yang memiliki luasan lantai bervariasi dengan menggunakan analisa dinamis non-linear riwayat waktu (NLTHA).
- Memperoleh kinerja struktur bangunan melalui mekanisme runtuhnya berdasarkan hasil analisa dinamis non-linear riwayat waktu (NLTHA)?

## 1.4 Batasan Masalah.

Hal-hal yang menjadi batasan dalam penelitian ini adalah :

- Struktur gedung yang dianalisa ialah struktur gedung beton bertulang.

- b. Peraturan gempa menggunakan SNI 03-1726-2002.
- c. Pertaturan beton menggunakan SNI 03-2847-2002.
- d. Peraturan pembebanan menggunakan PPIUG 1983.
- e. Sistem struktur yang digunakan ialah Sistem Rangka Pemikul Momen.
- f. Tinggi bangunan yang dianalisa memiliki ketinggian 28m terhitung dari permukaan tanah.
- g. Beban yang dianalisis adalah beban mati, beban hidup, beban gempa.
- h. Analisa beban gempa dengan menggunakan Metode “*Non-Linier Time History Analysis*” (NL-THA)
- i. Respon beban gempa menggunakan SNI 03-1726-2002.
- j. Perencanaan elemen struktur (balok, kolom, pelat) menggunakan SNI 03-2847-2002.
- k. Analisa Non-linier menggunakan program bantu SAP.2000. ver. 14.
- l. Analisa Non-linier Gempa Menggunakan data Gempa Kern County, Denpasar, Notridge, El-centro.
- m. Tidak meninjau metode pelaksanaan dilapangan maupun faktor sosial yang berkaitan serta segi rencana anggaran biaya atau Analisa Keuangan.
- n. Tidak meninjau perhitungan struktur bawah dalam hal ini perhitungan pondasi.
- o. Permodelan struktur yang dimodelkan dalam studi ini tidak meninjau luasan lantai yang berkurang (bukaan / void) sebagai akibat adanya element tangga, lift.
- p. Luasan lantai yang berkurang (bukaan / void) dari tiap permodelan diambil 4%, 12%, dan 20% dari luasan total satu lantai, dan diterapkan dari lantai satu hingga lantai tujuh. Hal ini dimaksudkan, peneliti ingin melihat respon struktur dari tiap permodelan dengan buaan lantai (luasan lantai yang berkurang) 4% sebagai buaan terkecil, 12% sebagai buaan menengah, dan 20 persen merupakan buaan yang terbesar.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Konsep Struktur Ideal.**

Kriteria bangunan yang ideal adalah distribusi kekuatan sepanjang tinggi bangunan harus seragam dan menerus. Konsep ini sangat berhubungan dengan kesederhanaan dan kesimetrisan. Struktur bangunan akan sangat tahan terhadap gempa bila syarat-syarat dibawah ini dipenuhi :

- a. Didistribusikan secara seragam.
- b. Semua kolom dan dinding menerus dan tanpa pemutusan dari atap sampai ke pondasi.
- c. Semua balok berhubungan secara menerus.
- d. Balok dan kolom mempunyai sumbu yang sama.
- e. Baik kolom maupun baloknya mempunyai lebar yang sama.
- f. Penampang penahan beban gempa tidak boleh berubah secara tiba-tiba.
- g. Struktur beton harus menerus dan harus sedapat-dapatnya monolit.

Masalah yang amat penting dalam mendesign bangunan adalah terputusnya elemen bangunan vertikal penahan beban geser sehingga terjadinya konsentrasi tegangan. Bila syarat-syarat di atas diikuti maka akan lebih handal direncanakan, konsentrasi tegangan-tegangan yang tidak dikehendaki dapat dihindari dan momen torsi yang besar dapat pula dihindari, (W.C.Vis & Gideon 1993).

Menurut Bambang Budiono dan M. Albar Daen, 2008, Desain gempa yang baik sekaligus konservatif pada struktur gedung salah satunya dengan meninjau bentuk denahnya. Denah yang simetris (pusat massa berhimpitan dengan pusat kekakuan gedung) sangat memberikan prilaku yang konservatif.

#### **2.2 Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan.**

Bentuk denah dan konfigurasi bangunan sangat menentukan perilaku bangunan pada saat menerima beban gempa. Perencanaan bangunan tahan gempa akan tergolong mudah apabila kasus yang dihadapi adalah bangunan dengan konfigurasi beraturan daripada bangunan tidak beraturan (Paulay dan Priestly,

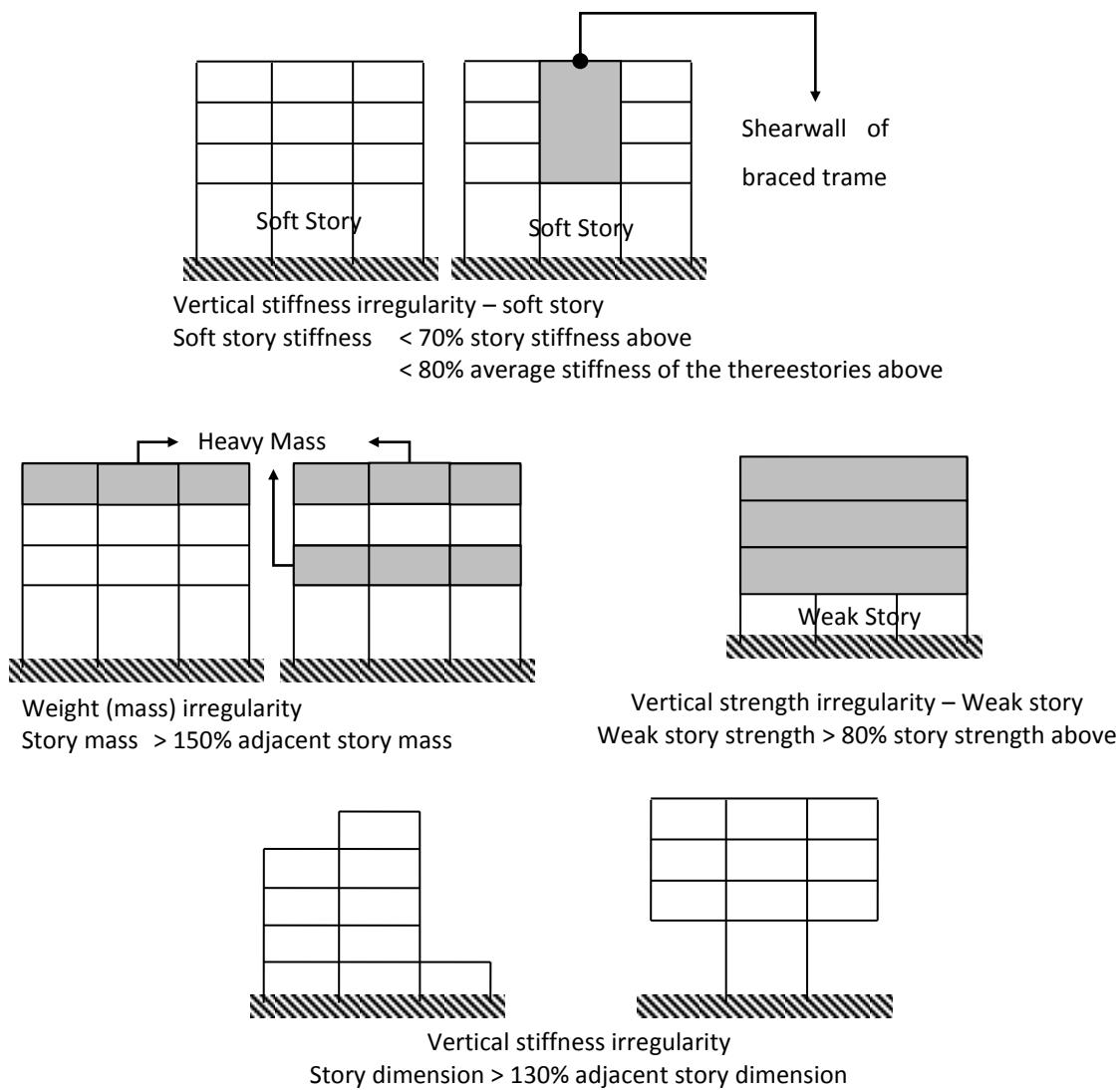
1992). Hal ini dikarenakan bangunan beraturan cenderung memiliki pusat massa dan pusat kekakuan yang berhimpit. Ketika beban gempa bekerja pada suatu struktur bangunan, titik tangkap gaya gempa terhadap bangunan adalah berada pada pusat massanya, sedangkan perlawanan yang diberikan oleh struktur bangunan adalah berpusat pada pusat kekakuannya. Apabila kedua hal terpenting tersebut tidak saling berhimpit, efek yang ditimbulkan adalah eksentrisitas,  $e$  yang menyebabkan torsi pada struktur bangunan tersebut, (Paulay dan Priestly, 1992).

Letak pusat massa dan pusat rotasi struktur gedung, tidak selalu terletak pada tempat yang sama, meskipun pada gedung beraturan. (Solikin Mochamad, 2007), tetapi agar terjamin keamanan struktur bangunan yang dibangun terhadap momen torsi tak terduga, maka letak titik tangkap beban yang bekerja setidaknya harus berjarak 5% terhadap lebar bangunan, dari pusat kekakuannya. Jarak 5% tersebut digunakan meskipun pada gedung yang letak pusat massa dan pusat kekakuan berhimpit dengan kata lain tidak ada eksentrisitas, (Miamis dalam Solikin Mochamad, 2007).

Dampak lain yang ditimbulkan pada bangunan dengan konfigurasi tidak beraturan adalah dapat terjadinya perbedaan konsentrasi tegangan pada titik-titik tertentu ditandai dengan terjadinya peleahan (*hinge plastic*) pada bagian yang mendapat konsentrasi tegangan yang lebih besar. Selain itu, bangunan tidak beraturan juga dapat mengalami respon yang tak terduga akibat pengaruh ragam yang lebih tinggi (*higher mode effect*). (Paulay dan Priestly, 1992).

Keteraturan (beraturan atau tidak) atau konfigurasi gedung akan sangat mempengaruhi kinerja gedung sewaktu mendapat gempa rencana, karena itu struktur gedung dibedakan menjadi 2 golongan yaitu yang beraturan dan yang tidak beraturan berdasarkan konfigurasi denah dan elevasi gedung (Prof.Ir Rahmat Porwono, 2006).

Menurut Uniform Building Code 1997 (UBC), menetapkan berbagai tipe ketidakteraturan struktur, yaitu UBC tabel 16-L, yang menyajikan 5 tipe yang berbeda-beda ke-tidakteraturan vertikal struktur ;



Gambar 2.1. Ketidak Teraturan Vertikal Struktur Versi UBC 1997  
Sumber : Uniform Building Code 1997.

Sedangkan menurut SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.1 mengatur 9 tipe struktur yang beraturan dan pada pasal 4.2.2 menetapkan struktur yang tidak memenuhi pasal 4.2.1 dianggap sebagai struktur tidak-beraturan.

Tabel 2.1 Kriteria Gedung Beraturan.

No	KRITERIA
1	Tinggi struktur gedung dari taraf penjepitan $< 40\text{m}$ atau $< 10$ lantai
2	Denah struktur persegi panjang dan boleh terdapat tonjolan yang tidak lebih dari $25\%$ dari ukuran terbesar denah struktur dalam arah yang ditinjau

3	Denah struktur tidak terdapat coakan sudut dan kalau pun ada ukurannya tidak lebih dari 15% dari ukuran denah terbesar dalam arah sisi coakan
4	Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem – subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar sumbu utama struktur
5	Sistem gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka, kalau pun ada ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing – masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya
6	Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan
7	Sistem gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan dengan perbedaan lantai tingkat tidak lebih dari 50%
8	Sistem gedung memiliki unsur – unsur vertikal dan sistem penahan beban lateral yang menerus
9	Sistem memiliki tingkat yang menerus tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas dari satu tingkat
10	Apabila ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti disebutkan point 9 maka jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Sumber : Standar Nasional Indonesia, SNI 03-2847-2002, Pasal 4.

## 2.3 Standar Kinerja Struktur.

### 2.3.1 Standar Kinerja Struktur Menurut International Committee on Concrete Model Code, 1999.

Dalam perencanaan berbasis kinerja, ada beberapa standar yang dapat dipakai untuk menentukan kinerja struktur pada berbagai macam level gempa. Salah satunya adalah *Asian Concrete Model Code* (ACMC) (*International Committee on Concrete Model Code*, 1999). ACMC menggunakan tiga level kinerja struktur untuk tiga macam level gempa yang berbeda. Parameter yang digunakan untuk mengukur level kinerja struktur adalah simpangan antar tingkat (*drift*) dan *damage index*. Besarnya batasan *drift* dan *damage index* yang dipergunakan oleh ACMC dapat dilihat pada matriks kinerja pada Tabel dibawah ini :

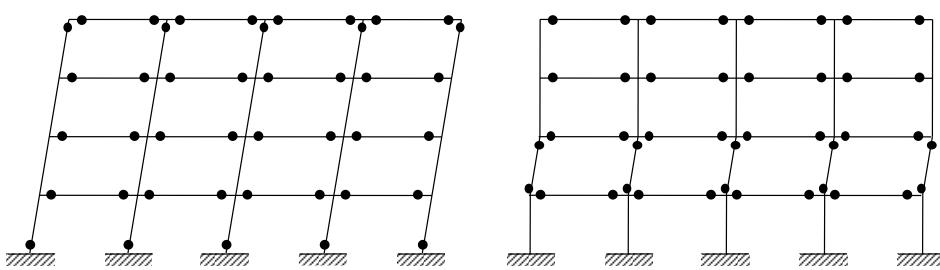
Tabel 2.2 Matriks Kinerja Struktur Versi ACMC.

		Earthquake Performance Level		
		Serviceability Limit State	Damage Control Limit State	Safety Limit State
<i>Ea</i>	<i>rth</i>	<i>Minor</i> (43 years)	✓	*

	<i>Moderate (72 years)</i>	○	✓	✗
	<i>Severe (475 years)</i>	❖	○	✓
<i>Max. Drift</i>	0.5%	1.0%	2.0%	
<i>Max.Damage Index</i>	0.10 – 0.25	0.25 – 0.40	0.40 – 1.00	
✓ <i>Basic Objective</i>	○ <i>Essential Objective</i>	❖ <i>Safety Objective</i>	✗ <i>Unacceptable</i>	

Sumber : International Committee on Concrete Model Code, 1999.

Pola keruntuhan yang diharapkan terjadi pada saat bangunan dikenai beban gempa rencana adalah *beam side sway mechanism* (Gambar 2.2). Pola keruntuhan ini mensyaratkan sendi-sendi plastis hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada ujung bawah kolom lantai dasar. Untuk mencapai pola keruntuhan ini maka kolom harus didesain lebih kuat daripada balok-balok yang merangkainya (*strong column weak beam*), (Paulay dan Priestly, 1992). Oleh sebab itu kuat nominal kolom harus diperbesar dengan cara dikalikan dengan suatu *overstrength factor (OF)*. SNI 03-2847-2002 menggunakan *overstrength factor* sebesar 1.2.



a. *Beam Side Sway Mechanism*

b. *Soft Story Mechanism*

Gambar 2.2 Mekanisme Keruntuhan Bangunan.

Sumber : R Park and T Paulay “*Reinforced Concrete Structures*”.

Dalam penelitian yang dikemukakan Muljati I, Lumantarna B, 2010. Mengemukakan bahwa penelitian pada bangunan tidak beraturan dengan coakan 40% (dalam hal ini di tinjau bangunan 6 dan 10 lantai), menghasilkan kinerja yang kurang baik. Bangunan mengalami *drift* dan *damage index* yang berlebihan. Analisa *pushover* menginformasikan bahwa sendi plastis terjadi paling banyak adalah pada daerah yang memiliki konsentrasi tegangan terbesar akibat adanya coakan pada bangunan. Jika ditinjau dari lokasi sendi plastis yang terjadi, semua

bangunan sudah menunjukkan mekanisme yang diharapkan, yaitu *beam side sway mechanism*, akan tetapi melalui analisa *pushover* dan *time history* mendeteksi terjadinya beberapa sendi plastis pada kolom bangunan Kondisi ini menunjukkan bahwa meskipun mekanisme *beam side sway mechanism* terjadi namun tidak semua kolom memenuhi kriteria *strong column weak beam*.

### **2.3.2 Tingkatan kinerja suatu bangunan menurut FEMA 356.**

FEMA 356 (*Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*), 2000 mengatur tingkat kinerja suatu bangunan sebagai berikut :

➤ *Operasional.*

Tak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi.

➤ *Immediate Occupancy( IO).*

Tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural dimana kekuatan dan kekakuananya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

➤ *Life Safety (LS).*

Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.

➤ *Collapse Prevention (CP).*

Kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non struktur. Kekuatan struktur dan kekakuananya berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.

### **2.3.3 Tingkatan kinerja suatu bangunan Menurut ATC 40.**

Berdasarkan *Applied Technology Council*, ATC-40 kinerja struktur bangunan gedung dapat dibagi menjadi kategori sebagai berikut :

a. ***Immediate Occupancy (IO) SP-1.***

Struktur bangunan aman. Resiko korban jiwa dari kegagalan struktur tidak terlalu berarti, Gedung tidak mengalami kerusakan berarti, dan dapat segera difungsikan/beroperasi kembali. Termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang mutlak diperlukan sebagai sarana penyelamatan, struktur bangunan yang menyimpan barang berbahaya, atau struktur yang dapat mempengaruhi ekonomi nasional. Contoh adalah rumah sakit, gudang bahan bakar/bahan berbahaya, kantor pemadam kebakaran.

b. ***Damage Control (DC) SP-2.***

Termasuk kategori ini adalah struktur bangunan yang dalam pasca gempa, kerusakan yang terjadi bervariasi diantara kategori ***Immediate Occupancy*** dan ***Life Safety***. Resiko korban jiwa sangat rendah. Struktur bangunan boleh rusak, namun tidak runtuh.

c. ***Life Safety (LS) SP-3.***

Struktur bangunan terlalu daktail. Termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan, yang dalam pasca gempa tidak sangat mendesak sebagai fasilitas penyelamatan. Contoh adalah gedung perkantoran, perumahan, gudang, bangunan niaga. Resiko korban jiwa sangat rendah.

d. ***Limited Safety SP-4.***

Bukan merupakan level spesifik, tetapi merupakan jarak/tingkat antara SP-3 dengan SP-5.

e. ***Structural Stability (SS) SP-5.***

Termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang dalam pasca gempa, gedung di ambang batas runtuh total.

f. ***Not Considered SP-6.***

Bukan merupakan tingkat kinerja, tetapi khusus untuk situasi-situasi

dimana hanya untuk evaluasi seismik *non-structural* atau *retrofit*.

Tabel 2.3. Tabel Kinerja Menurut ATC-40

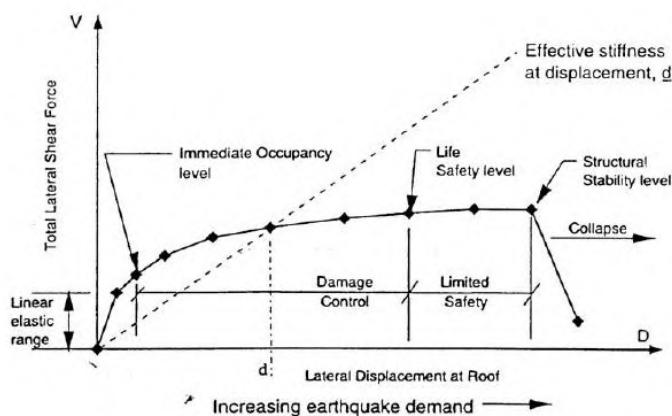
Building Performance Level						
Nonstructural Performance Level	SP - 1	SP - 2	SP - 3	SP - 4	SP - 5	SP - 6
	Immediate Occupancy	Damage Control (Range)	Life Safety	Limited Safety (Range)	Structural Stability	Not Considered
NP-A Operational →	1-A Operational	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Immediate Occupancy →	1-A Immediate Occupancy	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety →	1-C	2-C	3-C Life Safety	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced →	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not Considered →	NR	NR	3-E	4-E	5-E Structural Stability	Not Considered

	Commonly referenced building performance levels (SP-NP)
	Other Possible Combinations of SP-NP
NR	Not Recommended Combinations of SP-NP

Sumber : Applied Technology Council (ATC) 40 tahun 1996, “*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*”.

Dapat dijelaskan dalam bentuk grafik dibawah ini :



Gambar 2.3 Grafik Hubungan Load - Deformation  
Sumber : Applied Technology Council (ATC 40), 1996

## **2.4 Klasifikasi Struktur Berdasarkan Desain Tingkat Daktalitas.**

Klasifikasi struktur berdasarkan desain tingkat daktalitas, perlu dipahami sebagai suatu kriteria desain suatu struktur sehingga memungkinkan untuk memenuhi prinsip *Performance Based Design* dari struktur tersebut. Dalam hal ini, Klasifikasi struktur berdasarkan desain tingkat daktalitas dinyatakan dalam suatu pendekatan berupa level daktalitas, seperti terlihat pada gambar 2.4. Level daktalitas tersebut antara lain :

### **1. Respon Elastis (*Elastic Response*).**

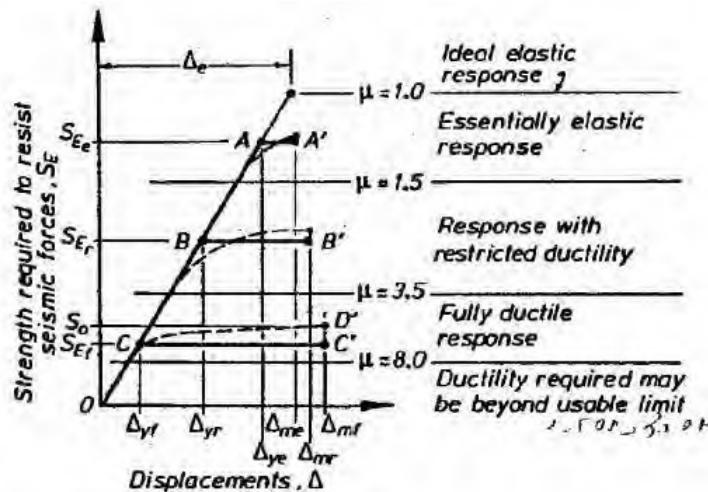
Analisa elastis suatu elemen utama struktur dari suatu bangunan harus dipastikan memiliki kekuatan yang cukup agar struktur tetap berperilaku elastis saat menerima beban luar. Penentuan syarat desain pada setiap penampang struktur harus didasarkan kekuatan propertis material dan faktor reduksi yang telah ditentukan, sehingga dapat menjamin tidak terjadinya deformasi inelastis selama beban gempa bekerja pada struktur. Meskipun terjadi deformasi elastis, namun tidak berarti terhadap kekuatan struktur. Oleh karena itu *special detailing* terhadap elemen struktur tidak dibutuhkan. Idealisasi respon elastis ini dapat dilihat pada gambar 2.4 pada bagian **OAA'**. Dimana nilai dari displacement maksimum  $\Delta_{me}$  dari respon elastis ini sangat mendekati nilai dari *displacement* dalam keadaan *ideal elastic*  $\Delta_e$  (Paulay dan Priestley, 1992).

### **2. Respon Daktail (*Ductile Response*)**

Dalam analisa respon daktail, kebutuhan akan tingkat daktilitas dipengaruhi dari berbagai macam hal sehingga ada tingkat daktilitas yang tidak memerlukan *detailing* dan ada tingkat daktilitas yang membutuhkan *special detailing*. Sehingga respon daktail dibagi menjadi dua kategori :

- a. *Fully Ductile Structure*; dalam keadaan ini, struktur didisain untuk memiliki daktilitas yang maksimum sehingga dibutuhkan *special detail* pada daerah Inelastik. Perencanaan yang khusus harus dilakukan guna memastikan efek dari struktur terhadap beban dinamis, sehingga tidak terjadi deformasi inelastis pada daerah yang tidak diinginkan. Idealisasi dari respon ini dapat dilihat pada gambar 2.4 pada bagian **OCC'**.
- b. *Restricted Ductility*; dalam keadaan ini, struktur memiliki tingkat daktalitas yang terbatas dengan kata lain tidak semua struktur bisa

direncanakan untuk memiliki daktalitas penuh (*fully ductility*). Hal ini dipengaruhi oleh salah satu faktor berupa konfigurasi struktur yang terdiri dari sistem struktur yang berbeda-beda, sehingga sulit untuk memastikan atau merencanakan keseluruhan struktur mampu berperilaku *fully ductile*. Idealisasi dari respon ini dapat dilihat pada gambar 2.4 pada bagian **OBB'** (Paulay dan Priestley, 1992).



Gambar 2.4 Grafik Hubungan Daktalitas dan Kekuatan  
Sumber : Paulay dan Priestley, 1992.

## 2.5 Analisa Inelastik Dinamik Riwayat Waktu.

Kinerja struktur dalam keadaan non-linear dapat dianalisa menggunakan analisa inelastik dinamik riwayat waktu (NLTHA), karena analisa ini merupakan salah satu cara eksak yang dapat digunakan untuk mengetahui kinerja dari suatu struktur selain analisa *Capacity Spectrum Method* dan *Modal phusover Analysis* (Muljati Ima, Lumantarna, B 2004).

Beban gempa merupakan fungsi dari waktu, sehingga respon yang terjadi pada struktur gedung juga tergantung dari waktu pembebahan. Akibat dari gempa rencana, struktur akan berprilaku inelastik (*non-linear*). Untuk mendapatkan respon struktur tiap waktu dengan memperhitungkan prilaku *non-linear*, maka perlu dilakukan analisa riwayat waktu inelastik non-linear (NLTHA), (Yosafat A.P, Paulus K.W 2008).

Analisa inelastik dinamik riwayat waktu adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur bangunan gedung yang

berprilaku *non-linear* terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana sebagai data masukan, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dapat dihitung dengan metode integrasi bertahap. (Yosafat A.P, Paulus K.W 2008).

Metode integrasi bertahap (*step-by-step method*) sangat cocok untuk menganalisa sistem yang nonlinier dan tidak berbasiskan superposisi. Dalam metode ini, baik beban maupun riwayat respon dibagi-bagi dalam serangkaian interval waktu (*step*). Respon pada setiap interval waktu dihitung berdasarkan kondisi awal dan riwayat pembebahan sepanjang interval waktu yang ditinjau. Dengan demikian, respon pada setiap interval waktu dapat dianalisis secara tersendiri, dan tidak perlu melakukan kombinasi kontribusi respon-respon pada interval waktu yang ditinjau. (Clough W Ray, Penzein J 1988).

### **2.5.1 Analisa Dinamik Riwayat Waktu pada Bangunan Bertingkat yang Berprilaku Elastik.**

Menurut Chopra & Goel dalam *Pasifik Earth Engineering Research Center* (PEER) 2001, menyebutkan bahwa Persamaan diferensial yang menentukan hubungan respons dari bangunan bertingkat dengan percepatan tanah akibat gempa  $\ddot{U}g(t)$  adalah sebagai berikut :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k.u = -m.i.\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

Dimana **U** adalah vektor dari N simpangan lateral lantai relatif terhadap tanah, **m**, **c**, **k** adalah matriks massa, redaman, dan kekakuan lateral dari sistem. Dan **i** adalah faktor pengaruh (*influence factor*) yang mana setiap elemennya sama dengan satu. Suku sebelah kanan dari persamaan 2.1 dapat diartikan sebagai gaya gempa effektif, (Chopra & Goel, 2001) :

$$P_{eff}(t) = -m.i.\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

Distribusi spasial dari gaya gempa efektif setinggi bangunan didefinisikan oleh vektor  $\mathbf{S} = \mathbf{m} \cdot \mathbf{i}$  dan variasi waktunya oleh  $\ddot{U}g(t)$ . Distribusi gaya ini dapat dikembangkan sebagai penjumlahan gaya distribusi inersia modal  $\mathbf{Sn}$ , (Chopra & Goel, 2001).

$$m.i = \sum_{n=1}^N S_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad (2.3)$$

Dimana  $\phi_n$  adalah mode getaran natural ke-n dari struktur, dengan  $\Gamma_n$  diberikan pada persamaan berikut, (Chopra & Goel, 2001) :

$$\Gamma_n = \frac{Ln}{Mn} \quad (2.4)$$

$$L_n = \sum_{j=1}^N \phi_{jn}^T m_{jn} i \quad (2.5)$$

$$M_n = \sum_{j=1}^N \phi_{jn}^T m_{jn} \phi_{jn} \quad (2.6)$$

Dan gaya efektif gempa kemudian dapat ditulis sebagai berikut :

$$P_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N P_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -S_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.7)$$

Sedangkan kontribusi dari *mode* ke-n pada  $s$  dan  $\mathbf{P}_{eff}(\mathbf{t})$  adalah :

$$S_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (2.8)$$

$$P_{eff}(t) = -S_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

Kemudian, dengan substitusi persamaan 2.9 kepersamaan 2.2 lalu ke persamaan 2.1 didapat persamaan yang mengatur respons dari sistem sebagai berikut, (Chopra & Goel, 2001) :

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -S_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

Dengan menggunakan sifat ortogonal dari *mode*, dapat ditunjukkan bahwa tidak ada *mode* selain *mode* ke-n yang memberikan kontribusi pada respons. Kemudian simpangan lantai dapat ditulis sebagai, (Chopra & Goel, 2001) :

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (2.11)$$

Dan koordinat modal  $q_n(t)$  diatur oleh :

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.12)$$

Dimana  $\omega_n$  adalah frekuensi getaran natural dan  $\xi_n$  adalah rasio redaman untuk *mode* ke-n. Persamaan  $q_n(t)$  dapat langsung diperoleh dengan membandingkan persamaan 2.12 dengan persamaan gerak untuk *mode* ke-n pada sistem elastis berderajat kebebasan satu, (Chopra & Goel, 2001) :

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = \ddot{u}_g(t) \quad (2.13)$$

Sehingga diperoleh persamaan :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.14)$$

Dengan melakukan substitusi persamaan tersebut ke dalam persamaan 2.11, maka akan diperoleh simpangan lantai :

$$U_n(t) = \Gamma_n \phi_n(t) \quad (2.15)$$

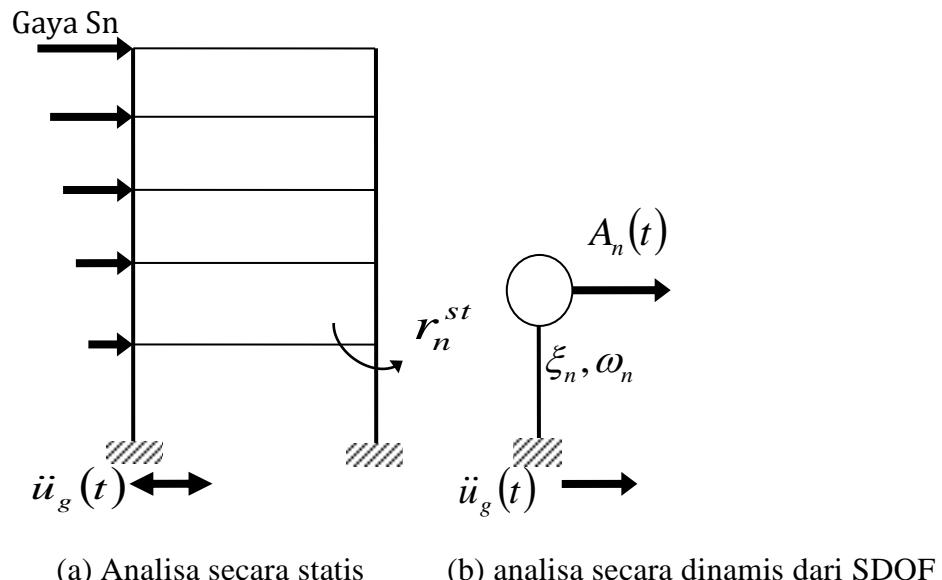
Repons  $r(t)$  (simpangan lantai, gaya dalam, dan lainnya) dapat dituliskan sebagai :

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2.16)$$

Dimana  $r_n^{st}$  menunjukkan respons statis modal karena gaya luar **Sn** dan :

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2.17)$$

Merupakan respons pseudo-percepatan dari mode ke-n dari sistem berderajat kebebasan satu, (Chopra & Goel, 2001). Dua analisis untuk mencari  $r_n^{st}$  dan  $A_n(t)$  ditunjukan pada gambar dibawah ini :



Gambar 2.5. Penjelasan Konseptual Modal Response History Analisis untuk Sistem Elastis Berderajat Kebebasan Banyak.

Sumber: Chopra, A. K. dan Goel, R. K., 2001

Persamaan 2.15 dan 2.16 mewakili respons dari sistem berderajat kebebasan banyak terhadap  $P_{eff, n}(t)$ . Maka dari itu, respons dari sistem terhadap eksistasi total  $P_{eff, n}(t)$  adalah :

$$U(t) = \sum_{n=1}^N U_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.18)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (2.19)$$

Ini adalah prosedur *modal response history analysis* klasik, dimana persamaan 2.12 adalah persamaan modal standar yang mengatur  $q_n(t)$ . Persamaan 2.13 dan 2.14 mendefinisikan kontribusi *mode* ke-n pada respons, dan persamaan 2.18 dan 2.19 mengkombinasikan kontribusi respons dari seluruh *mode*, (Chopra & Goel, 2001).

### 2.5.2 Analisa Riwayat Waktu pada Bangunan Bertingkat yang Berprilaku In-elastik.

Setelah struktur mengalami peleahan, kurva pembebahan (*loading*) awal diidealisasikan sebagai bilinear, dan kurva-kurva pelepasan beban (*unloading*) serta pembebahan kembali (*reloading*) berbeda dari cabang pembebahan awal. Maka dari itu, hubungan antara gaya lateral  $f_s$  di lantai ke-N dan simpangan lateral  $\mathbf{u}$  tidak bernilai tunggal, tetapi bergantung pada riwayat waktu simpangannya, (Chopra & Goel, 2001) :

$$f_s = f_s(u, sign u) \quad (2.20)$$

Dengan demikian persamaan 2.1 dapat ditulis kembali menjadi :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, sign u) = -m.i.\ddot{u}_g(t) \quad (2.21)$$

Penyelesaian secara langsung persamaan-persamaan kopel tersebut, mengarah ke hasil “eksak” dari *Response History Analysis non-linear*. Walaupun analisa modal klasik tidak berlaku untuk sistem inelastis, namun hal tersebut berguna sebagai referensi nantinya untuk mengubah persamaan 2.21 ke koordinat modal sistem linear yang bersangkutan. (Chopra & Goel, 2001).

Persamaan simpangan dari sistem inelastis untuk *mode* getaran natural sistem linier yang bersangkutan didapatkan :

$$U(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.22)$$

Dengan mensubtitusikan persamaan 2.22 dalam persamaan 2.21, dan mengalikan dengan  $\phi_n^T$ , dan menggunakan sifat orthogonalitas massa dan redaman klasik dari mode, maka akan diberikan persamaan berikut (Chopra & Goel, 2001) :

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n = 1, 2, 3, \dots, N \quad (2.23)$$

Dimana nilai :

$$F_{sn} = F_{gn} = (q_n, sign q_n) = \phi_n^T f_s(u_n, sign u_n) \quad (2.24)$$

## 2.6 Capacity Spectrum Method (CSM).

Salah satu varian metode statis non-linear yang banyak diadopsi dan direkomendasikan oleh standar desain adalah Metode Spektrum Kapasitas (*Capacity Spectrum Method, CSM*). Metode ini sering kali disebut metode *pushover* karena dalam aplikasinya, digunakan analisa beban dorong statis nonlinear (*nonlinear static pushover analysis*), dimana struktur didorong secara bertahap hingga beberapa komponen struktur mengalami leleh dan berdeformasi in-elastis. Hubungan antara perpindahan lateral lantai atap dan gaya geser dasar digambarkan dalam suatu kurva yang menggambarkan kapasitas struktur dan dinamakan kurva kapasitas (*capacity curve*). Untuk mengetahui prilaku struktur yang ditinjau terhadap intensitas gempa yang diberikan, kurva kapasitas ini kemudian dibandingkan dengan tuntutan (*demand*) kinerja yang berupa response spectrum berbagai intensitas (periode ulang) gempa, (Lumantara B & Ginsar Muljati I, 2004).

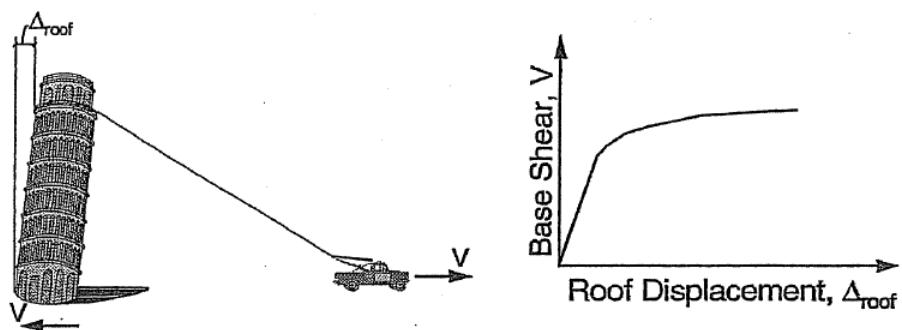
*Capacity Spectrum Method (CSM)* pada mulanya dikembangkan sebagai metode evaluasi pada proyek penelitian tentang resiko gempa pada proyek *Puget Sound Naval Shipyard* milik angkatan laut Amerika Serikat pada tahun 1975, prosedur *Capacity Spectrum Method*, CSM, telah teruji dan terbukti cukup konservatif dibandingkan dengan analisis *non-linear time history* khususnya bangunan yang mempunyai ragam pertama dominan. (Freeman dalam Lumantara B & Ginsar Muljati I, 2004).

Hal senada di ungkapkan dalam *Applied Technology Council (ATC)* 40 tahun 1996, bahwa *Capacity Spectrum Method (CSM)* merupakan salah satu cara untuk mengetahui kinerja suatu struktur. Konsep dasarnya adalah analisis statis *pushover* nonlinier yaitu memberikan pola pembebanan statis tertentu dalam arah lateral yang ditingkatkan secara bertahap (*incremental*). Penambahan beban statis

ini dihentikan sampai struktur tersebut mencapai simpangan target atau beban tertentu. Dari analisis statis *pushover* nonlinier ini didapatkan kurva kapasitas yang kemudian diolah lebih lanjut dengan metode tertentu, salah satunya adalah *Capacity Spectrum Method* (CSM).

### 2.6.1 Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*).

Hasil analisis statis *pushover* nonlinier adalah kurva yang menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan simpangan atap (*roof displacement*) seperti ditunjukkan pada Gambar 2.5. Hubungan tersebut kemudian dipetakan menjadi suatu kurva yang dinamakan *capacity curve* struktur, (*Applied Technology Council*, ATC-40 , 1996).



Gambar 2.6. Ilustrasi Pushover dan Capacity Curve.

Sumber: Applied Technology Council (ATC-40) 1996

Metode ini sederhana namun informasi yang dihasilkan sangat berguna karena mampu menggambarkan respons inelastis bangunan. Analisis ini memang bukan cara yang terbaik untuk mendapatkan jawaban terhadap masalah analisis dan desain, tetapi relatif sederhana untuk mendapatkan respons nonlinier struktur, (*Applied Technology Council*, ATC-40 , 1996).

*Capacity curve* hasil *pushover* diubah menjadi *capacity spectrum* seperti Gambar 2.6 melalui persamaan (2.25) sampai (2.26), (*Applied Technology Council*, ATC-40 , 1996) :

$$Sa = \frac{V}{\alpha_1 \cdot W} \quad (2.25)$$

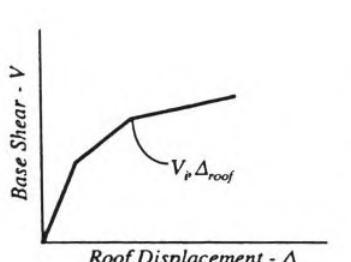
$$Sd = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\phi_{1,roof}} \quad (2.26)$$

Dimana ;

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{1i}}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{1i}}{g} \right]} \quad \text{dan} \quad PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{1i}}{g} \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{1i})^2}{g} \right]} \quad (2.27 \& 2.29)$$

Keterangan :

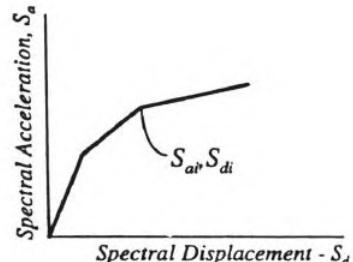
- Sa = Spectral acceleration
- Sd = Spectral displacement
- $\alpha_1$  = Modal mass coefficient untuk mode pertama
- PF<sub>1</sub> = Modal participation factor untuk mode pertama
- V = Gaya geser dasar
- W = Berat mati bangunan ditambah berat hidup tereduksi
- $\Delta_{roof}$  = Simpangan atap
- $\phi_{1i}$  = Amplitudo mode pertama pada tingkat ke-*i*
- w<sub>i</sub> / g = Massa pada tingkat ke-*i*



(a). Capacity curve (format standar)

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \cdot W}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{1,roof}}$$



(b). Capacity spektrum (format ADRS)

Gambar 2.7. Modifikasi Capacity Curve Menjadi Capacity Spectrum.

Sumber: Applied Technology Council (ATC-40) 1996.

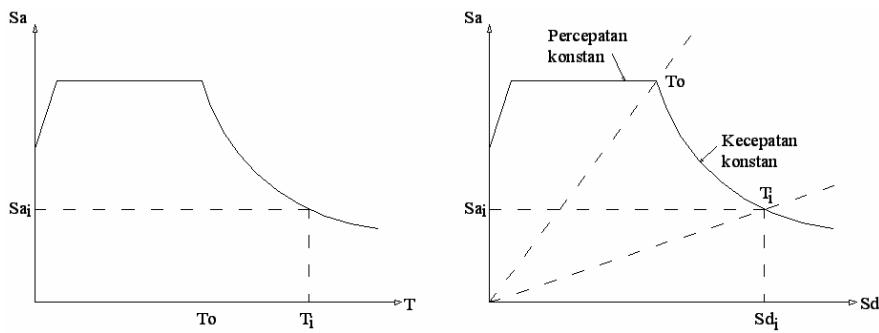
### 2.6.2 Demand Spectrum.

Respons spektrum elastis adalah kurva yang menunjukkan hubungan antara koefisien gempa (C) dengan waktu getar struktur (T) yang nilainya ditentukan oleh koefisien Ca (Percepatan Tanah Puncak, *Peak Ground Acceleration*) dan Cv (nilai koefisien gempa pada waktu periode struktur adalah 1 detik). Nilai Ca dan Cv ini berbeda-beda untuk masing-masing jenis tanah, (Applied Technology Council, ATC-40, 1996).

Agar dapat dibandingkan dengan kurva kapasitas, maka respons spektrum perlu diubah formatnya menjadi *Acceleration – Displacement Response Spectrum* (*ADRS*) melalui persamaan, (*Applied Technology Council*, ATC-40 , 1996):

$$S_d = \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \cdot S_a \quad (2.29)$$

di mana T adalah waktu getar alami dari struktur bangunan. Perubahan format ini dapat dilihat pada Gambar 2.7.

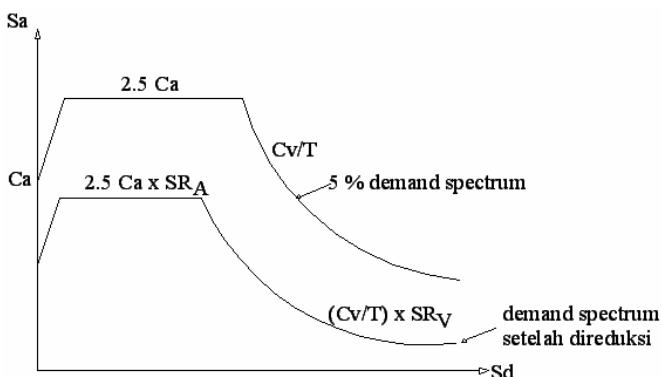


a). Response spektrum (format standar)      (b). Response spektrum (format ADRS)

Gambar 2.8.Perubahan format respons percepatan menjadi ADRS.

Sumber: Applied Technology Council (ATC-40) 1996.

Respons spektrum dalam format *ADRS* ini mempunyai tingkat redaman (*damping*) sebesar 5%. Setelah struktur leleh, nilai redaman ini perlu direduksi dengan suatu konstanta agar sesuai dengan *effective viscous damping* dari struktur (Gambar 2.8), (*Applied Technology Council*, ATC-40 , 1996).



Gambar 2.9. Reduksi Repons Spektrum Elastis Menjadi Demand Spektrum.

Sumber: Applied Technology Council (ATC-40) 1996.

Untuk respons spektrum dengan percepatan yang konstan (lihat Gambar 2.7b), direduksi dengan  $SR_A$ , sedangkan untuk respons spektrum dengan

kecepatan yang konstan (lihat Gambar 2.7b), direduksi dengan  $SR_V$ , di mana, (Applied Technology Council, ATC-40 , 1996) :

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \left[ \frac{63,7K(a_y d_y - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2,12} = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12} \quad (2.30)$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln \left[ \frac{63,7K(a_y d_y - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1,65} = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65} \quad (2.31)$$

Dimana :

$a_y, d_y$  = Koordinat titik leleh efektif dari kurva kapasitas

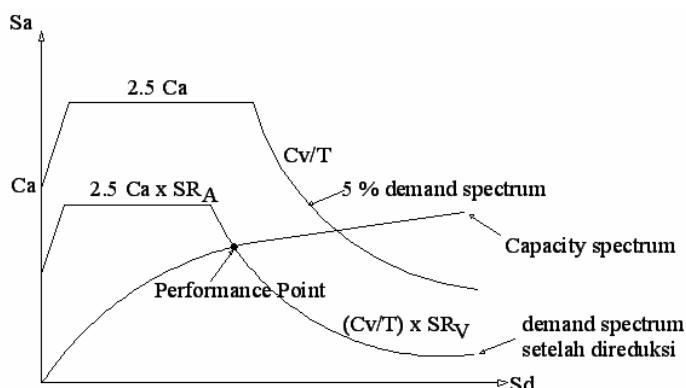
$a_{pi}, d_{pi}$  = Koordinat percobaan titik performa

$K$  = Faktor modifikasi redaman

$\beta_{eff}$  = Rasio redaman efektif akibat perubahan kekakuan struktur setelah terjadi sendi plastis (dalam %)

### 2.6.3 Performance Point.

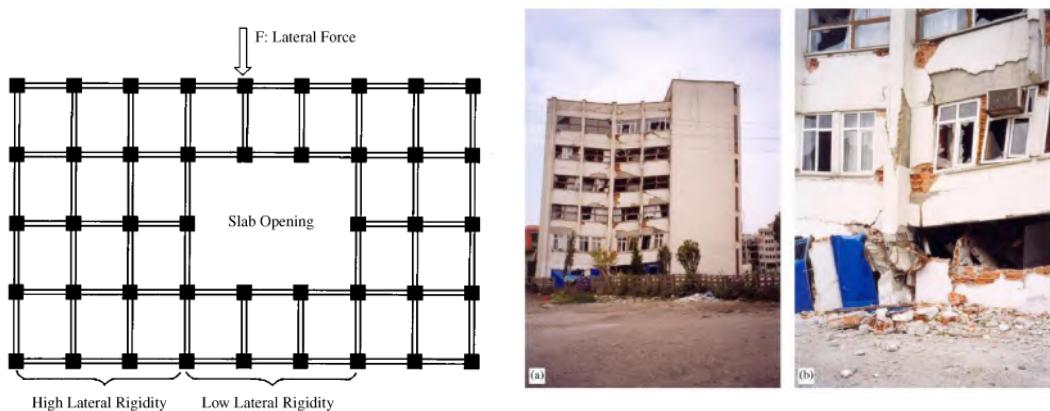
*Performance point* adalah titik dimana *capacity curve* berpotongan dengan *response spectrum curve* seperti yang dipergunakan dalam *Capacity Spectrum Method* (Applied Technology Council, ATC-40 , 1996). Perhatikan gambar 2.9, Pada *performance point* dapat diperoleh informasi mengenai periode bangunan dan redaman efektif akibat perubahan kekakuan struktur setelah terjadi sendi plastis. Berdasarkan informasi tersebut respons-respons struktur lainnya seperti nilai simpangan tingkat dan posisi sendi plastis dapat diketahui.



Gambar 2.10. Penentuan Performance Point.  
Sumber: Applied Technology Council (ATC-40) 1996.

## 2.7 Kegagalan Bangunan Sebagai Akibat Konfigurasi yang Tidak Beraturan.

Dalam penelitian Cengiz O & Ali ihsan U, 2005 terhadap serangkaian bangunan yang paling banyak runtuh di turki sebagai akibat bekerjanya beban gempa. Cengiz O & Ali ihsan mengungkapkan pada tahap design arsitektural dalam pembangunan bangunan tahan gempa merupakan tahap paling penting. Hal ini disebabkan bangunan yang paling banyak mengalami keruntuhan adalah salah satunya bangunan dengan diskontinuitas pada pelat lantai. Dapat di lihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 2.11. Contoh Keruntuhan Bangunan Akibat Diskontinuitas pada Pelat Lantai.  
Sumber : Cengiz O & Ali ihsan U, 2005.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB 3

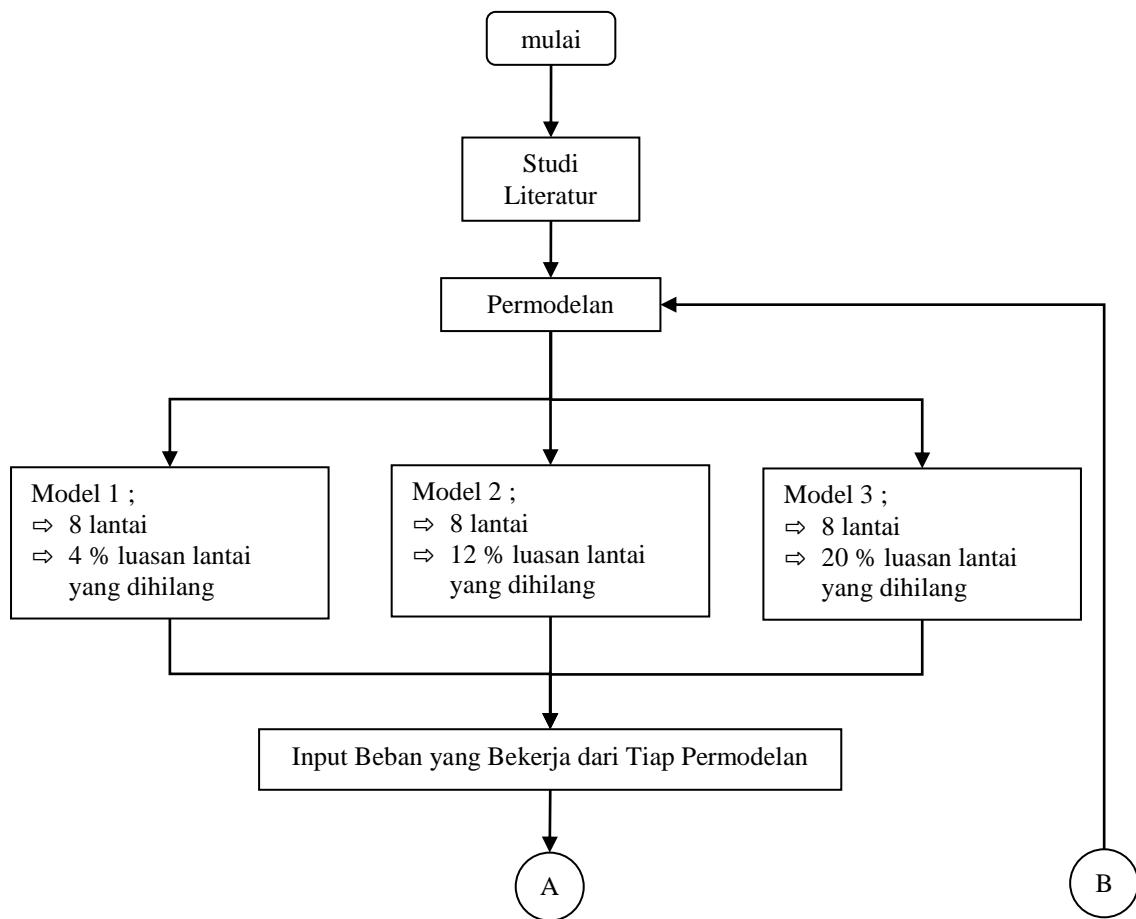
### METODOLOGI

#### 3.1 Umum.

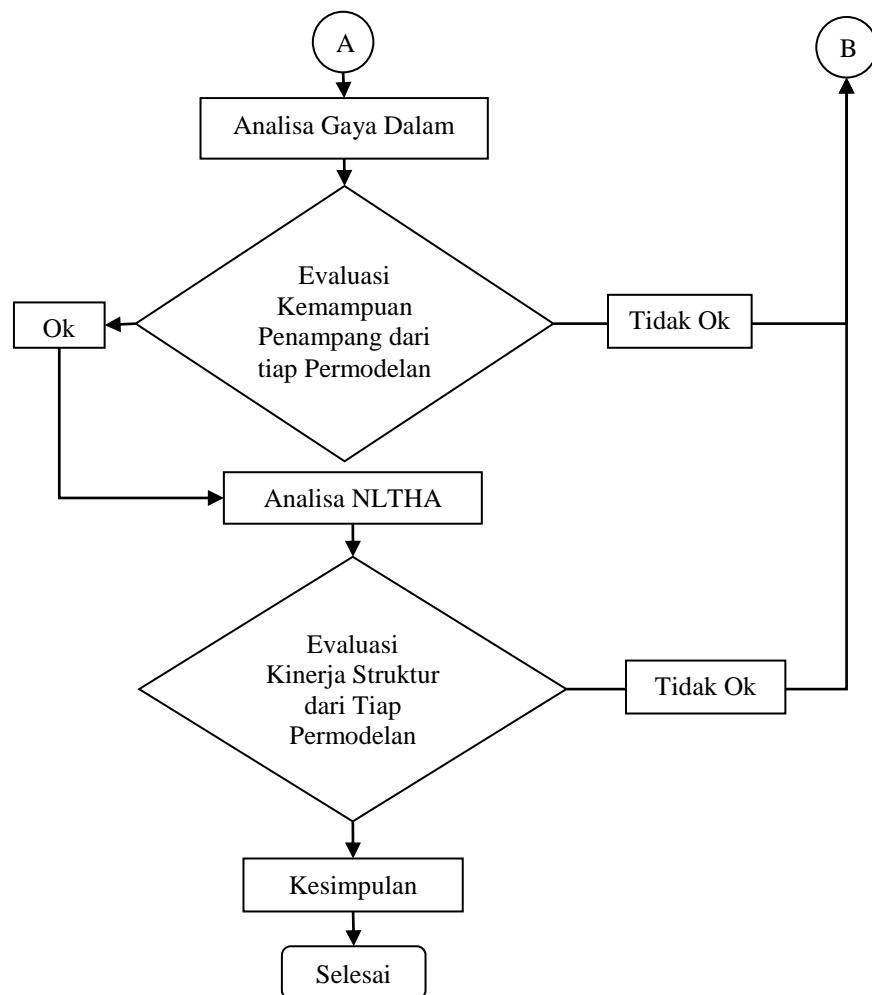
Pada Bab Metodologi ini akan menguraikan dan menjelaskan urutan pelaksanaan thesis, dimulai dari studi literatur hingga pada analisa non-linear permodelan struktur dengan menggunakan *Non-Linier Time History Analysis*.

#### 3.2 Skema Penelitian.

Pada sub-bab ini akan diberikan secara umum alur pelaksanaan dalam penelitian ini berupa bagan flowchart seperti dibawah ini :



Gambar 3.1 Flow-chart Rencana Penelitian



Gambar 3.2 Flow-chart Rencana Penelitian *Lanjutan*.

### 3.3 Studi Literatur.

Adapun perlu dilakukan studi literatur sebagai langkah awal dalam penyusunan thesis ini, hal-hal yang berkaitan dengan studi literatur adalah sebagai berikut ;

- Konsep *non-linear time history analysis*.
- Konsep permodelan struktur menggunakan program bantu analisa struktur.
- Konsep daktalitas struktur dan analisa momen kurvatur.

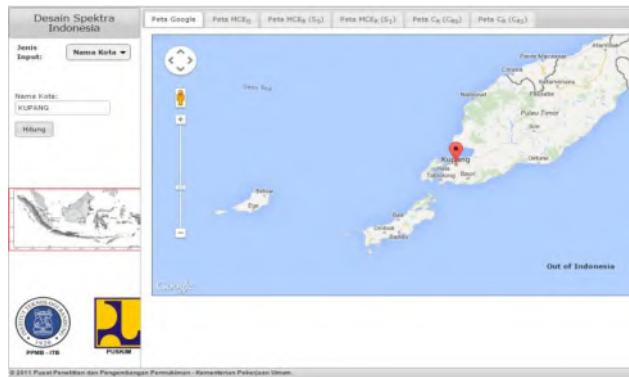
- d. Menentukan wilayah (daerah) yang akan digunakan dalam perencanaan permodelan struktur untuk di analisa prilaku gempa dari permodelan tersebut.
- e. Konsep desain respon spektra wilayah gempa yang ditinjau dengan menggunakan peraturan gempa terbaru.
- f. Menentukan record akselerogram gempa yang akan digunakan dalam perencanaan *non-linear time history analysis* dari tiap permodelan.
- g. Konsep pen-skalaan record gempa yang digunakan kedalam respon spektra wilayah gempa yang ditinjau.
- h. Konsep kemampuan struktur dalam menerima beban luar terfaktor yang bekerja, hal ini meliputi :
  - 1. Kemampuan penampang dari setiap element struktur yang dimodelkan.
  - 2. Kebutuhan tulangan dr penampang dari setiap element struktur yang dimodelkan.
  - 3. Hubungan Balok – Kolom, dalam hal ini konsep “strong column, weak beam”
- i. Menentukan acuan peraturan yang digunakan dalam analisa, hal ini meliputi ;
  - Peraturan Gempa SNI 03-1726-2002. Peraturan ini membahas dan menentukan aturan-aturan beserta parameternya dalam mendesain suatu struktur bangunan gedung terhadap beban gempa.
  - Peraturan Beton Bertulang SNI 03-2847-2002. Peraturan membahas akan parameter dan aturan dalam mendesain struktur bangunan gedung
  - Peraturan Pembebanan PPIUG 1983. Peraturan ini membahas akan pembebanan yang di izinkan dalam mendesain suatu struktur bangunan.
- j. Untuk desain respon wilayah gempa yang ditinjau pada struktur permodelan diambil dari situs Dapertemen Pekerjaan Umum,

### 3.4 Permodelan Struktur.

Permodelan Struktur bangunan gedung ini dimodelkan kedalam program bantu analisa struktur yaitu SAP.2000. sedangkan studi kasus yang diangkat dalam pembahasan thesis ini adalah permodelan stuktur yang terdapat luasan lantai yang berkurang (bukaan/void). Parameter *in-put* data dan bentuk geometry permodelan dari struktur bangunan yang akan ditinjau, akan dijelaskan sebagai berikut :

1. Bangunan yang ditinjau direncanakan ;
  - a. Fungsi Bangunan : Bangunan pusat perbelanjaan (mall).
  - b. Tempat : Kupang - Nusa Tenggara Timur
  - c. Jenis Tanah : Tanah Lunak
2. Mutu Rencana dari Element Struktur Permodelan :
  - a. Untuk element balok dan kolom;
    - Mutu beton,  $f'_c$  = 35 Mpa.
    - Mutu Baja,  $f_y$  = 400 Mpa.
  - b. Untuk element pelat;
    - Mutu beton,  $f'_c$  = 35 Mpa.
    - Mutu Baja,  $f_y$  = 320 Mpa.
3. Wilayah struktur permodelan dalam peta gempa ;

Wilayah struktur permodelan dalam peta gempa yang direncanakan adalah di Kota Kupang, Provinsi Nusa Tenggara Timur. Sesuai dengan data dari Dapertemen Pekerjaan Umum, Kota Kupang berada pada garis lintang -10.1778 dan garis bujur 123,610.



Gambar 3.3 Lokasi Kota Kupang dalam Google Map versi Dapertemen Pekerjaan Umum.

4. Jenis Tanah ;

Penampilan suatu bangunan bergantung pada kekuatan daya dukung tanah dibawahnya. Pondasi atau sub-struktur akan mengikat super-struktur ke tanah selanjutnya pondasi ini menerima beban dan meneruskan ke tanah yang akan mampu menerimanya. Pada struktur permodelan ini kondisi tanah direncanakan tergolong jenis Tanah Lunak.

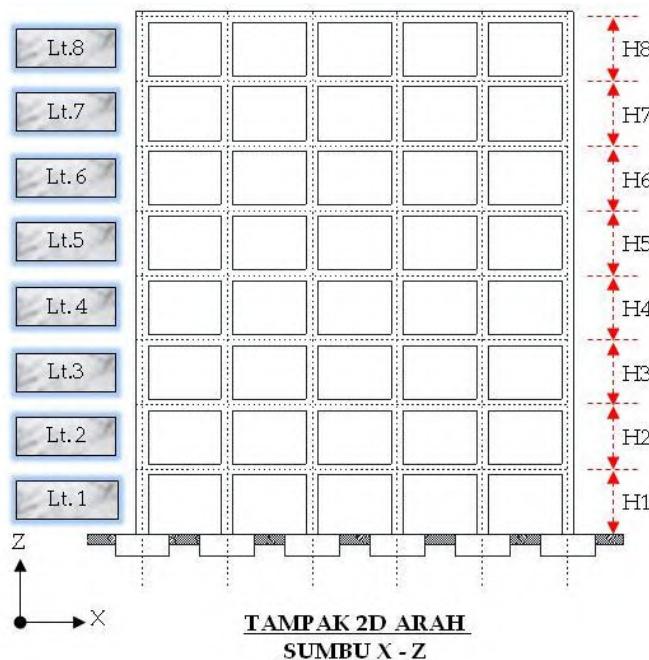
5. Detail bangunan meliputi denah dari bangunan ditampilkan pada gambar dalam bagian lampiran.
6. Geometry permodelan struktur ;
  - a. Struktur Permodelan 1.

Pada struktur permodelan 1, permodelan direncanakan dengan kondisi luasan lantai dihilangkan sebesar 4 % dari total luas keseluruhan 1 lantai. Kondisi ini diterapkan dari lantai ke-1 sampai lantai ke-7.

Kondisi luasan lantai yang dihilangkan sebesar 4 % diambil sebagai perencanaan permodelan 1, dengan maksud merupakan kondisi terkecil apabila luasan lantai dihilangkan.

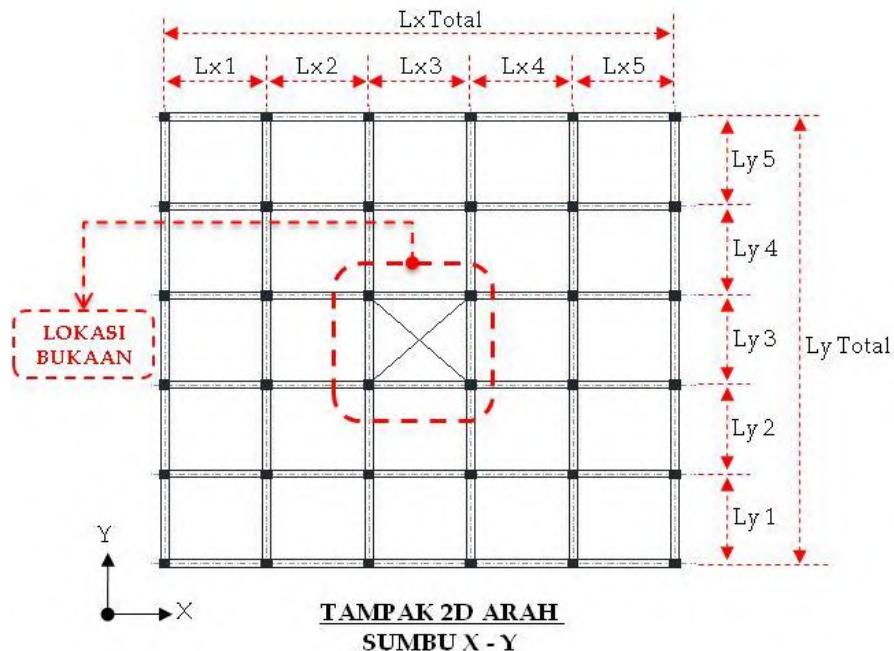
Sketsa permodelan dapat dilihat pada gambar dibawah ini ;

➤ Tampak 2 dimensi sumbu x-z dari permodelan 1.



Gambar 3.4 Tampak sumbu X-Z permodelan 1.

- Tampak 2 dimensi sumbu x-y dari permodelan 1.



Gambar 3.5 Sketsa denah pembalokan elevasi +3.50m hingga +28.00m beserta letak bukaan lantai rencana Pada Permodelan 1.

Keterangan :

- H1 hingga H8 adalah ketinggian per lantai = 3,5m.
- H total = 28,0m
- Ly1 hingga Ly5 adalah ukuran perbentang struktur = 5,0m.
- Lx1 hingga Lx5 adalah ukuran perbentang struktur = 5,0m.
- Ly total = 25m.
- Lx total = 25m.
- Luasan lantai yang dihilangkan = 4 %.

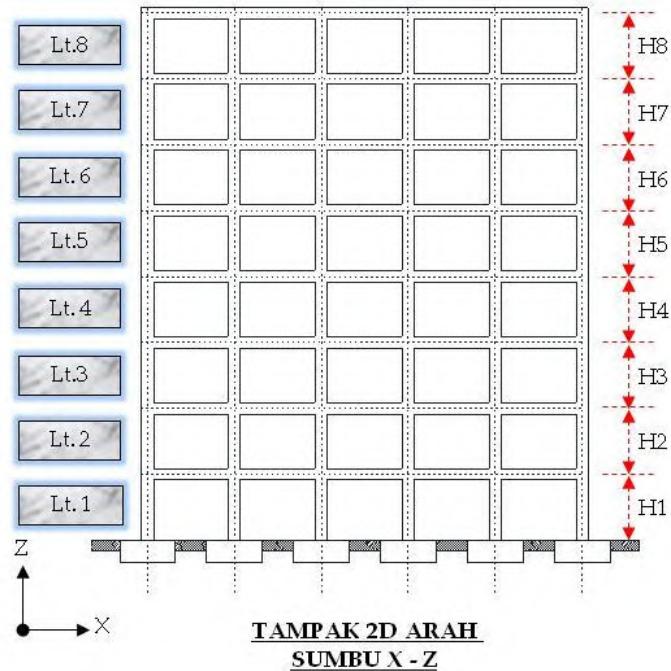
#### b. Struktur Permodelan 2.

Pada struktur permodelan 2, permodelan direncanakan dengan kondisi luasan lantai dihilangkan sebesar 12 % dari total luas keseluruhan 1 lantai. Kondisi ini diterapkan dari lantai ke-1 sampai lantai ke-7.

Kondisi luasan lantai yang dihilangkan sebesar 12 % diambil sebagai perencanaan permodelan 2, dengan maksud merupakan kondisi menengah apabila luasan lantai dihilangkan.

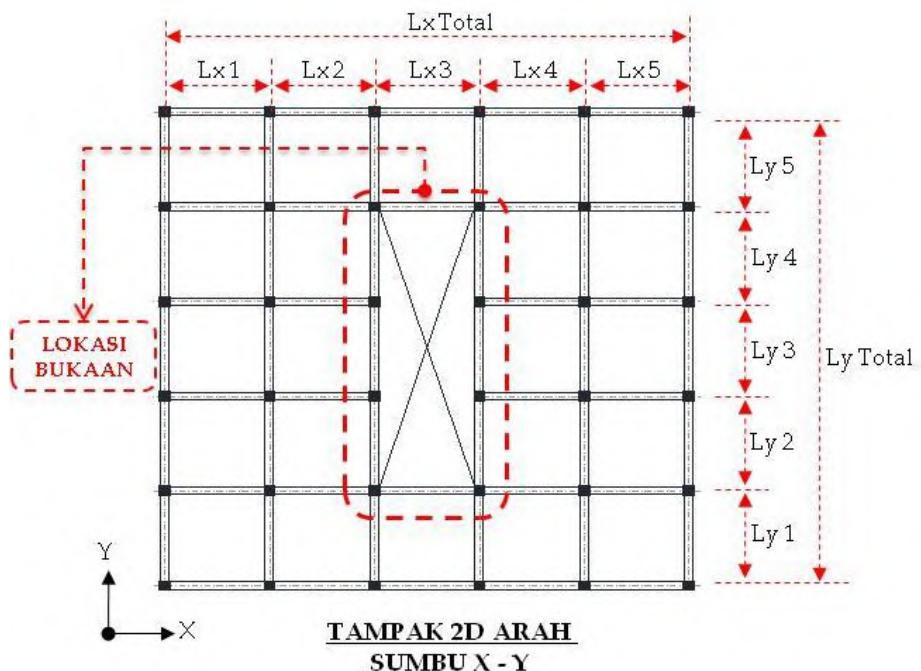
Sketsa permodelan dapat dilihat pada gambar dibawah ini ;

- Tampak 2 dimensi sumbu x-z dari permodelan 2.



Gambar 3.6 Tampak Sumbu X-Z Permodelan 2.

- Tampak 2 dimensi sumbu x-y dari permodelan 2.



Gambar 3.7 Sketsa Denah Pembalokan Elevasi +3.50m Hingga +28.00m Beserta Letak Bukaan Lantai Rencana Pada Permodelan 2.

Keterangan :

- H1 hingga H8 adalah ketinggian per lantai = 3,5m.
- H total = 28,0m
- Ly1 hingga Ly5 adalah ukuran perbentang struktur = 5,0m.
- Lx1 hingga Lx5 adalah ukuran perbentang struktur = 5,0m.
- Ly total = 25m.
- Lx total = 25m.
- Luasan lantai yang dihilangkan = 12 %.

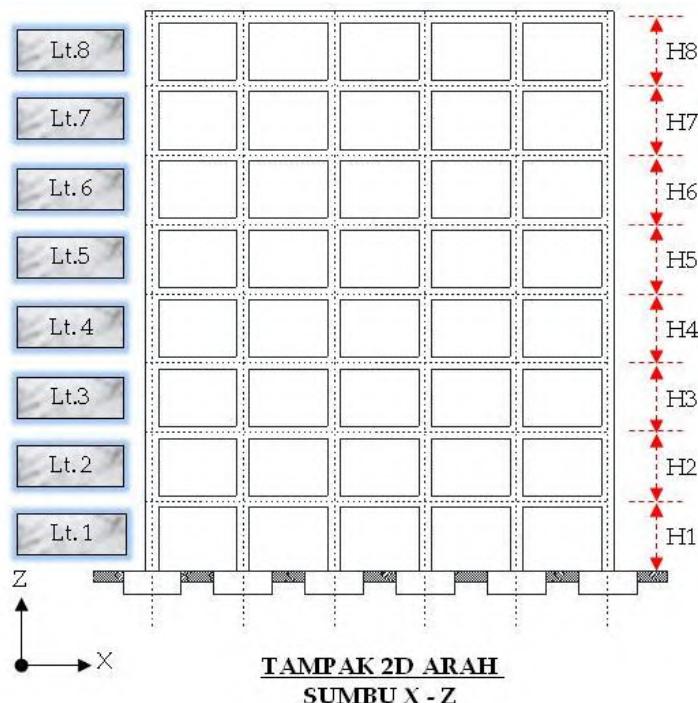
c. Struktur Permodelan 3.

Pada struktur permodelan 3, permodelan direncanakan dengan kondisi luasan lantai dihilangkan sebesar 20 % dari total luas keseluruhan 1 lantai. Kondisi ini diterapkan dari lantai ke-1 sampai lantai ke-7.

Kondisi luasan lantai yang dihilangkan sebesar 20 % diambil sebagai perencanaan permodelan 3, dengan maksud merupakan kondisi terbesar apabila luasan lantai dihilangkan.

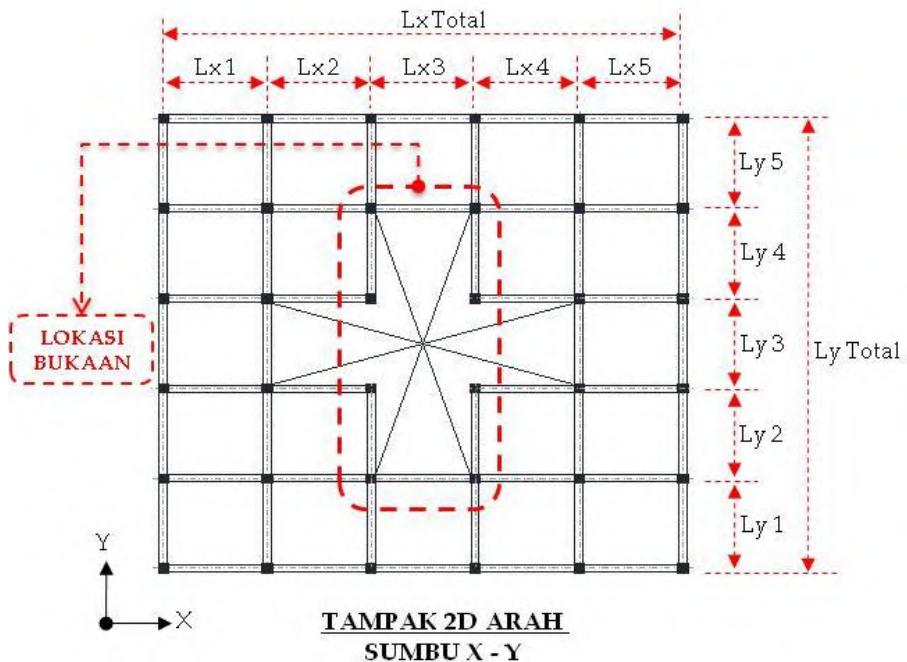
Sketsa permodelan dapat dilihat pada gambar dibawah ini ;

➤ Tampak 2 dimensi sumbu x-z dari permodelan 3.



Gambar 3.8 Tampak Sumbu X-Z Permodelan 3.

- Tampak 2 dimensi sumbu x-y dari permodelan 3.



Gambar 3.9 Sketsa Denah Pembalokan Elevasi +3.50m Hingga +28.00m  
Beserta Letak Bukaan Lantai Rencana Pada Permodelan 3.

Keterangan :

- $H1$  hingga  $H8$  adalah ketinggian per lantai = 3,5m.
- $H$  total = 28,0m
- $Ly1$  hingga  $Ly5$  adalah ukuran per bentang struktur = 5,0m.
- $Lx1$  hingga  $Lx5$  adalah ukuran per bentang struktur = 5,0m.
- $Ly$  total = 25m. Dan  $Lx$  total = 25m.
- Luasan lantai yang dihilangkan = 20 %.

### 3.5 Input Beban yang Bekerja dari Tiap Permodelan.

Perhitungan beban-beban yang bekerja disesuaikan dengan Peraturan Pembebaan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983), dan dikelompokan menjadi dua beban (menurut arah beban) :

#### 3.5.1 Beban Vertikal.

Analisa pembebaan yang mengarah vertikal adalah beban pada Pelat Lantai. Pembebaan yang digunakan dalam merencanakan struktur pelat adalah sebagai berikut :

- Beban Mati

Beban mati adalah berat dari suatu pelat lantai yang bersifat tetap selama masa layan struktur, termasuk unsur-unsur tambahan, dan finishing. Koefisien beban mati untuk beton bertulang diambil sebesar  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

- Beban Hidup.

Beban hidup adalah beban gravitasi yang bekerja pada pelat dalam masa layannya. Termasuk dalam beban ini adalah beban berat manusia, perabotan yang dapat di pindah-pindahkan atau barang-barang dalam ruangan yang tidak permanen. Nilai beban hidup lantai diambil  $250\text{kg/m}^2$ , Sesuai dengan fungsi bangunan sebagai bangunan perdagangan (mall) dan untuk lantai atap diambil  $100\text{kg/m}^2$ . Sedangkan reduksi beban hidup terhadap tinjauan gempa di ambil sebesar 0,80.

### **3.5.2 Beban Horizontal.**

Pembebanan horizontal adalah Beban Gempa dan Beban Angin. Dalam analisa beban angin, karena pengaruh yang ditimbulkan sangat kecil, sehingga pada perhitungannya pengaruh beban angin dapat diabaikan, sedangkan untuk analisa gaya dalam gempa adalah dengan menggunakan metode analisa statik ekuivalen, Hal-hal yang perlu rencanakan dalam mendapat beban horizontal adalah sebagai berikut :

- Analisa beban bangunan ( $W_t$  bangunan).
- Perhitungan gaya geser tingkat ( $V$ ).
- Perhitungan distribusi gaya gempa ( $F_i$ ).

### **3.5.3 Kombinsi Pembebanan.**

Kombinasi pembebanan diatur dalam peraturan beton bertulang SNI 03-2847-2002 pasal 11.2. dapat dilihat pada tabel 3.1 dibawah ini :

Tabel 3.1 Kombinasi Beban Terfaktor

No	Beban Terfaktor
1	$U = 1,4 D$
2	$U = 1,2 D + 1,6L + 0,5 (A \text{ atau } R)$
3	$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0E$
4	$U = 0,9 D + 1,0 E$

Sumber : SNI 03-2847-2002

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam desain struktur permodelan 1 , 2 , dan 3 direncanakan sebagai berikut :

Tabel 3.2 Kombinasi Beban Terfaktor Rencana.

No	Beban Terfaktor	Keterangan
1	$U = 1,4 D$	
2	$U = 1,2 D + 1,6L$	
3	$U = 1,2 D + 1,0 L + 1,0Ex + 0,3Ey$	
4	$U = 1,2 D + 1,0 L + 1,0Ex - 0,3Ey$	
5	$U = 1,2 D + 1,0 L - 1,0Ex + 0,3Ey$	
6	$U = 1,2 D + 1,0 L - 1,0Ex - 0,3Ey$	
7	$U = 0,9D + 1,0Ex + 0,3Ey$	
8	$U = 0,9D + 1,0Ex - 0,3Ey$	
9	$U = 0,9D - 1,0Ex + 0,3Ey$	
10	$U = 0,9D - 1,0Ex - 0,3Ey$	
11	$U = 1,2 D + 1,0 L + 0,3Ex + 1,0Ey$	
12	$U = 1,2 D + 1,0 L + 0,3Ex - 1,0Ey$	
13	$U = 1,2 D + 1,0 L - 0,3Ex + 1,0Ey$	
14	$U = 1,2 D + 1,0 L - 0,3Ex - 1,0Ey$	
15	$U = 0,9D + 0,3Ex + 1,0Ey$	
16	$U = 0,9D + 0,3Ex - 1,0Ey$	
17	$U = 0,9D - 0,3Ex + 1,0Ey$	
18	$U = 0,9D - 0,3Ex - 1,0Ey$	Pada combo gempa, direncanakan saat gempa terjadi searah sumbu x bangunan adalah 100 % terjadi pula gempa 30 % searah sumbu Y bangunan.

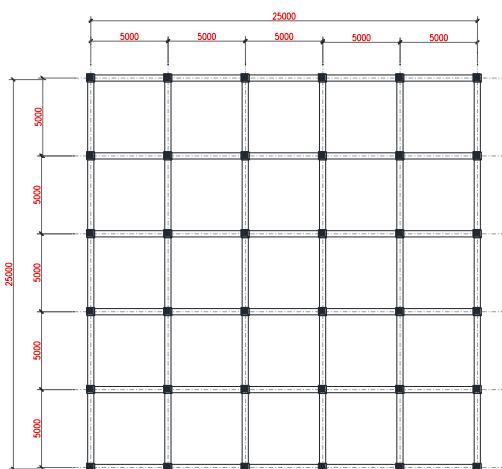
### 3.6 Analisa Perencanaan Struktur Gedung Terhadap Beban Gempa.

Menurut SNI 03-1726-2012 menyediakan prosedur statik maupun dinamis untuk menentukan beban gempa minimum pada sistem pemikul beban lateral. Analisa gempa rencana pada permodelan ini adalah digunakan Analisis Statik Ekuivalen.

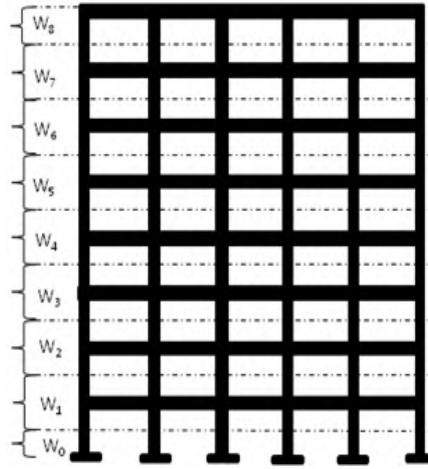
Beberapa hal yang harus diperhatikan dalam analisis gempa rencana yang dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen :

### 3.6.1 Perhitungan Berat Total Bangunan (Wt).

Berat total bangunan gedung (Wt) didapatkan dari perhitungan berat lantai ke - i ( $W_i$ ) dengan persamaan ;  $W_t = W_1 + W_2 + \dots + W_i$  . Pada bangunan ini dihitung berat total bangunan setiap portal sumbu bangunan, ilustrasi perhitungan dapat dilihat pada gambar 3.10 dan 3.11 dibawah ini :



Gambar 3.10 Denah Lantai Tipikal



Gambar 3.11 Pembagian Berat Per Lantai  
Pada Permodelan 8 tingkat.

### 3.6.2 Beban Geser Dasar Seismik (V).

Beban Geser Dasar Seismik (V) untuk struktur gedung beraturan akibat gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur yang terjadi di tingkat dasar, dihitung dengan menggunakan persamaan (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1) :

$$V = C_s \cdot W_t \dots \text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1. Persamaan.27}$$

Dimana :

$C_s$  : Nilai koefisien Respon Seismik.

$W_t$  : Berat total gedung.

### 3.6.3. Perhitungan Koefisien Seismik Cs.

Prosedur perhitungan koefisien seismik  $C_s$ ,adalah sebagai berikut :

a. Hitung nilai Cs maksimum.

$$Cs.maks = \frac{S_{DS}}{R/I} \quad \text{Sesuai SNI 03-1726-2012, Psl 7.8.1.1}$$

Dimana :

- $S_{DS}$  adalah parameter percepatan maksimum spektrum respons desain dalam rentang periode pendek. (diatur dalam SNI 03-1726-2012, Psl 6.9.4)
- R adalah faktor modifikasi respons. (diatur dalam SNI 03-1726-2012, tabel 9)
- I adalah faktor keutamaan gempa. (diatur dalam SNI 03-1726-2012, Psl 4.1.2)

b. Menentukan Cs Hitungan.

$$Cs = \frac{S_{D1}}{T.(R/I)} \quad \text{Sesuai SNI 03-1726-2012, Psl 7.8.1.1 persamaan 29}$$

Dimana :

- $S_{D1}$  adalah parameter percepatan maksimum spektrum respons desain dalam rentang periode 1 detik. (diatur dalam SNI 03-1726-2012, Psl 6.9.4)
- R adalah faktor modifikasi respons. (diatur dalam SNI 03-1726-2012, tabel 9).
- I adalah faktor keutamaan gempa. (diatur dalam SNI 03-1726-2012, Psl 4.1.2)
- T adalah periode waktu struktur.

c. Hitung Cs minimum.

$$0,04 \cdot S_{DS} \cdot I > 0,01 \quad \text{Sesuai SNI 03-1726-2012, Psl 7.8.1.1 persamaan 30}$$

### 3.6.4 Faktor Reduksi Gempa, R

Desain ketiga permodelan ini direncanakan sebagai struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) dengan material permodelan adalah beton bertulang, sehingga untuk nilai faktor reduksi gempa direncanakan dengan nilai 8 (SNI-1726-2002, Psl 7.2.2, tabel 9), yang berarti gaya lateral rencana dari setiap permodelan direncanakan menyerap energi beban lateral (gempa) yang terjadi sebesar 0.12% dari beban lateral tersebut.

### **3.6.5 Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ ).**

Gaya gempa lateral ( $F_i$ ) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut ;

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad \text{Sesuai SNI 03-1726-2012, Psl 7.8.3 persamaan 36.}$$

Dengan nilai  $C_{vx}$  adalah ;

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \cdot h_x^k} \quad \text{Sesuai SNI 03-1726-2012, Psl 7.8.3 persamaan 37.}$$

Keterangan :

- $C_{vx}$  adalah faktor distribusi vertikal.
- $V$  adalah gaya lateral desain total.
- $W_x$  adalah berat bangunan.
- $H_x$  adalah tinggi vertikal bangunan.
- $K$  adalah eksponen yang terkait dengan periode struktur.

### **3.6.6 Periode Fundamental Pendekatan (Ta).**

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1 periode fundamental pendekatan harus ditentukan dari persamaan berikut ;

$$T_a = C_t \cdot H_n^x \quad \text{Sesuai SNI 03-1726-2012, Psl 7.8.2.1 persamaan 32}$$

Keterangan :

- $H_n$  adalah ketinggian struktur dalam m, diatas dasar hingga tingkat tertinggi struktur.
- $C_t$  dan  $x$  adalah nilai koefisien yang ditentukan dalam SNI 03-1726-2012, Psl 7.8.2.1 tabel 15.

Dalam studi ini perhitungan periode fundamental pendekatan  $T_a$  adalah sebagai berikut :

a. Nilai  $T_a$  minimum ;

- Nilai  $C_t$  dan  $x$  diambil sesuai SNI 03-1726-2012, psl 7.8.2.1 tabel 15 dengan parameter type struktur adalah Rangka Beton Pemikul Momen, sehingga nilainya sebesar  $C_t = 0.0466$  & nilai  $x = 0.90$ .

Tabel 3.3 Parameter Periode Pendekatan Ct dan X.

Type Struktur	Ct	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai Gempa :		
• Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.80
• Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.90
• Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
• Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
• Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Sumber : SNI 03-1726-2002, psl 7.8.2.1 tabel 15.

- Nilai Hn adalah ketinggian bangunan, nilainya adalah 28m.

Dari parameter diatas maka didapat nilainya periode fundamental pendekatan adalah sebagai berikut ;

$$Ta_{.MIN} = 0,0466 \times (28m)^{0,90} = 0,933 \text{ det.}$$

b. Nilai Ta maksimum ;

Persamaan untuk  $Ta_{.MAKS} = Cu \times Ta_{.MIN}$ .

Dimana nilai Cu diambil sebesar 1,4 (SNI 03-1726-2002, psl 7.8.2.1 tabel 14), seperti ditunjukan pada tabel dibawah ini :

Tabel 3.4 Koefisien Batas Atas Pada Periode yang Dihitung.

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik $S_{D1}$	Koefisien Cu
$\geq 0.40$	1.4
0.30	1.4
0.20	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.10$	1.7

Sumber : SNI 03-1726-2002, psl 7.8.2.1 tabel 14.

Nilai  $S_{D1}$  didapatkan bisa menggunakan 2 cara, yaitu ;

1. Hitung manual berdasarkan SNI 03-1726-2012, Psl 6.3, Persamaan 7 dan 8, page 29.

2. Berdasarkan Program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU.

Nilai  $S_{D1}$  adalah sebesar 0,555

Sehingga  $Ta_{.MAKS}$  dapat di hitung sebagai berikut :

$$Ta_{.MAKS} = 1,4 \times 0,933 \text{ det} = 1,309 \text{ det.}$$

### **3.6.7 Arah Pembebanan Gempa.**

Sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 5.8 menetapkan bahwa perencanaan struktur gedung arah utama gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub-sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

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

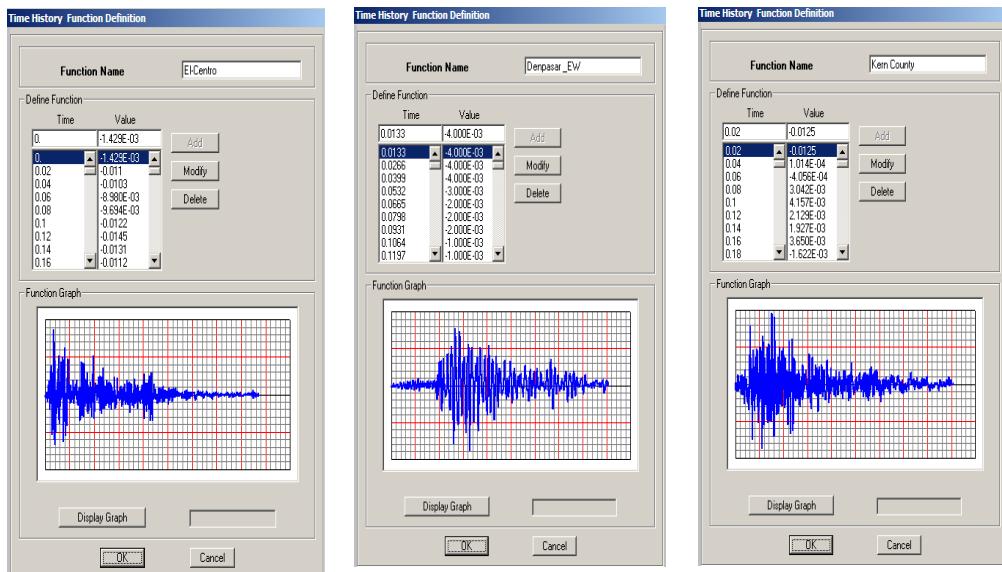
## **3.7 Analisa Dinamis Dari Struktur Permodelan.**

Analisa dinamis yang digunakan pada struktur permodelan dalam hal mencari kinerja struktur gedung adalah menggunakan Analisa Non-linear Riwayat Waktu (NLTHA).

Pada sub-bab ini akan dijelaskan mengenai prosedur Analisa Non-linear Riwayat Waktu (NLTHA) yang nantinya akan diaplikasikan pada program bantu SAP 2000. Prosedur tersebut adalah sebagai berikut :

### **3.7.1 Define Time History Function.**

*Define Time History Function* merupakan salah satu bagian dari Program SAP.2000 yang berfungsi sebagai tempat meng-input data akselerogram gempa. Dalam studi ini data gempa yang digunakan dalam perencanaan ke-tiga model adalah data Gempa Elcentro, data Gempa Kern-county, data Gempa Denpasar.

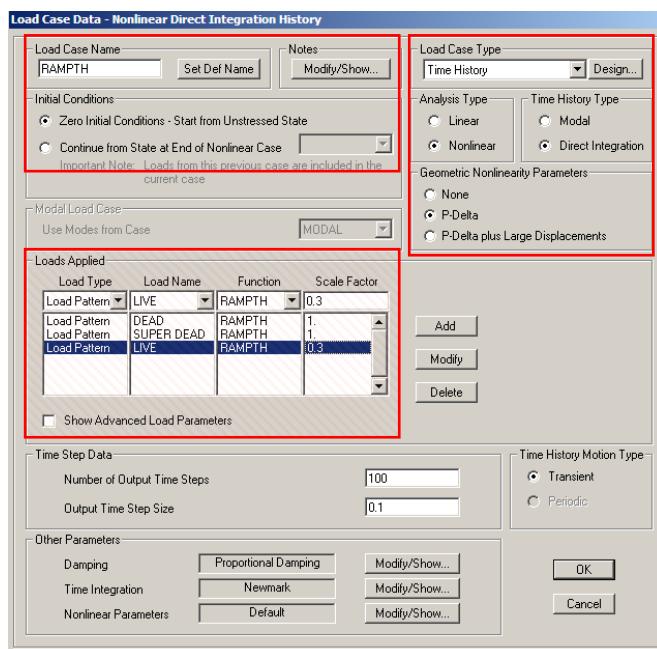


Gambar 3.12 Define Time History Function dari Ke-Tiga gempa rencana.

### 3.7.2 Defining NLTHA Case.

Pada studi ini akan didefinisikan 2 NLTHA case, pada case pertama adalah beban gravitasi dari struktur permodelan, langkahnya adalah sebagai berikut :

- Pada menu *define << load case << add new load case*, pada *load case type* ubah ke *time history*, pada *analysis type* ubah ke *nonlinear*, pada *time history type* ubah ke *direct integration*, pada *geometry nonlinier parameters* ubah ke *P-delta*, pada *initial conditions* centang *zero initial conditions*, sedangkan untuk *load case name* ganti dengan *RAMPOTH*.
- *Load type* pilih *load patern*.
- *Load name* pilih *dead* dengan *function* nya adalah *RAMPOTH* dan *scale factor* diambil nilai 1 kemudian klick *add*. Lakukan langkah ini untuk *load name* adalah *superdead* dengan *scale factor* sebesar 1 dan *load name* adalah *live* dengan *scale factor* sebesar 0,3.
- Untuk lebih jelas dapat dilihat pada gambar dibawah ini ;

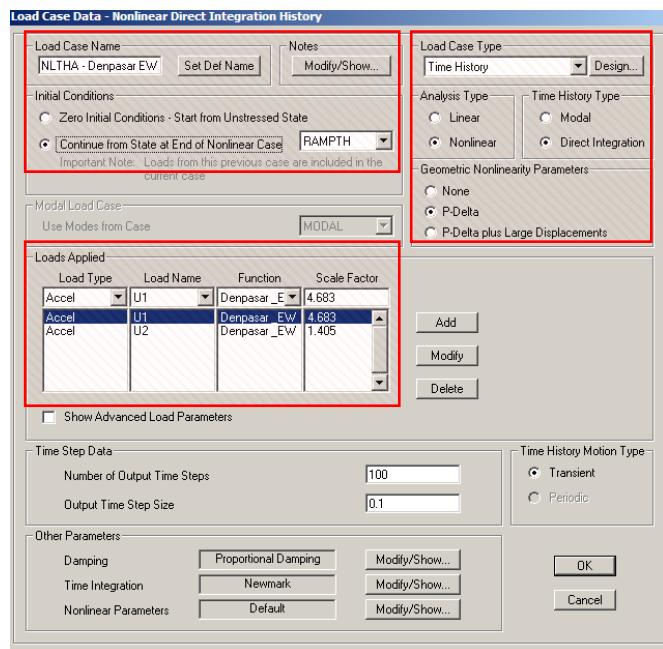


Gambar 3.13 Mendefinisikan Load Case Untuk Beban Gravitasi Struktur Permodelan.

Pada case kedua adalah beban gempa yang bekerja pada struktur permodelan, baik untuk model 1, 2, dan 3. Langkah-langkahnya adalah sebagai berikut :

- Pada menu **define << load case << add new load case**, pada *load case type* ubah ke *time history*, pada *analysis type* ubah ke *nonlinear*, pada *time history type* ubah ke *direct integration*, pada *geometry nonlinier parameters* ubah ke *P-delta*, pada *initial conditions* centang *continue from state*, sedangkan untuk *load case name* ganti dengan *Nama Gempa Yang Ditinjau*. Dalam studi ini ada 3 gempa yang ditinjau sesuai pada sub. Bab 3.7.1.
- *Load type* pilih *accel*. Karena yang ditinjau adalah analisa gempa.
- *Load name* pilih U1 dan U2. Karena yang mau ditinjau adalah arah sumbu global X (U1) dan Y (U2).
- *Function* nya pilih adalah gempa yang ditinjau dan *scale factor* diambil nilai sesuai perhitungan scala gempa kemudian klick *add*. Lakukan langkah ini untuk *load name* adalah *U2* dengan *scale factor* sebesar 30% dari *scale factor* dengan *load name* adalah *U1*.

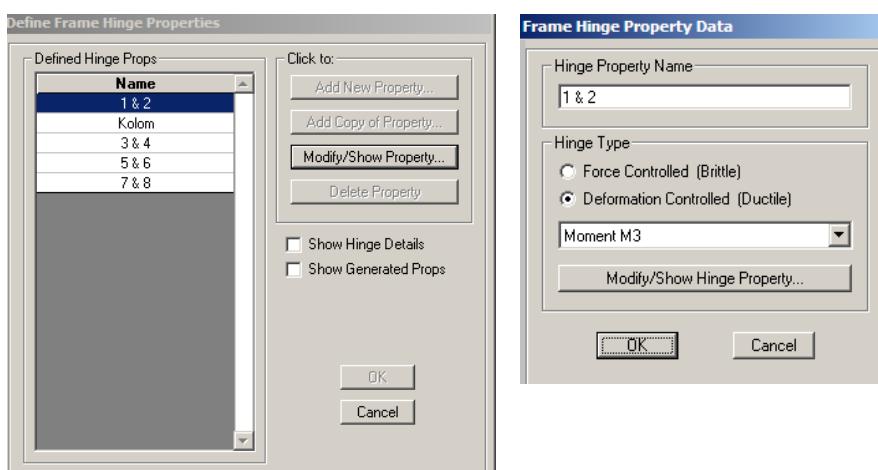
- Untuk lebih jelas dapat dilihat pada gambar dibawah ini ;



Gambar 3.14 Mendefinisikan Load Case Untuk Beban Gempa Struktur Permodelan

### 3.7.3 Hinge Properties Pada Balok.

Data *hinge properties* dimasukkan pada penampang daerah tumpuan balok, yaitu lokasi di mana sendi plastis diharapkan terjadi. Masing-masing penampang balok dimodelkan dengan pilihan model *Moment M3*, yang berarti sendi plastis hanya terjadi karena momen searah sumbu lokal 3.

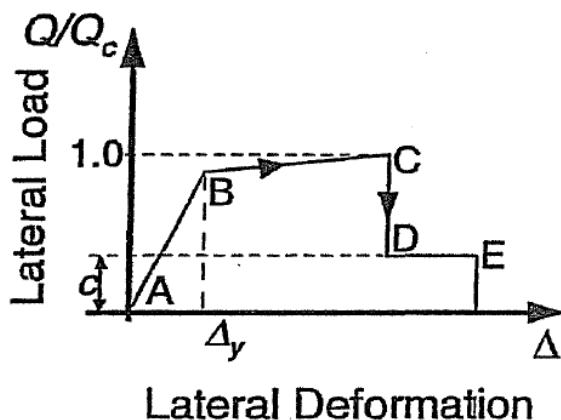


Gambar 3.15 Input Hinge Properties Untuk Elemen Balok.

Untuk *input hinge properties* dari penampang balok dengan posisi dan jumlah tulangan tertentu diperlukan data-data untuk membuat hubungan antara momen dan kurvatur ( $M-\phi$ ), yaitu nilai *yield moment* ( $M_y$ ), *yield curvature* ( $\phi_y$ ), *ultimate moment* ( $M_u$ ) dan *ultimate curvature* ( $\phi_u$ ). Data tersebut diperoleh dari program bantu SAP 2000 (pada bagian *Section designer*) atau menggunakan program bantu Xtract.

Keluaran hasil program SAP 2000 (pada bagian *Section designer*) ataupun Program Xtract berupa grafik hubungan momen – kurvatur. Grafik tersebut yang menjadi masukan data dari *hinge properties* untuk penampang balok yang kemudian dipergunakan untuk perhitungan selanjutnya dengan menggunakan program bantu SAP 2000.

Dalam studi ini digunakan permodelan sendi plastis berdasarkan model ATC 40, (ATC 40, 1996) dimana hubungan antara momen kurvatur dapat diidealisasikan sebagai hubungan linear dengan model Seperti berikut :

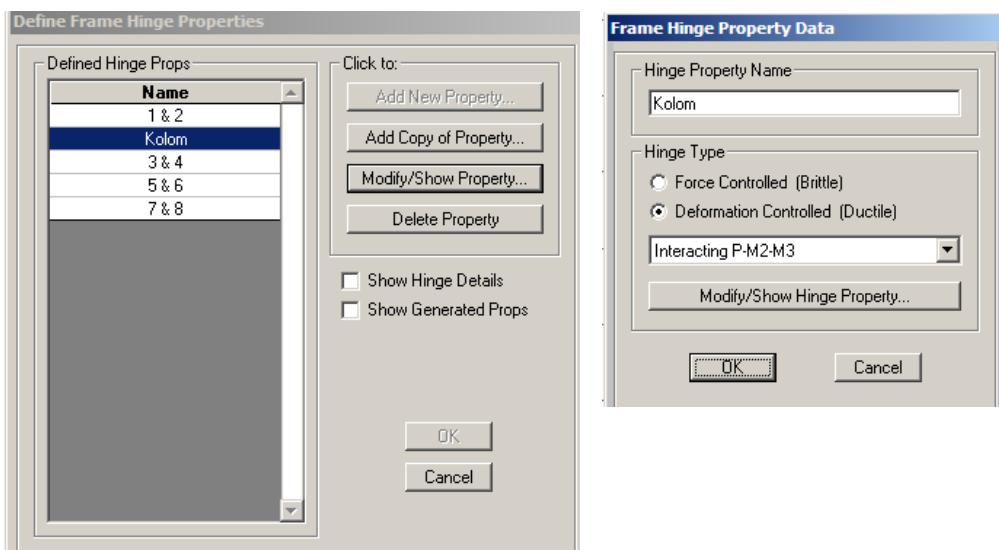


Gambar 3.16 Kurva Hubungan antara Lateral Load – Lateral Deformation.  
Sumber : ATC – 40, 1996.

- i. Titik A ; titik dimana penampang belum menerima pembebatan.
- ii. Titik B ; titik dimana penampang mengalami leleh pertama kali.
- iii. Titik C ; titik yang berada pada kondisi ultimit penampang.
- iv. Titik D ; titik saat kondisi momen turun sampai sebesar 0,2 kali.
- v. Titik E ; titik akhir, saat penampang dikatakan runtuh (*failure*).

### 3.7.4 Hinge Properties Pada Kolom.

*hinge properties* untuk elemen kolom adalah model P-M2-M3, yang mempunyai arti bahwa sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial (P) dan momen (M) sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3. Sama seperti *hinge properties* balok, data yang dimasukkan adalah hubungan antara momen-kurvatur, *yield moment*, *yield curvature*, *ultimate moment*, dan *ultimate curvature* yang merupakan hasil dari analisis momen-kurvatur program bantu SAP 2000 dan program bantu Xtract.



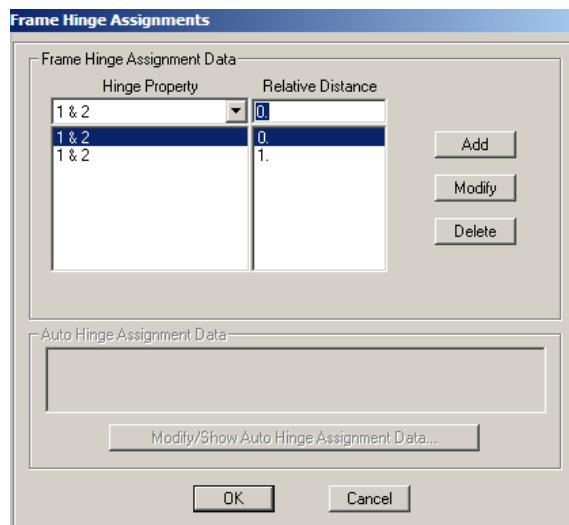
Gambar 3.17 Input Hinge Properties Untuk Elemen Kolom

### 3.7.5 Penentuan Letak Sendi Plastis.

Setelah proses pemasukan data *hinge properties* balok dan kolom langkah selanjutnya adalah penentuan letak terjadinya sendi plastis yang diinginkan. Posisi 0 menyatakan posisi awal dari panjang bersih balok, sedangkan posisi 1 menyatakan posisi akhir dari panjang bersih balok. Kedua posisi ini terletak pada tepi muka kolom.

Sama halnya dengan balok posisi 0 menyatakan posisi awal dari panjang bersih kolom, sedangkan posisi 1 menyatakan posisi akhir dari panjang bersih kolom. Kedua posisi ini terletak pada tepi muka balok.

Panjang sendi plastis diambil senilai 0.5 kali panjang elemen (balok atau kolom), karena sepanjang itulah dianggap kemungkinan terbentuknya sendi plastis (Paulay dan Priestley, 1992).



Gambar 3.18, Input pada Program SAP.2000 tentang Penentuan Letak Sendi Plastis

### **3.7.6 Analisa Non-linear Riwayat Waktu (NLTHA).**

Dalam penelitian ini, akan digunakan beberapa rekaman gempa, yaitu, Gempa El-Centro 18 mei 1940, Gempa Denpasar, Gempa Kern County. Hal ini sesuai dengan yang disyaratkan oleh SNI 03-1726-2012 bahwa guna mengurangi ketidak-pastian mengenai kondisi lokasi dimana bangunan tersebut diletakan, paling sedikit ada harus ditinjau 3 data akselerogram dari 3 gempa yang berbeda.

Data rekaman Gempa El-Centro 18 mei 1940, Gempa Kern County, Gempa Denpasar, yang telah diskalakan tersebut dimasukan ke dalam *time history function* dalam program bantu SAP 2000 sebagai fungsi percepatan gempa yang akan digunakan untuk analisis, kemudian dibuat suatu *time history case*.

Percepatan gempa ditinjau satu arah karena bangunan yang digunakan simetris. Dalam analisis digunakan *Time Step* sebesar 0.1 detik dan dicatat sampai detik ke-10. *Scale Factor* yang digunakan adalah nilai gravitasi, yang berarti rekaman gempa yang dimasukkan nilainya akan dikali dengan 1 kali gravitasi ( $1 \times g$ ).

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB 4**

### **ANALISA PEMBEBANAN**

#### **4.1 Umum.**

Pembebanan yang digunakan dalam studi ini adalah beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Sedangkan dalam melakukan analisa pembebanan mengacu pada peraturan - peraturan yang telah ditetapkan, antara lain :

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002.
2. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2012.
3. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983. PPIUG 1983.

#### **4.2 Analisa Beban Mati.**

Analisa beban mati acuannya menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983. PPIUG 1983, meliputi sebagai berikut :

- Koefisien beban mati untuk beton bertulang adalah  $2400 \text{ kg/m}^3$ .
- Instalasi listrik, ducting AC, dll. diasumsikan sebesar  $40 \text{ kg/m}^2$ .
- Plafond + rangka plafond digunakan  $18 \text{ kg/m}^2$ .
- Penutup lantai (keramik) per cm tebal. Koefisien pengali sebesar  $24 \text{ kg/m}^2$ .
- Spesi per cm tebal. digunakan Koefisien pengali sebesar  $21 \text{ kg/m}^2$ .
- Lapisan Aspal. Digunakan koefisien pengali sebesar  $14 \text{ kg/m}^2$ . Untuk setiap cm tebal aspal tersebut.

#### **4.3 Analisa Beban Hidup.**

Analisa beban hidup acuannya menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983. PPIUG 1983, meliputi sebagai berikut :

- Beban hidup lantai 2 sampai lantai 8. Meliputi beban hidup lantai direncanakan sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$ .

- Beban hidup lantai atap (deck beton) dan atau bagian atap serta pada struktur tudung (canopy) yang dapat dicapai dan dibebani oleh orang direncanakan sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$  bidang datar. PPIUG 1983. Pasal 3.2.1.

Sedangkan nilai reduksi untuk beban hidup yang digunakan adalah sebesar 0,80

#### **4.4 Analisa Beban Gempa.**

Analisa beban gempa direncanakan sesuai aturan SNI-03-1726-2012. Berikut adalah prosedur perencanaanya :

##### **4.4.1 Nilai Faktor Keutamaan Bangunan.**

Faktor Keutamaan Bangunan,  $I_e$  diatur dalam SNI-03-1726-2012. Pasal 4.1.2 pada tabel 1 dan 2 dengan data rencana sebagai berikut :

- Jenis pemanfaatan bangunan adalah Pusat Perbelanjaan.
- Kategori resiko bangunan adalah II

Tabel 4.1, Kategori resiko bangunan gedung Sesuai SNI-03-1726-2012. Pasal 4.2.1, tabel 1.

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Semua gedung dan struktur, kecuali yang termasuk dalam kategori I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :: <ul style="list-style-type: none"> <li>– Perumahan.</li> <li>– Rumah toko dan rumah kantor.</li> <li>– Pasar.</li> <li>– Gedung perkantoran.</li> <li>– Pusat perbelanjaan atau mall</li> <li>– Bangunan industry</li> <li>– .....</li> </ul>	II

Sumber : Sesuai SNI-03-1726-2012. Pasal 4.2.1

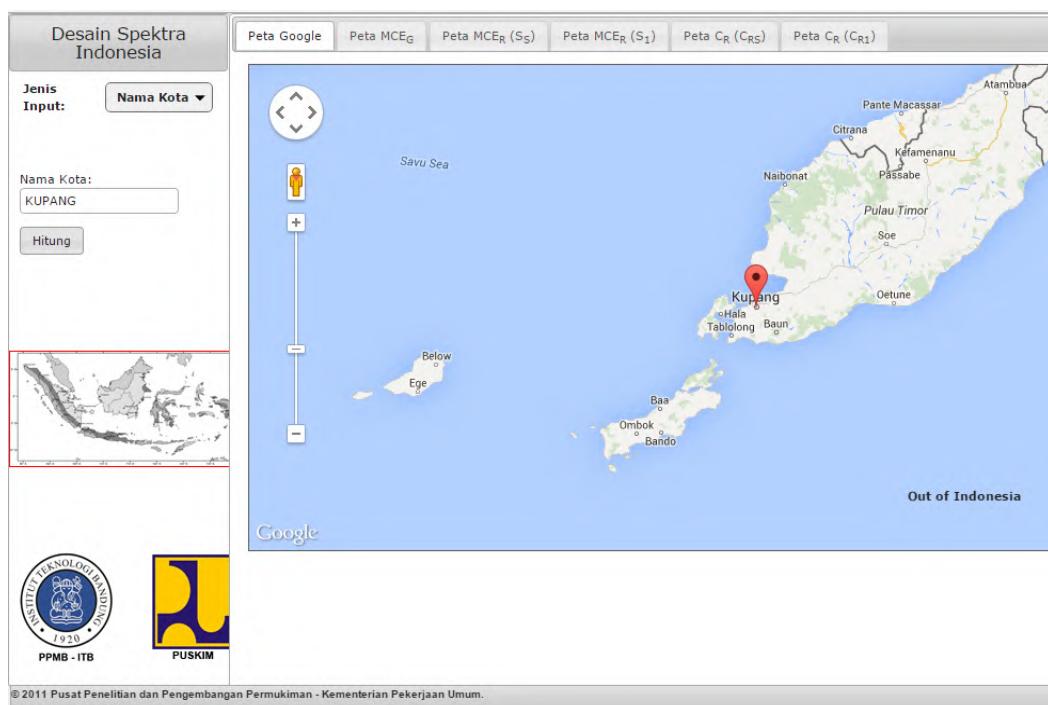
Sehingga dapat ditentukan **nilai  $I_e$  adalah 1**

#### 4.4.2 Desain Respon Spektra.

Desain respon spektra diambil dari situs Dapartemen Pekerjaan Umum dalam situs <http://puskim.pu.go.id>. Langkah-langkah dan Hasil outputnya adalah sebagai berikut :

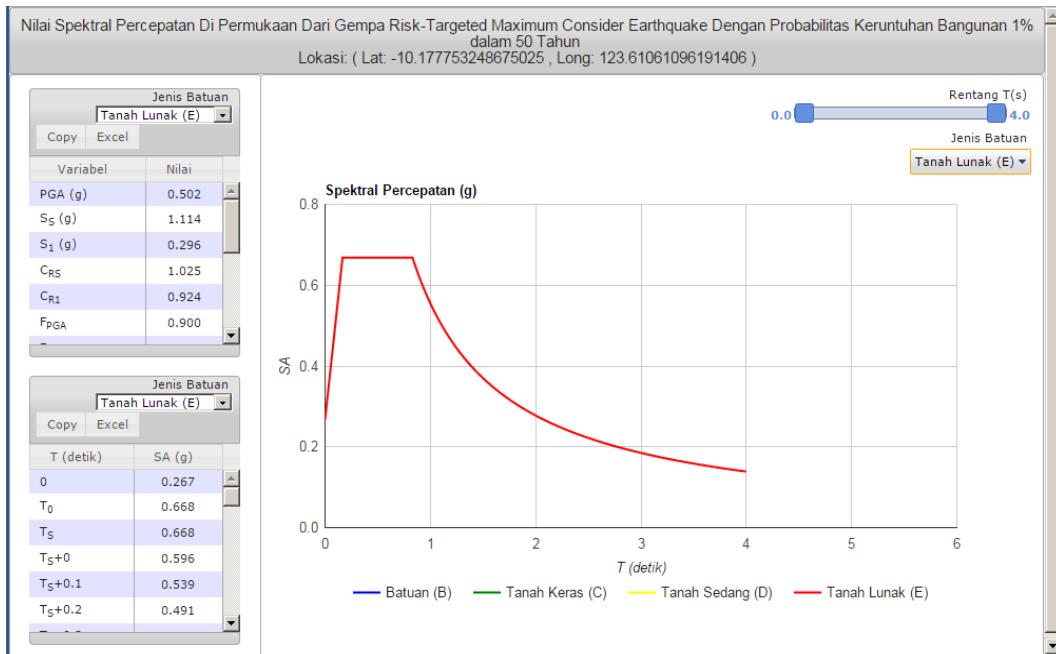
- a. Masuk dalam situs <http://puskim.pu.go.id>. Kemudian masukan kota mana yang akan didesain respon spektranya. Dalam perencanaan ini diambil kota Kupang-Nusa Tenggra Timur.
- b. Tentukan jenis tanah yang menjadi rencana dalam mendesain respon spektra. Dalam perencanaan ini diambil jenis tanah lunak.
- c. Setelah langkah diatas di lakukan maka lakukan perhitungan. Sehingga hasil perhitungan di tunjukan dalam gambar dibawah ini :

Tampak awal input lokasi gempa :



Gambar 4.1 Input lokasi gempa yang ditinjau berdasarkan program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU.

Tampak hasil out-put program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU :



Gambar 4.2 Output Grafik spectra percepatan terhadap waktu (t,det) untuk tanah Lunak  
Program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU.

Hasil dari Program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU ditabulasikan kedalam tabel dibawah ini :

Tabel 4.2 Output Program Desain Spektra Indonesia Dapartemen PU.

No	Variabel	Nilai
(1)	(2)	(3)
1	PGA (g)	0.502
2	SS (g)	1.114
3	S1 (g)	0.296
4	CRS	1.025
5	CR1	0.924
6	FPGA	0.9
7	FA	0.9
8	FV	2.817
9	PSA (g)	0.451
10	SMS (g)	1.002
11	SM1 (g)	0.833
12	SDS (g)	0.668
13	SD1 (g)	0.555
14	T0 (detik)	0.166
15	TS (detik)	0.831

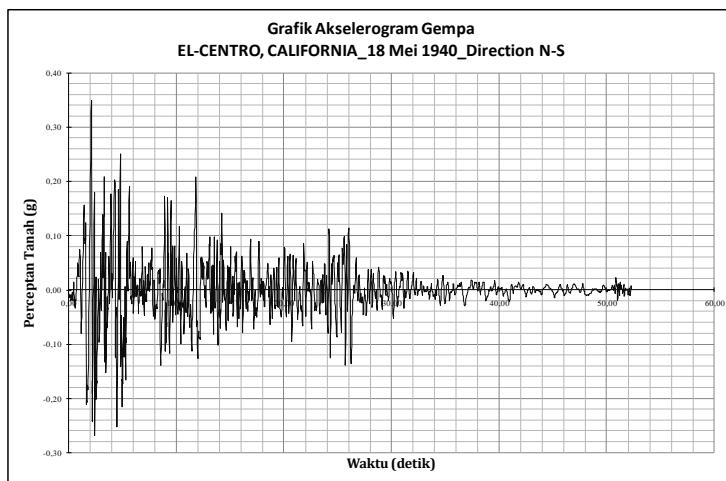
Tabel 4.3 Output Nilai Percepatan Spektra terhadap Waktu.

No	Uraian T(detik)	T(detik)	SA (g)
(1)	(2)	(3)	(4)
1	0	0.0000	0.2670
2	T0	0.1660	0.6680
3	TS	0.8310	0.6680
4	TS+0.1	0.9310	0.5960
5	TS+0.2	1.0310	0.5390
6	TS+0.3	1.1310	0.4910
7	TS+0.4	1.2310	0.4510
8	TS+0.5	1.3310	0.4170
9	TS+0.6	1.4310	0.3880
10	TS+0.7	1.5310	0.3630
11	TS+0.8	1.6310	0.3400
12	TS+0.9	1.7310	0.3210
13	TS+1	1.8310	0.3030
14	TS+1.1	1.9310	0.2880
15	TS+1.2	2.0310	0.2730
16	TS+1.3	2.1310	0.2610
17	TS+1.4	2.2310	0.2490
18	TS+1.5	2.3310	0.2380
19	TS+1.6	2.4310	0.2280
20	TS+1.7	2.5310	0.2190
21	TS+1.8	2.6310	0.2110
22	TS+1.9	2.7310	0.2030
23	TS+2	2.8310	0.1960
24	TS+2.1	2.9310	0.1890
25	TS+2.2	3.0310	0.1830
26	TS+2.3	3.1310	0.1770
27	TS+2.4	3.2310	0.1720
28	TS+2.5	3.3310	0.1670
29	TS+2.6	3.4310	0.1620
30	TS+2.7	3.5310	0.1570
31	TS+2.8	3.6310	0.1530
32	TS+2.9	3.7310	0.1490
33	TS+3	3.8310	0.1450
34	TS+3	3.9310	0.1410
35	4	4.0000	0.1390

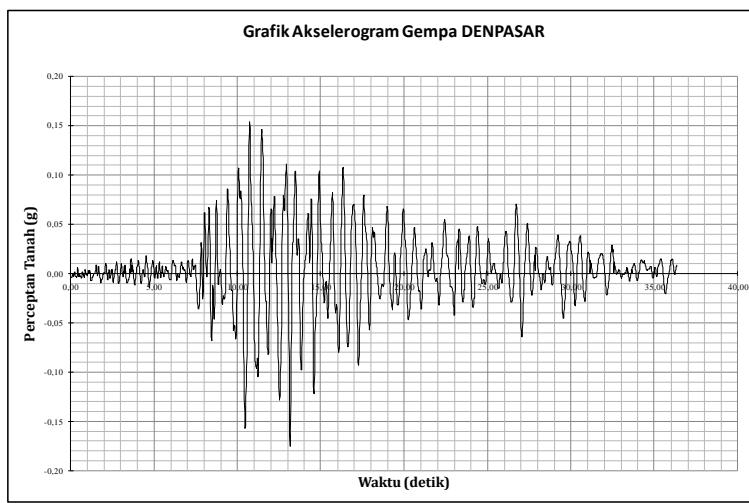
#### 4.4.3 Ground Motion(g) Gempa Elcentro, Denpasar, Kern Country.

Dalam studi ini digunakan 3 gempa yaitu ; Gempa Elcentro, Gempa Denpasar, Gempa Kern Country. Nilai percepatan tanah dari masing-masing gempa didapat dari hasil data catatan akselerogram (Sumber situs *Pacific Earthquake Engineering Research Center*), dan disajikan dalam bentuk tabel dapat dilihat pada bagian lampiran, sedangkan dalam bentuk grafik disajikan dibawah ini :

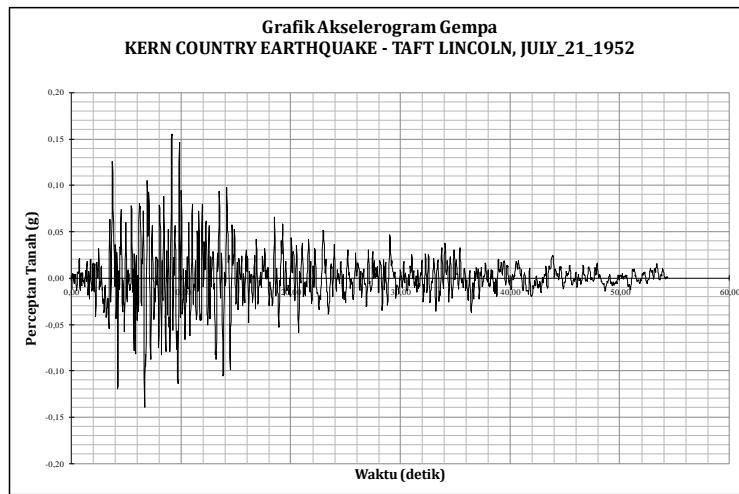
Gambar 4.3 Grafik Percepatan tanah gempa El-Centro.



Gambar 4.4 Grafik Percepatan tanah gempa Denpasar.



Gambar 4.5 Grafik Percepatan tanah gempa Kern Country.



#### 4.4.4 Intensitas Gempa Rencana.

##### 4.4.4.1 Intensitas Gempa Rencana Wilayah Gempa Kuat Zona 6.

Penentuan intensitas spektrum-respons digunakan persamaan berikut ini ;

$$SI = \int Sv dT \text{ (sumber clough,1975 "Dinamika Struktur 1_pers.26-8")}$$

Dimana ;  $Sv$  = Spectral Velocity

$T$  = Periode gempa.

Perhitungan akan disajikan dalam bentuk tabel dibawah ini, dan nilai perioda yang diambil dalam perencanaan ini adalah 3 detik :

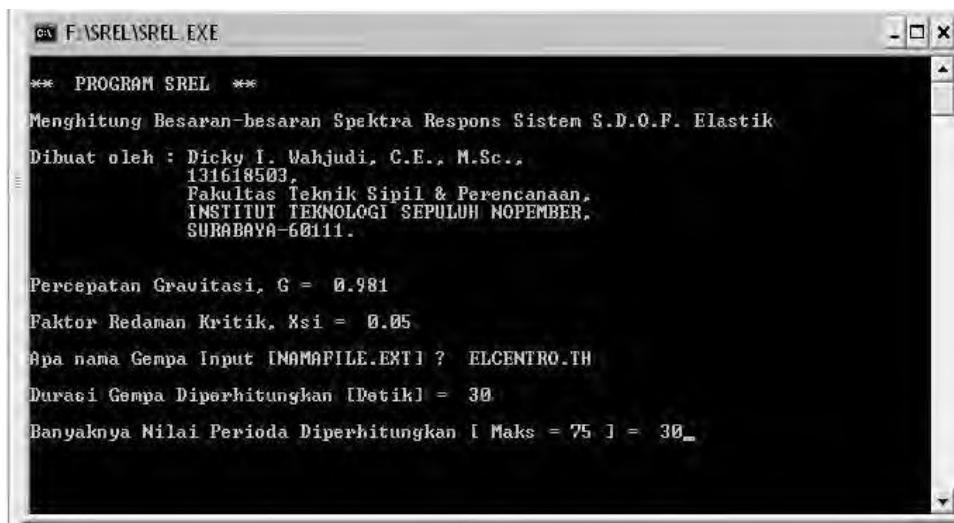
Tabel 4.4 Nilai Intensitas wilayah gempa kuat zona 6.

T det.	Sa g	Sa cm/dt <sup>2</sup>	f = 1/T Hz	$\omega = f 2 \pi$ rad/det.	Sv = Sa/ $\omega$ cm/det.	I = $\int Sv dT$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0,00	0,38	372,78	0,00	0,00	0,00	2,97
0,20	0,95	931,95	5,00	31,42	29,66	71,20
1,00	0,95	931,95	1,00	6,28	148,32	14,83
1,10	0,86	847,23	0,91	5,71	148,32	14,83
1,20	0,79	776,63	0,83	5,24	148,32	14,83
1,30	0,73	716,88	0,77	4,83	148,32	14,83
1,40	0,68	665,68	0,71	4,49	148,32	14,83
1,50	0,63	621,30	0,67	4,19	148,32	14,83
1,60	0,59	582,47	0,63	3,93	148,32	14,83
1,70	0,56	548,21	0,59	3,70	148,32	14,83
1,80	0,53	517,75	0,56	3,49	148,32	14,83
1,90	0,50	490,50	0,53	3,31	148,32	14,83

2,00	0,48	465,98	0,50	3,14	148,32	14,83
2,10	0,45	443,79	0,48	2,99	148,32	14,83
2,20	0,43	423,61	0,45	2,86	148,32	14,83
2,30	0,41	405,20	0,43	2,73	148,32	14,83
2,40	0,40	388,31	0,42	2,62	148,32	14,83
2,50	0,38	372,78	0,40	2,51	148,32	14,83
2,60	0,37	358,44	0,38	2,42	148,32	14,83
2,70	0,35	345,17	0,37	2,33	148,32	14,83
2,80	0,34	332,84	0,36	2,24	148,32	14,83
2,90	0,33	321,36	0,34	2,17	148,32	14,83
3,00	0,32	310,65	0,33	2,09	148,32	
<b>Intensitas (I) =</b>						<b>370,81</b>

#### 4.4.4.2 Intensitas Gempa Elcentro, Denpasar, Kern Country

Perhitungan nilai intensitas gempa Elcentro, Denpasar, Kern Country & Notridge dilakukan dengan terlebih dahulu memperhitungkan nilai spektra kecepatan dari masing-masing gempa tersebut. Dalam studi ini digunakan program bantu SREL – Rev Ir.Dicky I.Wahyudi,C.E.,M.Sc., untuk mempermudah pehitungan. Sedangkan Data Input yang digunakan adalah data akselerogram dari gempa rencana Elcentro, Denpasar, Kern Country, dan intensitas waktu yang digunakan dalam pengamatan adalah 3 detik.



```

F:\SREL\SREL.EXE
** PROGRAM SREL ***
Menghitung Besaran-besaran Spektra Respons Sistem S.D.O.F. Elastik
Dibuat oleh : Dicky I. Wahyudi, C.E., M.Sc.,
131618503,
Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan,
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER,
SURABAYA-60111.

Percepatan Gravitasi, G = 0.981
Faktor Redaman Kritik, Xsi = 0.05
Bpa nama Gempa Input INAMAFILE.EXT1 ? ELCENTRO.TH
Durasi Gempa Diperhitungkan [Detik] = 30
Banyaknya Nilai Perioda Diperhitungkan [ Maks = 75 ] = 30

```

Gambar 4.6 Tampilan program bantu SREL.  
Sumber : Bapak Dicky I. Wahyudi,C.E.,M.Sc.,

Pada program ini output yang dihasilkan adalah nilai kecepatan spectral dan percepatan spectral yang kemudian dari data tersebut akan dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai intensitas gempa rencana.

Terlihat pada gambar 4.1. merupakan tampilan program bantu SREL untuk gempa rencana El-Centro, hasil dari program tersebut akan disajikan dalam bentuk tabel 4.5, sedangkan untuk gempa rencana yang lain disajikan pada bagian lampiran.

Tabel 4.5 Nilai Intensitas gempa rencana El-Centro.

No	T det.	Sa g.	Sv cm/dt.	$I = \int Sv dt$	No	T det.	Sa g.	Sv cm/dt.	$I = \int Sv dt$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	0,0	0,000	0,000	0,348	17	1,6	0,199	54,722	5,430
2	0,1	0,626	6,956	1,317	18	1,7	0,190	53,871	5,288
3	0,2	0,494	19,377	2,536	19	1,8	0,178	51,887	5,261
4	0,3	0,630	31,338	3,374	20	1,9	0,173	53,326	5,842
5	0,4	0,585	36,138	5,236	21	2,0	0,176	63,520	6,293
6	0,5	0,806	68,574	7,309	22	2,1	0,181	62,333	6,374
7	0,6	0,842	77,611	7,817	23	2,2	0,190	65,156	6,665
8	0,7	0,615	78,732	7,331	24	2,3	0,192	68,143	7,131
9	0,8	0,530	67,894	7,312	25	2,4	0,186	74,481	7,738
10	0,9	0,517	78,354	8,147	26	2,5	0,174	80,280	8,157
11	1,0	0,507	84,592	7,818	27	2,6	0,159	82,866	8,263
12	1,1	0,387	71,762	6,830	28	2,7	0,143	82,400	8,134
13	1,2	0,328	64,837	5,879	29	2,8	0,138	80,276	7,821
14	1,3	0,239	52,742	4,958	30	2,9	0,128	76,139	7,338
15	1,4	0,186	46,410	4,807	31	3,0	0,115	70,613	
16	1,5	0,196	49,734	5,223	Intensitas ( $I_1$ ) =				181,976

#### 4.4.5 Perhitungan Skala Gempa.

Perhitungan skala gempa rencana didasarkan pada nilai intensitas dari setiap gempa rencana Elcentro, Denpasar, & Kern Country yang telah dihitung sebelumnya dengan membandingkan terhadap intensitas skala gempa pada wilayah gempa kuat zona 6, sehingga menghasilkan suatu nilai faktor skala. Dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.6 Nilai Sa dan Sv setalah diskalakan untuk gempa El-Centro.

Tabel. Perhitungan Luas Area Gempa El-Centro 18 Mei 1940

Periode T (detik)	Spectral Acceleration Sa (g)	Spectral Velocity Sv (cm/det)	Intensitas $I = \int Sv dT$
(1)	(2)	(3)	(4)
0.0	0.000	0.000	0.348
0.1	0.626	6.956	1.317
0.2	0.494	19.377	2.536
0.3	0.630	31.338	3.374
0.4	0.585	36.138	5.236
0.5	0.806	68.574	7.309
0.6	0.842	77.611	7.817
0.7	0.615	78.732	7.331
0.8	0.530	67.894	7.312
0.9	0.517	78.354	8.147
1.0	0.507	84.592	7.818
1.1	0.387	71.762	6.830
1.2	0.328	64.837	5.879
1.3	0.239	52.742	4.958
1.4	0.186	46.410	4.807
1.5	0.196	49.734	5.223
1.6	0.199	54.722	5.430
1.7	0.190	53.871	5.288
1.8	0.178	51.887	5.261
1.9	0.173	53.326	5.842
2.0	0.176	63.520	6.293
2.1	0.181	62.333	6.374
2.2	0.190	65.156	6.665
2.3	0.192	68.143	7.131
2.4	0.186	74.481	7.738
2.5	0.174	80.280	8.157
2.6	0.159	82.866	8.263
2.7	0.143	82.400	8.134
2.8	0.138	80.276	7.821
2.9	0.128	76.139	7.338
3.0	0.115	70.613	
Intensitas ( $I_1$ ) =			181.976
Intensitas (I) =			224.076
Faktor skala = $I/I_1$ =			1.231

Tabel. Data Spektra Respons  
Gempa El-Centro 18 Mei 1940.

Percepatan Gravitasi :  $981 \text{ cm/det}^2$

Spectral Acceleration Sa (skala) (g)	Spectral Velocity Sv (skala) (cm/det)
(1)	(2)
0.000	0.000
0.770	8.565
0.608	23.860
0.776	38.588
0.721	44.499
0.993	84.439
1.037	95.566
0.757	96.947
0.653	83.601
0.637	96.481
0.624	104.162
0.476	88.364
0.404	79.837
0.294	64.944
0.229	57.146
0.241	61.240
0.245	67.382
0.234	66.334
0.219	63.890
0.213	65.663
0.217	78.215
0.222	76.754
0.233	80.230
0.237	83.908
0.229	91.712
0.215	98.853
0.196	102.037
0.176	101.463
0.170	98.847
0.157	93.753
0.141	86.949

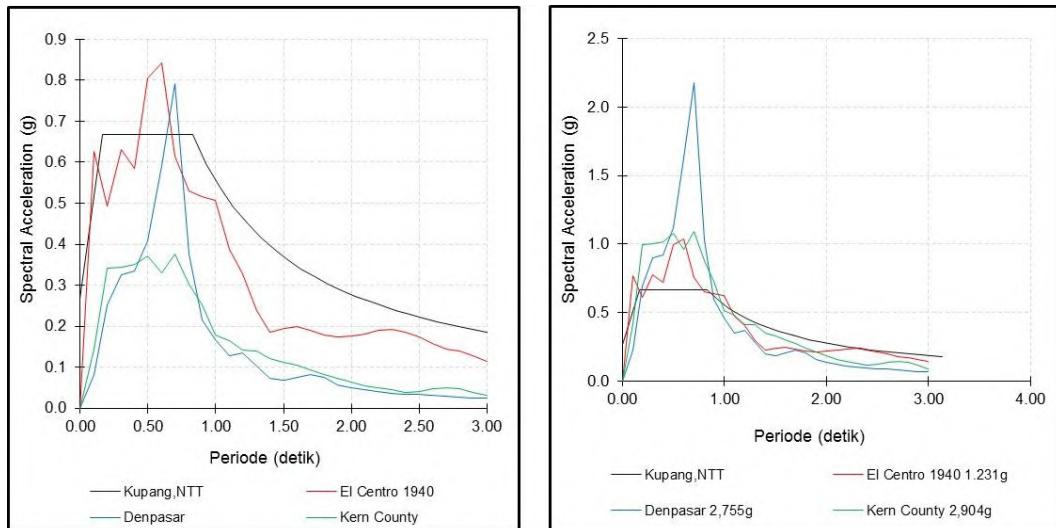
Tabel diatas menunjukan perhitungan terhadap gempa rencana El-Centro, sedangkan nilai faktor skala secara keseluruhan untuk gempa rencana lainnya dinyatakan dalam tabel 4.7, dibawah ini :

Tabel 4.7 Nilai faktor skala dari masing-masing gempa rencana.

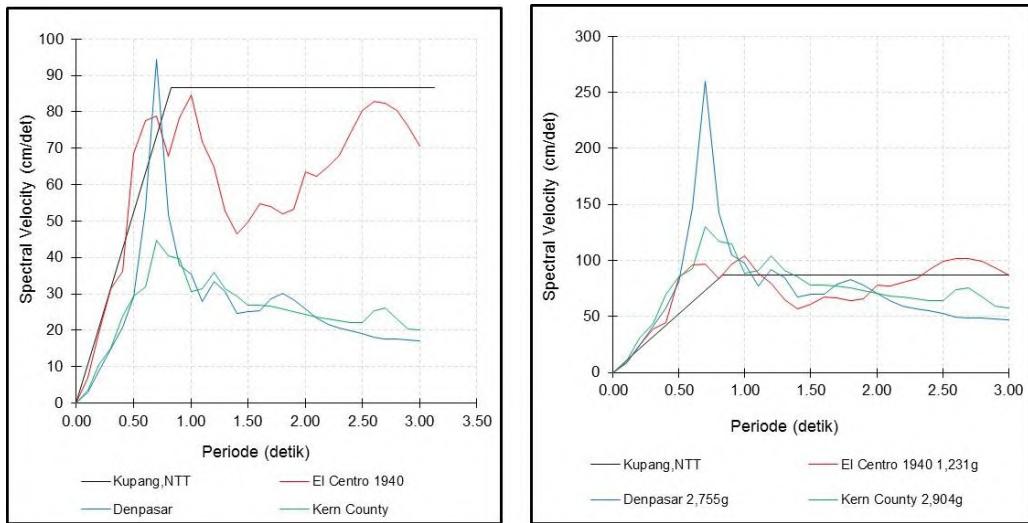
Spektrum Gempa	Intensitas	Skala (g)	
WG.6	I	224,076	I/I
El - Centro	I <sub>1</sub>	181,976	I/I <sub>1</sub>
Denpasar	I <sub>2</sub>	81,335	I/I <sub>2</sub>
Kern County	I <sub>3</sub>	77,171	I/I <sub>3</sub>

Setelah didapatkan nilai faktor skala seperti ditunjukkan pada tabel 4.7 diatas, nilai tersebut dikalikan terhadap spektral percepatan dan spektral kecepatan hasil dari output program SREL, tabulasi seperti pada tabel 4.6. Kemudian untuk mempermudah, hasil tersebut ditabulasi dalam bentuk tabel (terdapat dilampiran) dan disajikan juga dalam bentuk grafik dibawah ini :

Gambar 4.7 Grafik Hubungan Sa terhadap T sebelum dan sesudah diskala untuk semua tinjauan Gempa.



Gambar 4.8 Grafik Hubungan Sv terhadap T sebelum dan sesudah diskala untuk semua tinjauan Gempa.



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

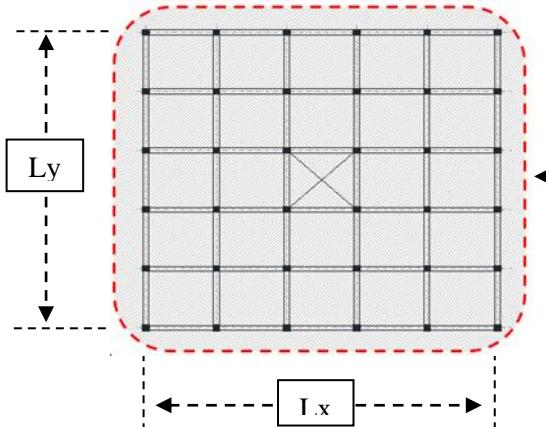
## BAB 5

### PEMBAHASAN

#### 5.1 Permodelan Struktur 1.

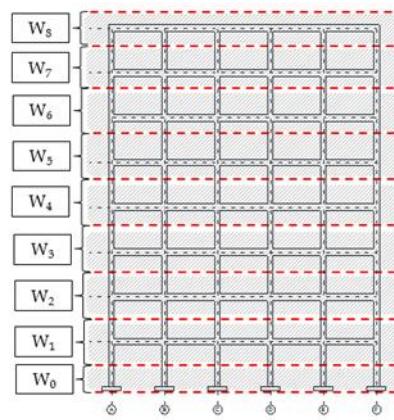
##### 5.1.1 Analisa Nilai Berat Bangunan (Wt) Permodelan Struktur 1.

Analisa nilai Wt pada permodelan 1 ditunjukkan pada gambar dibawah ini ;



Gbr. 5.1 (a)

Bidang arsir adalah Bidang tinjauan analisa nilai Wt



Gbr. 5.1 (b)

Gambar 5.1. (a). Bidang X – Y tinjauan luasan nilai Wt, (b). Bidang X – Z tinjauan vertikal nilai Wt Permodelan Struktur 1.

Dari gambar diatas nilai Wt, dihitung setiap elevasi struktur bangunan, yaitu elevasi 0,0m hingga 28,0m dibagi menjadi 9 bagian yang dinotasikan seperti gambar b diatas yaitu nilai  $W_0, W_1, W_2 \dots W_8$ . Setiap bagian dari gambar b ( $W_0$  hingga  $W_8$ ), ukuran bidang luasannya adalah seperti ditunjukkan pada gambar a, yaitu Panjang total  $L_x = 25,00\text{m}$  dan Panjang Total  $L_y = 25,00\text{m}$ . Analisa nilai Wt keseluruhan ditunjukkan pada tabel bagian lampiran dan dibawah ini hanya ditunjukkan hasil analisa berat setiap lantai :

Tabel 5.1. Hasil analisa nilai Wt untuk permodelan struktur 1

Lantai Tinjauan	Elevasi (m)	Tinggi, $h$ (m)	Berat, $w$ (ton)
W 8	+24,5m $\Rightarrow$ +28,0m	28,0	340,54
W 7	+21,0m $\Rightarrow$ +24,5m	24,5	497,68
W 6	+17,5m $\Rightarrow$ +21,0m	21,0	497,68

W 5	+14,0m $\Rightarrow$ +17,5m	17,5	497,68
W 4	+10,5m $\Rightarrow$ +14,0m	14,0	497,68
W 3	+7,00m $\Rightarrow$ +10,5m	10,5	497,68
W 2	+3,50m $\Rightarrow$ +7,00m	7,0	497,68
W 1	+1,75m $\Rightarrow$ +3,50m	3,5	497,68
W 0	+0,00m $\Rightarrow$ +1,75m	0,0	45,74
Total Nilai Wt			3 870,01

### 5.1.2 Desain Gaya Lateral Ekivalen, V Permodelan Struktur 1.

Gaya dasar seismik, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan :  $V = Cs \cdot Wt$  ....SNI 03-1726-2012,Psl 7.8

Dengan nilai Cs adalah Koefisien respon gempa ; dan Wt adalah berat bangunan.

a. Nilai Wt seperti dihitung sebelumnya adalah,  $Wt = 3\ 870\ 008\ kg$ .

b. Nilai Cs dihitung sebagai berikut :

b.1. Cs Maksimum :

- Nilai  $S_{DS} = 0,668g$  (diambil sesuai lokasi bangunan di tempatkan yaitu Kupang – NTT)
- Sistem penahan gaya gempa adalah direncanakan SRPMK sehingga nilai factor reduksi gempa ada,  $R = 8$  ..SNI 03-1726-2012,Psl 7.2.2. tabel 9
- Faktor keutamaan bangunan,  $I = 1$  ..SNI 03-1726-2012,Psl 7.8.1.1. tabel 1.
- $Cs.maks = \frac{S_{DS}}{(R/I)} = 0,084$

b.2. Cs Hitungan :

- Nilai  $S_{D1} = 0,555g$  (diambil sesuai lokasi bangunan di tempatkan yaitu Kupang – NTT)
- $Cs.hitungan = \frac{S_{D1}}{T.(R/I)} = 0,074$

b.3 Cs Minimun :

- $Cs.min = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I = 0,029$

- $C_s \cdot \min = 0,010$

b.4. Nilai  $C_s$  yang dipakai adalah 0,074 karena berada diantara nilai  $C_s$ .maks dan  $C_s$ .min.

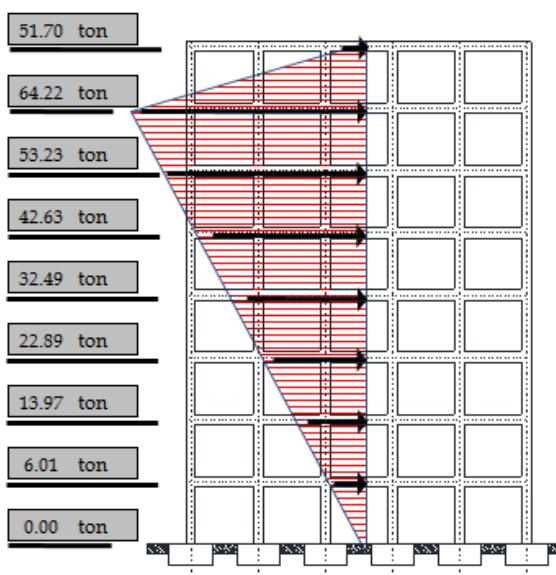
Sehingga nilai  $V$  adalah,  $V = 0,074 \times 3\ 870\ 008 \text{ kg} = 287\ 135,38 \text{ kg}$  atau 287, 13 ton. Sedangkan untuk distribusi gaya vertikal gaya gempa,  $F_i$  adalah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \times V \quad \text{Dimana} \quad C_{vx} = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \times h_x^k}$$

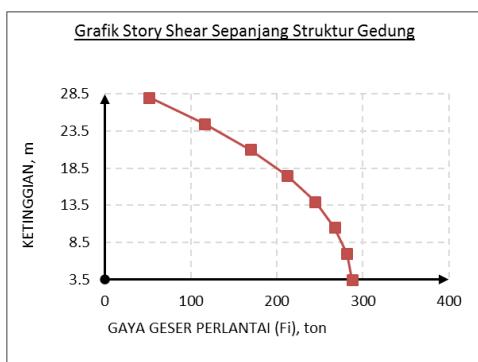
Hasilnya ditunjukkan sebagai berikut :

Tabel 5.2. Nilai  $F_i$  Permodelan Struktur 1

Lantai Tinjauan	Tinggi, $h$ (m)	Berat, $w$ (ton)	$w \cdot h^k$ (ton.m <sup>2</sup> )	$C_{vx}$	$F_i$ (ton)	Story Shear $V_i$ (ton)
8	28.0	340.54	19,683.68	0.18	51.70	51.70
7	24.5	497.68	24,450.13	0.22	64.22	115.92
6	21.0	497.68	20,266.20	0.19	53.23	169.14
5	17.5	497.68	16,231.84	0.15	42.63	211.78
4	14.0	497.68	12,370.24	0.11	32.49	244.27
3	10.5	497.68	8,714.91	0.08	22.89	267.16
2	7.0	497.68	5,319.47	0.05	13.97	281.13
1	3.5	497.68	2,287.49	0.02	6.01	287.14
0	0.0	45.74	0.00	0.00	0.00	287.14
Total		3,870.01	109,323.94		287.14	



Gambar 5.2.a. Nilai  $F_i$  Sepanjang Bangunan pada Permodelan Struktur 1



Gambar 5.2.b. Grafik Story Shear Permodelan Struktur 1

### 5.1.3 Analisa Kemampuan Penampang Permodelan Struktur 1.

Analisa kemampuan penampang permodelan struktur 1 adalah analisa kemampuan element balok dan kolom dililihat dari segi kebutuhan tulangan lentur dan geser, kontrol hubungan balok-kolom.

#### 5.1.3.1 Analisa Penampang Balok Permodelan Struktur 1.

Perhitungan akan kemampuan penampang balok didasarkan pada desain ultimate, dimana nilai mutu dari penampang balok direncanakan dengan nilai mutu beton ( $f'_c$ ) 35 Mpa, mutu baja ( $f_y$ ) 400 Mpa,. Sehingga dari data rencana tersebut, dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan dari balok, yang akan disajikan pada tabel dibawah ini

Analisa penampang balok akan kebutuhan tulangan longitudinal dan tulangan geser ditunjukan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 5.3. Kebutuhan Tulangan Lentur Balok Permodelan Struktur 1

No (no)	Balok Pada Elevasi ke-i (teks)	Dimensi Balok		Tulangan Longitudinal			Kontrol Kapasitas Momen		Kontrol (teks)
		b (mm)	h (mm)	Part (teks)	Jumlah (tul.)	Diameter (mm)	M <sub>Nk</sub> (N.mm)	M <sub>Nd</sub> (N.mm)	
1	Lt.1 Elevasi +3,5m	250	350	As	5	D 19	136,259,383.72	> 92,032,590.84	Ok
2	Lt.2 Elevasi +7,0m	250	350	As	4	D 19	120,285,192.65	> 104,286,858.10	Ok
3	Lt.3 Elevasi +10,5m	250	350	As	4	D 19	120,285,192.65	> 102,798,698.96	Ok
4	Lt.4 Elevasi +14,0m	250	350	As	3	D 19	92,668,155.06	> 90,862,902.66	Ok
5	Lt.5 Elevasi +17,5m	250	350	As	3	D 19	92,668,155.06	> 86,510,343.64	Ok
6	Lt.6 Elevasi +21,0m	250	350	As	3	D 19	92,668,155.06	> 73,722,717.21	Ok
7	Lt.7 Elevasi +24,5m	250	350	As	3	D 19	92,668,155.06	> 59,441,905.73	Ok
8	Lt.8 Elevasi +28m	250	350	As	2	D 19	64,677,804.05	> 37,506,881.34	Ok

Tabel 5.4. Kebutuhan Tulangan Geser Balok Permodelan Struktur 1.

No (no)	Balok Pada Elevasi ke-i (teks)	Dimensi Balok		Tulangan Sengkang				Kontrol Kapasitas Gaya Geser			
		b (mm)	h (mm)	Part (text)	Interval jarak (mm.)	Diameter (mm)	type (text)	S (mm)	$\varphi.V_u$ (N)	$V_s + (\varphi.V_c)$ (N)	Kontrol (text)
1	Lt.1 Elevasi +3,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	89,269.58	141,538.69	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	61,184.77	91,610.13	Ok
2	Lt.2 Elevasi +7,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	88,037.46	138,300.60	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	60,340.28	89,061.17	Ok
3	Lt.3 Elevasi +10,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	88,822.97	139,697.07	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	60,878.66	90,018.30	Ok
4	Lt.4 Elevasi +14,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	78,179.81	120,775.90	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	53,583.92	79,256.30	Ok
5	Lt.5 Elevasi +17,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	78,749.09	121,787.95	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	53,974.10	79,256.30	Ok
6	Lt.6 Elevasi +21,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	79,107.28	122,424.73	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	54,219.60	79,256.30	Ok
7	Lt.7 Elevasi +24,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	79,583.15	123,270.72	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	54,545.75	79,256.30	Ok
8	Lt.8 Elevasi +28,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	65	58,347.74	85,518.89	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	65	39,991.15	79,256.30	Ok

### 5.1.3.2 Analisa Penampang Kolom Permodelan Struktur 1.

Perhitungan akan kemampuan penampang Kolom direncanakan dengan nilai mutu beton ( $f'c$ ) 35 Mpa, mutu baja ( $fy$ ) 400 Mpa,. Sedangkan Analisa kemampuan penampang kolom sebagai akibat pengaruh beban terfaktor kombinasi, akan dilakukan dengan menggunakan progam bantu PcaColumm. Dan nilai axial load yang diambil adalah nilai momen (akibat gaya beban gempa) yang terkecil

Analisa penampang kolom akan kebutuhan tulangan longitudinal dan tulangan geser ditunjukan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 5.5. Kebutuhan Tulangan Longitudinal dan Tulangan Geser Kolom Permodelan Struktur 1.

No	Kolom Pada Lantai ke-i	Dimensi			Tulangan Longitudinal		Tulangan Sengkang					
		h	b	L	Diameter	n	Daerah Lo	Ø	S	L <sub>1</sub>	Ø	S
					mm	tul.	(mm)	mm	(mm)	(mm)	mm	(mm)
1	Lt.1	550	550	3500	D 22	24	600	12	120	1750	12	120
2	Lt.2	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
3	Lt.3	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
4	Lt.4	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
5	Lt.5	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
6	Lt.6	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
7	Lt.7	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
8	Lt.8	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120

### 5.1.3.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beam” Permodelan Struktur 1.

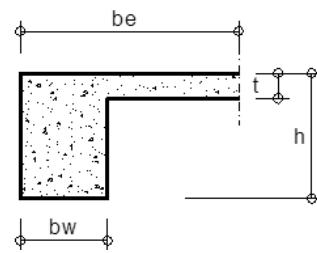
Persyaratan “strong column weak beam” harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom), persyaratan ini mengacu pada peraturan SNI 03-2847-2002,Psl 23.4.2.2, pada persamaan 121 :

#### Menentukan Nilai $\Sigma Mg$ dan Nilai $\Sigma Mc$ .

Lebar efektif pelat (be) untuk balok tepi.

Lebar efektif flens pelat yang berhubungan dengan balok diatur dalam SNI 03-2847-2002,Psl 15.2.4, yaitu ;

$$\begin{aligned} be1 &= bw + hw \\ &= 250 \text{ mm} + (350 \text{ mm} - 120 \text{ mm}) \\ &= 480 \text{ mm} \end{aligned}$$



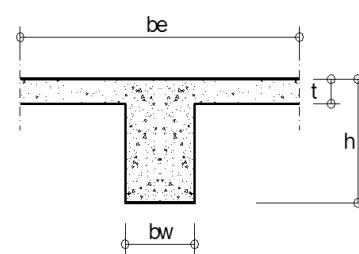
$$\begin{aligned} be2 &= bw + (4 \times hf) \\ &= 250 \text{ mm} + (4 \times 120 \text{ mm}) \\ &= 730 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai be diambil yang terkecil dari 2 rumus diatas = 480 mm

Lebar efektif pelat (be) untuk balok tengah.

Lebar efektif flens pelat yang berhubungan dengan balok diatur dalam SNI 03-2847-2002,Psl 15.2.4, yaitu ;

$$be1 = bw + (2 \times (hw-t))$$



$$= 250 \text{ mm} + (2 \times (350 \text{ mm} - 120 \text{ mm}))$$

$$= 710 \text{ mm}$$

$$be2 = bw + (4 \times hf)$$

$$= 250 \text{ mm} + (4 \times 120 \text{ mm})$$

$$= 1230 \text{ mm}$$

Nilai be diambil yang terkecil dari 2 rumus diatas = 710 mm

Luas tul. atas (Astarik) = As tarik balok + Aspelat

$$= 1416,9 \text{ mm}^2 + 314 \text{ mm}^2 = 1730,9 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan bawah (Astekan) = As tekan balok = 850,16 mm<sup>2</sup>.

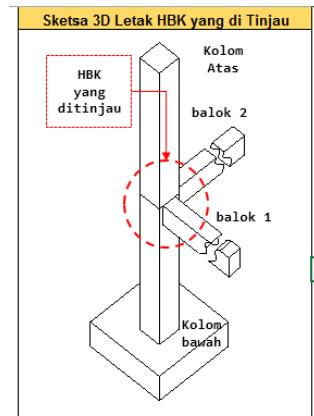
### Untuk Balok Tepi

#### 1. Balok 1

Besar nilai Mg- ;

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg^- = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 93,09 \text{ mm} \quad \text{dan } Mg(-) = 160,60 \text{ kN.m}$$



Besar nilai Mg+ ;

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg+ = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 45,72 \text{ mm} \quad \text{dan } Mg(+) = 86,93 \text{ kN.m}$$

Besar nilai  $\Sigma Mg$  ;

$$\Sigma Mg = (Mg-) + (Mg+)$$

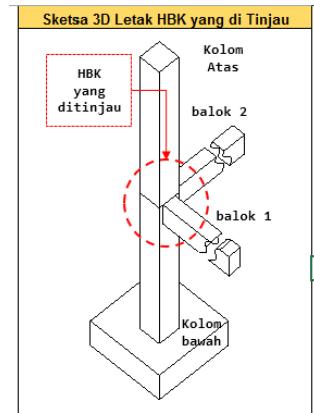
$$= 160,60 \text{ kN.m} + 86,93 \text{ kN.m} = 247,53 \text{ kN.m}$$

#### 2. Balok 2

Besar nilai Mg- ;

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg^- = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 93,09 \text{ mm} \quad \text{dan } Mg(-) = 160,60 \text{ kN.m}$$



Besar nilai Mg+ ;

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg+ = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

a = 45,72 mm dan Mg(+)= 86,93 kN.m

Besar nilai  $\Sigma Mg$  ;

$$\begin{aligned} \Sigma Mg &= (Mg-) + (Mg+) \\ &= 160,60 \text{ kN.m} + 86,93 \text{ kN.m} = 247,53 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Sedangkan besar nilai  $(6/5) \times \Sigma Mg$  adalah :

$$(6/5) \times \Sigma Mg = (6/5) \times (247,53 \text{ kN.m} + 247,53 \text{ kN.m}) = 742,59 \text{ kN.m}$$

Untuk  $\Sigma Mc$  dilakukan perhitungan dengan PCa Column yaitu dengan mengambil nilai beban axial P pada saat nilai momen M akibat beban gempa terkecil.

Mc Kolom diatas HBK yang di tinjau adalah 781,9 kN.m

Mc Kolom dibawah HBK yang di tinjau adalah 687,7 kN.m

Maka  $\Sigma Mc = 0,65 \times (781,9 \text{ kN.m} + 687,7 \text{ kN.m}) = 2261 \text{ kN.m}$

Kontrol *Strong Column Weak Beam* ;

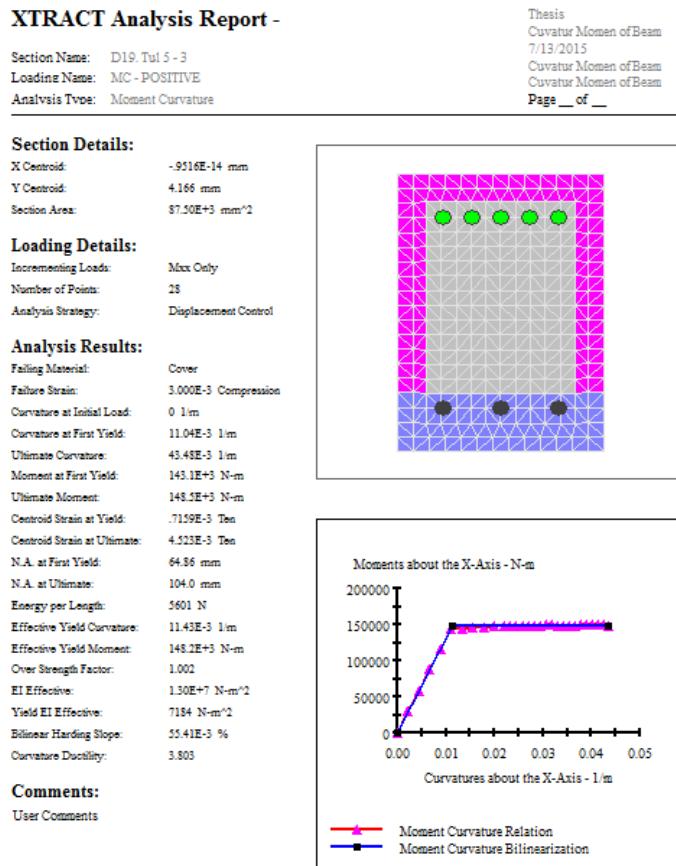
$$(6/5) \times \Sigma Mg < \Sigma Mc = 742,59 \text{ kN.m} < 2261 \text{ kN.m..(Memenuhi)}$$

Perhitungan untuk titik-titik Hubungan Balok-Kolom seluruh lantai pada permodelan struktur ini disajikan dalam lampiran.

#### 5.1.4 Analisa Momen – Curvature Permodelan Struktur 1.

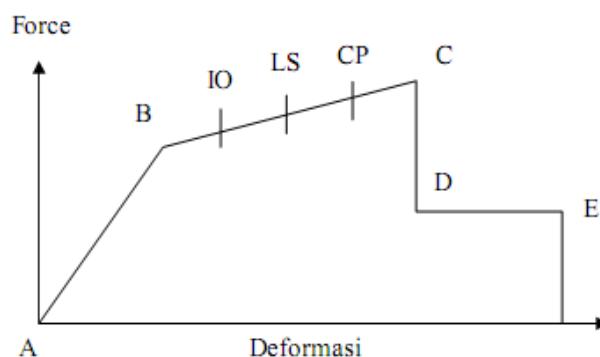
Analisa momen curvature pada penampang balok akan menggunakan bantuan program Xtract. Program ini diperlukan guna menentukan nilai momen curvature negative dan positif dari penampang balok, baik dalam kondisi *yield* ataupun *ultimate*. Data yang diperlukan dalam *input data* kedalam program adalah menggunakan data penampang bermaterial beton dan kebutuhan tulangan yang

sudah diperhitunggankan sebelumnya. Hasil analisa program bantu Xtract berupa momen-curvature akan di tunjukan pada gambar dibawah ini :



Gambar 5.3. Analisa Momen Curvature Permodelan Struktur 1

Dalam studi kali ini digunakan pemodelan sendi plastis berdasarkan model ATC [ATC-40,1996] dimana hubungan antara momen dan kurvatur dapat diidealisasikan sebagai hubungan linier dengan model seperti gambar 5.4 dibawah ini :



Gambar 5.4. Grafik Deformasi – Force yang Menggambarkan Momen-Kurvatur  
Permodelan Sendi Plastis ATC-40.

Penjelasan :

- Titik A → Titik dimana penampang belum menerima beban A(0,0).
- Titik B → Dimana penampang mengalami leleh pertama kali B (1,0).
- Titik C → Titik dimana penampang sudah pada kondisi ultimit penampang. Untuk titik pada momen/SF diperoleh dengan  $M_u/M_y$ , sedangkan Kurvature/SF diperoleh dengan  $\phi_u/\phi_y$ . Sehingga titik C ( $M_u/M_y$  ,  $\phi_u/\phi_y$ ).
- Titik D → Titik saat kondisi momen turun sampai sebesar 0,2 kali. Pada titik ini diambil pada kondisi dimana nilai momen = 0,2 kali *yield moment*. Sehingga titik D (0,2 ,  $\phi_u/\phi_y$ ).
- Titik E → Titik yang menyatakan penampang telah dikatakan *failure*. Titik ini diambil sebagai titik ekstrapolasi dimana nilai momennya sama dengan titik D. Setelah melewati titik D, penampang dianggap tidak lagi memiliki kemampuan menahan gaya yang bekerja.
- Titik IO → Titik dimana nilai *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,1 dari total *plastic rotation*.
- Titik LS → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,333 dari total *plastic rotation*.
- Titik SS → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,5 dari total *plastic rotation*.

Penentuan titik IO, LS dan SS ini desesuaikan dengan kriteria damage index berdasarkan FEMA 350 dimana untuk level *Immediately Occupancy*, index damage mempunyai nilai antara 0,1-0,333. Untuk level *life safety*, index damage index mempunyai nilai antara 0,333-0,5. Untuk level *Structural Stability*, damage index mempunyai nilai antara 0,5-1,0.

Hasil program xtract menunjukkan nilai-nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Yield Moment (My)} &= 88\,570\,000 \text{ N.mm} \\ \text{Yield Curvature (\phi_y)} &= 9,692 \times 10^{-3} \text{ 1/mm.}\end{aligned}$$

Ultimate Moment ( $M_u$ ) = 143 100 000 N.mm.

Ultimate Curvature ( $\phi_u$ ) =  $59.01 \times 10^{-3}$  1/mm.

Kemudian dengan mengalikan kurvatur dengan  $2\pi$  didapatkan curvature :

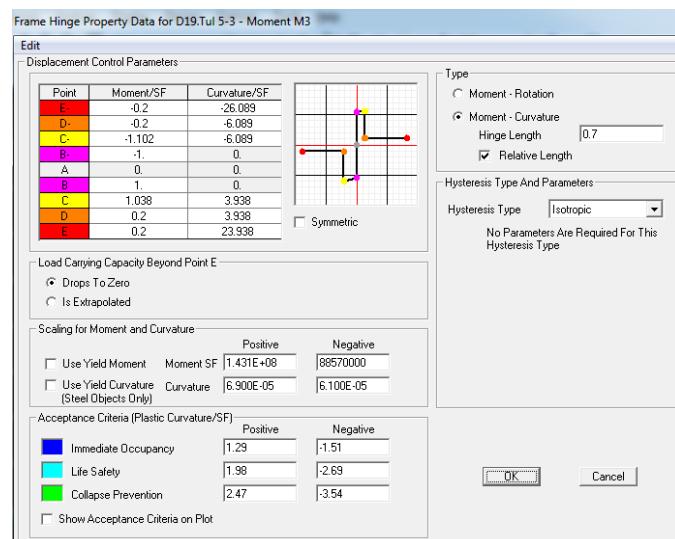
$$\text{Yield Curvature } (\phi_y) = 9.692 \times 10^{-3} \times 2\pi = 0.000061 \text{ rad/mm}$$

$$\text{Ultimate Curvature } (\phi_u) = 59.01 \times 10^{-3} \times 2\pi = 0.000371 \text{ rad/mm.}$$

Sedangkan untuk nilai *acceptance criteria* menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Immediately Occupancy} &= \frac{\phi_y + 0.1 \times (\phi_u - \phi_y)}{\phi_y} \\ &= \frac{0.000061 + 0.1 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 1.51 \\ \text{Life Safety} &= \frac{\phi_y + 0.333 \times (\phi_u - \phi_y)}{\phi_y} \\ &= \frac{0.000061 + 0.333 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 2.69 \\ \text{Collapse Prevention} &= \frac{\phi_y + 0.5 \times (\phi_u - \phi_y)}{\phi_y} \\ &= \frac{0.000061 + 0.5 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 3.54 \end{aligned}$$

Nilai *Immediately Occupancy*, *Life Safety*, *Collapse Prevention* dari perhitungan diatas menjadi data *in-put* pada SAP 2000, khususnya pada bagian “*non-linear hinges properties*” seperti ditunjukkan dalam gambar 5.5 dibawah ini :



Gambar 5.5. Tampilan Hinges Properties.

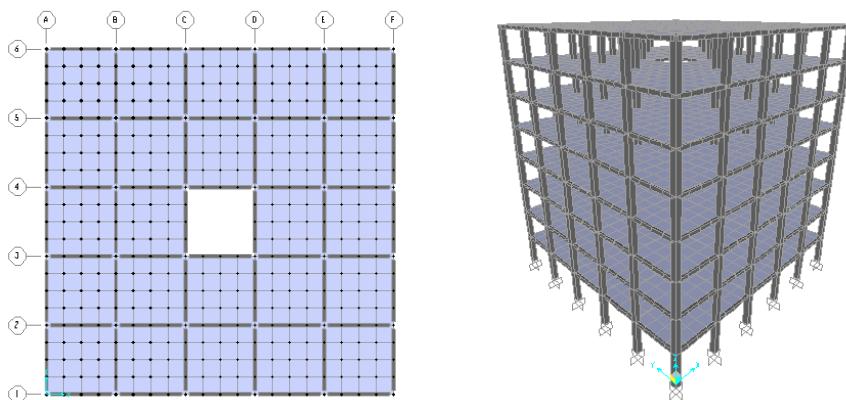
Pada *hinges properties*, yang dimasukkan adalah koordinat yang telah diskala, yang diambil *yield moment* sebagai *scale factor* untuk momen. Sedangkan

untuk kurvatur, *scale factor* nya diambil sebesar nilai *yield curvature*. Sedangkan untuk *hinges properties* penampang kolom, digunakan *Auto Hinges Assignment Data* yang berdasarkan FEMA 356. Definisi *hinges properties* berdasarkan definisi jumlah tulangan kolom yang kita inputkan pada *Frame Section* kolom.

### 5.1.5 Skema Keruntuhan Struktur Permodelan Struktur 1.

Pada Permodelan Struktur 1 bangunan dikondisikan mengalami bukaan pada lantai (void) sebesar 4%, bukaan tersebut dimulai dari lantai 1 elevasi +3,50m hingga pada elevasi +24,5m sedangkan pada elevasi 28,0m lantai tidak ada bukaan. Kemudian bangunan dianalisa dengan *Nonlinier Time history analysis* terhadap gempa Kern County, gempa Denpasar, gempa Elcentro, dan hasilnya adalah sebagai berikut :

- Permodelan Struktur 1 yang dimodelkan dalam program bantu analisis.

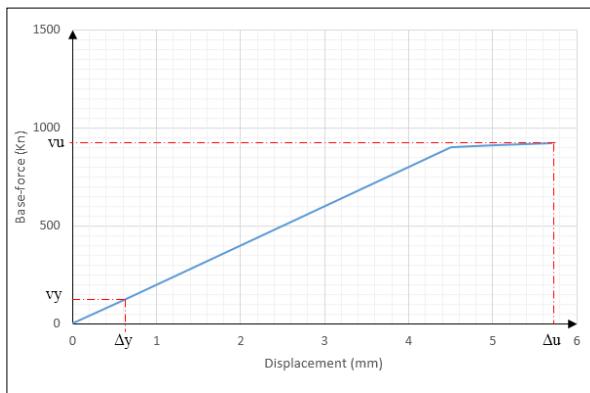


Gambar 5.6. (a) Tampak X-Y Permodelan Struktur 1; (b) Tampak 3D Permodelan Struktur 1.

- Hasil Analisis :
  - a. Permodelan Struktur 1 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa Kern County.

Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa Kern County diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkang 4%, mengalami kegagalan atau terbentuknya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 1,5 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 2,7 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau (joint 120) 0,0614 cm pada kondisi leleh dan 0,574 cm pada kondisi ultimate. Untuk base

shearnya adalah 120300 N pada kondisi leleh dan 919338 N pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.7. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 1, akibat gempa kern-county.

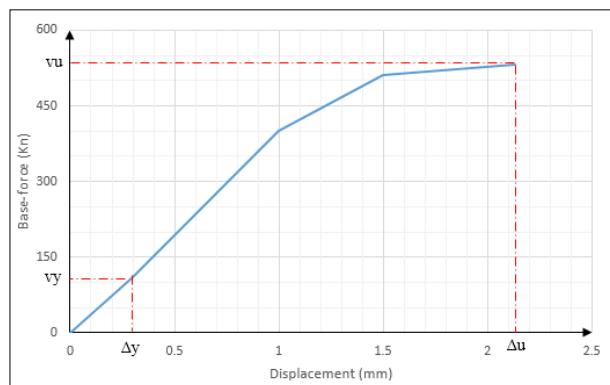
Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.6. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 1, akibat gempa kern-county.

No	Uraian	Hasil	
		Hasil analisis NLTHA	Hasil Analisis
1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	1,5 detik	2,7 detik
3	Displacement	0,06cm	0,574cm
4	Daktilitas	$\Delta u / \Delta y = 9,35$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukan tanda titik kuning yang berarti <i>collapse</i>

- b. Permodelan Struktur 1 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa Denpasar.

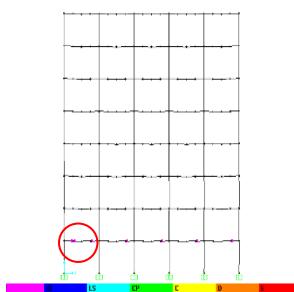
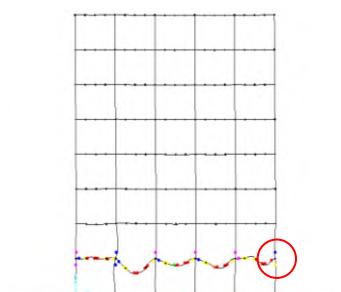
Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa Denpasar diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkurang 4%, mengalami kegagalan atau terbentuknya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 1,9 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 2,5 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau (joint 120) 0,033 cm pada kondisi leleh dan 0,213 cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 110039 N pada kondisi leleh dan 531024 N pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.8. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 1, akibat gempa denpasar.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukkan pada tabel dibawah ini :

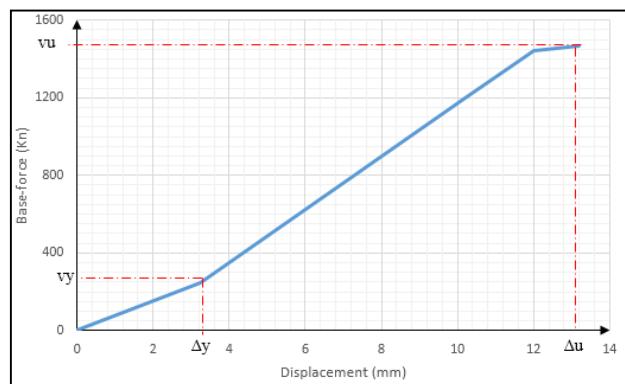
Tabel 5.7. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 1, akibat gempa denpasar

No	Uraian	Hasil	
1	Hasil analisis NLTHA		

2	time	1,9 detik	2,5 detik
3	Dsplacement	0,033 cm	2,13cm
4	Daktalitas	$\Delta u / \Delta y = 6,45$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukan tanda titik kuning yang berarti <i>collapse</i>

- c. Permodelan Struktur 1 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa El-Centro.

Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa Elcentro diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkurang 4%, mengalami kegagalan atau terbentuk nya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 2,8 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 3,1 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau ( joint 120) 0,34 cm pada kondisi leleh dan 1.32 cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 245,84kN pada kondisi leleh dan 1464kN pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.9. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 1, akibat gempa El-centro.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukan pada tabel dibawah ini :

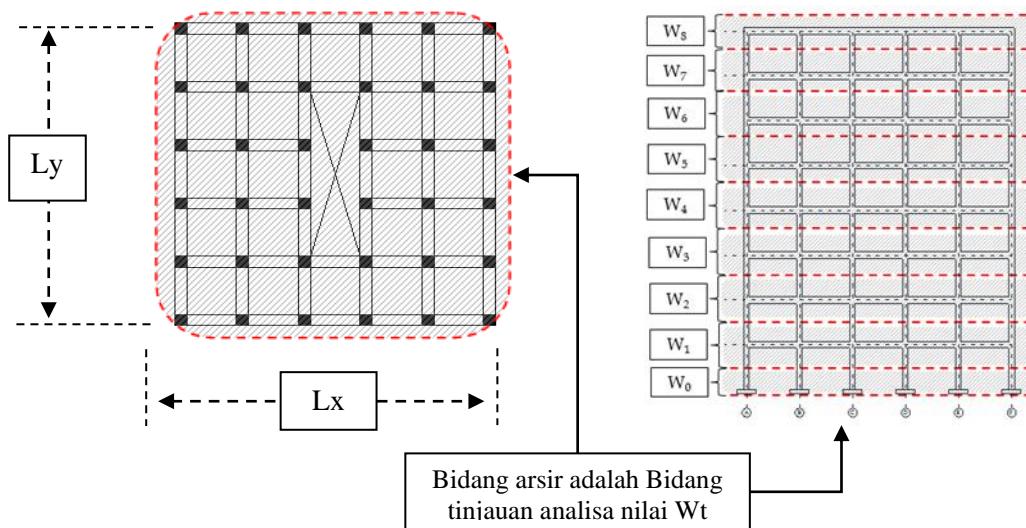
Tabel 5.8. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 1, akibat gempa elcentro

No	Uraian	Hasil	
1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	2,8	3,1
3	Displacement	0,34 cm	1,32cm
4	Daktalitas	$\Delta u / \Delta y = 3,88$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukkan tanda titik kuning yang berarti <i>collapse</i>

## 5.2 Permodelan Struktur 2.

### 5.2.1 Analisa Nilai Berat Bangunan (Wt) Permodelan Struktur 2.

Analisa nilai Wt pada permodelan 2 ditunjukan pada gambar dibawah ini :



Gbr. 5.10 (a)

Gbr. 5.10 (b)

Gambar 5.10. (a). Bidang X – Y tinjauan luasan nilai Wt, (b). Bidang X – Z tinjauan vertikal nilai Wt Permodelan Struktur 2.

Dari gambar diatas nilai Wt, dihitung setiap elevasi struktur bangunan, yaitu elevasi 0,0m hingga 28,0m dibagi menjadi 9 bagian yang dinotasikan seperti gambar b diatas yaitu nilai  $W_0, W_1, W_2 \dots W_8$ . Setiap bagian dari gambar b ( $W_0$  hingga  $W_8$ ), ukuran bidang luasannya adalah seperti ditunjukkan pada gambar a, yaitu Panjang total  $L_x = 25,00\text{m}$  dan Panjang Total  $L_y = 25,00\text{m}$ . Analisa nilai Wt keseluruhan ditunjukkan pada tabel bagian lampiran dan dibawah ini hanya ditunjukkan hasil analisa berat setiap lantai :

Tabel 5.9. Hasil analisa nilai Wt untuk permodelan struktur 2

Lantai Tinjauan	Elevasi (m)	Tinggi, $h$ (m)	Berat, $w$ (ton)
W 8	+24,5m $\Rightarrow$ +28,0m	28,0	340,54
W 7	+21,0m $\Rightarrow$ +24,5m	24,5	466,98
W 6	+17,5m $\Rightarrow$ +21,0m	21,0	466,98
W 5	+14,0m $\Rightarrow$ +17,5m	17,5	466,98
W 4	+10,5m $\Rightarrow$ +14,0m	14,0	466,98
W 3	+7,00m $\Rightarrow$ +10,5m	10,5	466,98
W 2	+3,50m $\Rightarrow$ +7,00m	7,0	466,98
W 1	+1,75m $\Rightarrow$ +3,50m	3,5	466,98
W 0	+0,00m $\Rightarrow$ +1,75m	0,0	45,74
Total Nilai Wt			3 655,11

### 5.2.2 Desain Gaya Lateral Ekivalen, V Permodelan Struktur 2.

Gaya dasar seismik, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan :  $V = Cs \cdot Wt$  ....SNI 03-1726-2012,PSI 7.8

Dengan nilai Cs adalah Koefisien respon gempa ; dan Wt adalah berat bangunan.

c. Nilai Wt seperti dihitung sebelumnya adalah,  $Wt = 3 655 108 \text{ kg}$ .

d. Nilai Cs dihitung sebagai berikut :

b.1. Cs Maksimum :

- Nilai  $S_{DS} = 0,668g$  (diambil sesuai lokasi bangunan di tempatkan yaitu Kupang – NTT)

- Sistem penahan gaya gempa adalah direncanakan SRPMK sehingga nilai factor reduksi gempa ada,  $R = 8$  ..SNI 03-1726-2012,Psl 7.2.2. tabel 9
- Faktor keutamaan bangunan,  $I = 1$  ..SNI 03-1726-2012,Psl 7.8.1.1. tabel 1.
- $Cs.maks = \frac{S_{DS}}{(R/I)} = 0,084$

b.2. Cs Hitungan :

- Nilai  $S_{D1} = 0,555g$  (diambil sesuai lokasi bangunan di tempatkan yaitu Kupang – NTT)
- $Cs.hitungan = \frac{S_{D1}}{T.(R/I)} = 0,074$

b.3 Cs Minimun :

- $Cs.min\ 1 = 0,044 . S_{DS} . I = 0,029$
- $Cs.min\ 2 = 0,010$

b.4. Nilai Cs yng dipakai adalah 0,074 karena berada diantara nilai Cs.maks dan Cs.min.

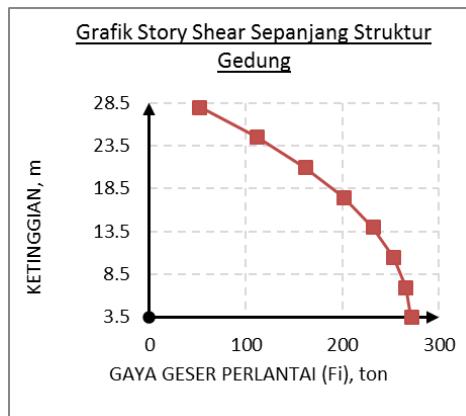
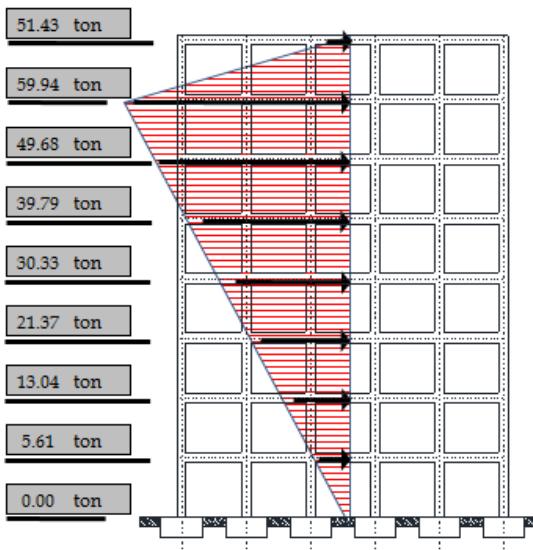
Sehingga nilai V adalah,  $V = 0,074 \times 3,655\ 108\ kg = 271,19\ ton$ . Sedangkan untuk distribusi gaya vertikal gaya gempa,  $F_i$  adalah ditentkan dengan persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \times V \quad \text{Dimana} \quad C_{vx} = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \times h_x^k}$$

Hasilnya ditunjukan sebagai berikut :

Tabel 5.10. Nilai  $F_i$  Permodelan Struktur 2

Lantai Tinjauan	Tinggi, $h$ (m)	Berat, $w$ (ton)	$w' h^k$ (ton.m <sup>2</sup> )	$C_{vx}$	$F_i$ (ton)	Story Shear $V_i$ (ton)
8	28.0	340.54	19,683.68	0.19	51.43	51.43
7	24.5	466.98	22,941.88	0.22	59.94	111.37
6	21.0	466.98	19,016.04	0.18	49.68	161.06
5	17.5	466.98	15,230.55	0.15	39.79	200.85
4	14.0	466.98	11,607.16	0.11	30.33	231.18
3	10.5	466.98	8,177.31	0.08	21.37	252.54
2	7.0	466.98	4,991.33	0.05	13.04	265.58
1	3.5	466.98	2,146.38	0.02	5.61	271.19
0	0.0	45.74	0.00	0.00	0.00	271.19
Total		3,655.11	103,794.33		271.19	



Gambar 5.11.b. Grafik Story Shear Permodelan Struktur 2

Gambar 5.11.a Nilai  $F_i$  Sepanjang Bangunan pada Permodelan Struktur 2

### 5.2.3 Analisa Kemampuan Penampang Permodelan Struktur 2.

Analisa kemampuan penampang permodelan struktur 2 adalah analisa kemampuan element balok dan kolom dililihat dari segi kebutuhan tulangan lentur dan geser, kontrol hubungan balok-kolom.

#### 5.2.3.1 Analisa Penampang Balok Permodelan Struktur 2.

Perhitungan akan kemampuan penampang balok didasarkan pada desain ultimate, dimana nilai mutu dari penampang balok direncanakan dengan nilai mutu beton ( $f'_c$ ) 35 Mpa, mutu baja ( $f_y$ ) 400 Mpa,. Sehingga dari data rencana tersebut, dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan dari balok, yang akan disajikan pada tabel dibawah ini

Analisa penampang balok akan kebutuhan tulangan longitudinal dan tulangan geser ditunjukan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 5.11. Kebutuhan Tulangan Lentur Balok Permodelan Struktur 2

No (no)	Balok Pada Elevasi ke-i (teks)	Dimensi Balok		Tulangan Longitudinal			Kontrol Kapasitas Momen		Kontrol (teks)
		b (mm)	h (mm)	Part (teks)	Jumlah (tul.)	Diameter (mm)	Mnk (N.mm)	Mnd (N.mm)	
1	Lt.1 Elevasi +3,5m	250	350	As As'	5 3	D 19 D 19	147,559,952.96	> 91,086,371.70	Ok
2	Lt.2 Elevasi +7,0m	250	350	As As'	4 3	D 19 D 19	120,285,192.65	> 104,014,968.72	Ok
3	Lt.3 Elevasi +10,5m	250	350	As As'	4 3	D 19 D 19	120,285,192.65	> 102,896,765.46	Ok
4	Lt.4 Elevasi +14,0m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 96,685,478.51	Ok
5	Lt.5 Elevasi +17,5m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 87,048,728.73	Ok
6	Lt.6 Elevasi +21,0m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 74,473,048.51	Ok
7	Lt.7 Elevasi +24,5m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 53,066,725.15	Ok
8	Lt.8 Elevasi +28m	250	350	As As'	2 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 60,148,720.03	Ok

Tabel 5.12. Kebutuhan Tulangan Geser Balok Permodelan Struktur 2.

No	Balok Pada Elevasi ke-i	Dimensi Balok		Tulangan Sengkang				Kontrol Kapasitas Gaya Geser			
		b	h	Part	Interval jarak	Diameter	type	S	φ.Vu	Vs+(φ.Vc)	Kontrol
(no)	(teks)	(mm)	(mm)	(text)	(mm.)	(mm)	(text)	(mm)	(N)	(N)	(text)
1	Lt.1 Elevasi +3,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	92,733.60	146,649.30	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	63,558.99	94,783.32	OK
2	Lt.2 Elevasi +7,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	88,136.01	138,475.81	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	60,407.83	89,181.26	OK
3	Lt.3 Elevasi +10,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	88,775.90	139,613.38	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	60,846.40	89,960.95	OK
4	Lt.4 Elevasi +14,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	78,081.99	120,602.00	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	53,516.87	79,256.30	OK
5	Lt.5 Elevasi +17,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	78,613.02	121,546.05	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	53,880.84	79,256.30	OK
6	Lt.6 Elevasi +21,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	78,937.38	122,122.68	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	54,103.15	79,256.30	OK
7	Lt.7 Elevasi +24,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	79,430.90	123,000.05	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	54,441.40	79,256.30	OK
8	Lt.8 Elevasi +28,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	58,965.56	86,617.23	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	40,414.60	79,256.30	OK

### 5.2.3.2 Analisa Penampang Kolom Permodelan Struktur 2.

Perhitungan akan kemampuan penampang Kolom direncanakan dengan nilai mutu beton ( $f'c$ ) 35 Mpa, mutu baja ( $f_y$ ) 400 Mpa,. Sedangkan Analisa kemampuan penampang kolom sebagai akibat pengaruh beban terfaktor kombinasi, akan dilakukan dengan menggunakan progam bantu PcaColumm. Dan nilai axial load yang diambil adalah nilai momen (akibat gaya beban gempa) yang terkecil

Analisa penampang kolom akan kebutuhan tulangan longitudinal dan tulangan geser ditunjukan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 5.13. Kebutuhan Tulangan Longitudinal dan Tulangan Geser Kolom Permodelan Struktur 2.

No	Kolom Pada Lantai ke-i	Dimensi			Tulangan Longitudinal		Tulangan Sengkang						
		h	b	L			Diameter	n	Lo	∅	S		
text	mm	mm	mm	mm	tul.	(mm)	mm	(mm)	(mm)	(mm)	mm	(mm)	
1	Lt.1	550	550	3500	D 22	24	600	12	120	1750	12	120	
2	Lt.2	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120	
3	Lt.3	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120	
4	Lt.4	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120	
5	Lt.5	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120	
6	Lt.6	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120	
7	Lt.7	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120	
8	Lt.8	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120	

### 5.2.3.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beam” Permodelan Struktur 2.

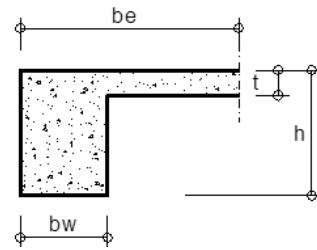
Persyaratan “strong column weak beam” harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom), persyaratan ini mengacu pada peraturan SNI 03-2847-2002,Psl 23.4.2.2, pada persamaan 121 :

#### Menentukan Nilai $\Sigma M_g$ dan Nilai $\Sigma M_c$ .

Lebar efektif pelat (be) untuk balok tepi.

Lebar efektif flens pelat yang berhubungan dengan balok diatur dalam SNI 03-2847-2002,Psl 15.2.4, yaitu ;

$$\begin{aligned} be_1 &= bw + hw \\ &= 250 \text{ mm} + (350 \text{ mm} - 120 \text{ mm}) \\ &= 480 \text{ mm} \\ be_2 &= bw + (4 \times hf) \\ &= 250 \text{ mm} + (4 \times 120 \text{ mm}) \\ &= 730 \text{ mm} \end{aligned}$$

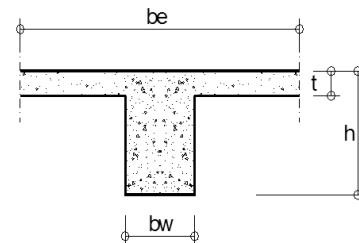


Nilai be diambil yang terkecil dari 2 rumus diatas = 480 mm

Lebar efektif pelat (be) untuk balok tengah.

Lebar efektif flens pelat yang berhubungan dengan balok diatur dalam SNI 03-2847-2002,Psl 15.2.4, yaitu ;

$$\begin{aligned} be_1 &= bw + (2 \times (hw-t)) \\ &= 250 \text{ mm} + (2 \times (350 \text{ mm} - 120 \text{ mm})) \\ &= 710 \text{ mm} \\ be_2 &= bw + (4 \times hf) \\ &= 250 \text{ mm} + (4 \times 120 \text{ mm}) \\ &= 1230 \text{ mm} \end{aligned}$$



Nilai be diambil yang terkecil dari 2 rumus diatas = 710 mm

Luas tul. atas (Astarik) =  $A_s$  tarik balok + Aspelat

$$= 1416,9 \text{ mm}^2 + 314 \text{ mm}^2 = 1730,9 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan bawah (Astekan) =  $A_s$  tekan balok =  $850,16 \text{ mm}^2$ .

## Untuk Balok Tepi

### 1. Balok 1

Besar nilai Mg- ;

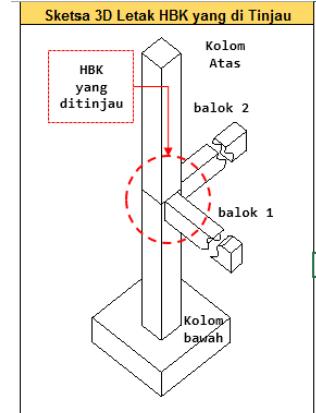
$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg^- = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

a = 93,09 mm dan Mg(-) = 160,60 kN.m

Besar nilai Mg+ ;

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg^+ = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

a = 45,72 mm dan Mg(+) = 86,93 kN.m



Besar nilai  $\Sigma Mg$  ;

$$\Sigma Mg = (Mg-) + (Mg+)$$

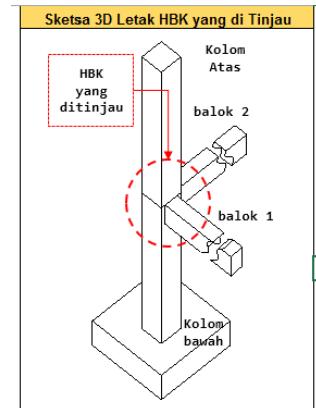
$$= 160,60 \text{ kN.m} + 86,93 \text{ kN.m} = 247,53 \text{ kN.m}$$

### 2. Balok 2

Besar nilai Mg- ;

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg^- = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

a = 93,09 mm dan Mg(-) = 160,60 kN.m



Besar nilai Mg+ ;

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg^+ = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

a = 45,72 mm dan Mg(+) = 86,93 kN.m

Besar nilai  $\Sigma Mg$  ;

$$\Sigma Mg = (Mg-) + (Mg+)$$

$$= 160,60 \text{ kN.m} + 86,93 \text{ kN.m} = 247,53 \text{ kN.m}$$

Sedangkan besar nilai  $(6/5) \times \Sigma Mg$  adalah :

$$(6/5) \times \Sigma Mg = (6/5) \times (247,53 \text{ kN.m} + 247,53 \text{ kN.m}) = 742,59 \text{ kN.m}$$

Untuk  $\Sigma Mc$  dilakukan perhitungan dengan PCa Column yaitu dengan mengambil nilai beban axial P pada saat nilai momen M akibat beban gempa terkecil.

$Mc$  Kolom diatas HBK yang di tinjau adalah 783,8 kN.m

$Mc$  Kolom dibawah HBK yang di tinjau adalah 687,2 kN.m

Maka  $\Sigma Mc = 0,65 \times (783,8 \text{ kN.m} + 687,2 \text{ kN.m}) = 2263 \text{ kN.m}$

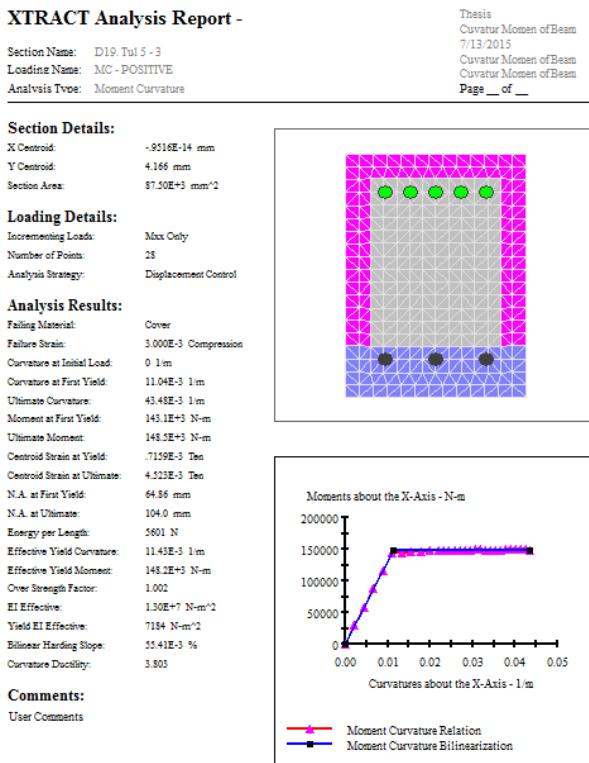
Kontrol *Strong Column Weak Beam* ;

$$(6/5) \times \Sigma Mg < \Sigma Mc = 742,59 \text{ kN.m} < 2263 \text{ kN.m}. (\text{Memenuhi})$$

Perhitungan untuk titik-titik Hubungan Balok-Kolom seluruh lantai pada permodelan struktur ini disajikan dalam lampiran.

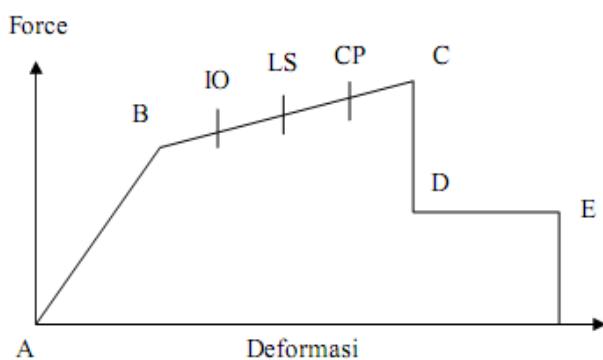
#### 5.2.4 Analisa Momen – Curvature Permodelan Struktur 2.

Analisa momen curvature pada penampang balok akan menggunakan bantuan program Xtract. Program ini diperlukan guna menentukan nilai momen curvature negative dan positif dari penampang balok, baik dalam kondisi *yield* ataupun *ultimate*. Data yang diperlukan dalam *input data* kedalam program adalah menggunakan data penampang bermaterial beton dan kebutuhan tulangan yang sudah diperhitungankan sebelumnya. Hasil analisa program bantu Xtract berupa momen-curvature akan di tunjukan pada gambar dibawah ini :



Gambar 5.12. Analisa Momen Curvature Permodelan Struktur 2

Dalam studi kali ini digunakan pemodelan sendi plastis berdasarkan model ATC [ATC-40,1996] dimana hubungan antara momen dan kurvatur dapat diidealisasikan sebagai hubungan linier dengan model seperti gambar 5.10 dibawah ini :



Gambar 5.13. Grafik Deformasi – Force yang Menggambarkan Momen-Kurvatur Permodelan Sendi Plastis ATC-40.

Penjelasan :

Titik A → Titik dimana penampang belum menerima beban A(0,0).

Titik B → Dimana penampang mengalami leleh pertama kali B (1,0).

Titik C → Titik dimana penampang sudah pada kondisi ultimit penampang. Untuk titik pada momen/SF diperoleh dengan  $M_u/M_y$ , sedangkan Kurvature/SF diperoleh dengan  $\phi_u/\phi_y$ . Sehingga titik C ( $M_u/M_y$  ,  $\phi_u/\phi_y$ ).

Titik D → Titik saat kondisi momen turun sampai sebesar 0,2 kali. Pada titik ini diambil pada kondisi dimana nilai momen = 0,2 kali *yield moment*. Sehingga titik D (0,2 ,  $\phi_u/\phi_y$ ).

Titik E → Titik yang menyatakan penampang telah dikatakan *failure*. Titik ini diambil sebagai titik ekstrapolasi dimana nilai momennya sama dengan titik D. Setelah melewati titik D, penampang dianggap tidak lagi memiliki kemampuan menahan gaya yang bekerja.

Titik IO → Titik dimana nilai *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,1 dari total *plastic rotation*.

Titik LS → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,333 dari total *plastic rotation*.

Titik SS → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,5 dari total *plastic rotaion*.

Penentuan titik IO, LS dan SS ini desesuaikan dengan kriteria damage index berdasarkan FEMA 350 dimana untuk level *Immediately Occupancy*, index damage mempunyai nilai antara 0,1-0,333. Untuk level *life safety*, index damage index mempunyai nilai antara 0,333-0,5. Untuk level *Structural Stability*, damage index mempunyai nilai antara 0,5-1,0.

Hasil program xtract menunjukan nilai-nilai sebagai berikut :

$$\text{Yield Moment (My)} = 88\ 570\ 000 \text{ N.mm.}$$

$$\text{Yield Curvature (\phi_y)} = 9,692 \times 10^{-3} \text{ 1/mm.}$$

$$\text{Ultimate Moment (Mu)} = 143\ 100\ 000 \text{ N.mm.}$$

$$\text{Ultimate Curvature (\phi_u)} = 59.01 \times 10^{-3} \text{ 1/mm.}$$

Kemudian dengan mengalikan kurvatur dengan  $2\pi$  didapatkan curvature :

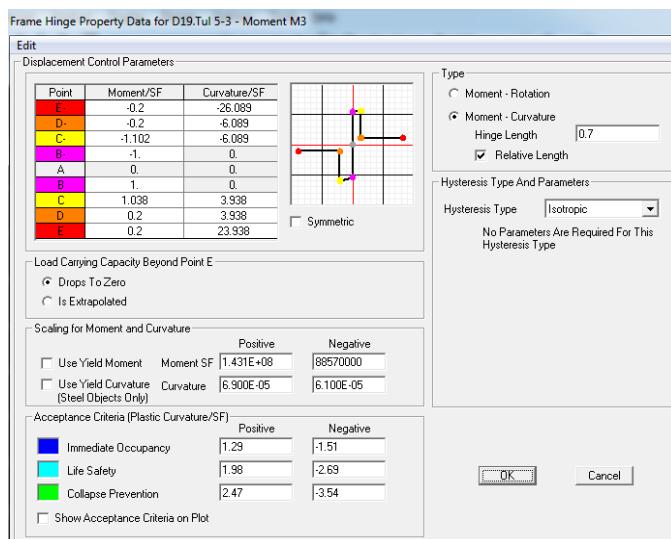
$$\text{Yield Curvature (\phi_y)} = 9.692 \times 10^{-3} \times 2\pi = 0.000061 \text{ rad/mm}$$

$$\text{Ultimate Curvature (\phi_u)} = 59.01 \times 10^{-3} \times 2\pi = 0.000371 \text{ rad/mm.}$$

Sedangkan untuk nilai *acceptance criteria* menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Immediately Occupancy} &= \frac{\varphi_y + 0.1 \times (\varphi_u - \varphi_y)}{\varphi_y} \\
 &= \frac{0.000061 + 0.1 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 1.51 \\
 \text{Life Safety} &= \frac{\varphi_y + 0.333 \times (\varphi_u - \varphi_y)}{\varphi_y} \\
 &= \frac{0.000061 + 0.333 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 2.69 \\
 \text{Collapse Prevention} &= \frac{\varphi_y + 0.5 \times (\varphi_u - \varphi_y)}{\varphi_y} \\
 &= \frac{0.000061 + 0.5 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 3.54
 \end{aligned}$$

Nilai *Immediately Occupancy*, *Life Safety*, *Collapse Prevention* dari perhitungan diatas menjadi data *in-put* pada SAP 2000, khususnya pada bagian “*non-linear hinges properties*” seperti ditunjukkan dalam gambar 5.11 dibawah ini :



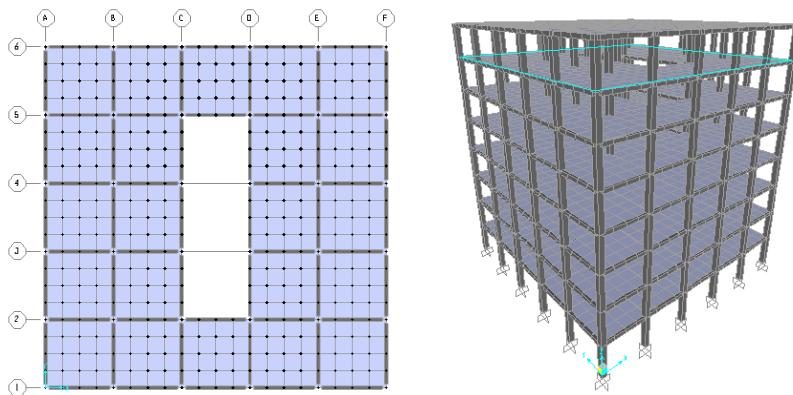
Gambar 5.14. Tampilan Hinges Properties Permodelan Struktur 2.

Pada *hinges properties*, yang dimasukkan adalah koordinat yang telah diskala, yang diambil *yield moment* sebagai *scale factor* untuk momen. Sedangkan untuk kurvatur, *scale factor* nya diambil sebesar nilai *yield curvature*. Sedangkan untuk *hinges properties* penampang kolom, digunakan *Auto Hinges Assignment Data* yang berdasarkan FEMA 356. Definisi *hinges properties* berdasarkan definisi jumlah tulangan kolom yang kita input kan pada *Frame Section* kolom.

### 5.2.5 Skema Keruntuhan Struktur Permodelan Struktur 2.

Pada Permodelan Struktur 2 bangunan dikondisikan mengalami bukaan pada lantai (void) sebesar 12%, bukaan tersebut dimulai dari lantai 1 elevasi +3,50m hingga pada elevasi +24,5m sedangkan pada elevasi 28,0m lantai tidak ada bukaan. Kemudian bangunan dianalisa dengan *Nonlinier Time history analysis* terhadap gempa Kern County, gempa Denpasar, gempa Elcentro,dan hasilnya adalah sebagai berikut :

- Permodelan Struktur 1 yang dimodelkan dalam program bantu analisis.

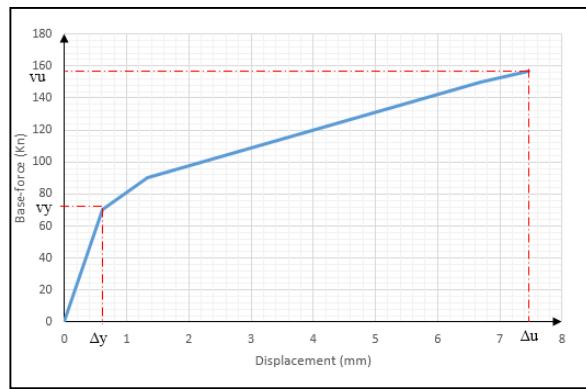


Gambar 5.15. (a) tampak X-Y Permodelan Struktur 1; (b) Tampak 3D Permodelan Struktur 2.

- Hasil Analisis :

- a. Permodelan Struktur 2 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa Kern County.

Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa Kerncounty diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkurang 12%, mengalami kegagalan atau terbentuknya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 1,5 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 2,5 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau ( joint 120) 0,067 cm pada kondisi leleh dan 0,747 cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 70,21kN pada kondisi leleh dan 157kN pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.16. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 2, akibat gempa Kerncounty.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukkan pada tabel dibawah ini :

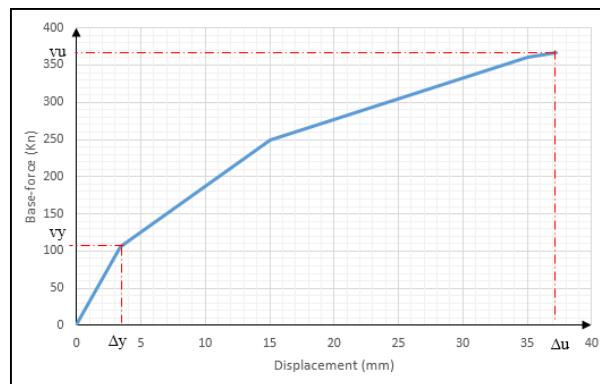
Tabel 5.14. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 2, akibat gempa kerncounty.

No	Uraian	Hasil	
1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	1,5	2,5
3	Displacement	0.06068cm	0,747cm
4	Daktilitas	$\Delta u / \Delta y = 12,31$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukkan titik kuning yang berarti <i>collapse</i>

- b. Permodelan Struktur 2 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa Denpasar.

Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa Denpasar diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkurang 12%, mengalami kegagalan atau terbentuk nya

sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 1,9 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 2,7 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau ( joint 120) 0,0340 cm pada kondisi leleh dan 0,3720 cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 106,2kN pada kondisi leleh dan 366,48kN pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.17. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 2, akibat gempa Denpasar.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukkan pada tabel dibawah ini :

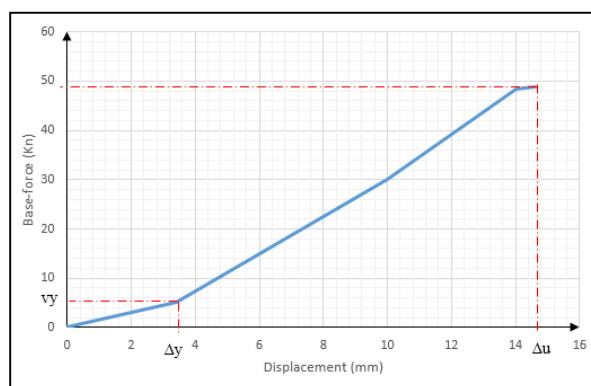
Tabel 5.15. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 2, akibat gempa denpasar

No	Uraian	Hasil	
1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	1,9	2,7
3	Displacement	0,0340 cm	0,3720cm
4	Daktilitas	$\Delta u / \Delta y = 10,94$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukkan tanda titik kuning yang berarti

		<i>collapse</i>
--	--	-----------------

- c. Permodelan Struktur 2 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa El-Centro.

Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa Elcentro diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkurang 12%, mengalami kegagalan atau terbentuknya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 2,8 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 3,0 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau ( joint 120) 0,342 cm pada kondisi leleh dan 1.460 cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 5,236kN pada kondisi leleh dan 48,841kN pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :

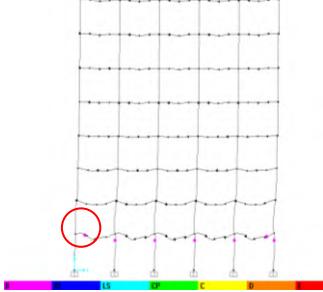
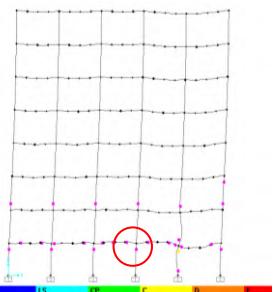


Gambar 5.18. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 2, akibat gempa Elcentro.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.16. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 2, akibat gempa elcentro

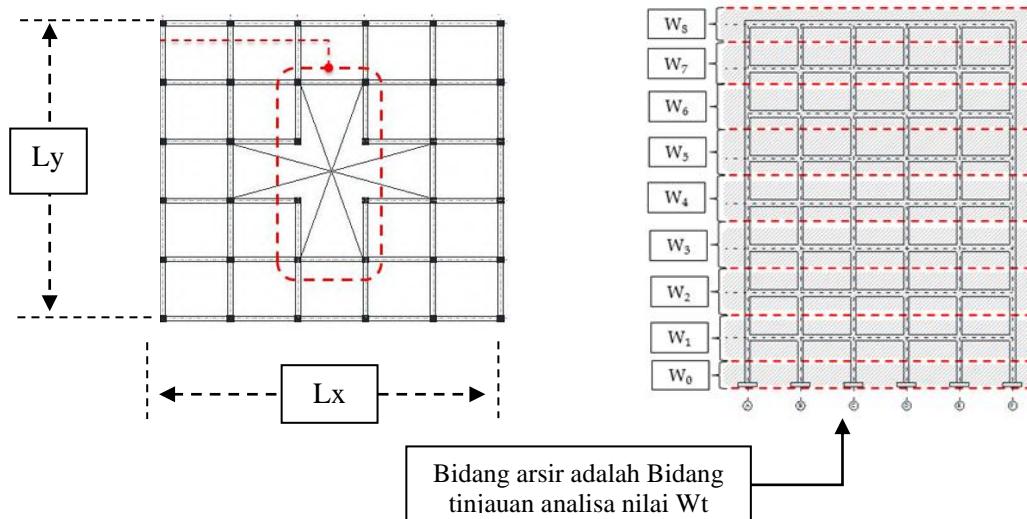
No	Uraian	Hasil
----	--------	-------

1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	2,8	3,0
3	Displacement	0,342cm	1,460cm
4	Daktalitas	$\Delta u / \Delta y = 4,28$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukkan tanda titik kuning yang berarti <i>collapse</i>

### 5.3 Permodelan Struktur 3.

#### 5.3.1 Analisa Nilai Berat Bangunan (Wt) Permodelan Struktur 3.

Analisa nilai Wt pada permodelan 3 ditunjukan pada gambar dibawah ini ;



Gbr. 5.12 (a)

Gbr. 5.12 (b)

Gambar 5.19. (a). Bidang X – Y tinjauan luasan nilai Wt, (b). Bidang X – Z tinjauan vertikal nilai Wt Permodelan Struktur 3.

Dari gambar diatas nilai Wt, dihitung setiap elevasi struktur bangunan, yaitu elevasi 0,0m hingga 28,0m dibagi menjadi 9 bagian yang dinotasikan seperti

gambar b diatas yaitu nilai  $W_0, W_1, W_2 \dots W_8$ . Setiap bagian dari gambar b ( $W_0$  hingga  $W_8$ ), ukuran bidang luasannya adalah seperti ditunjukkan pada gambar a, yaitu Panjang total  $L_x = 25,00\text{m}$  dan Panjang Total  $L_y = 25,00\text{m}$ . Analisa nilai  $W_t$  keseluruhan ditunjukkan pada tabel bagian lampiran dan dibawah ini hanya ditunjukkan hasil analisa berat setiap lantai :

Tabel 5.17. Hasil analisa nilai  $W_t$  untuk permodelan struktur 3

Lantai Tinjauan	Elevasi (m)	Tinggi, $h$ (m)	Berat, $w$ (ton)
W 8	+24,5m $\Rightarrow$ +28,0m	28,0	371,24
W 7	+21,0m $\Rightarrow$ +24,5m	24,5	444,28
W 6	+17,5m $\Rightarrow$ +21,0m	21,0	444,28
W 5	+14,0m $\Rightarrow$ +17,5m	17,5	444,28
W 4	+10,5m $\Rightarrow$ +14,0m	14,0	444,28
W 3	+7,00m $\Rightarrow$ +10,5m	10,5	444,28
W 2	+3,50m $\Rightarrow$ +7,00m	7,0	444,28
W 1	+1,75m $\Rightarrow$ +3,50m	3,5	444,28
W 0	+0,00m $\Rightarrow$ +1,75m	0,0	45,74
Total Nilai $W_t$			3 526,91

### 5.3.2 Desain Gaya Lateral Ekivalen, V Permodelan Struktur 3.

Gaya dasar seismik,  $V$  dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan :  $V = Cs \cdot W_t$  ....SNI 03-1726-2012,Psl 7.8

Dengan nilai  $Cs$  adalah Koefisien respon gempa ; dan  $W_t$  adalah berat bangunan.

a. Nilai  $W_t$  seperti dihitung sebelumnya adalah,  $W_t = 3 526 908 \text{ kg}$ .

b. Nilai  $Cs$  dihitung sebagai berikut :

b.1.  $Cs$  Maksimum :

- Nilai  $S_{DS} = 0,668g$  (diambil sesuai lokasi bangunan di tempatkan yaitu Kupang – NTT)
- Sistem penahan gaya gempa adalah direncanakan SRPMK sehingga nilai factor reduksi gempa ada,  $R = 8$  ..SNI 03-1726-2012,Psl 7.2.2. tabel 9
- Faktor keutamaan bangunan,  $I = 1$  ..SNI 03-1726-2012,Psl 7.8.1.1. tabel 1.
- $Cs.\text{maks} = \frac{S_{DS}}{(R/I)} = 0,084$

b.2.  $Cs$  Hitungan :

- Nilai  $S_{D1} = 0,555g$  (diambil sesuai lokasi bangunan di tempatkan yaitu Kupang – NTT)
- $Cs.\text{hitungan} = \frac{S_{D1}}{T.(R/I)} = 0,074$

b.3 Cs Minimun :

- $Cs.\text{min } 1 = 0,044 . S_{DS} . I = 0,029$
- $Cs.\text{min } 2 = 0,010$

b.4. Nilai Cs yng dipakai adalah 0,074 karena berada diantara nilai Cs.maks dan Cs.min.

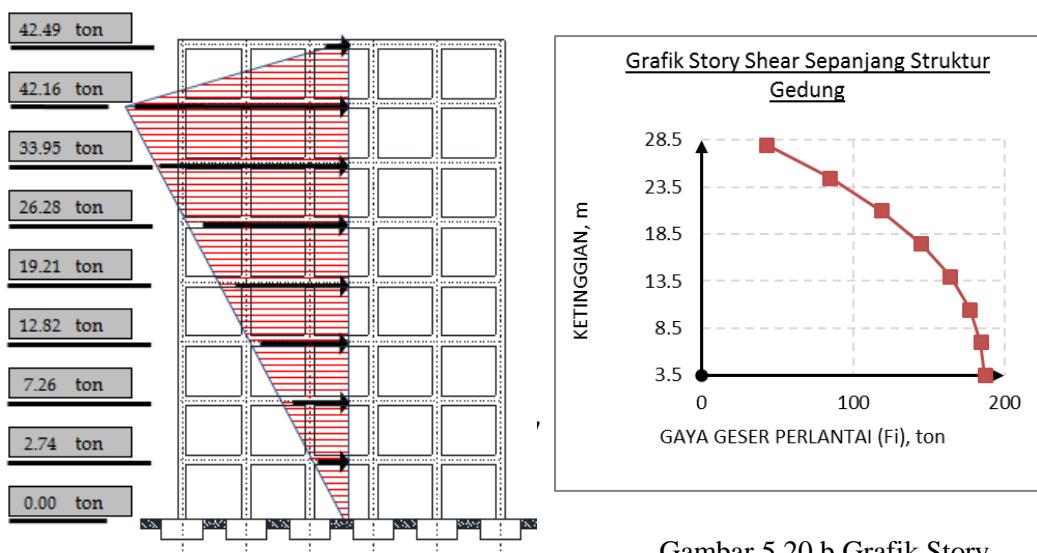
Sehingga nilai V adalah,  $V = 0,074 \times 3\ 526\ 908 \text{ kg} = 186,91 \text{ ton}$ . Sedangkan untuk distribusi gaya vertikal gaya gempa,  $F_i$  adalah ditentkan dengan persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \times V \quad \text{Dimana} \quad C_{vx} = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \times h_x^k}$$

Hasilnya ditunjukan sebagai berikut :

Tabel 5.18. Nilai  $F_i$  Permodelan Struktur 3

Lantai Tinjauan	Tinggi, $h$ (m)	Berat, $w$ (ton)	$w' h^k$ (ton.m <sup>2</sup> )	$C_{vx}$	$F_i$ (ton)	Story Shear $V_i$ (ton)
8	28.0	371.24	40,014.92	0.23	42.49	42.49
7	24.5	444.28	39,698.24	0.23	42.16	84.65
6	21.0	444.28	31,970.01	0.18	33.95	118.60
5	17.5	444.28	24,747.47	0.14	26.28	144.88
4	14.0	444.28	18,089.15	0.10	19.21	164.09
3	10.5	444.28	12,076.43	0.07	12.82	176.92
2	7.0	444.28	6,833.04	0.04	7.26	184.17
1	3.5	444.28	2,581.13	0.01	2.74	186.91
0	0.0	45.74	0.00	0.00	0.00	186.91
Total		3,526.908	176,010.396		186.91	



Gambar 5.20.b Grafik Story

### **5.3.3 Analisa Kemampuan Penampang Permodelan Struktur 3.**

Analisa kemampuan penampang permodelan struktur 3 adalah analisa kemampuan element balok dan kolom dilihat dari segi kebutuhan tulangan lentur dan geser, kontrol hubungan balok-kolom.

#### **5.3.3.1 Analisa Penampang Balok Permodelan Struktur 3.**

Perhitungan akan kemampuan penampang balok didasarkan pada desain ultimate, dimana nilai mutu dari penampang balok direncanakan dengan nilai mutu beton ( $f'c$ ) 35 Mpa, mutu baja ( $fy$ ) 400 Mpa,. Sehingga dari data rencana tersebut, dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan dari balok, yang akan disajikan pada tabel dibawah ini

Analisa penampang balok akan kebutuhan tulangan longitudinal dan tulangan geser ditunjukan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 5.19. Kebutuhan Tulangan Lentur Balok Permodelan Struktur 3

No (no)	Balok Pada Elevasi ke-i (teks)	Dimensi Balok		Tulangan Longitudinal			Kontrol Kapasitas Momen		Kontrol (teks)
		b (mm)	h (mm)	Part (teks)	Jumlah (tul.)	Diameter (mm)	Mnk (N.mm)	Mnd (N.mm)	
1	Lt.1 Elevasi +3,5m	250	350	As As'	5 3	D 19 D 19	147,559,952.96	> 85,467,651.58	Ok
2	Lt.2 Elevasi +7,0m	250	350	As As'	4 3	D 19 D 19	120,285,192.65	> 98,312,034.00	Ok
3	Lt.3 Elevasi +10,5m	250	350	As As'	4 3	D 19 D 19	120,285,192.65	> 96,664,026.47	Ok
4	Lt.4 Elevasi +14,0m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 90,050,176.54	Ok
5	Lt.5 Elevasi +17,5m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 80,121,924.08	Ok
6	Lt.6 Elevasi +21,0m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 80,121,924.08	Ok
7	Lt.7 Elevasi +24,5m	250	350	As As'	3 2	D 19 D 19	92,668,155.06	> 53,066,725.15	Ok
8	Lt.8 Elevasi +28m	250	350	As As'	2 2	D 19 D 19	64,677,804.05	> 38,562,689.80	Ok

Tabel 5.20. Kebutuhan Tulangan Geser Balok Permodelan Struktur 3.

No (no)	Balok Pada Elevasi ke-i (teks)	Dimensi Balok		Tulangan Sengkang				Kontrol Kapasitas Gaya Geser			
		b (mm)	h (mm)	Part (text)	Interval jarak (mm.)	Diameter (mm)	type (text)	S (mm)	φ.Vu (N)	Vs+(φ.Vc) (N)	Kontrol (text)
1	Lt.1 Elevasi +3,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	81,658.46	126,960.17	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	55,968.16	81,288.52	OK
2	Lt.2 Elevasi +7,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	76,954.96	118,598.39	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	52,744.41	79,256.30	OK
3	Lt.3 Elevasi +10,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	77,570.57	119,692.81	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	53,166.35	79,256.30	OK
4	Lt.4 Elevasi +14,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	70,201.15	106,591.61	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	48,115.39	79,256.30	OK
5	Lt.5 Elevasi +17,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	67,223.09	101,297.28	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	46,074.25	79,256.30	OK
6	Lt.6 Elevasi +21,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	67,223.09	101,297.28	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	46,074.25	79,256.30	OK
7	Lt.7 Elevasi +24,5m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	68,041.70	102,752.59	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	46,635.32	79,256.30	OK
8	Lt.8 Elevasi +28,0m	250	350	Segemen 1	275 - 975	10	2 kaki	70	57,183.45	83,449.03	Ok
				Segemen 2	975 - 4025	10	2 kaki	70	39,193.15	79,256.30	OK

### 5.3.3.2 Analisa Penampang Kolom Permodelan Struktur 3.

Perhitungan akan kemampuan penampang Kolom direncanakan dengan nilai mutu beton ( $f'c$ ) 35 Mpa, mutu baja ( $f_y$ ) 400 Mpa,. Sedangkan Analisa kemampuan penampang kolom sebagai akibat pengaruh beban terfaktor kombinasi, akan dilakukan dengan menggunakan progam bantu PcaColumm. Dan nilai axial load yang diambil adalah nilai momen (akibat gaya beban gempa) yang terkecil

Analisa penampang kolom akan kebutuhan tulangan longitudinal dan tulangan geser ditunjukan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 5.21. Kebutuhan Tulangan Longitudinal dan Tulangan Geser Kolom Permodelan Struktur 3.

No	Kolom Pada Lantai ke-i	Dimensi			Tulangan Longitudinal		Tulangan Sengkang					
		h	b	L	Diameter	n	Daerah Lo			Daerah Diluar Lo, ( $L_1$ )		
					mm	tul.	(mm)	mm	(mm)	(mm)	mm	(mm)
text	mm	mm	mm	mm	mm	tul.	(mm)	mm	(mm)	(mm)	mm	(mm)
1	Lt.1	550	550	3500	D 22	24	600	12	120	1750	12	120
2	Lt.2	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
3	Lt.3	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
4	Lt.4	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
5	Lt.5	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
6	Lt.6	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
7	Lt.7	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120
8	Lt.8	550	550	3500	D 22	16	600	12	120	1750	12	120

### 5.3.3.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beam” Permodelan Struktur 3.

Persyaratan “strong column weak beam” harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom), persyaratan ini mengacu pada peraturan SNI 03-2847-2002, Psl 23.4.2.2, pada persamaan 121 :

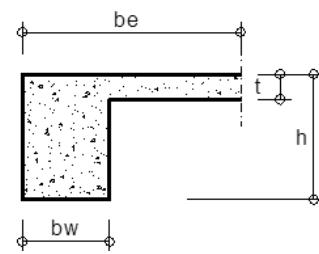
#### Menentukan Nilai $\Sigma Mg$ dan Nilai $\Sigma Mc$ .

Lebar efektif pelat (be) untuk balok tepi.

Lebar efektif flens pelat yang berhubungan dengan balok diatur dalam SNI 03-2847-2002, Psl 15.2.4, yaitu ;

$$\begin{aligned} be1 &= bw + hw \\ &= 250 \text{ mm} + (350 \text{ mm} - 120 \text{ mm}) \\ &= 480 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be2 &= bw + (4 \times hf) \\ &= 250 \text{ mm} + (4 \times 120 \text{ mm}) \\ &= 730 \text{ mm} \end{aligned}$$



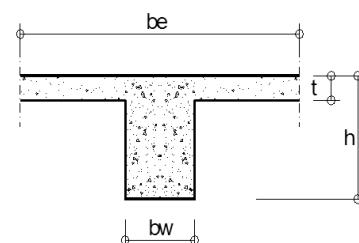
Nilai be diambil yang terkecil dari 2 rumus diatas = 480 mm

Lebar efektif pelat (be) untuk balok tengah.

Lebar efektif flens pelat yang berhubungan dengan balok diatur dalam SNI 03-2847-2002, Psl 15.2.4, yaitu ;

$$\begin{aligned} be1 &= bw + (2 \times (hw-t)) \\ &= 250 \text{ mm} + (2 \times (350 \text{ mm} - 120 \text{ mm})) \\ &= 710 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$be2 = bw + (4 \times hf)$$



$$= 250 \text{ mm} + (4 \times 120 \text{ mm})$$

$$= 1230 \text{ mm}$$

Nilai  $b_e$  diambil yang terkecil dari 2 rumus diatas = 710 mm

Luas tul. atas (Astarik) =  $A_s$  tarik balok + Aspelat

$$= 1416,9 \text{ mm}^2 + 314 \text{ mm}^2 = 1730,9 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan bawah (Astekan) =  $A_s$  tekan balok =  $850,16 \text{ mm}^2$ .

### Untuk Balok Tepi

#### 1. Balok 1

Besar nilai  $M_{g-}$  ;

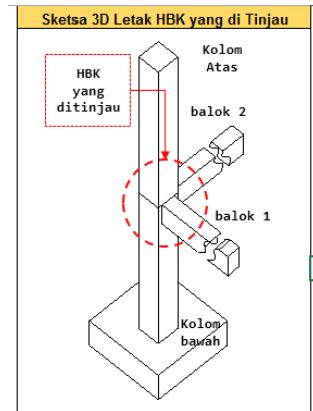
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \quad M_{g-} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 93,09 \text{ mm} \text{ dan } M_{g(-)} = 160,60 \text{ kN.m}$$

Besar nilai  $M_{g+}$  ;

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \quad M_{g+} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 45,72 \text{ mm} \text{ dan } M_{g(+)} = 86,93 \text{ kN.m}$$



Besar nilai  $\Sigma M_g$  ;

$$\Sigma M_g = (M_{g-}) + (M_{g+})$$

$$= 160,60 \text{ kN.m} + 86,93 \text{ kN.m} = 247,53 \text{ kN.m}$$

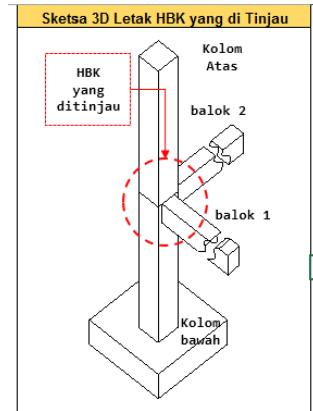
#### 2. Balok 2

Besar nilai  $M_{g-}$  ;

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \quad M_{g-} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 93,09 \text{ mm} \text{ dan } M_{g(-)} = 160,60 \text{ kN.m}$$

Besar nilai  $M_{g+}$  ;



$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad Mg+ = As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 45,72 \text{ mm} \quad \text{dan } Mg(+) = 86,93 \text{ kN.m}$$

Besar nilai  $\Sigma Mg$  :

$$\begin{aligned} \Sigma Mg &= (Mg-) + (Mg+) \\ &= 160,60 \text{ kN.m} + 86,93 \text{ kN.m} = 247,53 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Sedangkan besar nilai  $(6/5) \times \Sigma Mg$  adalah :

$$(6/5) \times \Sigma Mg = (6/5) \times (247,53 \text{ kN.m} + 247,53 \text{ kN.m}) = 742,59 \text{ kN.m}$$

Untuk  $\Sigma Mc$  dilakukan perhitungan dengan PCa Column yaitu dengan mengambil nilai beban axial P pada saat nilai momen M akibat beban gempa terkecil.

$Mc$  Kolom diatas HBK yang di tinjau adalah 758,1 kN.m

$Mc$  Kolom dibawah HBK yang di tinjau adalah 687,2 kN.m

Maka  $\Sigma Mc = 0,65 \times (758,1 \text{ kN.m} + 687,2 \text{ kN.m}) = 2224 \text{ kN.m}$

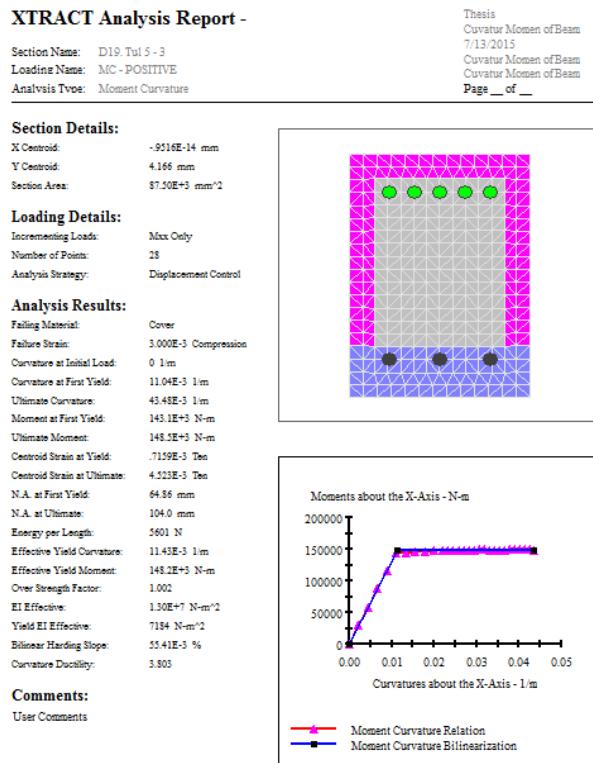
Kontrol *Strong Column Weak Beam* ;

$$(6/5) \times \Sigma Mg < \Sigma Mc = 742,59 \text{ kN.m} < 2224 \text{ kN.m..(Memenuhi)}$$

Perhitungan untuk titik-titik Hubungan Balok-Kolom seluruh lantai pada permodelan struktur ini disajikan dalam lampiran.

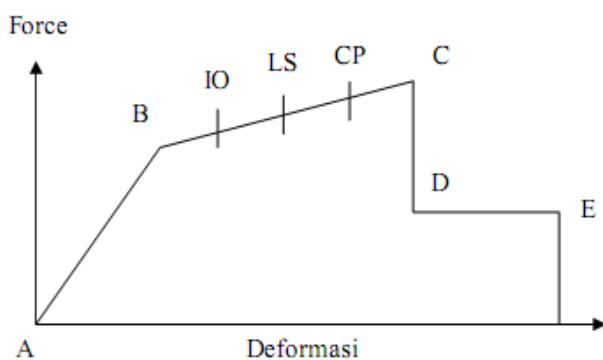
#### 5.3.4 Analisa Momen – Curvature Permodelan Struktur 3.

Analisa momen curvature pada penampang balok akan menggunakan bantuan program Xtract. Program ini diperlukan guna menentukan nilai momen curvature negative dan positif dari penampang balok, baik dalam kondisi *yield* ataupun *ultimate*. Data yang diperlukan dalam *input data* kedalam program adalah menggunakan data penampang bermaterial beton dan kebutuhan tulangan yang sudah diperhitungankan sebelumnya. Hasil analisa program bantu Xtract berupa momen-curvature akan di tunjukan pada gambar dibawah ini :



Gambar 5.21. Analisa Momen Curvature Permodelan Struktur 3

Dalam studi kali ini digunakan pemodelan sendi plastis berdasarkan model ATC [ATC-40,1996] dimana hubungan antara momen dan kurvatur dapat diidealisasikan sebagai hubungan linier dengan model seperti gambar 5.15 dibawah ini :



Gambar 5.22. Grafik Deformasi – Force yang Menggambarkan Momen-Kurvatur Permodelan Sendi Plastis ATC-40.

Penjelasan :

Titik A → Titik dimana penampang belum menerima beban A(0,0).

- Titik B → Dimana penampang mengalami leleh pertama kali B (1,0).
- Titik C → Titik dimana penampang sudah pada kondisi ultimit penampang. Untuk titik pada momen/SF diperoleh dengan  $M_u/M_y$ , sedangkan Kurvature/SF diperoleh dengan  $\phi_u/\phi_y$ . Sehingga titik C ( $M_u/M_y$  ,  $\phi_u/\phi_y$ ).
- Titik D → Titik saat kondisi momen turun sampai sebesar 0,2 kali. Pada titik ini diambil pada kondisi dimana nilai momen = 0,2 kali *yield moment*. Sehingga titik D (0,2 ,  $\phi_u/\phi_y$ ).
- Titik E → Titik yang menyatakan penampang telah dikatakan *failure*. Titik ini diambil sebagai titik ekstrapolasi dimana nilai momennya sama dengan titik D. Setelah melewati titik D, penampang dianggap tidak lagi memiliki kemampuan menahan gaya yang bekerja.
- Titik IO → Titik dimana nilai *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,1 dari total *plastic rotation*.
- Titik LS → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,333 dari total *plastic rotation*.
- Titik SS → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 0,5 dari total *plastic rotation*.

Penentuan titik IO, LS dan SS ini desesuaikan dengan kriteria damage index berdasarkan FEMA 350 dimana untuk level *Immediately Occupancy*, index damage mempunyai nilai antara 0,1-0,333. Untuk level *life safety*, index damage index mempunyai nilai antara 0,333-0,5. Untuk level *Structural Stability*, damage index mempunyai nilai antara 0,5-1,0.

Hasil program xtract menunjukan nilai-nilai sebagai berikut :

$$\text{Yield Moment (My)} = 88\ 570\ 000 \text{ N.mm}$$

$$\text{Yield Curvature (\phi_y)} = 9,692 \times 10^{-3} \text{ 1/mm}$$

$$\text{Ultimate Moment (Mu)} = 143\ 100\ 000 \text{ N.mm}$$

$$\text{Ultimate Curvature (\phi_u)} = 59.01 \times 10^{-3} \text{ 1/mm}$$

Kemudian dengan mengalikan kurvatur dengan  $2\pi$  didapatkan curvature :

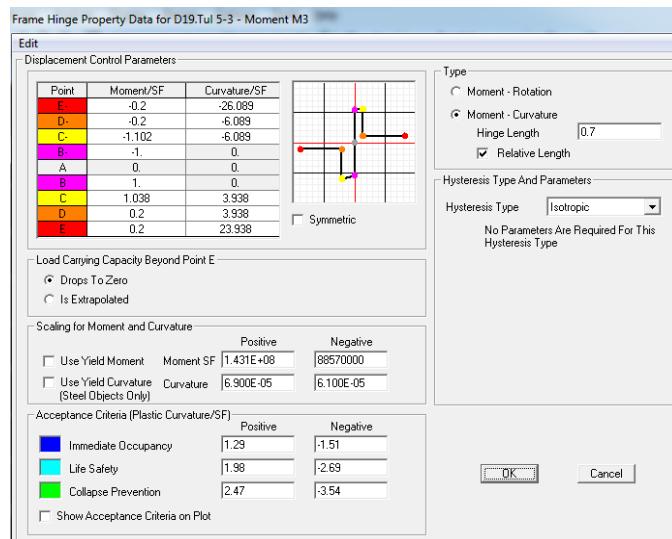
$$\text{Yield Curvature (\phi_y)} = 9.692 \times 10^{-3} \times 2\pi = 0.000061 \text{ rad/mm}$$

$$\text{Ultimate Curvature } (\varphi_u) = 59.01 \times 10^{-3} \times 2\pi = 0.000371 \text{ rad/mm.}$$

Sedangkan untuk nilai *acceptance criteria* menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Immediately Occupancy} &= \frac{\varphi_y + 0.1 \times (\varphi_u - \varphi_y)}{\varphi_y} \\ &= \frac{0.000061 + 0.1 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 1.51 \\ \text{Life Safety} &= \frac{\varphi_y + 0.333 \times (\varphi_u - \varphi_y)}{\varphi_y} \\ &= \frac{0.000061 + 0.333 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 2.69 \\ \text{Collapse Prevention} &= \frac{\varphi_y + 0.5 \times (\varphi_u - \varphi_y)}{\varphi_y} \\ &= \frac{0.000061 + 0.5 \times (0.000371 - 0.000061)}{0.000061} = 3.54\end{aligned}$$

Nilai *Immediately Occupancy*, *Life Safety*, *Collapse Prevention* dari perhitungan diatas menjadi data *in-put* pada SAP 2000, khususnya pada bagian “*non-linear hinges properties*” seperti ditunjukkan dalam gambar 5.113 dibawah ini :



Gambar 5.23. Tampilan Hinges Properties Permodelan Struktur 3.

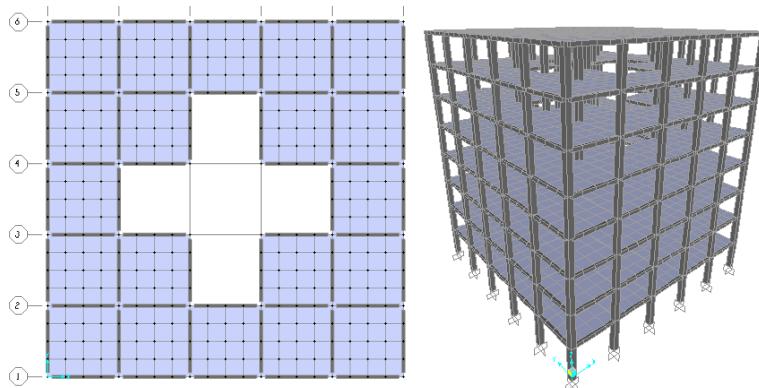
Pada *hinges properties*, yang dimasukkan adalah koordinat yang telah diskala, yang diambil *yield moment* sebagai *scale factor* untuk momen. Sedangkan untuk kurvatur, *scale factor* nya diambil sebesar nilai *yield curvature*. Sedangkan untuk *hinges properties* penampang kolom, digunakan *Auto Hinges Assignment Data* yang berdasarkan FEMA 356. Definisi *hinges properties* berdasarkan

defeinisi jumlah tulangan kolom yang kita input kan pada *Frame Section* kolom.

### 5.3.5 Skema Keruntuhan Struktur Permodelan Struktur 3.

Pada Permodelan Struktur 3 bangunan dikondisikan mengalami bukaan pada lantai (void) sebesar 20%, bukaan tersebut dimulai dari lantai 1 elevasi +3,50m hingga pada elevasi +24,5m sedangkan pada elevasi 28,0m lantai tidak ada bukaan. Kemudian bangunan dianalisa dengan *Nonlinier Time history analysis* terhadap gempa Kern County, gempa Denpasar, gempa Elcentro,dan hasilnya adalah sebagai berikut :

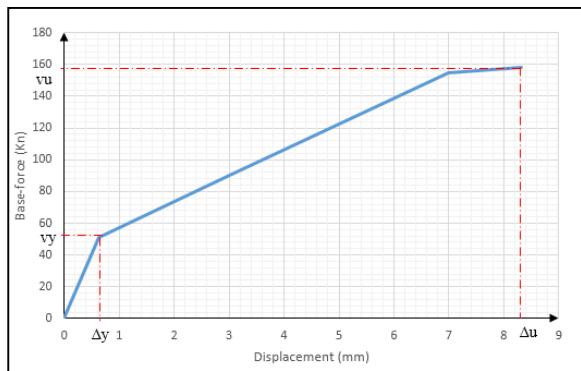
- Permodelan Struktur 3 yang dimodelkan dalam program bantu analisis.



Gambar 5.24. (a) tampak X-Y Permodelan Struktur 1; (b) Tampak 3D Permodelan Struktur 3.

- Hasil Analisis :
  - a. Permodelan Struktur 3 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa Kern County.

Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa Kerncounty diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkangur 20%, mengalami kegagalan atau terbentuknya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 1,5 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 2,6 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau ( joint 120) 0,063 cm pada kondisi leleh dan 0,832 cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 50,992kN pada kondisi leleh dan 158,132kN pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.25. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 3, akibat gempa Kerncounty.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukkan pada tabel dibawah ini :

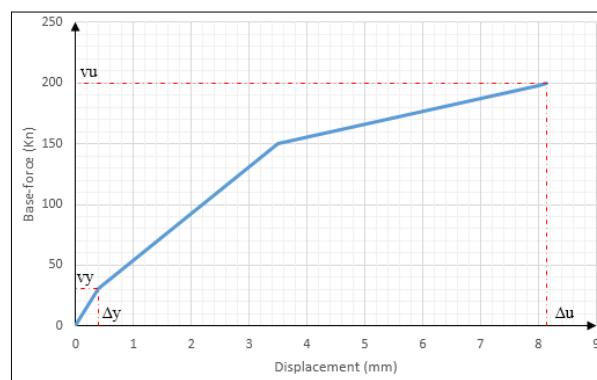
Tabel 5.22. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 3, akibat gempa kerncounty

No	Uraian	Hasil	
1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	1,9	2,7
3	Dsipacement	0,063 cm	0,832cm
4	Daktalitas	$\Delta u / \Delta y = 13,21$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukkan tanda titik kuning yang berarti <i>collapse</i>

- b. Permodelan Struktur 3 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa Denpasar.

Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa elcentro diperoleh bangunan dengan

luasan lantai berkurang 20%, mengalami kegagalan atau terbentuknya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 2,0 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 2,7 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau ( joint 120) 0,039 cm pada kondisi leleh dan 0,814 cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 30,566kN pada kondisi leleh dan 199,371kN pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.26. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 3, akibat gempa Denpasar.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukan pada tabel dibawah ini :

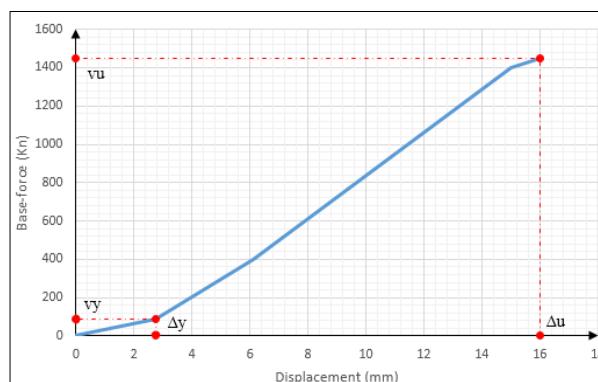
Tabel 5.23. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 3, akibat gempa denpasar

No	Uraian	Hasil	
		Analisis NLTHA	Analisis Dinamis
1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	2,0	2,7
3	Displacement	0,039 cm	0,148cm
4	Daktilitas	$\Delta u / \Delta y = 21,14$	

5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukkan tanda titik kuning yang berarti <i>collapse</i>
---	------------	---	---

- c. Permodelan Struktur 3 saat dianalisa menggunakan karakteristik Gempa El-Centro.

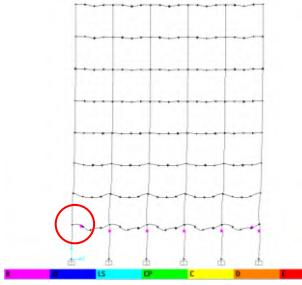
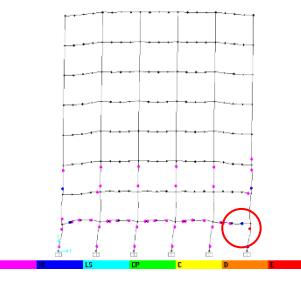
Berdasarkan hasil analisa menggunakan *time history analysis* menggunakan karakteristik Gempa elcentro diperoleh bangunan dengan luasan lantai berkurang 20%, mengalami kegagalan atau terbentuknya sendi plastis pertama (kondisi leleh) adalah pada waktu ke 2,8 detik dan kondisi ultimate nya pada waktu ke 3,2 detik, dengan nilai displacement atap pada titik yang ditinjau ( joint 120) 0,277cm pada kondisi leleh dan 1,602cm pada kondisi ultimate. Untuk base shearnya adalah 90,06kN pada kondisi leleh dan 1451kN pada kondisi ultimate. sehingga dapat digambarkan kurva kapasitasnya adalah sebagai berikut :



Gambar 5.27. Kurva kapasitas Permodelan Struktur 3, akibat gempa elcentro.

Skema terbentuknya sendi plastis pada kondisi leleh hingga ultimate ditunjukan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.24. Skema keruntuhan Permodelan Struktur 3, akibat gempa El-Centro

No	Uraian	Hasil	
1	Hasil analisis NLTHA		
2	time	2,8	3,2
3	Dsplacement	0,277 cm	1,602cm
4	Daktalitas	$\Delta u / \Delta y = 5,78$	
5	Keterangan	Kondisi Leleh (yield), terbentuk sendi plastis pada balok lantai satu	Kondisi ultimate, dimana ujung kanan atas dari kolom lantai 1 menunjukkan titik kuning yang berarti <i>collapse</i>

#### 5.4 Nilai Daktalitas dari Tiap Permodelan.

Berdasarkan hasil analisa dengan analisa nonlinear riwayat waktu yang menggunakan bantuan program SAP 2000, setelah dimodelkan dan di analisis, maka didapat nilai daktalitas dari tiap permodelan disajikan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.25. nilai daktalitas dari tiap permodelan.

Daktalitas Bangunan				
1. Ditinjau karakteristik Gempa Kerncounty				
	Permodelan	$\Delta y$ (cm)	$\Delta u$ (cm)	$\Delta u/\Delta y$
	Model 1	0.0614	0.574	9.35
	Model 2	0.0607	0.747	12.31
	Model 3	0.0630	0.832	13.21

Dakatalitas Bangunan				
2. Ditinjau karakteristik Gempa Denpasar				
Permodelan	$\Delta y$ (cm)	$\Delta u$ (cm)	$\Delta u/\Delta y$	
Model 1	0.033	0.213	6.45	
Model 2	0.034	0.372	10.94	
Model 3	0.039	0.814	21.14	

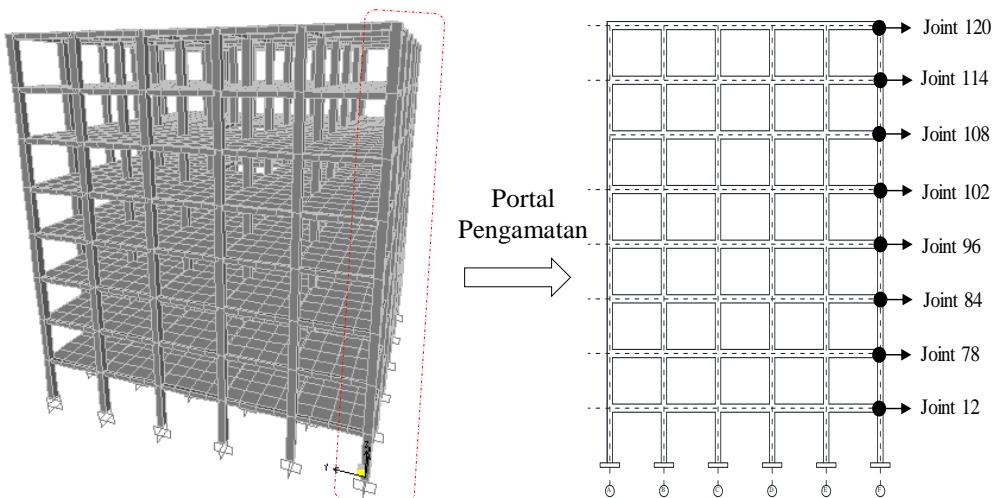
Dakatalitas Bangunan				
3. Ditinjau karakteristik Gempa Elcentro				
Permodelan	$\Delta y$ (cm)	$\Delta u$ (cm)	$\Delta u/\Delta y$	
Model 1	0.340	1.320	3.88	
Model 2	0.342	1.460	4.28	
Model 3	0.277	1.602	5.78	

Dari tabel diatas menunjukan bahwa apabila diterapkan luasan lantai yang semakin berkurang dari total luasan 1 lantai pada tiap permodelan, nilai dakatalitas bangunan semakin bertambah, dengan kata lain bangunan dengan bukaan lantai yang besar memiliki kencenderungan berprilaku semakin ulet.

## 5.5 Hubungan Perpindahan Terhadap Lantai.

Hubungan perpindahan lantai dari tiap permodelan yang diberi beban gempa dengan masing-masing karakteristik jenis gempa tersebut, didapatkan dari hasil analisa dengan menggunakan program bantu SAP.2000, adalah sebagai berikut ;

- a. Titik peninjauan output data :



Gambar 5.28. Portal yang Menjadi Titik Pengamatan

b. Data out-put hasil analisa beserta grafik hubungan perpindahan terhadap tinggi bangunan perlantai disajikan sebagai berikut :

- Hubungan Perpindahan terhadap lantai akibat gempa El-centro

Berikut adalah tabulasi data output dari tiap permodelan :

M1 - Elcentro

Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)
120	8	13.20
114	7	12.20
108	6	11.07
102	5	9.79
96	4	8.35
84	3	6.82
78	2	5.89
12	1	3.22
0	0	0

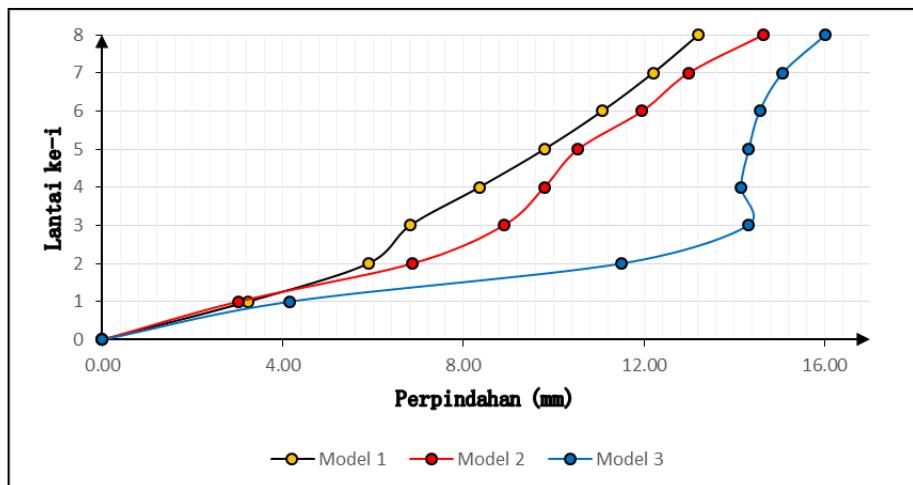
M2 - Elcentro

Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)
120	8	14.64
114	7	12.99
108	6	11.96
102	5	10.54
96	4	9.79
84	3	8.89
78	2	6.87
12	1	3.01
0	0	0

M3 - Elcentro

Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)
120	8	16.02
114	7	15.07
108	6	14.56
102	5	14.32
96	4	14.15
84	3	14.30
78	2	11.50
12	1	4.16
0	0	0

Dari data tabulasi diatas dibentuk dalam grafik dibawah ini :



Gambar 5.29 Hubungan Perpindahan terhadap tinggi bangunan untuk gempa Elcentro

Dari hasil *time history analysis* dari tiap permodelan dengan karakteristik gempa Elcentro pada portal yang dianggap kritis, menunjukkan perpindahan pada model satu adalah 13,20mm, pada model dua menunjukkan perpindahan sebesar 14,64mm, sedangkan pada model tiga adalah sebesar 16,02mm. Dengan demikian dapat dikatakan bahwa dari tiap permodelan yang diberi yang perlakuan luasan lantai yang berkurang 4% hingga 20%, nilai perpindahan terbesar dari permodelan struktur terletak pada model 3, dimana

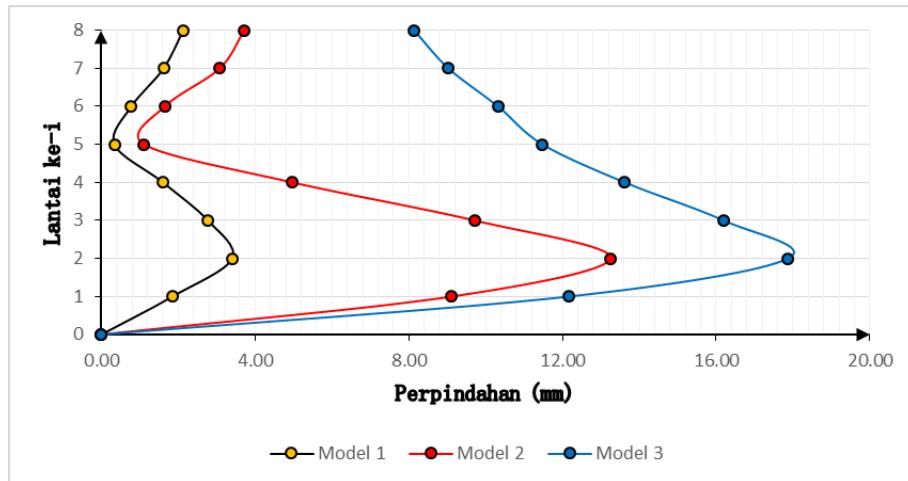
berkurangnya luasan lantai pada model 3 mempengaruhi besarnya nilai perpindahan struktur bangunan yang terjadi.

- Hubungan Perpindahan terhadap lantai akibat gempa Denpasar.

Berikut adalah tabulasi data output dari tiap permodelan :

M1 - Denpasar			M2 - Denpasar			M3 - Denpasar		
Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)	Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)	Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)
120	8	2.13	120	8	3.72	120	8	8.14
114	7	1.62	114	7	3.08	114	7	9.03
108	6	0.78	108	6	1.65	108	6	10.32
102	5	0.34	102	5	1.11	102	5	11.48
96	4	1.6	96	4	4.97	96	4	13.62
84	3	2.77	84	3	9.71	84	3	16.19
78	2	3.4	78	2	13.25	78	2	17.87
12	1	1.85	12	1	9.12	12	1	12.17
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Dari data tabulasi diatas dibentuk dalam grafik dibawah ini :



Gambar 5.30 Hubungan Perpindahan terhadap tinggi bangunan untuk gempa Denpasar

Dari hasil *time history analysis* dari tiap permodelan dengan karakteristik gempa Denpasar pada portal yang dianggap kritis, menunjukkan perpindahan pada model satu adalah 2,13mm, pada model dua menunjukkan perpindahan sebesar 3,72mm, sedangkan pada model tiga adalah sebesar 8,14mm. Dengan demikian dapat dikatakan bahwa dari tiap permodelan yang diberi yang perlakuan luasan lantai yang berkurang 4%

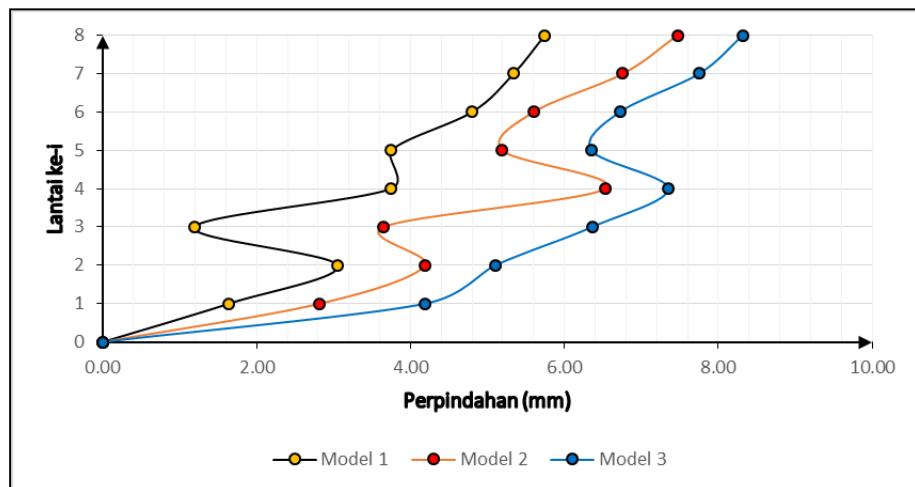
hingga 20%, nilai perpindahan terbesar dari permodelan struktur terletak pada model 3, dimana berkurangnya luasan lantai pada model 3 mempengaruhi besarnya nilai perpindahan struktur bangunan yang terjadi.

- Hubungan Perpindahan terhadap lantai akibat gempa Kern-county.

Berikut adalah tabulasi data output dari tiap permodelan :

M1 - Kern-County			M2 - Kern-County			M3 - Kern-County		
Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)	Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)	Joint	Tinggi Lantai	Displacement (mm)
120	8	5.74	120	8	7.47	120	8	8.32
114	7	5.34	114	7	6.76	114	7	7.75
108	6	4.80	108	6	5.60	108	6	6.72
102	5	3.75	102	5	5.19	102	5	6.35
96	4	3.75	96	4	6.53	96	4	7.35
84	3	1.19	84	3	3.65	84	3	6.36
78	2	3.05	78	2	4.19	78	2	5.1
12	1	1.64	12	1	2.82	12	1	4.19
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Dari data tabulasi diatas dibentuk dalam grafik dibawah ini :



Gambar 5.31 Hubungan Perpindahan terhadap tinggi bangunan untuk gempa Kern-county

Dari hasil *time history analysis* dari tiap permodelan dengan karakteristik gempa Kern-county pada portal yang dianggap kritis, menunjukkan perpindahan pada model satu adalah 2,13mm, pada model dua menunjukkan perpindahan sebesar 3,72mm, sedangkan pada model tiga adalah sebesar 8,14mm. Dengan demikian dapat dikatakan bahwa dari tiap permodelan yang diberi yang perlakuan luasan

lantai yang berkurang 4% hingga 20%, nilai perpindahan terbesar dari permodelan struktur terletak pada model 3, dimana berkurangnya luasan lantai pada model 3 mempengaruhi besarnya nilai perpindahan struktur bangunan yang terjadi.

**LAMPIRAN 1 - Perhitungan Luas Area Spectral Velocity Wilayah Kupang -  
Nusa Tenggara Timur**

Tabel. Luas Area Wilayah Kupang, Nusa Tenggara Timur.

Digunakan percepatan gravitasi,  $g = 981 \text{ cm/dt}^2$

Periode [T] det.	Spectral Acceleration [Sa] $g$	Spectral Acceleration [Sa] $\text{cm}/\text{dt}^2$	Frekuensi [ $f = 1/T$ ] Hz	Frekuensi [ $\omega = f \cdot 2\pi$ ] rad/det.	Spectral Velocity [ $Sv = Sa/\omega$ ] $\text{cm}/\text{det}$	Intensitas [ $I = \int Sv \, dt$ ]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0.00	0.2674	262.2802	0.0000	0.0000	0.0000	0.3969
0.10	0.5085	498.8045	10.0000	62.8319	7.9387	0.8390
0.17	0.6684	655.7004	6.0120	37.7745	17.3583	0.6435
0.20	0.6684	655.7004	5.0000	31.4159	20.8716	2.6089
0.30	0.6684	655.7004	3.3333	20.9440	31.3074	3.6525
0.40	0.6684	655.7004	2.5000	15.7080	41.7432	4.6961
0.50	0.6684	655.7004	2.0000	12.5664	52.1790	5.7397
0.60	0.6684	655.7004	1.6667	10.4720	62.6148	6.7833
0.70	0.6684	655.7004	1.4286	8.9760	73.0506	7.8268
0.80	0.6684	655.7004	1.2500	7.8540	83.4864	2.6963
0.83	0.6684	655.7004	1.2024	7.5549	86.7913	5.9305
0.90	0.6177	605.9179	1.1111	6.9813	86.7913	8.6791
1.00	0.5559	545.3261	1.0000	6.2832	86.7913	8.6791
1.10	0.5054	495.7510	0.9091	5.7120	86.7913	8.6791
1.20	0.4632	454.4384	0.8333	5.2360	86.7913	8.6791
1.30	0.4276	419.4816	0.7692	4.8332	86.7913	8.6791
1.40	0.3971	389.5187	0.7143	4.4880	86.7913	8.6791
1.50	0.3706	363.5508	0.6667	4.1888	86.7913	8.6791
1.60	0.3474	340.8288	0.6250	3.9270	86.7913	8.6791
1.70	0.3270	320.7801	0.5882	3.6960	86.7913	8.6791
1.80	0.3088	302.9590	0.5556	3.4907	86.7913	8.6791
1.90	0.2926	287.0138	0.5263	3.3069	86.7913	8.6791
2.00	0.2779	272.6631	0.5000	3.1416	86.7913	8.6791
2.10	0.2647	259.6791	0.4762	2.9920	86.7913	8.6791
2.20	0.2527	247.8755	0.4545	2.8560	86.7913	8.6791
2.30	0.2417	237.0983	0.4348	2.7318	86.7913	8.6791
2.40	0.2316	227.2192	0.4167	2.6180	86.7913	8.6791
2.50	0.2224	218.1305	0.4000	2.5133	86.7913	8.6791
2.60	0.2138	209.7408	0.3846	2.4166	86.7913	8.6791
2.70	0.2059	201.9726	0.3704	2.3271	86.7913	8.6791
2.80	0.1985	194.7593	0.3571	2.2440	86.7913	8.6791
2.90	0.1917	188.0435	0.3448	2.1666	86.7913	8.6791
3.00	0.1853	181.7754	0.3333	2.0944	86.7913	
Intensitas (I) =						224.0755

**LAMPIRAN 2 - Perhitungan Luas Area & Data Spektra Respon Gempa El-Centro 18 Mei 1940**

Tabel. Perhitungan Luas Area Respons Gempa El-Centro 18 Mei 1940.

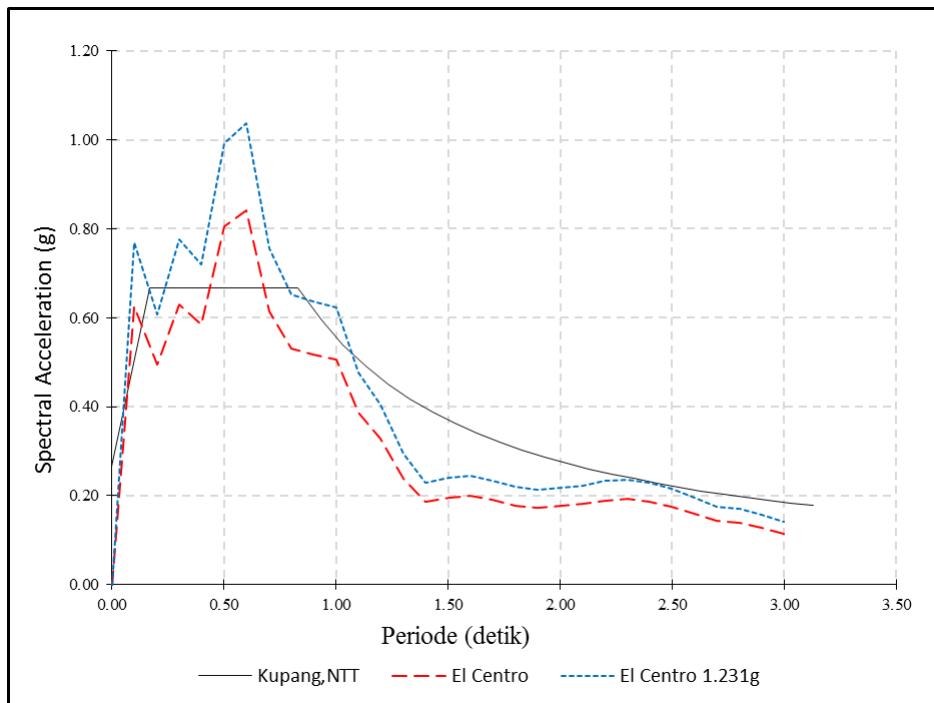
Periode [T] det.	Spectral Acceleration [Sa] g	Spectral Velocity [Sv] cm/det.	Intensitas [I = $\int Sv dt$ ]
(1)	(2)	(3)	(7)
0	0.0000	0.0000	0.3478
0.1	0.6256	6.9556	1.3166
0.2	0.4941	19.3773	2.5358
0.3	0.6300	31.3379	3.3738
0.4	0.5851	36.1383	5.2356
0.5	0.8062	68.5745	7.3093
0.6	0.8422	77.6113	7.8172
0.7	0.6147	78.7324	7.3313
0.8	0.5305	67.8936	7.3124
0.9	0.5170	78.3542	8.1473
1	0.5066	84.5919	7.8177
1.1	0.3867	71.7624	6.8300
1.2	0.3280	64.8373	5.8790
1.3	0.2385	52.7422	4.9576
1.4	0.1856	46.4097	4.8072
1.5	0.1956	49.7338	5.2228
1.6	0.1992	54.7222	5.4297
1.7	0.1901	53.8714	5.2879
1.8	0.1779	51.8866	5.2606
1.9	0.1732	53.3261	5.8423
2	0.1764	63.5199	6.2927
2.1	0.1807	62.3332	6.3745
2.2	0.1895	65.1563	6.6650
2.3	0.1922	68.1429	7.1312
2.4	0.1859	74.4814	7.7381
2.5	0.1742	80.2802	8.1573
2.6	0.1588	82.8661	8.2633
2.7	0.1430	82.4002	8.1338
2.8	0.1385	80.2756	7.8207
2.9	0.1278	76.1386	7.3376
3	0.1146	70.6132	
Intensitas ( $I_1$ ) =			181.9759
Intensitas (I) =			224.0755
Faktor skala = $I/I_1$ =			1.2313

Tabel. Data Spektra Respons Gempa El-Centro 18 Mei 1940.

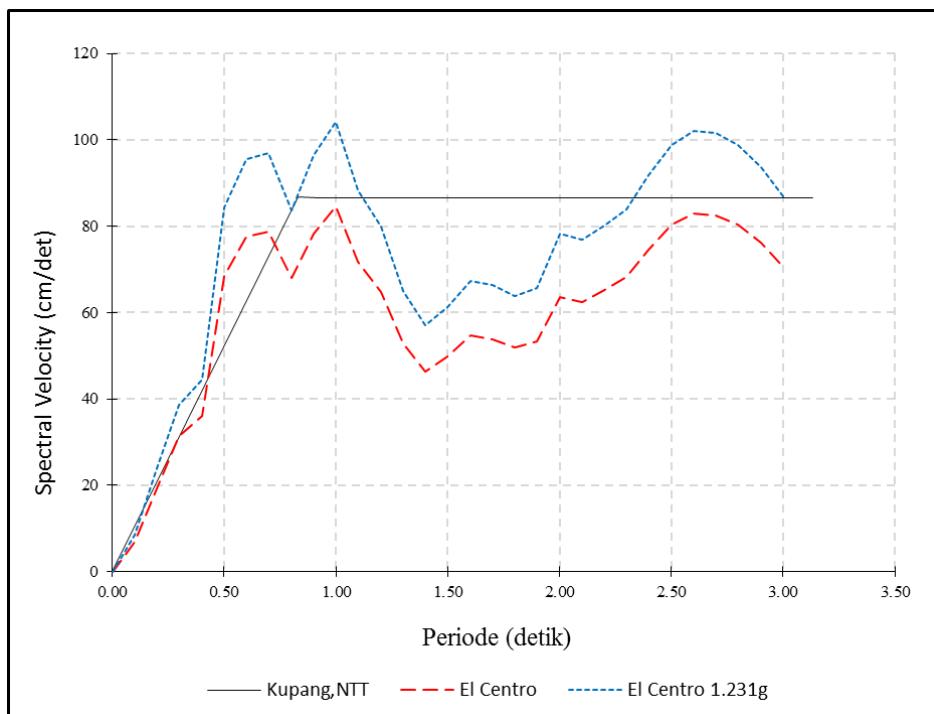
Spectral Acceleration [Sa_terskala] g	Spectral Velocity [Sv_terskala] cm/det.
(1)	(2)
0.0000	0.0000
0.7703	8.5647
0.6084	23.8602
0.7757	38.5878
0.7205	44.4987
0.9927	84.4390
1.0370	95.5664
0.7569	96.9469
0.6532	83.6005
0.6367	96.4812
0.6238	104.1620
0.4762	88.3644
0.4039	79.8372
0.2937	64.9439
0.2285	57.1464
0.2408	61.2395
0.2452	67.3820
0.2341	66.3344
0.2191	63.8904
0.2132	65.6629
0.2172	78.2150
0.2225	76.7538
0.2334	80.2300
0.2367	83.9076
0.2288	91.7125
0.2145	98.8527
0.1955	102.0369
0.1760	101.4632
0.1705	98.8471
0.1573	93.7530
0.1411	86.9493

### **LAMPIRAN 3 - Grafik Spektra Respons Gempa El-Centro 18 Mei 1940**

Grafik. Spectral Acceleration terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - El-Centro 18 Mei 1940.



Grafik. Spectral Velocity terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - El-Centro 18 Mei 1940.



**LAMPIRAN 4 - Perhitungan Luas Area & Data Spektra Respon Gempa Denpasar**

Tabel. Perhitungan Luas Area Respons Gempa Denpasar.

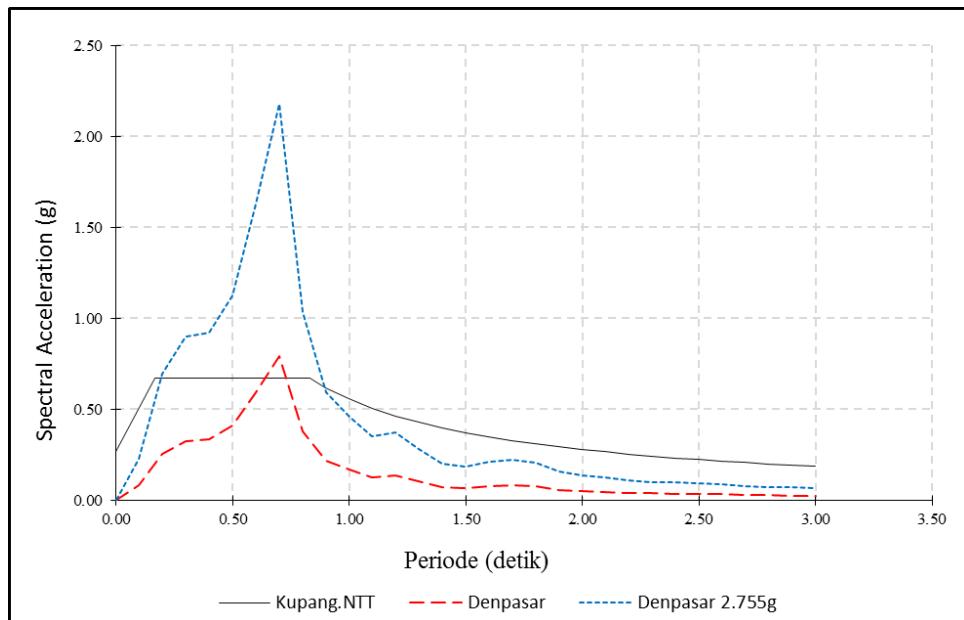
Periode [T] det.	Spectral Acceleration [Sa] g	Spectral Velocity [Sv] cm/det.	Intensitas [I = $\int$ Sv dT]
(1)	(2)	(3)	(7)
0	0.0000	0.0000	0.1522
0.1	0.0827	3.0435	0.5953
0.2	0.2527	8.8632	1.1887
0.3	0.3263	14.9099	1.7849
0.4	0.3340	20.7872	2.4957
0.5	0.4074	29.1261	4.1336
0.6	0.5912	53.5461	7.3962
0.7	0.7909	94.3783	7.3066
0.8	0.3749	51.7534	4.4895
0.9	0.2157	38.0364	3.6710
1	0.1659	35.3842	3.1646
1.1	0.1269	27.9086	3.0629
1.2	0.1343	33.3503	3.1988
1.3	0.1020	30.6247	2.7611
1.4	0.0730	24.5978	2.4896
1.5	0.0672	25.1932	2.5228
1.6	0.0756	25.2619	2.7001
1.7	0.0811	28.7395	2.9426
1.8	0.0747	30.1131	2.9264
1.9	0.0573	28.4145	2.7075
2	0.0491	25.7354	2.4510
2.1	0.0444	23.2851	2.2450
2.2	0.0397	21.6146	2.1141
2.3	0.0365	20.6682	2.0298
2.4	0.0346	19.9284	1.9464
2.5	0.0329	19.0004	1.8474
2.6	0.0308	17.9469	1.7815
2.7	0.0285	17.6840	1.7622
2.8	0.0265	17.5600	1.7445
2.9	0.0249	17.3300	1.7234
3	0.0238	17.1383	
Intensitas ( $I_2$ ) =		81.3354	
Intensitas (I) =		224.0755	
Faktor skala = I/I <sub>2</sub> =		2.7550	

Tabel. Data Spektra Respons Gempa Denpasar.

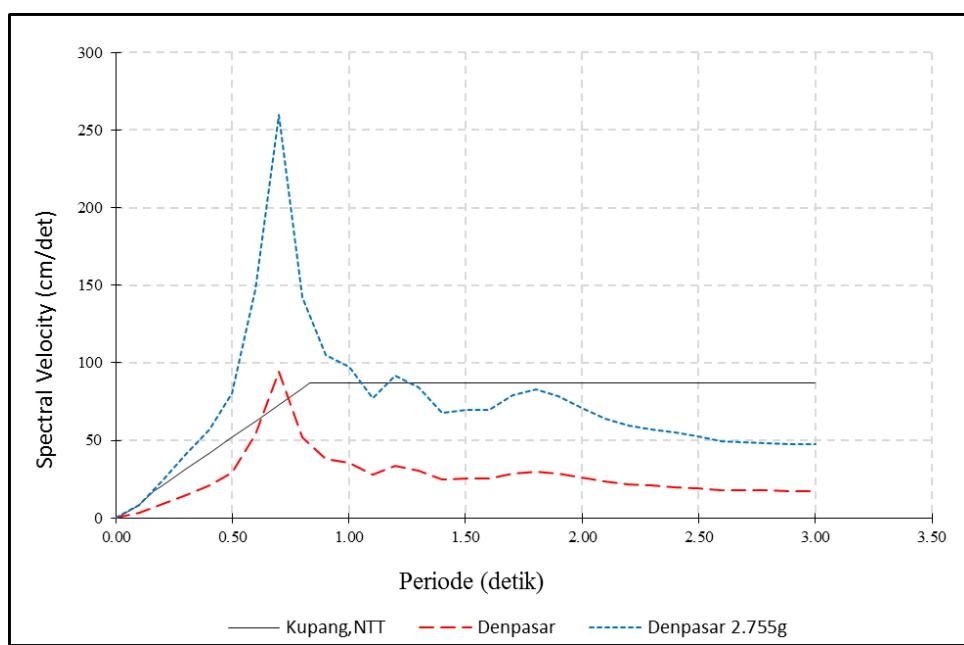
Spectral Acceleration [Sa_terskala] g	Spectral Velocity [Sv_terskala] cm/det.
(1)	(2)
0.0000	0.0000
0.2277	8.3847
0.6961	24.4177
0.8990	41.0761
0.9201	57.2677
1.1223	80.2411
1.6287	147.5171
2.1788	260.0082
1.0329	142.5785
0.5941	104.7885
0.4571	97.4821
0.3496	76.8871
0.3699	91.8787
0.2811	84.3698
0.2011	67.7658
0.1852	69.4063
0.2081	69.5955
0.2233	79.1760
0.2059	82.9604
0.1580	78.2808
0.1354	70.8998
0.1223	64.1493
0.1093	59.5472
0.1004	56.9401
0.0952	54.9018
0.0907	52.3453
0.0850	49.4428
0.0786	48.7187
0.0729	48.3770
0.0687	47.7433
0.0656	47.2153

## LAMPIRAN 5 - Grafik Spektra Respons Gempa Denpasar

Grafik. Spectral Acceleration terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - Denpasar.



Grafik. Spectral Velocity terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - Denpasar.



**LAMPIRAN 6 - Perhitungan Luas Area & Data Spektra Respon Gempa  
Kern County**

Tabel. Perhitungan Luas Area Respons  
Gempa Kern County.

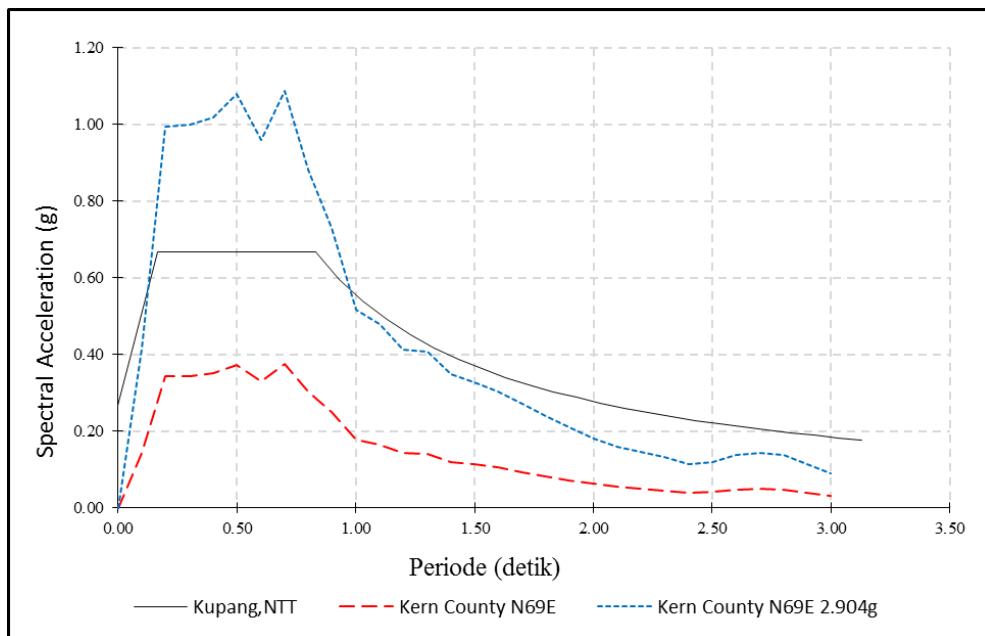
Periode [T] det.	Spectral Acceleration [Sa] g	Spectral Velocity [Sv] cm/det.	Intensitas [I = $\int Sv dt$ ]
(1)	(2)	(3)	(7)
0	0.0000	0.0000	0.1702
0.1	0.1433	3.4049	0.7004
0.2	0.3419	10.6023	1.2817
0.3	0.3443	15.0318	1.9468
0.4	0.3508	23.9042	2.6668
0.5	0.3718	29.4327	3.0693
0.6	0.3304	31.9532	3.8375
0.7	0.3749	44.7977	4.2601
0.8	0.3035	40.4035	3.9994
0.9	0.2510	39.5838	3.5104
1	0.1775	30.6237	3.1007
1.1	0.1647	31.3905	3.3605
1.2	0.1421	35.8204	3.3620
1.3	0.1405	31.4199	3.0427
1.4	0.1201	29.4340	2.8147
1.5	0.1128	26.8600	2.6907
1.6	0.1046	26.9531	2.6745
1.7	0.0933	26.5373	2.6237
1.8	0.0828	25.9375	2.5502
1.9	0.0720	25.0657	2.4739
2	0.0626	24.4115	2.3970
2.1	0.0549	23.5276	2.3305
2.2	0.0500	23.0815	2.2849
2.3	0.0455	22.6170	2.2392
2.4	0.0388	22.1668	2.2106
2.5	0.0410	22.0448	2.3703
2.6	0.0473	25.3614	2.5680
2.7	0.0492	25.9992	2.4537
2.8	0.0471	23.0753	2.1683
2.9	0.0395	20.2913	2.0126
3	0.0311	19.9616	
Intensitas ( $I_3$ ) =		77.1713	
Intensitas (I) =		224.0755	
Faktor skala = $I/I_3$ =		2.9036	

Tabel. Data Spektra Respons  
Gempa Kern County.

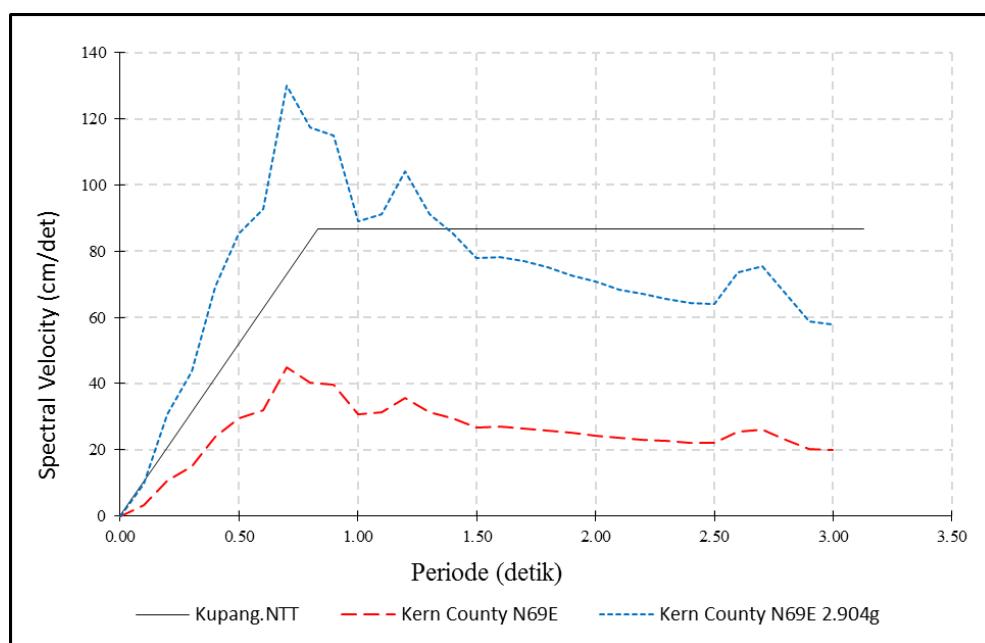
Spectral Acceleration [Sa_terskala] g	Spectral Velocity [Sv_terskala] cm/det.
(1)	(2)
0.0000	0.0000
0.4161	9.8864
0.9926	30.7848
0.9997	43.6466
1.0186	69.4086
1.0797	85.4610
0.9595	92.7798
1.0885	130.0751
0.8812	117.3159
0.7288	114.9360
0.5153	88.9192
0.4783	91.1458
0.4126	104.0086
0.4079	91.2313
0.3488	85.4649
0.3274	77.9909
0.3038	78.2613
0.2709	77.0539
0.2403	75.3123
0.2091	72.7810
0.1817	70.8816
0.1593	68.3151
0.1451	67.0196
0.1322	65.6709
0.1127	64.3637
0.1191	64.0096
0.1374	73.6398
0.1427	75.4916
0.1368	67.0016
0.1148	58.9180
0.0902	57.9606

### LAMPIRAN 7 - Grafik Spektra Respons Gempa Kern County

Grafik. Spectral Acceleration terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - Kern County.



Grafik. Spectral Velocity terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - Kern County.

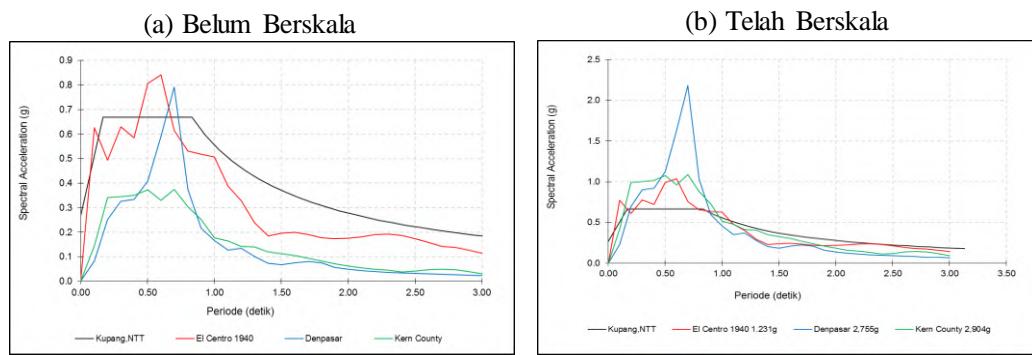


**LAMPIRAN 8 - Rekapitulasi Skala Gempa dari masing-masing karakteristik Gempa yang di tinjau**

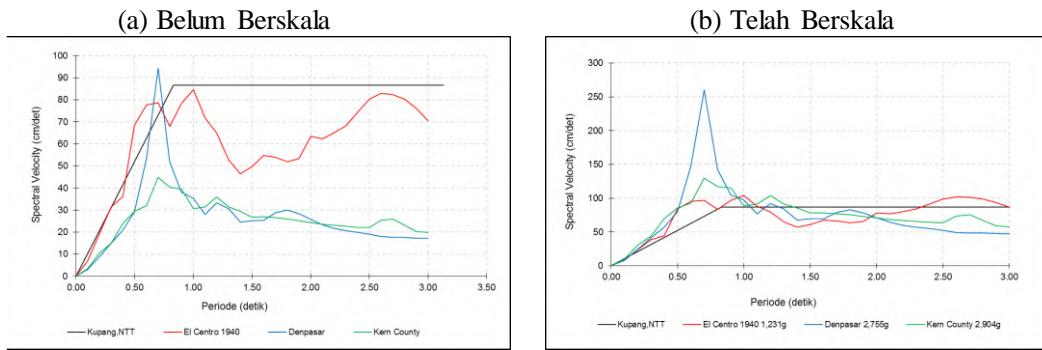
Tabel. Rekapitulasi Skala

Faktor Modifikasi [R]	Percepatan Gravitasi [g, m/dt <sup>2</sup> ]	Faktor Keutamaan [I]	Spektrum Gempa [text]	Intensitas	Scale factor [Sf]	Skala in-put ke SAP	
						100%	30%
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
8	9.81	1	Kupang, NTT	224.076	1.000	1.226	0.368
			El-Centro	181.976	1.231	1.510	0.453
			Denpasar	81.335	2.755	3.378	1.013
			Kern County	77.171	2.904	3.561	1.068

Grafik. Spectral Acceleration terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - semua gempa.



Grafik. Spectral Velocity terhadap waktu (periode) yang belum berskala dengan yang telah berskala - Semua Gempa.



### LAMPIRAN 9 - In-put Unconfined Concrete Pada Program X-tract

Tabel. In-put pada program X-tract untuk unconfined concrete.

Tampilan Program Xtract untuk "unconfined concrete" [pict. sketsa]		Parameter in-put :		
No [no]	Uraian [text]	Value [no]	Sat. [text]	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
a.	Mutu beton ( $f'_c$ )	35	Mpa	
b.	Tension Strength	0	Mpa	
c.	Yield strain ( $\varepsilon_y$ ) = $0.7 \times \varepsilon_{cc}$  Nilai $\varepsilon_{cc}$ ▪ Value of K ▪ Value of $f'_c / K \times f'_c$ ▪ Value of $\varepsilon_{co}$ ▪ $(f'_c / f'_c) - 1$ ▪ $5 \times [(f'_c / f'_c) - 1]$ ▪ $1 + [5 \times [(f'_c / f'_c) - 1]]$  jadi nilai $\varepsilon_{cc}$ : $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \times (1 + (5 \times [(f'_c / f'_c) - 1]))$ $0.7\varepsilon_{cc}$	0.0014		
d.	Crushing strain ( $\varepsilon_{cu}$ )	0.003		
e.	Spalling strain ( $\varepsilon_{sp}$ )	0.006		
f.	Post crushing strain ( $f_{cp}$ )	0		
g.	Failure strain merupakan regangan tambahan setelah mengalami kegagalan.	0.003		
h.	Concrete elastic modulus (Ec) diambil $4700 \times (f'_c)^{0.5}$	27,805.57	Mpa	

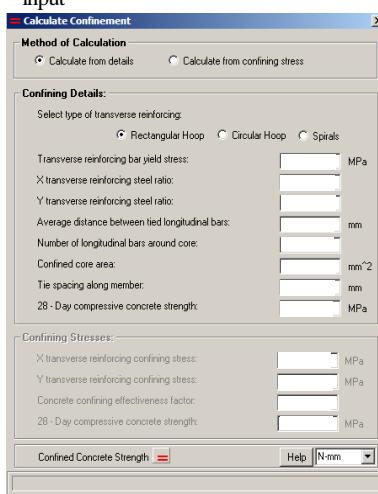
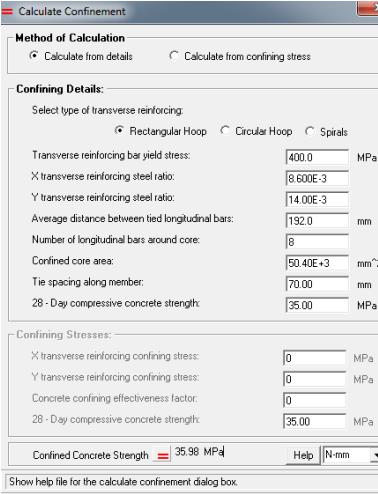
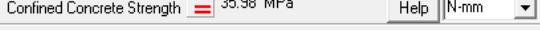
### LAMPIRAN 10 - In-put Confined Concrete Pada Program X-tract

Tabel. In-put pada program X-tract untuk confined concrete.

Tampilan Program Xtract untuk "confined concrete" [pict. sketsa]		Parameter in-put :		
No [no]	Uraian [text]	Value [no]	Sat. [text]	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
a.	Name of concrete model	Core-Concrete		
b.	Mutu beton ( $f'_c$ )	35	Mpa	
c.	Tension strength	0	Mpa	
d.	Confined concrete strength	sesuai hitungan		
e.	Yield strain [ $0.7 \times \varepsilon_{cc}$ ]	0.0014	Mpa	
f.	Crushing Strain			
g.	Concrete elastic modulus (Ec) diambil $4700 \times (f'_c)^{0.5}$	27805.57	Mpa	
h.	klik menu "view" dan dilanjutkan menu "apply" tampilan akan nampak seperti dibawah ini :			

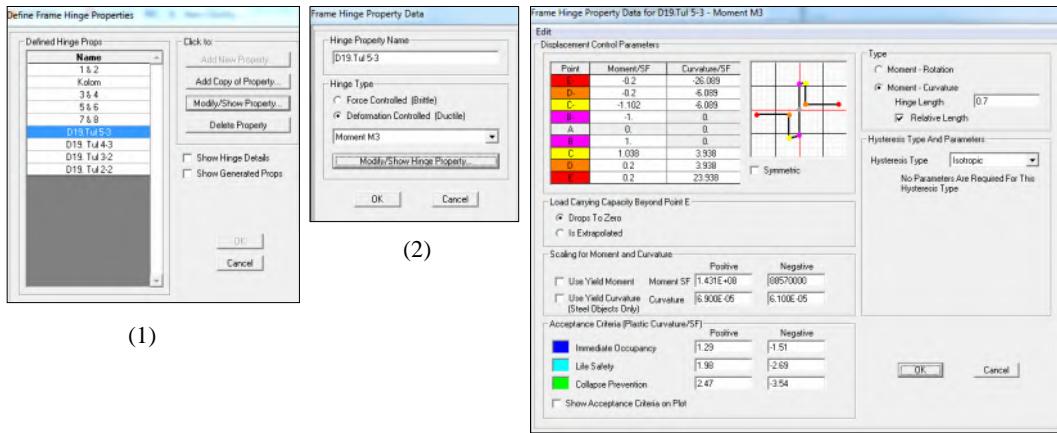
## LAMPIRAN 11 - In-put Confined Concrete Strength Pada Program X-tract

Tabel. In-put pada program X-tract untuk confined concrete strength.

Tampilan Program Xtract untuk "confined concrete strength" [pict. sketsa]	Parameter in-put :			
	No [no]	Uraian [text]	Value [no]	Sat. [text]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
a. tampilan belum terisi nilai parameter input	a.	Method of calculation	calculation from details	
	b.	Confining details	regular hoops	
	c.	transverse reinforcing bar yield stress (fyh), merupakan mutu baja tulangan sengkang	400	Mpa
	d.	X transverse reinforcing steel ratio $\rho_X = As_x / [S \times dc]$ dimana $As_x = n_x \times Abt$	0.00863	
		Parameter hitungan :		
		▪ type sengkang arah X ( $n_x$ )	2	kaki
		▪ Luas penampang 1 tul. begel (Abt)	78.571	mm <sup>2</sup>
		▪ Luas penampang arah X ( $As_x$ )	157.143	mm <sup>2</sup>
		▪ Spasi vertikal tul. begel (S)	120	mm
		▪ Nilai dc = hbalok - 2 x ts - dbt		
		▪ Nilai dbt adalah Luas tul. Begel	260	mm
b. tampilan setelah terisi nilai parameter input	e.	Y transverse reinforcing steel ratio $\rho_Y = As_y / [S \times bc]$ dimana $As_y = n_y \times Abt$	0.01403	
		Parameter hitungan :		
		▪ type sengkang arah Y ( $n_y$ )	2	kaki
		▪ Luas penampang tul. begel (Abt)	78.571	mm <sup>2</sup>
		▪ Luas penampang arah Y ( $As_y$ )	157.143	mm <sup>2</sup>
		▪ Spasi vertikal tul. begel (S)	120	mm
		▪ Nilai bc = bbalok - 2 x ts - dbt		
		▪ Nilai dbt adalah Luas tul. Begel	160	mm
	f.	average distance between tied longitudinal bars	192	mm
	g.	number of longitudinal bars around core adalah jumlah tul. Utama dlm kekangan begel	8	bars
	h.	confined area core merupakan luasan di dalam kekangan begel	5.04E+04	mm <sup>2</sup>
	i.	tied spacing along member adalah spasi tul. begel sepanjang titik tinjau	70.00	mm
	j.	28-days compressive concrete strength adalah mutu tekan beton 28 hari	35	Mpa
	k.	langkah selanjutnya klik tanda 2 garis merah seperti dibawah ini untuk mengeeluarkan hasil perhitungan "confined concrete strength"		
				
		Show help file for the calculate confinement dialog box:		

## LAMPIRAN 12 - In-put Data Pada Hinges Properties di program bantu SAP.2000

Hinges propertis untuk element Balok yang merupakan komponen struktur dari tiap pemodelan.

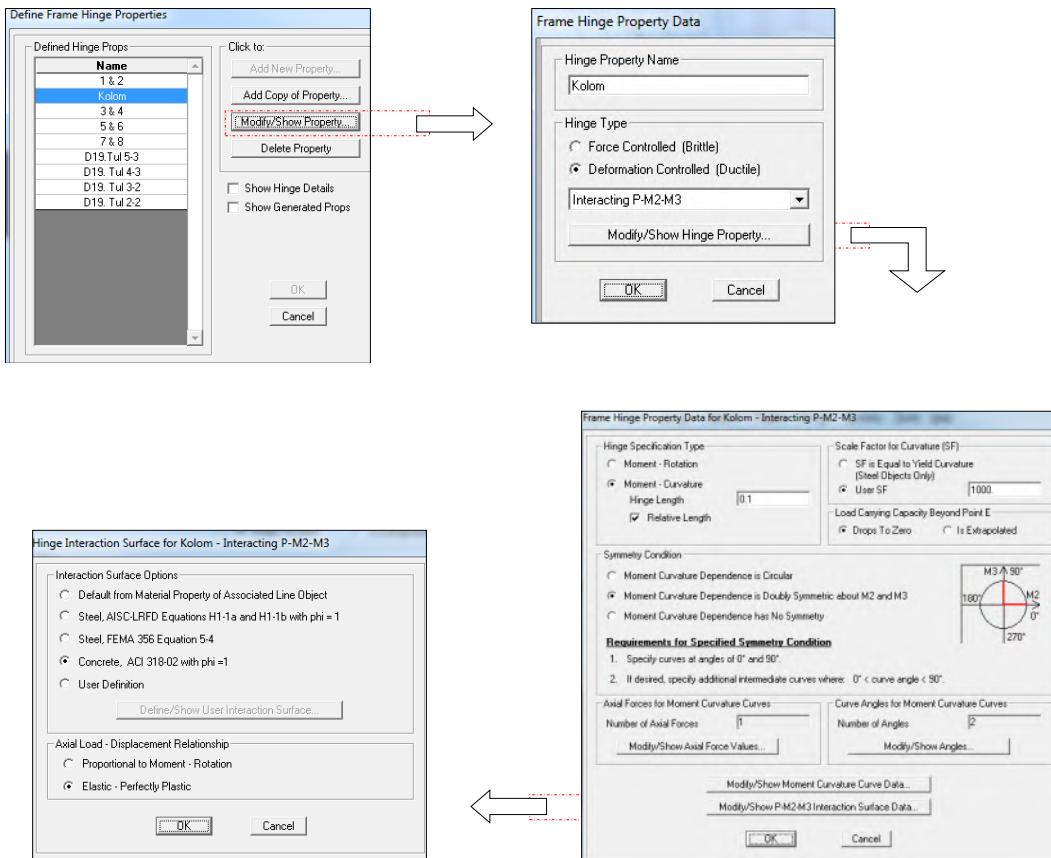


Tabel. Hasil Momen Curvature Balok Tinjauan, Yang Selanjutnya digunakan Sebagai Input di Hinges Properties SAP.2000.

Tulangan Balok Terpasang	Part	Momen (Nmm)		Curvature (rad/mm)		Momen (Nmm)		Curvature (rad/mm)		Dakalitas
		Yield	Ultimate	Yield	Ultimate	Yield	Ultimate	Yield	Ultimate	
D.19.5-3	Beam-IN	88.570	97.560	9.692	59.010	88,570,000	97,560,000	0,000061	0,000371	6.09
	Beam-IP	143.100	148.500	11.040	43.480	143,100,000	148,500,000	0,000069	0,000273	
D.19.4-3	Beam-IN	88.200	97.760	9.762	58.270	88,200,000	97,760,000	0,000061	0,000366	5.97
	Beam-IP	116.900	124.000	10.500	49.950	116,900,000	124,000,000	0,000066	0,000314	
D.19.4-3	Beam-IN	88.200	97.760	9.762	58.270	88,200,000	97,760,000	0,000061	0,000366	5.97
	Beam-IP	116.900	124.000	10.500	49.950	116,900,000	124,000,000	0,000066	0,000314	
D.19.3-2	Beam-IN	60.090	70.960	9.232	68.540	60,090,000	70,960,000	0,000058	0,000431	7.42
	Beam-IP	89.070	97.940	9.997	57.980	89,070,000	97,940,000	0,000063	0,000364	
D.19.3-2	Beam-IN	60.090	70.960	9.232	68.540	60,090,000	70,960,000	0,000058	0,000431	7.42
	Beam-IP	89.070	97.940	9.997	57.980	89,070,000	97,940,000	0,000063	0,000364	
D.19.3-2	Beam-IN	60.090	70.960	9.232	68.540	60,090,000	70,960,000	0,000058	0,000431	7.42
	Beam-IP	89.070	97.940	9.997	57.980	89,070,000	97,940,000	0,000063	0,000364	
D.19.3-2	Beam-IN	60.090	70.960	9.232	68.540	60,090,000	70,960,000	0,000058	0,000431	7.42
	Beam-IP	89.070	97.940	9.997	57.980	89,070,000	97,940,000	0,000063	0,000364	
D.19.2-2	Beam-IN	60.400	69.780	9.305	68.400	60,400,000	69,780,000	0,000058	0,000430	7.35
	Beam-IP	60.400	69.780	9.305	68.400	60,400,000	69,780,000	0,000058	0,000430	

Tulangan Balok Terpasang	Part	A		B		C		D		E		IO	LS	CP
		x/C	y/M	x/C	y/M	x/C	y/M	x/C	y/M	x/C	y/M			
D.19.5-3	Beam-IN	0	0	0	-1	-6.089	-1.102	-6.089	-0.2	-26.089	-0.2	1.51	2.69	3.54
	Beam-IP	0	0	0	1	5.938	1.038	5.938	0.2	23.938	0.2			
D.19.4-3	Beam-IN	0	0	0	-1	-5.969	-1.108	-5.969	-0.2	-25.969	-0.2	1.50	2.65	3.48
	Beam-IP	0	0	0	1	4.757	1.061	4.757	0.2	24.757	0.2			
D.19.4-3	Beam-IN	0	0	0	-1	-5.969	-1.108	-5.969	-0.2	-25.969	-0.2			
	Beam-IP	0	0	0	1	4.757	1.061	4.757	0.2	24.757	0.2			
D.19.3-2	Beam-IN	0	0	0	-1	-7.424	-1.181	-7.424	-0.2	-27.424	-0.2	1.64	3.14	4.21
	Beam-IP	0	0	0	1	5.800	1.100	5.800	0.2	25.800	0.2			
D.19.3-2	Beam-IN	0	0	0	-1	-7.424	-1.181	-7.424	-0.2	-27.424	-0.2			
	Beam-IP	0	0	0	1	5.800	1.100	5.800	0.2	25.800	0.2			
D.19.3-2	Beam-IN	0	0	0	-1	-7.424	-1.181	-7.424	-0.2	-27.424	-0.2			
	Beam-IP	0	0	0	1	5.800	1.100	5.800	0.2	25.800	0.2			
D.19.3-2	Beam-IN	0	0	0	-1	-7.424	-1.181	-7.424	-0.2	-27.424	-0.2			
	Beam-IP	0	0	0	1	5.800	1.100	5.800	0.2	25.800	0.2			
D.19.2-2	Beam-IN	0	0	0	-1	-7.351	-1.155	-7.351	-0.2	-27.351	-0.2			
	Beam-IP	0	0	0	1	7.351	1.155	7.351	0.2	27.351	0.2			
D.19.2-2	Beam-IN	0	0	0	-1	-7.351	-1.155	-7.351	-0.2	-27.351	-0.2			
	Beam-IP	0	0	0	1	7.351	1.155	7.351	0.2	27.351	0.2			

Hinges propertis untuk element Kolom yang merupakan komponen struktur dari tiap pemodelan.



## LAMPIRAN 13 - Pembebanan Pada Pelat Lantai

Parameter yang direncanakan :

- a. Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 35 Mpa
- b. Mutu Baja ( $f_y$ ) = 320 Mpa
- c. Tebal Selimut ( $d$ ) = 20 mm
- d. Tebal Pelat Lt.2 - Lt.8 = 120 mm
- e. Tebal Pelat Lt. Atap = 100 mm
- f. Fungsi Gedung = MALL - Bangunan Perdagangan
- g. Beban Hidup Lantai Gedung = 250 kg/m<sup>2</sup>
- h. Beban Hidup Lantai Atap = 100 kg/m<sup>2</sup>

PEMBEBANAN PADA Elv +3.5m - Elv +24.5m

### 1. Akibat Beban Mati

$$\begin{array}{llllll}
 \rightarrow & \text{Berat sendiri pelat} & \Rightarrow & 0.12 \text{ m} & \times & 2400 \text{ kg/m}^3 = \text{SAP kg/m}^2 \\
 \rightarrow & \text{Spesi (t} = 2 \text{ cm)} & \Rightarrow & 2 \text{ cm} & \times & 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \rightarrow & \text{Keramik (t} = 2 \text{ cm)} & \Rightarrow & 2 \text{ cm} & \times & 24 \text{ kg/m}^2 = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 \rightarrow & \text{Plafond + penggantung} & \Rightarrow & 11 \text{ kg/m}^2 & + & 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \rightarrow & \text{Instalasi listrik, AC, dll} & \Rightarrow & \text{Asumsi.....} & & \hline
 & & & & & = 40 \text{ kg/m}^2 \\
 & & & & & \dots\dots qdl = 148 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

### 2. Akibat Beban Hidup

$$\rightarrow \text{Beban Hidup Lantai} \dots\dots qll = 250 \text{ kg/m}^2$$

PEMBEBANAN PADA ELEVASI +28.00m

### 1. Akibat Beban Mati

$$\begin{array}{llllll}
 \rightarrow & \text{Berat sendiri pelat} & \Rightarrow & 0.1 \text{ m} & \times & 2400 \text{ kg/m}^3 = \text{SAP kg/m}^2 \\
 \rightarrow & \text{Aspal (t} = 3 \text{ cm)} & \Rightarrow & 3 \text{ cm} & \times & 14 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \rightarrow & \text{Plafond + penggantung} & \Rightarrow & 11 \text{ kg/m}^2 & + & 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \rightarrow & \text{Instalasi listrik, AC .....} & \Rightarrow & \text{Asumsi.....} & & \hline
 & & & & & = 40 \text{ kg/m}^2 \\
 & & & & & \dots\dots qdl = 100 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

### 2. Akibat Beban Hidup

$$\rightarrow \text{Beban Hidup Lantai} \dots\dots qll = 100 \text{ kg/m}^2$$

## **BAB 6**

### **PENUTUP**

#### **6.1 Kesimpulan.**

Beberapa hal yang dapat disimpulkan antara lain :

1. Dari ketiga permodelan yang dianalisa menggunakan *time history analysis* dan diberi perlakuan dengan karakteristik gempa El-centro, Denpasar, dan Kerncounty, dapat disimpulkan, dengan berkurangnya luasan lantai sebagai akibat bukaan pada lantai yang diberikan, membuat nilai daktalitas bangunan semakin bertambah (semakin ulet). Hal ini ditunjukkan melalui kurva kapasitas hubungan antara perpindahan dan *base force* dari tiap permodelan, dimana nilai daktalitas ( $\Delta u / \Delta y$ ) setelah dianalisis menunjukkan hasil yang semakin besar dari model satu hingga model tiga.
2. Dari ketiga permodelan yang dianalisa menggunakan *time history analysis* dan diberi perlakuan dengan karakteristik gempa El-centro, Denpasar, dan Kerncounty, dapat disimpulkan, dengan berkurangnya luasan lantai sebagai akibat bukaan pada lantai yang diberikan, membuat nilai perpindahan bangunan pada titik tinjau semakin bertambah, hal ini ditunjukkan melalui grafik hubungan perpindahan terhadap tinggi lantai, dimana nilai perpindahan dari model satu hingga model tiga menunjukkan hasil yang semakin bertambah sehingga dalam mendesain bangunan yang memiliki bukaan pada lantai perlu diperhatikan nilai perpindahan yang terjadi

#### **6.2 Saran.**

1. Untuk analisa selanjutnya, disarankan untuk menggunakan record gempa lebih dari 4 (5 atau 7 record gempa) mengikuti peraturan SNI gempa terbaru. Sehingga diharapkan bisa memperoleh hasil analisa yang lebih akurat dari analisa yang dilakukan.
2. Disarankan untuk menganalisa dengan struktur dual system, karena pada kenyataannya untuk gedung tinggi lebih banyak menggunakan struktur dual system (rangka dan shearwall).

3. Disarankan untuk menganalisa struktur dengan material baja. Sehingga diketahui apakah perilaku struktur baja memiliki perilaku yang sama dengan perilaku struktur beton.
4. Disarankan studi analisa dapat dilakukan pada bangunan dengan fungsi bangunan perdagangan (mall) sesuai bentuk denah dilapangan.

## **DAFTAR PUSTAKA**

- Applied Technology Council (ATC) 40, November 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1, Report No. SSC 96-01, California.
- Badan Standardisasi Nasional "Tata Cara perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan gedung (SNI 03-2847-2002)", Jakarta :Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan 2002.
- Badan Standardisasi Nasional "Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)", Jakarta :Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan, 2002.
- Chopra,A.K and Goel,R.K, januari 2001, A Modal Pushover Analysis Procedure For Estimating Seismic Demands For Buildings: Theory And Preliminary Evaluation, Pacificik Earthquake Engineering Research Center, PPER 2001/03.
- Chopra,A.K and Goel,R.K,2002, A Modal Pushover Analysis Procedure For Estimating Seismic Demands For Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002: 31:561-582.
- Chopra,A.K and Goel,R.K,2002, A Modal Pushover Analysis Procedure For Estimating Seismic Demands For Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 31, No.3,March 2002.
- Chopra,A.K and Goel,R.K,2003, A Modal Pushover Analysis Procedure For Estimating Seismic Demands For Buildings, Summary And Evaluation, Fifth National Conference On Earthquake Engineering, 26-30 may 2003, Intambul –Turkey.
- Departemen Pekerjaan Umum, "Peraturan Pembebatan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)", Bandung : Ditjen Cipta Karya Direktorat,Bangunan,1983.
- Ginsar, M.I, Lumantarna, B.,2004, Seismik Performance Evaluation of Building With Pushover Analysis, Universitas Kristen PETRA Surabaya.
- Ginsar M.I, Lumantarna, B.,2010, Evaluasi Kinerja Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus Bercoakan 40% Diwilayah Resiko Gempa Tinggi Di Indonesia, Seminar dan Pameran HAKI 2010 "Perkembangan dan Kemajuan Konstruksi Indonesia".
- Lumantarna, B., Keandalan Analisa Pushover Untuk Meramalkan Perilaku Seismik Non-linear Struktur Portal Terbuka Teratur, Profesionalisme dalam Dunia Konstruksi Indonesia, Seminar dan Pameran Haki 2002, Jakarta, pp v01-09.
- Murty, C.V.R, World Housing Encyclopedia, (Oktober 2009), Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang Dengan Dinding Pengisi Dari Bata Terhadap Gempa.

Earthquake Engineering Research Institute dan International Association for Earthquake engineering, cetakan versi Indonesia, No. Publication WHE-2009-01.

Ozmen,C, Unay,I.A.,2005, Commonly encountered seismic design faults due to the Architectural Design of Residential Buildings in Turkey, Department of Architectural, Middle East Technical, University, Ankara, TR-06531, Turkey.

Paulay,T. And Priestley, M.J.N., Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonary Buildings, John Wiley & Sons, Inc 1992.

Pranata,A.Y & Wijaya,K.P, Kajian Daktalitas Struktur Gedung Beton Bertulang Dengan Analisa Riwayat Waktu Dan Analisa Beban Dorong, Jurnal Teknik Sipil Vol 8, No.3 juni 2008 : 250-263.

Solikin,M.,Januari 2007, Pengaruh Eksentrisitas Pusat Massa Portal Beton Bertulang Terhadap Stabilitas Struktur yang mengalami Beban Gempa, Dinamika Teknik Sipil Vol 7, No. 1 Januari 2007, 37-44

[www.wikipedia.org/wiki/Berkas:pacific\\_ring\\_of-fire.png](http://www.wikipedia.org/wiki/Berkas:pacific_ring_of-fire.png)

## BIOGRAFI



Penulis dilahirkan di SOE – Kab. Timur Tengah Selatan, Nusa Tenggara Timur pada tanggal 28 Juli 1987 sebagai anak Pertama dari tiga bersaudara dari pasangan Alfred F Lukas dan Doherty V Malasa. Saat ini penulis bertempat tinggal di Jl. Gunung Anyar Royal Paka – Perum Royal Paka Residance B/4, Rungkut-Surabaya, Jawa Timur. Penulis mengawali pendidikan melalui program studi D3 Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan – ITS, Surabaya pada tahun 2005 dan lulus pada tahun 2008, Pendidikan sarjana di tempuh di Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya, lulus tahun 2010. Pada tahun 2011, penulis diterima di Program Pascasarjana Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, dan menamatkannya pada tahun 2016.