

340851 H/09



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember



RSS  
624.177  
Pra  
s-1  

---

2008

TUGAS AKHIR - PS 1380

**STUDI KEMAMPUAN BERBASIS KINERJA PADA GEDUNG  
BAJA DENGAN SEGMENT KHUSUS BRESING-X DENGAN  
MENGUNAKAN VARIASI PANJANG SEGMENT KHUSUS**

BAGUS PRANUGROHO  
3104 100 086

Dosen Pembimbing  
Dr.Ir. HIDAYAT SOEGIHARDJO, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Kota  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2008

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	07-10-08
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	232172



FINAL PROJECT - PS 1380

**STUDY PERFORMANCE BASED FROM ABILITY IN THE  
STEEL BUILDING WITH SPECIAL SEGMENT BRACING-X  
WITH LENGTH VARIETY IN SPECIAL SEGMENT**

BAGUS PRANUGROHO  
3104 100 086

Supervisor  
Dr.Ir. HIDAYAT SOEGIHARDJO, MS

CIVIL ENGINEERING  
Faculty of civil engineering and Planing  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2008

**LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR**

**STUDI KEMAMPUAN BERBASIS KINERJA PADA  
GEDUNG BAJA DENGAN SEGMENT KHUSUS BRESING-  
X DENGAN MENGGUNAKAN VARIASI PANJANG  
SEGMENT KHUSUS**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh  
Gelar Sarjana Teknik  
pada

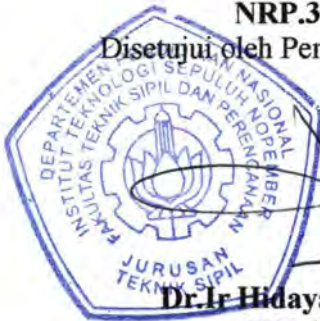
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

Bagus Pranugroho

**NRP.3104. 100.086**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :



*[Handwritten Signature]*  
**Dr. Ir Hidayat Soegihardjo, MS**  
NIP 130.816.211

**SURABAYA  
Juli, 2008**

# ***ABSTRAK***

# STUDI KEMAMPUAN BERBASIS KINERJA PADA GEDUNG BAJA DENGAN SEGMENT KHUSUS BRESING- X DENGAN VARIASI PANJANG SEGMENT KHUSUS

Nama Mahasiswa : Bagus Pranugroho  
NRP : 3104.100.086  
Jurusan : Teknik Sipil  
Dosen Pembimbing : Dr.Ir. Hidayat Soegihardjo,  
MS

## ABSTRAK

Hal yang paling utama dari suatu konstruksi bangunan tahan gempa ialah ketika terkena gempa tidak boleh terjadi keruntuhan total. Maka untuk menghindari hal tersebut harus di desain kekuatan kolom lebih kuat daripada baloknya (*Strong coloumn weak beam*) sehingga sendi plastis terjadi pada balok. Maka diperlukannya mendisipasi energi dari gempa secara histeristik dapat dipakai dengan sistem rangka yaitu dengan menggunakan Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK) atau *Special Truss Moment Frames* (STMF). Sistem rangka ini menggunakan struktur rangka batang sebagai balok pemikul momen dan dipasang horisontal dengan segment khusus yaitu Bresing-X.

Untuk mendukung konstruksi tahan gempa maka sangat diperlukan adanya kinerja dari suatu bangunan ketika dihadapkan dengan kondisi saat menghadapi gempa. Oleh sebab itu perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*Performance Base Seismic Design*) diperlukan. Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja memiliki beberapa keuntungan yaitu mampu untuk menunjukkan keadaan riil suatu gedung pada saat menerima gaya gempa. Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja

(*Performance Base Seismic Design*) ini bisa dianalisa dengan menggunakan analisa statik non linier *pushover*. Cara kerja perencanaan tahan gempa berbasis kinerja yang memakai analisa statik non linier *pushover* ini berbasis komputer dengan menggunakan program SAP 2000 non linier untuk menganalisa perilaku inelastis gedung dari berbagai macam tingkat gempa sehingga dapat diketahui tingkatan kinerjanya pada kondisi kritis dan besarnya perpindahan maksimum struktur saat gempa rencana atau sering disebut titik kinerja (*Performance Point*).

Dengan belum adanya studi tentang perbandingan terhadap beberapa struktur yang memakai sistem *Special Truss Moment Frame* dengan segmen khusus yang berupa bresing-x, dengan memberi variasi pada panjang segmen khusus di 1 macam zone gempa 6 inilah Maka studi ini dilakukan.

**Kata kunci :** gempa, *special truss moment frames*, analisa *pushover*, tingkatan kinerja, *performance point*.

# ***ABSTRACT***



**STUDY PERFORMANCE BASED FROM ABILITY IN  
THE STEEL BUILDING WITH SPECIAL SEGMENT  
BRACING X WITH LENGTH VARIETY IN SPECIAL  
SEGMENT**

**Name** : Bagus Pranugroho  
**ID number** : 3104.100.086  
**Departement** : Civil Engineering  
**Support Lecturer** : Dr.Ir.hidayat Soegihardjo,MS

**ABSTRACT**

The main thing in the construction of earthquake resistant building is when earthquake occurred totally collapse shouldn't be happen. Therefore to avoid that thing the building should be designed with strong column weak beam concept so plastic hinges occurred in the beam. It need to dissipated energy from earthquake hysterically can be used in frame system which called Special Truss Moment Frames (STMF). This frame system using truss structure as beam to accept moment and installed horizontally with special segment as bracing-x.

To Support earthquake resistant construction it importantly needed an ability for building when earthquake happened. Therefore Performance Base Seismic Design needed. Performance Base Seismic Design have some advantages as showing real condition from building when accept earthquake force. Performance Base Seismic Design can be analyzed with non linear pushover static analysis. This analysis is base on computer with SAP 2000 non linear program to analyze inelastic behaviour building from many kind earthquake level so can be known performance level in critical condition and maximum structure displacement in planned earthquake or can be called performance point.

For now there are no study about comparison for some structure which used Special Truss Moment Frame with special



segment as bracing  $x$ , with giving variation in length special segment in 1 kind earthquake zone 6 this study take place.

**Key word** : earthquake, special truss moment frames, pushover analysis, performance level, performance point.

# ***KATA PENGANTAR***

## KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji syukur dan Alhamdulillah kehadiran Allah SWT Yang Maha Esa, atas segala limpahan rahmat, hikmat dan karunia -Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini.

Selama berlangsungnya tugas akhir ini, penulis banyak sekali mendapat bimbingan dan pengajaran yang berharga dari berbagai pihak, oleh karena itu pada kesempatan dan lembar ini penulis ucapkan terima kasih kepada :

1. Kedua Orang Tuaku tercinta, atas segala doa dan wejanganannya dalam menjalani hidup ini tak ada seorangpun yang bisa menggantikanmu, serta dek putri tercinta semoga bahagia dan mendapatkan kesuksesan dunia dan akhirat.
2. Dr.Ir.Hidayat Sugihardjo, MS, selaku ketua jurusan Teknik Sipil ITS dan sebagai dosen pembimbing juga dalam pengerjaan tugas akhir ini. Terima kasih atas diskusi dan bimbingannya yang dengan sabar mengajari dan membagi ilmunya kepada penulis.
3. Ir. I Ketut Dunia, Msc, selaku dosen wali yang telah berkenan menjadi dosen wali selama penulis menempuh pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS.
4. Ninik AS, You're my inspiration, yang selalu mendukung penuh penulis dan selalu bersedia menampung segala keluh kesah penulis ketika ada permasalahan.
5. Rekan-rekan S-47 seperjuangan penulis dalam pengerjaan tugas akhir ini Roziq makasi buat wejangan ilmu gempunya, Wiko, Arif "tile", Fajar yang kamarnya selalu dibuat berantakan oleh penulis, Yudi GRM, Bram, A.Fathir, Harya, Junaidi, Suwignyo, Pandu, Wira, Jayen, Nining, Ratna, Amanda "mando", Ike, Carlos, Rama "Ramen", Indra "Indro", Asmuin, Dewi, Ciput, Dian "Sastro", Dewa, Baqi, febr "wel-wel", Kemal, teman-

6. Buat temen-temen S46 khususnya Sofwan dan Obet makasi atas bagi-bagi pengalamannya serta pinjaman bacemannya dari senior-senior yang dulu – dulu. Dedik, Doni, Yogi, Andri L.
7. Teman-teman di kajian Al-Hadiid, yakinlah bahwa Allah SWT selalu membantu umatnya.
8. Mas Habiib, Om A'ang,om & tante Barman, Pakde Wit sekeluarga, Faizal, emak, temen-temen d'trotol,temen-temen remas masjid an-nur, Seno, Syafak,Heru, Pak Imam sekeluarga, Pak So dan Pak Mistoyo atas fotokopiannya, temen chattingku Meme blossom pink, Ayu-dolphinluthu, Bella- Bamotz, ceceniez, Sari-arciub, dewi-sur,novi-phiapucino,Noerell, Mimi-nh. Pak Yok yang selalu menjaga sepeda motorku,kepada dosen – dosen ahli gempa dan *Pushover* Pak Wiryanto,Pak Yosafat, Pak Benjamin L, Pak Bambang, atas segala tulisan di jurnal – jurnal anda yang sangat membantu penulis.
9. Terimakasih untuk adik-adik di panti asuhan Wachid Hasyim atas doa-doanya.

Tentunya Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna , saya membuat saran maupun kritik yang membangun untuk perbaikan baik secara konsep/materi maupun secara tata cara penulisan. Akhir kata semoga tulisan ilmiah ini dapat berguna baik secar teori maupun secara praktik.

Surabaya,24 Juli 2008

Penulis

## ***DAFTAR ISI***

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	i
<b>ABSTRAK</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>DAFTAR ISI</b> .....	viii
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xxi
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Permasalahan .....	5
1.3 Tujuan .....	6
1.4 Batasan Masalah .....	6
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	9
2.1 <i>Special Truss Moment Frame</i> .....	9
2.1.1 Perkembangan <i>Special Truss Moment Frame</i> ....	9
2.1.2 Kinerja STMF .....	12
2.1.3 Konsep Desain STMF .....	16
2.1.3.1 Persyaratan pada segmen khusus .....	16
2.2 Daktilitas.....	17
2.3 <i>Performance Based Seismic Design</i> .....	17
2.3.1 Konsep <i>Performance Based Seismic Design</i> ... 17	
2.3.1.1 Kapasitas .....	19
2.3.1.2 <i>Demand</i> .....	20
2.3.1.3 <i>Performance</i> .....	20
2.4 <i>Analisa Statik Nonliner (Pushover)</i> .....	23
2.4.1 <i>Definisi Analisa Statik Nonliner (Pushover)</i> .... 23	
2.4.2 Tahapan <i>Analisa Statik Nonliner(Pushover)</i> ... 24	
2.4.3 Metode Spektrum Kapasitas .....	25
2.5 Titik kinerja ( <i>performance point</i> ) .....	31
2.6 Target Perpindahan Rencana .....	33
<b>BAB III METODOLOGI</b> .....	35

3.1 Studi Literatur.....	36
3.2 Penetapan peraturan yang akan di gunakan.....	36
3.3 Permodelan dan analisa pembebanan struktur .....	36
3.3.1 Permodelan struktur .....	36
3.3.2 Analisa Pembebanan struktur .....	41
3.4 Analisa struktur .....	44
3.5 Evaluasi .....	44
3.6 Penetapan target <i>displacement</i> .....	53
3.7 Analisa statik non liner beban dorong dengan analisa Pushover .....	53
3.8 Penentuan <i>performance point</i> .....	53
3.9 Pengecekan terhadap target awal .....	53
<b>BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR PELAT ....</b>	<b>55</b>
4.1 Data Perencanaan Pelat Lantai .....	55
4.2 Pembebanan lantai .....	55
<b>BAB V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA</b>	
5.1 Perencanaan balok anak .....	57
5.2 Pembebanan struktur utama .....	60
5.2.1 Perhitungan beban mati .....	60
5.2.1.1 Beban pelat lantai .....	60
5.2.1.2 Berat sendiri profil baja (self weight) ...	61
5.2.2 Perhitungan beban hidup .....	61
5.2.3 Perhitungan beban angin .....	61
5.2.4 Perhitungan beban gempa .....	62
5.3 Analisa struktur utama .....	62
5.3.1 Analisa struktur menggunakan SAP 9.03 .....	62
5.3.2 Pemodelan .....	64
5.3.3 Pembebanan .....	64
5.4 Perhitungan kontrol struktur untuk desain ketinggian gedung STMF bersaing-x 8 lantai dengan panjang segmen khusus 5m. ....	67
5.4.1 Perhitungan control dimensi bresing-x .....	67
5.4.2 Perhitungan control dimensi rangka batang tepi	

(berperilaku beam-kolom) .....	69
5.4.3 Perhitungan kontrol dimensi batang vertikal	
Dalam .....	75
5.4.4 Perhitungan kontrol dimensi batang vertikal	
Luar .....	76
5.4.5 Perhitungan kontrol dimensi batang diagonal ....	77
5.4.6 Perhitungan kontrol kuat geser pada segmen	
Khusus .....	78
5.4.7 Perhitungan kontrol dimensi balok melintang .....	79
5.4.8 Perhitungan kontrol dimensi balok memanjang...	81
5.4.9 Perhitungan kontrol kolom interior .....	83
5.4.10 Perhitungan Kontrol kolom eklsterior .....	92

**BAB VI EVALUASI KINERJA STRUKTUR MENGGUNAKAN  
ANALISA PUSHOVER METODE KAPASITAS  
SPEKTRUM ATC-40 .....** 101

6.1 Umum .....	101
6.2 Penetapan Target Perpindahan awal .....	103
6.3 Analisa beban dorong statis non linier (pushover) .....	107
6.3.1 Pendefisian beban .....	109
6.3.2 Penempatan sendi plastis.....	121
6.4 Running analisa pushover.....	122
6.5 Penetapan tingkatan kinerja .....	126
6.6 Analisa kurva kapasitas.....	127
6.7 Analisa kurva demand.....	139
6.8 Perbandingan kurva kapasitas dengan kurva Demand spektrum.....	142

**BAB VII KESIMPULAN .....** 153

7.1 Kesimpulan.....	153
7.2 Saran .....	154

**DAFTAR PUSTAKA**

**LAMPIRAN**





## ***DAFTAR GAMBAR***

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 2.1</b>	Perilaku Histeristik yang tidak Stabil....	10
<b>Gambar 2.2</b>	Perilaku Histeristik yang stabil .....	11
<b>Gambar 2.3</b>	Bentuk mekanisme leleh pada SRBPMK.....	13
<b>Gambar 2.4</b>	Penempatan Bresing-x .....	14
<b>Gambar 2.5</b>	Denah Struktur.....	14
<b>Gambar 2.6</b>	Daerah penempatan bresing-x.....	15
<b>Gambar 2.7</b>	Prosedur Analisa <i>Performance Based Seismic Design</i> Sesuai dengan ATC 40..	22
<b>Gambar 2.8</b>	Kurva Kapasitas Pushover.....	23
<b>Gambar 2.9</b>	Konversi kurva kapasitas ke kurva spektrum kapasitas.....	27
<b>Gambar 2.10</b>	Konversi Respon spektrum ke dalam format ADRS ( $S_a$ vs $S_d$ ).....	28
<b>Gambar 2.11</b>	Respon Spektrum Tereduksi.....	29
<b>Gambar 2.12</b>	Penentuan titik kinerja menurut metode spektrum kapasitas.....	33
<b>Gambar 3.1</b>	Denah Struktur untuk model 1.....	37
<b>Gambar 3.2</b>	Portal memanjang eksternal struktur arah-x untuk model 1.....	37
<b>Gambar 3.2</b>	Portal memanjang eksternal struktur arah-x untuk model 1.....	37
<b>Gambar 3.3</b>	Denah struktur untuk model 2.....	38
<b>Gambar 3.4</b>	Portal memanjang eksternal struktur arah-x untuk model 2.....	38
<b>Gambar 3.5</b>	Denah struktur untuk model 3.....	39
<b>Gambar 3.6</b>	Portal memanjang eksternal struktur arah-x untuk model 3.....	39
<b>Gambar 3.7</b>	Portal melintang struktur arah-y untuk model 1,2,3.....	40
<b>Gambar 4.1</b>	Penulangan Bondek Perkantoran .....	56

<b>Gambar 5.1</b>	Denah Pembeban Balok Anak .....	57
<b>Gambar 5.2</b>	Pemodelan 3 Dimensi Struktur .....	63
<b>Gambar 5.3</b>	Rencana frame lantai struktur .....	64
<b>Gambar 5.4</b>	Input Data Respons spektrum .....	65
<b>Gambar 5.5</b>	Input Respon Spektrum Case .....	66
<b>Gambar 5.6</b>	Pembebanan gempa yang diserap oleh Kolom-kolom eksternal .....	71
<b>Gambar 5.7</b>	Denah Gedung .....	84
<b>Gambar 5.8</b>	Potongan Memanjang Gedung (arah-y) ..	84
<b>Gambar 5.9</b>	Potongan Melintang Gedung (arah-x).....	85
<b>Gambar 5.10</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk A Arah x .....	86
<b>Gambar 5.11</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk B Arah x .....	86
<b>Gambar 5.12</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk A arah y .....	87
<b>Gambar 5.13</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk B arah y .....	87
<b>Gambar 5.14</b>	Denah gedung .....	93
<b>Gambar 5.15</b>	Potongan Memanjang Gedung (arah-y) ...	93
<b>Gambar 5.16</b>	Potongan melintang gedung (arah-x) .....	94
<b>Gambar 5.17</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk A arah-x .....	94
<b>Gambar 5.18</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk B Arah X .....	95
<b>Gambar 5.19</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk A Arah y .....	96
<b>Gambar 5.20</b>	Kekakuan pada rangka portal untuk B Arah y .....	96
<b>Gambar 6.1</b>	Efektivitas serapan gempa pada bangunan	117
<b>Gambar 6.2</b>	Permodelan 2 dimensi dengan beban gempa Statik ekuivalen dan penempatan sendi Plastis rencana.....	121

<b>Gambar 6.3</b>	Leleh pertama pada gedung dengan segmen Khusus 5m.....	122
<b>Gambar 6.4</b>	Leleh terakhir pada gedung dengan segmen Khusus 5m.....	123
<b>Gambar 6.5</b>	Leleh pertama pada gedung dengan segmen Khusus 3.5m.....	123
<b>Gambar 6.6</b>	Leleh akhir pada gedung dengan segmen Khusus 3.5m.....	124
<b>Gambar 6.7</b>	Leleh pertama pada gedung dengan segmen Khusus 2.5m.....	124
<b>Gambar 6.8</b>	Leleh akhir pada gedung dengan segmen Khusus 2.5m.....	125
<b>Gambar 6.9</b>	Kurva kapasitas pada segmen khusus 5m....	127
<b>Gambar 6.10</b>	Kurva kapasitas pada segmen khusus 3.5m..	128
<b>Gambar 6.11</b>	Kurva kapasitas pada segmen khusus 2.5m..	129
<b>Gambar 6.12</b>	Gabungan kurva mode shape 3 gedung.....	131
<b>Gambar 6.13</b>	Kurva spektrum kapasitas pada gedung dengan segmen khusus 5m.....	133
<b>Gambar 6.14</b>	Idealisasi kurva pushover menjadi kurva bilinear Pushover.....	134
<b>Gambar 6.15</b>	Kurva spektrum kapasitas pada gedung dengan segmen khusus 3.5m.....	136
<b>Gambar 6.16</b>	Idealisasi kurva pushover menjadi kurva bilinear Pushover.....	136
<b>Gambar 6.17</b>	Kurva spektrum kapasitas pada gedung dengan segmen khusus 2.5m.....	138
<b>Gambar 6.18</b>	Idealisasi kurva pushover menjadi kurva bilinear Pushover.....	138
<b>Gambar 6.19</b>	Respon spektrum gempa rencana (SNI-1726-2002).....	139
<b>Gambar 6.20</b>	Kurva demand spectrum untuk jenis tanah lunak zone gempa wilayah 6.....	141

<b>Gambar 6.21</b>	Kurva capacity demand spectrum pada gedung segmen khusus 5m .....	142
<b>Gambar 6.22</b>	Analisa titik ay dan dy.....	143
<b>Gambar 6.23</b>	Penentuan Performance Point dari ATC 40..	143
<b>Gambar 6.24</b>	Kurva capacity demand spectrum pada gedung segmen khusus 2.5m.....	144
<b>Gambar 6.25</b>	Kurva capacity demand spectrum pada gedung segmen khusus 3.5m.....	144
<b>Gambar 6.26</b>	Kurva reduced kapasitas demand spektrum pada Gedung dengan segmen khusus 5m.....	147
<b>Gambar 6.27</b>	Kurva reduced kapasitas demand spektrum pada Gedung dengan segmen khusus 3.5m.....	148
<b>Gambar 6.28</b>	Kurva reduced kapasitas demand spektrum pada Gedung dengan segmen khusus 2.5m.....	148
<b>Gambar 6.29</b>	Analisa Performance Point dengan SAP 2000 Untuk segmen khusus 5m.....	149
<b>Gambar 6.30</b>	Analisa Performance Point dengan SAP 2000 Untuk segmen khusus 3.5m.....	149
<b>Gambar 6.31</b>	Analisa Performance Point dengan SAP 2000 Untuk segmen khusus 2.5m.....	149

**DAFTAR TABEL**

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 5.1</b>	Daftar Beban Mati.....	60
<b>Tabel 5.2</b>	Daftar Beban Hidup.....	61
<b>Tabel 5.3</b>	Perhitungan Gaya Gempa Statik yang bekerja pada tiap lantai gedung .....	72
<b>Tabel 6.1</b>	Kontrol kinerja batas layan akibat beban Gempa dinamis arah y pada segmen khusus 5m .....	103
<b>Tabel 6.2</b>	Kontrol kinerja batas layan akibat beban Gempa dinamis arah y pada segmen khusus 3,5 m .....	104
<b>Tabel 6.3</b>	Kontrol kinerja batas layan akibat beban Gempa dinamis arah y pada segmen khusus 2,5 m .....	104
<b>Tabel 6.4</b>	Kontrol kinerja batas ultimit akibat beban Gempa dinamis arah y pada segmen khusus 5m .....	105
<b>Tabel 6.5</b>	Kontrol kinerja batas ultimit akibat beban Gempa dinamis arah y pada segmen khusus 3,5 m .....	105
<b>Tabel 6.6</b>	Kontrol kinerja batas ultimit akibat beban Gempa dinamis arah y pada segmen khusus 2,5 m .....	106
<b>Tabel 6.7</b>	Beban geser dasar nominal statik pada segmen khusus 3.5 dan 2.5m.....	114
<b>Tabel 6.8</b>	Joint reaction pada daerah portal eksterior.....	115
<b>Tabel 6.9</b>	Base Reaction pada dasar gedung dengan Segmen khusus 5m.....	116
<b>Tabel 6.10</b>	Perhitungan gaya gempa statik yang bekerja pada gedung dengan segmen khusus 5 m.....	118
<b>Tabel 6.11</b>	Perhitungan gaya gempa statik yang bekerja pada gedung dengan segmen khusus 3.5 m.....	119
<b>Tabel 6.12</b>	Perhitungan gaya gempa statik yang bekerja pada gedung dengan segmen khusus 2.5 m.....	120

<b>Tabel 6.13</b> Taraf-taraf gempa rencana mengacu pada SEAOC 2000 .....	126
<b>Tabel 6.14</b> Sasaran minimum untuk fasilitas biasa.....	127
<b>Tabel 6.15</b> Data Kurva Kapasitas dengan segmen khusus 5m.....	129
<b>Tabel 6.16</b> Nilai first mode pada 3 gedung.....	130
<b>Tabel 6.17</b> Berat gedung untuk gedung dengan segmen khusus 5m.....	131
<b>Tabel 6.18</b> Konversi base shear ke spectra acceleration untuk gedung dengan segmen khusus 5m....	132
<b>Tabel 6.19</b> Konversi X-roof ke spectra displacement untuk gedung dengan segmen khusus 5m....	133
<b>Tabel 6.20</b> Konversi base shear ke spectra acceleration untuk gedung dengan segmen khusus 3.5m..	135
<b>Tabel 6.21</b> Konversi X-roof ke spectra displacement untuk gedung dengan segmen khusus 3.5m..	136
<b>Tabel 6.22</b> Konversi base shear ke spectra acceleration untuk gedung dengan segmen khusus 2.5m..	137
<b>Tabel 6.23</b> Konversi X-roof ke spectra displacement untuk gedung dengan segmen khusus 2.5m..	138
<b>Tabel 6.24</b> Konversi Respon spektrum gempa rencana ke demand spectrum.....	141
<b>Tabel 6.25</b> Reduced demand spectrum dengan $\beta_{eff} = 15.468\%$ pada gedung dengan segmen khusus 5m.....	147
<b>Tabel 6.26</b> Efektifitas penyerapan gempa .....	151
<b>Tabel 6.27</b> Nilai Daktilitas Global.....	151



**BAB I**  
**PENDAHULUAN**

## BAB I PENDAHULUAN

### I.1 Latar Belakang

Gempa bumi tidak bisa dicegah oleh manusia, namun manusia dapat mereduksi kerusakan yang timbul akibat gempa bumi. Maka pemakaian konstruksi bangunan tahan gempa sangatlah diperlukan untuk menghindari jatuhnya korban akibat gempa bumi. Namun di Indonesia pemakaian konstruksi bangunan tahan gempa sangatlah kurang, tentu kondisi ini sangat memprihatinkan karena Indonesia terletak di posisi *Ring of fire*, serta diantara tiga lempeng utama dunia yaitu lempeng Australia, lempeng Eurasia dan lempeng Pasifik. (Wikipedia,2006). Kurangnya pemakaian konstruksi tahan gempa di Indonesia dikarenakan masih identik dengan biaya yang mahal dan konstruksi yang rumit (Bapeda Pemda DIY, 2007). Jika ada yang memakai konstruksi bangunan tahan gempa pun kebanyakan direncanakan dengan prosedur yang ditulis dalam peraturan perencanaan bangunan, dimana peraturan tersebut dibuat untuk menghindari kerusakan atau kerugian harta benda terhadap gempa yang mungkin terjadi. Meskipun demikian, prosedur yang digunakan dalam peraturan tersebut tidak dapat secara langsung menunjukkan kinerja bangunan terhadap suatu gempa yang sebenarnya, kinerja tadi tentu terkait dengan resiko yang dihadapi pemilik bangunan dan investasi yang dibelanjakan terkait dengan resiko yang diambil (Wiryanto, 2005).

Untuk menyikapi permasalahan diatas tadi maka sangatlah diperlukan suatu solusi yakni adanya konstruksi bangunan tahan gempa yang juga didukung dengan

perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*Performance Base Seismic Design*) (Wiryanto, 2005). Konsep konstruksi bangunan tahan gempa (Benjamin, 2005) ialah:

1. Pada pembebanan gempa kecil yang sering terjadi, tidak boleh terjadi kerusakan struktur dan non struktur (dapat segera dipakai, dalam keadaan *serviceability limit state, immediate occupancy*)
2. Pada pembebanan gempa sedang yang kadang-kadang terjadi, struktur masih dapat diperbaiki (*Limited damage*)
3. Pada pembebanan gempa besar yang jarang terjadi dan struktur tidak boleh runtuh (*life safety*).

yang paling utama dari suatu konstruksi bangunan tahan gempa ialah ketika terkena gempa tidak boleh terjadi keruntuhan total. (Benjamin, 2005). Maka untuk menghindari hal tersebut harus di desain kekuatan kolom lebih kuat daripada baloknya (*Strong coloumn weak beam*) sehingga sendi platis terjadi pada balok. Untuk konstruksi baja tahan gempa harus memperhatikan bahwa pada gempa yang kuat maka struktur bangunan akan mengalami plastifikasi oleh karena itu energi dari gempa yang akan mengenai gedung harus diarahkan ke suatu titik yang akan leleh terlebih dahulu (Goel et al, 1994).

Perlunya mendisipasi energi dari gempa secara histeristik maka dapat dipakai dengan sistem rangka yaitu dengan menggunakan Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK) atau *Special Truss Moment Frames* (STMF). Sistem rangka ini menggunakan struktur rangka batang sebagai balok pemikul momen dan dipasang horisontal dengan segmen khusus yaitu *Bresing-X* (Goel et al, 1994). Konsep ini dipakai karena gempa pada suatu gedung harus diarahkan ke suatu titik yang akan mengalami leleh terlebih dahulu akibat dari disipasi energi yang diperoleh dari gempa tadi, maka untuk menyediakan

bagian yang leleh terlebih dahulu perlu adanya segmen khusus. Dan segmen khusus disini ialah Bresing-x (Goel et al, 1994). Sedangkan tujuan digunakannya sistem rangka batang sebagai balok pada struktur adalah untuk memikul beban gravitasi dan berfungsi sebagai batang horisontal dari sistem penahan lateral (Goel et al, 1994). Berdasar Uji eksperimental dan kajian analitik yang dilakukan oleh Goel, dengan dipakainya sistem rangka batang ini banyak sekali memberikan keuntungan secara ekonomis dibandingkan dengan penggunaan balok solid, keuntungan yang didapat antara lain:

1. Memerlukan detail sambungan pemikul momen yang lebih sederhana dan tentu hal ini sangat mempermudah dalam pelaksanaan pekerjaan pemasangan sambungan tersebut.
2. Sistem rangka batang ini memiliki berat yang lebih ringan maka balok rangka ini bisa digunakan untuk bentang yang lebih panjang.
3. Ruang antar batang – batangnya dapat difungsikan sebagai tempat perpipaan saluran sistem penghawaan atau utilitas yang lain.
4. Meningkatkan nilai ekonomis dan mempunyai respon inelastik yang bagus dengan perilaku histeristik yang stabil ketika terkena beban gempa.
5. Dapat di retrofit setelah adanya gempa bumi yang terjadi dengan penempatan ulang yang mudah pada bagian segmen khusus yang telah mengalami kerusakan.

Untuk mendukung konstruksi tahan gempa maka sangat diperlukan adanya penentuan kinerja dari suatu bangunan ketika dihadapkan dengan kondisi saat menghadapi gempa. Oleh sebab itu perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*Performance Base Seismic*

*Design*) diperlukan (Wiryanto, 2005). Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja memiliki keuntungan mampu untuk menunjukkan keadaan riil suatu gedung pada saat menerima gaya gempa. Hal inilah yang paling penting dikarenakan sasaran kinerja terhadap bangunan terhadap gempa dinyatakan dengan jelas sehingga pemilik, penyewa, asuransi, pihak investor mempunyai kesempatan untuk menetapkan kondisi apa yang dipilih terhadap gedung tadi apabila terkena gempa, maka tinggal langkah selanjutnya ketetapan tersebut digunakan insinyur perencana sebagai pedomannya (Wiryanto, 2005). Dan untuk trend ke masa mendatang, nantinya akan dimasukkannya perencanaan tahan gempa berbasis kinerja ke dalam peraturan gempa (Benjamin, 2005), sehingga setiap bangunan harus disertai perencanaan tahan gempa berbasis kinerja.

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*Performance Base Seismic Design*) ini bisa dianalisa dengan menggunakan analisa statik non linier *Push Over* dan analisa dinamis non linier *Time History*. Disini akan memanfaatkan teknik analisa statik nonlinier *Push Over*. Menurut Benjamin (Benjamin, 2005) Analisa ini dipakai karena analisa yang dilakukan tergolong mudah dan merupakan penyederhanaan dari analisa dinamis non linier *Time History*. Cara kerja perencanaan tahan gempa berbasis kinerja yang memakai analisa statik non linier *Push Over* ini berbasis komputer dengan menggunakan program SAP 2000 non linier untuk menganalisa perilaku inelastis gedung dari berbagai macam tingkat gempa sehingga dapat diketahui tingkatan kinerjanya pada kondisi kritis dan *performance point* (titik kinerja) (ATC 40). Tingkatan kinerja inilah yang mendeskripsikan suatu kondisi batasan kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut dan selanjutnya dapat dilakukan tindakan

apabila tidak memenuhi persyaratan yang diperlukan dan titik kinerja ini yang menunjukkan besarnya perpindahan maksimum struktur saat gempa rencana (Wiryanto,2005).

Mengingat pentingnya *performance based seismic design* (perencanaan tahan gempa berbasis kinerja). Maka pada studi ini akan dicoba dilakukan suatu perbandingan terhadap beberapa struktur yang memakai sistem *Special Truss Moment Frame* dengan segmen khusus yang berupa bresing-x, dengan memberi variasi distribusi panjang bentang segmen daktail pada 1 macam zone gempa 6 yang nantinya akan dilakukan analisa dan evaluasi kinerja dengan analisa *pushover* yang memakai metode spektrum kapasitas mengacu pada peraturan ATC 40 sehingga akan diperoleh level kinerja dan *performance point* (titik kinerja) dari beberapa struktur tadi. Yang dimana setelah diperoleh *performance point* (titik kinerja) tadi maka akan pula didapat besarnya perpindahan maksimum struktur saat gempa rencana. Dan kemudian besarnya perpindahan maksimum tadi akan dibandingkan dengan penetapan *target displacement* (target perpindahan) yang sudah ditetapkan sebelumnya.

## **I.2 Permasalahan**

Permasalahan yang akan dibahas dalam penulisan Proposal Tugas Akhir ini ialah:

1. Bagaimana pengaruh variasi panjang segmen khusus pada pemerolehan nilai daktilitas global ?
2. Bagaimana tingkatan kinerja dan pengaruh penetapan target displacement pada gedung baja yang menggunakan segmen Bresing-x dengan variasi panjang segmen khusus pada zone gempa 6?

- 3 Apakah terpenuhi konsep kolom kuat dan balok lemah pada beberapa struktur gedung yang menggunakan konstruksi baja dan memakai *Special Trust Moment Frame* tipe Bresing- X pada setiap balok eksterior yang memanjang ?

### 1.3 Tujuan

Tujuan yang akan dicapai dari penulisan Proposal Tugas Akhir ini ialah:

- 1 Mengetahui pengaruh variasi panjang segmen khusus pada pemerolehan nilai daktilitas global.
- 2 Mengetahui pengaruh penetapan target displacement pada gedung baja yang menggunakan segmen Bresing-x dengan variasi panjang segmen khusus pada zone gempa 6.
- 3 Mengetahui tingkatan kinerja dari beberapa struktur gedung yang menggunakan konstruksi baja dan memakai *Special Trust Moment Frame* pada balok eksterior yang memanjang dengan variasi distribusi panjang segmen khusus pada zone gempa 6.
- 4 Terpenuhinya konsep kolom kuat dan balok lemah pada bangunan tersebut yang menggunakan *Special Trust Moment Frame* tipe Bresing- X pada setiap balok eksterior yang memanjang.

### 1.4 BATASAN MASALAH

Untuk menghindari adanya penyimpangan pembahasan dalam tugas akhir ini, maka dibuatlah suatu batasan permasalahan dalam perencanaannya. Adapun batasan-batasan masalah yang perlu diperhatikan antara lain adalah Batasan masalah yang akan dipakai dalam tugas akhir ini ialah :

1. Untuk desain elemen elemen struktur digunakan peraturan Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung Menggunakan Metoda LRFD (Peraturan Baja, 2000). Peraturan pembebanan dihitung berdasarkan peraturan pembebanan 1983. Peraturan yang dipakai untuk penentuan tingkatan kinerja gedung tersebut memakai prosedur A di ATC 40.
2. Struktur terletak di Zona gempa kuat (Zone 6) SNI-2002.
3. SRBPMK dengan panel bracing- x menggunakan profil siku tunggal sebagai segmen daktailnya dan dipasang di bagian portal eksterior.
4. Tidak merencanakan sambungan yang ada pada struktur
5. Analisa pembebanan struktur memakai bangunan 3 dimensi dan analisa *Push Over* memakai bangunan 2 dimensi program non linier SAP 2000 versi 9.03 Dan tidak melakukan analisa dinamik non liniernya.
6. Bangunan terdiri dari 8 lantai, dan tidak merencanakan struktur sekunder bangunan. Tidak merencanakan bangunan bawah struktur (daya dukung tanah dan jenis pondasi).
7. Profil tanah ditetapkan menggunakan jenis tanah lunak (Tabel 4 SNI-2002).
8. Tidak meninjau aspek ekonomis suatu gedung.



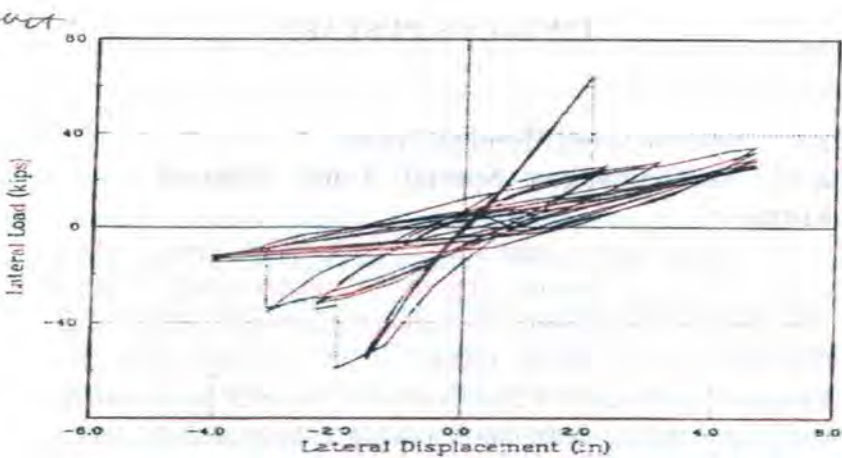
***BAB II***  
***TINJAUAN PUSTAKA***

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Special Truss Moment Frame

#### 2.1.1 Perkembangan Special Truss Moment Frame

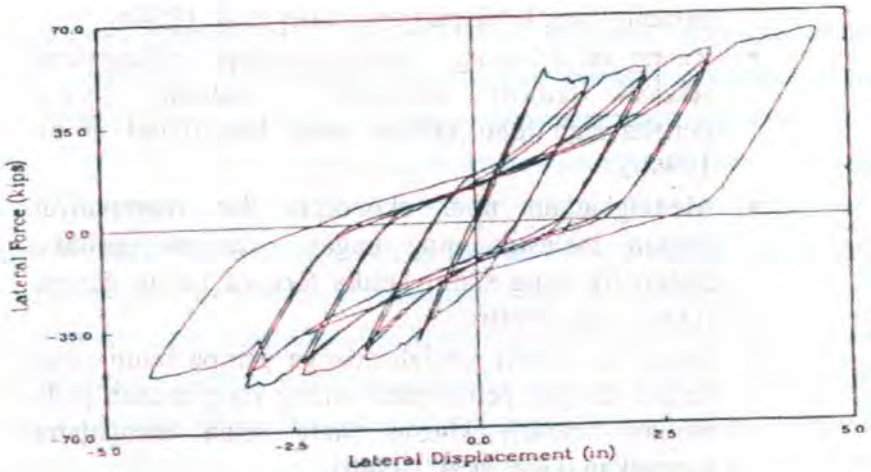
Pemakaian sistem rangka pada balok sering sekali digunakan pada daerah yang terjadi rawan gempa karena mengingat mempunyai keuntungan ekonomis yang lebih (Hidayat, 2004). Akan tetapi sistem ini juga memiliki kerugian diantaranya timbul perilaku inelastik pada kolom dan tetap elastik pada balok rangka batang akibat gempa kuat, karena akan didapatkan tinggi rangka yang besar sehingga kekauannya lebih besar dari kolom sehingga akan berperilaku "*weak coloumn strong beam*" (UBC, 1988) sistem seperti ini tentu tidak baik untuk daerah rawan gempa dikarenakan filosofi dari konsep konstruksi bangunan tahan gempa ialah "*strong coloumn weak beam*" (Benjamin, 2005) yang dimana dengan pemahaman filosofi tersebut diharapkan apabila terjadi gempa bumi maka bangunan tersebut akan mengalami runtuh terlebih dahulu pada daerah balok bukan pada daerah kolomnya, sehingga sendi plastis terjadi di balok bukan pada kolomnya. Selain karena alasan sistem rangka berperilaku "*weak coloumn strong beam*", sistem rangka juga mempunyai histeristik yang kurang baik, dimana menurunnya kekuatan batang secara drastis pada daerah pasca tekuk dan adanya retak dan fraktur pada batang – batang diagonal yang memang tidak disyaratkan sebagai penampang kompak (Goel et al, 1994b) hal ini bisa dilihat pada gambar 2.1:



Gambar 2.1 : Perilaku histeristik yang tidak stabil

Berangkat dari pemahaman filosofi konstruksi tahan gempa yaitu “*strong coloumn weak beam*” maka Goel dalam jurnalnya (Goel et al, 1994b) melakukan penelitian tentang sistem rangka ini dan hasilnya goel memodifikasi bentuk rangka yang dulunya batang diagonal terbuat dari profil siku diganti dengan bresing-x yang ditempatkan di sekitar tengah bentang balok rangka. Maka sistem rangka batang ini disebut Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK) atau disebut juga dengan *Special Truss Moment Frame* (STMF). Berdasar pada AISC (AISC, 2002) Struktur Rangka Batang Pemikul Momen Khusus ini ialah struktur rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal dan terdapat suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batangnya direncanakan secara khusus, menurut Bohl (Alfredo Bohl, 2005) STMF suatu desain khusus pada struktur baja yang berguna untuk

mengurangi kerusakan akibat gempa bumi. Dengan adanya STMF ini maka didapatkan perilaku histeristik yang stabil, dimana menghasilkan respon yang sangat baik dibandingkan dengan sistem rangka batang konvensional (Goel, 1994b), hal ini nampak pada gambar 2.2.



Gambar 2.2 Perilaku histeristik yang stabil

Keuntungan dari pemakaian STMF sendiri ialah sebagai berikut :

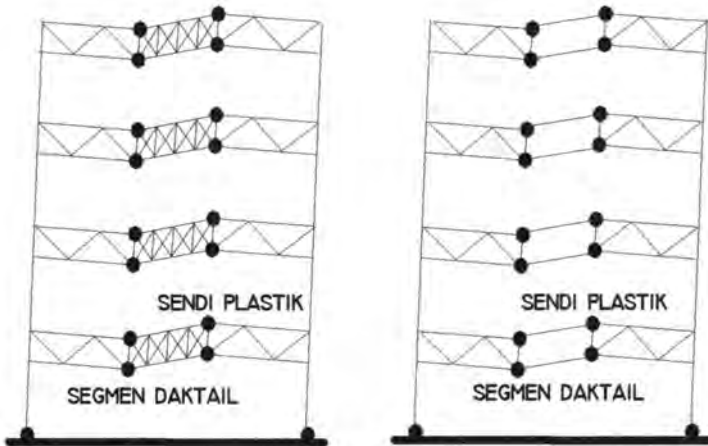
- Biaya Fabrikasi bisa menghemat sampai 20 % apabila dibandingkan dengan pemakaian sistem rangka batang konvensional (Bohl, 2005).
- Berat berkurang 20 % dari rangka batang konvensional dengan pembebanan gravitasi yang sama (Bohl, 2005).

- Memerlukan detail sambungan pemikul momen yang lebih sederhana dan tentu hal ini sangat mempermudah dalam pelaksanaan pekerjaan pemasangan sambungan tersebut (Goel et al, 1994b).
- Sistem rangka batang ini memiliki berat yang lebih ringan maka balok rangka ini bisa digunakan untuk bentang yang lebih panjang (Goel et al, 1994b).
- Ruang antar batang – batangnya dapat difungsikan sebagai tempat perpipaian saluran sistem penghawaan atau utilitas yang lain (Goel et al, 1994b).
- Meningkatkan nilai ekonomis dan mempunyai respon inelastik yang bagus dengan perilaku histeristik yang stabil ketika terkena beban gempa (Goel et al, 1994b).
- Dapat di retrofit setelah adanya gempa bumi yang terjadi dengan penempatan ulang yang mudah pada bagian segmen khusus yang telah mengalami kerusakan (Goel et al, 1994b).

### 2.1.2 Kinerja Special Truss Moment Frame

Pada sistem ini batang tipe atas dan bawah rangka batang pada segmen khusus atau dikenal juga segmen daktail, segmen daktail disini bisa memakai dengan sistem bresing-x atau dengan sistem vierendeel, segmen daktail ini nantinya sebagai penyumbang kekuatan dan disipasi energi, segmen ini bekerja seolah sebagai “fuse” daktail yang menyerap energi gempa (Basha et al, 1996). Kinerja STMF sendiri direncanakan mengalami deformasi inelastis yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana (AISC, 2002) sehingga gaya geser pada segmen daktail yang ditahan sendirian oleh

batang tepi atas dan bawah sampai terjadi sendi plastis akibat lentur dan membentuk mekanisme leleh pada rangka (Basha et al, 1996) gambar mekanisme leleh seperti pada gambar 2.2. sedangkan kolom – kolom dan segmen lainnya selain segmen khusus harus direncanakan untuk dalam keadaan elastis akibat gaya – gaya yang dihasilkan oleh segmen khusus saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap perkerasan regangan (AISC, 2002).



sistem dengan bresing-X

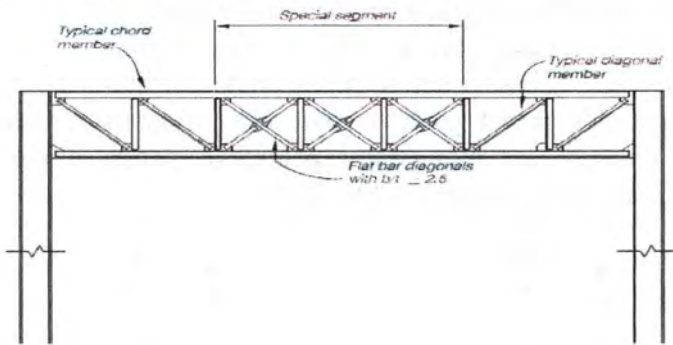
sistem dengan Vierendeel

Gambar 2.3. Bentuk mekanisme leleh pada SRBPMK  
(Basha, et.al, 1996)

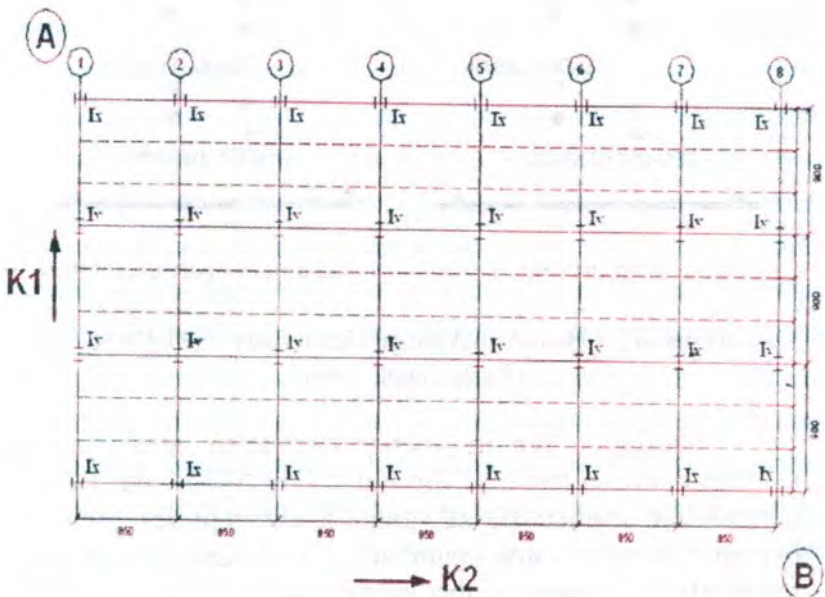
Bresing-x sendiri merupakan salah satu bentuk segmen daktil yang bisa dipakai dalam STMF ini. Untuk penempatan segmen daktil yang diletakkan di dekat tengah bentang seperti pada gambar 2.3 karena di daerah tersebutlah gaya geser akibat beban gravitasi biasanya kecil. Dan penempatan balok yang menggunakan segmen khusus

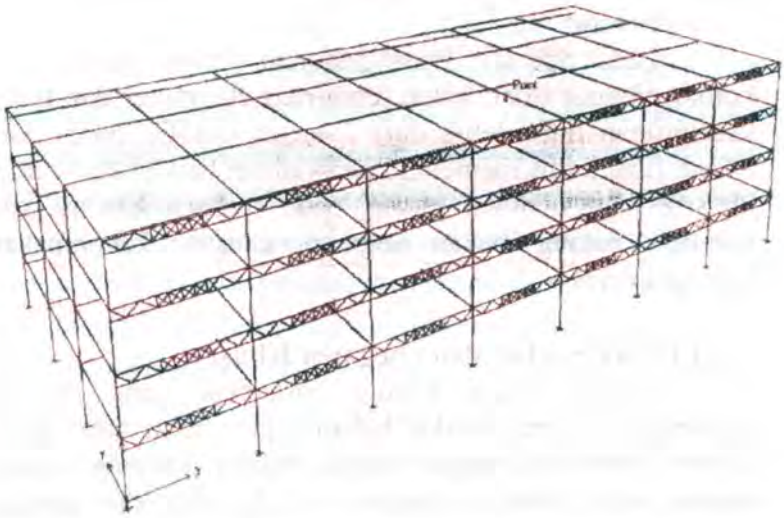


ini diletakkan pada bagian balok eksternal dapat dilihat pada gambar 2.6.



Gambar 2.4. Penempatan Bresing-X





Gambar 2.6. Daerah penempatan bresing-x

Menurut Bruneau (Bruneau et al, 1998) rangka dengan Bresing-x biasanya mempunyai loop histeristik yang kurang baik. Karena bresing – x biasanya mempunyai kelangsingan yang sangat besar yang bersifat “*Tension Only*”, sehingga akibat beban siklik bresing akan menekuk pada beban yang kecil. Akan tetapi untuk mengantisipasi hal itu maka AISC (AISC, 2002) mensyaratkan sambungan baut tidak boleh digunakan untuk pada batang diagonal segmen khusus ini, selain itu juga penampang harus kompak dan kelangsingan harus cukup kecil agar tekuk kritis inelastik bisa tercapai.



### **2.1.3 Konsep Desain Special Truss Moment Frame**

Pada Special Truss Moment Frame, jarak antar kolom dibatasi tidak boleh lebih dari 20 meter dan tinggi keseluruhan tidak lebih dari 2 meter (AISC, 2002). Dan STMF juga harus memenuhi persyaratan baik pada Segmen khusus, kuat nominal batang pada segmen khusus, kuat nominal batang bukan segmen khusus, kekompakan, bresing lateral.

#### **2.1.3.1 Persyaratan Pada Segmen Khusus**

Setiap rangka batang horizontal yang menjadi bagian dari sistem pemikul beban gempa harus mempunyai segmen khusus di tengah rangka batang. Panjang segmen khusus harus berada diantara 0.1 dan 0.5 kali panjang bentang rangka batang. Perbandingan panjang terhadap tinggi setiap panel dari segmen khusus ini tidak boleh lebih besar dari 1.5 dan tidak boleh lebih kecil dari 0.67. Panel – panel dari segmen khusus harus berupa panel Vierendeel atau panel bresing jenis X, Kombinasi antara keduanya tidak diizinkan. Jika batang diagonal digunakan dalam segmen khusus maka harus diatur dalam pola berbentuk X yang dipisahkan oleh komponen struktur vertikal. Batang diagonal ini harus disambung pada persilangannya. Kuat rencana sambungan ini harus mampu memikul gaya paling tidak sama dengan 0.25 kali kuat tarik nominal batang diagonal pada segmen khusus (AISC, 2002).

Sambungan tidak boleh lebih berada pada batang tepi atas dan bawah pada segmen khusus. Sambungan ini juga tidak boleh berada pada daerah setengah panel dari ujung – ujung segmen khusus. Gaya – gaya aksial pada

batang diagonal pada segmen khusus akibat beban mati dan beban hidup terfaktor tidak boleh melebihi  $0,03 f_y A_g$  (AISC, 2002).

## 2.2 Daktilitas

Daktilitas ialah kemampuan struktur atau komponennya untuk melakukan deformasi inelastis bolak balik berulang di luar batas titik leleh pertama, sambil mempertahankan sejumlah besar kemampuan daya dukung bebannya (SNI – 1726, 2002). Maka Dengan diketahuinya lokasi terjadinya sendi plastis serta evaluasi daktilitas maka daktilitas global dapat diperoleh, dimana :

$$\text{Daktilitas global} : \mu = \frac{\delta u}{\delta y}$$

dimana :

$\delta u$  = simpangan pada saat terjadi putus

$\delta y$  = simpangan pada saat terjadi leleh pertama kali

## 2.3 Performance Based Seismic Design

### 2.3.1 Konsep Performance Based Seismic Design

Performance Based Design merupakan metodologi dimana kriteria struktur diekspresikan dalam syarat daya guna performance obyek (ATC 40, 1996). Dalam konsep *Performance Based Design* dimulai dengan menentukan *Performance level* dari gedung yang akan dihitung dengan memperhatikan kerugian matrial bangunan, kematian penghuni gedung, dan kerugian dari fungsi bangunan pasca gempa.

Tingkatan kinerja (*Performance Level*) berdasar ATC 40 mendiskripsikan suatu kondisi batasan kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut. Adapun empat tingkatan kinerja yang paling umum dan lazim dijumpai ialah :

- a. **Operasional** (*Operational*) : suatu tingkatan kinerja yang berhubungan dengan fungsi dan pelayanan gedung. Kerusakan terhadap struktur gedung yang aman tidak perlu lagi diragukan, dan semua jenis perbaikan yang perlu hanyalah kecil serta dapat dilakukan tanpa mengganggu aktivitas para pemakai gedung.
- b. **Penempatan Segera** (*Immediate Occupancy*) : berhubungan dengan kriteria yang paling luas dan berhubungan dengan fasilitas penting. Ruangan dalam gedung maupun semua sistemnya diharapkan untuk bisa dipergunakan secara cukup beralasan, akan tetapi kesinambungan dari semua pelayanan baik primer ataupun cadangan tidak perlu diprioritaskan.
- c. **Keselamatan Jiwa** (*Life Safety*) : Tingkatan ini dimaksudkan untuk mencapai suatu kondisi kerusakan yang memiliki ancaman serendah mungkin terhadap keselamatan jiwa manusia, baik akibat dari kerusakan struktural ataupun akibat robohnya elemen elemen nonstruktural gedung.
- d. **Stabilitas Struktur** (*Structural Stability*) : Tingkatan ini adalah tingkatan yang membatasi kondisi kerusakan gedung setelah gempa terjadi, dimana rangka utama gedung harus mampu

menahan semua beban vertikal yang mewakili sistem serta kestabilan harus terjaga. Ada kemungkinan terjadinya ancaman terhadap keselamatan jiwa manusia baik yang diakibatkan oleh jatuhnya elemen elemen struktural. Peninjauan kinerja dari elemen non struktural tidak lagi diperhatikan, sehingga tingkat kinerja amat diragukan.

Seperti yang telah diketahui bahwa keunggulan dari konsep Performance Based Seismic Design adalah kemampuannya untuk menunjukkan keadaan riil gedung pada saat menerima gaya gempa, gedung akan bersifat non linier. Dan secara umum bahwa analisa non linier dibagi 2 yaitu analisa statik non linier (analisa pushover) dan analisa dinamik non linier (analisa riwayat waktu). Berdasar pada ATC 40 maka prosedur analisa Performance Base Seismic Design memiliki 3 komponen utama yaitu Kapasitas (*capacity*), demand, performance point.

### 2.3.1.1 Kapasitas

Kapasitas (*capacity*) adalah suatu representasi dari kemampuan struktur untuk menahan gaya gempa yang akan terjadi. Secara keseluruhan, kapasitas suatu struktur tergantung dari kekuatan dan kemampuan untuk berdeformasi dari masing – masing elemen stuktur yang ada. Untuk menentukan kapasitas yang melampaui batas – batas elastisnya, dibutuhkan suatu analisa non linier, dalam hal ini analisisnya menggunakan analisa Pushover, berikut pada gambar 2.7 merupakan ilustrasi dari metode Pushover dengan kurva kapasitasnya. Dari kurva kapasitas yang

dihasilkan bisa diprediksi perilaku struktur setelah batas – batas elastisnya terlampaui.

### **2.3.1.2 Demand (displacement)**

Pergerakan tanah selama gempa bumi yang menghasilkan pola perpindahan horizontal yang kompleks di struktur bangunan yang mungkin berubah –ubah setiap waktunya, pada metode analisa linier yang lama menggunakan gaya lateral untuk menunjukkan kondisi dari bangunan yang didesain, sedang untuk metode non linier lebih mudah dan langsung untuk menggunakan perpindahan lateral sebagai parameter untuk menunjukkan kondisi dari bangunan tersebut.(ATC 40)

### **2.3.1.3 Performance**

Waktu kurva kapasitas dan demand (displacement) di definisikan maka pengecekan dari performance dapat dilakukan dapat dilakukan dengan memakai Titik Kinerja (*Performance Point*) menurut ATC 40 adalah representasi dari suatu kondisi dimana kapasitas gempa dari struktur sama dengan *demand* gempa yang akan terjadi pada gedung. (*Performance Point*) ini didapat melalui proses pengecekan kinerja yang bertujuan memastikan bahwa baik komponen struktural maupun non struktural tidak mengalami kerusakan diluar batasan yang telah ditentukan oleh tujuan kinerja.

Maka untuk mengetahui secara kualitatif kondisi kerusakan yang terjadi pada level kinerja yang ditetapkan agar orang awam mempunyai bayangan seberapa besar kerusakan itu terjadi, digunakanlah kurva *Pushover* sedangkan titik kinerja (*Performance Point*) merupakan besarnya

perpindahan titik pada atap saat mengalami gempa rencana dapat dicari. menggunakan Metode Spektrum Kapasitas (Wiryanto, 2005). Berikut dibawah ini merupakan Prosedur Analisa Performance Based Seismic Design sesuai dengan ATC 40

## Prosedur Analisa

Elastis

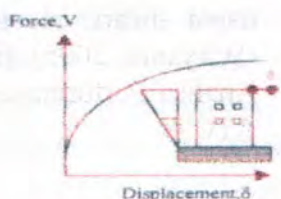
- Prosedur dari Code
- Rasio dari turutan kapasitas

### Penyederhanaan analisa nonlinier

- Analisa nonlinier yang lain
- Metode Secant
  - Metode Riwayat Waktu

### Kapasitas

Fokus dari penyederhanaan analisa non linier adalah "Pushover" atau *Capacity Curve* yaitu yang menampilkan lateral displacement sebagai fungsi terhadap gaya yang dikenakan pada struktur. Proses ini tidak terpengaruh metode yang digunakan untuk menghitung turutan dan memberikan wawasan yang berharga bagi perekayasa



### Demand

#### The Capacity Spectrum Methods A,B,&C

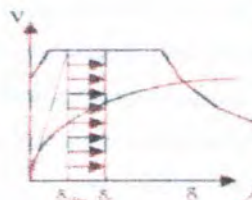
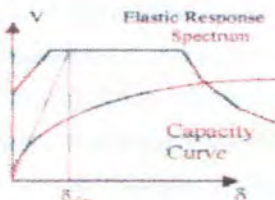
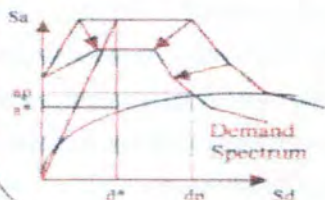
Spektrum Elastis dikurangi sampai memotong kurva kapasitas di koordinat spektral untuk mendapatkan *Performance Point*  $ap, dp$ . *Target Displacement Point*  $a^*, d^*$  dapat dipakai sebagai awal yang baik untuk proses iterasi untuk mendapatkan *performance point* tersebut

#### The Equal Displacement Approximation

Menggunakan prakiraan Inelastic Displacement adalah sama dengan yang akan terjadi jika struktur seluruhnya tetap dalam keadaan elastis

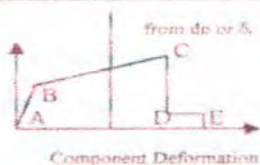
#### The Displacement Coefficient Method

Memodifikasi  $\delta_{lin}$  dengan koefisien untuk mendapatkan Target Displacement  $\delta$ .



### Performance

Menggunakan Performance Point atau Target Displacement, respon keseluruhan dari struktur dan deformasi masing-masing elemen dibandingkan terhadap nilai batas perilaku yang telah ditentukan untuk bangunan

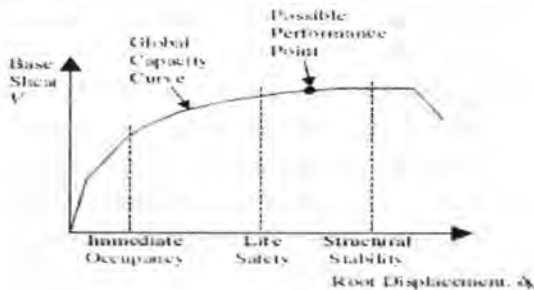


Gambar 2.7  
Prosedur Analisa Performance Based Seismic Design  
sesuai dengan ATC 40

## 2.4 Analisa Statik Nonlinier (*Pushover*)

### 2.4.1 Definisi Analisa Statik Nonlinier (*Pushover*)

Analisa statik nonlinier (*Pushover*) adalah suatu analisa statik non linier yang dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan dianggap sebagai beban statik yang menangkap pada pusat massa masing – masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur – angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai kondisi plastik (Yosafat, 2006). Tujuan analisa *Pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya, Analisa *Pushover* ini menghasilkan kurva *Pushover* yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar ( $V$ ) dan perpindahan titik acuan pada atap ( $D$ ) seperti pada gambar 2.7, kurva ini dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong (Wiryanto, 2005)



Gambar 2.8 Kurva Kapasitas Pushover  
(Farzad Neim, 2002)



#### 2.4.2 Tahapan Analisa Statik Nonlinier (*Pushover*)

Menurut Wiryanto (Wiryanto, 2005) tahapan utama analisa *Pushover* ialah :

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *Pushover*.
2. Membuat kurva *Pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inersia. Sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa tidak pasti maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (Target Perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa yang ditentukan.
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan. Merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan.

### 2.4.3 Metode Spektrum Kapasitas

Metoda Spektrum Kapasitas ialah salah satu metode yang digunakan untuk mencari titik kinerja (*Performance Point*) struktur yang mengacu pada peraturan ATC 40, menurut Yosafat (Yosafat, 2006) Konsep desain kinerja struktur metode kapasitas spektrum pada dasarnya merupakan prosedural yang dilakukan untuk mendapatkan peralihan aktual struktur gedung, peralihan aktual yang didapatkan dari hasil ini menunjukkan besarnya simpangan atap struktur, perbandingan antara simpangan atap struktur terhadap tinggi total struktur menunjukkan kinerja struktur sesuai dengan perumusan (7) sedangkan deformasi lateral pada perpindahan titik kinerja yang diperoleh juga harus dicek lagi pada tabel 11-2 ATC 40 sesuai dengan Tabel dibawah ini :

$$\text{Roof drift ratio} = \frac{\text{roofdrift}}{H} \quad (\text{ATC 40 11.3.3})$$

<i>Interstory Drift Limit</i>	<i>Performance Level</i>			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_u}{P_u}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	no limit	no limit

Tabel 11-2 ATC 40 Batasan Deformasi

Dalam Metode Spektrum kapasitas proses kerja dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gaya – perpindahan

yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur. Proses ini sama dengan Metode Koefisien Perpindahan, kecuali bahwa hasilnya akan diplotkan ke dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*) (Wiryanto, 2005). Di dalam mendesain kinerja struktur dengan metode spektrum kapasitas sesuai ATC 40, maka ATC 40 mensyaratkan kurva respons demand dan kurva kapasitas di plotkan ke kurva respon spektrum kapasitas yang dimana menghubungkan antara spectra acceleration dengan spectra displacement. Maka untuk melakukan konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum* seperti pada gambar 2.9 dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

Faktor model partisipasi untuk metode alamiah ke 1

$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[ \sum_{i=1}^n \frac{(w_i \phi_{i1})^2}{g} \right]}$$

Koefisien modul massa untuk metode alamiah ke 1

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^n \frac{w_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^n \frac{(w_i \phi_{i1})^2}{g} \right]}$$

*Spectrum acceleration*

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

*Spectrum displacement*

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1}$$

Dimana :

$PF_1$  = Faktor model partisipasi untuk mode alamiah ke 1

$\alpha_1$  = Koefisien modul massa untuk metode alamiah ke 1

$S_a$  = Spectrum acceleration

$S_d$  = Spectrum displacement

$W_i / g$  = massa pada lantai ke 1

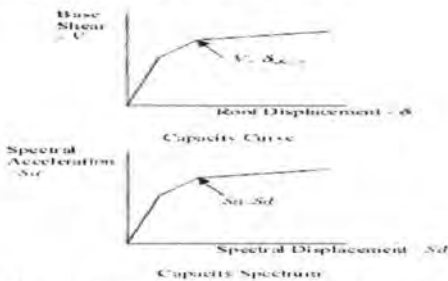
$\phi_{i1}$  = amplitudo mode ke 1 pada lantai 1

$N$  = lantai n

$V$  = gaya geser dasar

$W$  = beban mati ditambah kemungkinan beban hidup  
Yang terjadi pada struktur

$\Delta_{roof}$  = perpindahan puncak gedung



Gambar 2.9 Konversi Kurva Kapasitas ke Kurva Spektrum Kapasitas (Wiryanto, 2005)

Dan sama halnya seperti Kurva Kapasitas, Metode Spektrum Kapasitas mensyaratkan respon spektrum ( $S_a$  vs  $T$ ) dikonversikan ke dalam format ADRS ( $S_a$  vs  $S_d$ ) juga yang ditunjukkan pada gambar 2.10. Untuk itu digunakan hubungan antara  $S_a, S_d$  dan  $T$  sebagai berikut:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad (12)$$

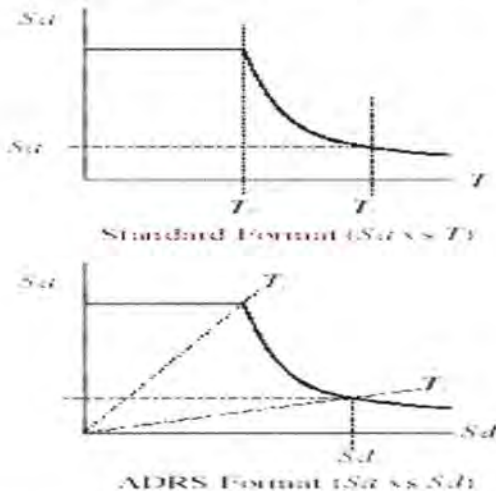
Dimana :

$S_a$  = Spectrum Acceleration

$S_d$  = Spectrum Displacement

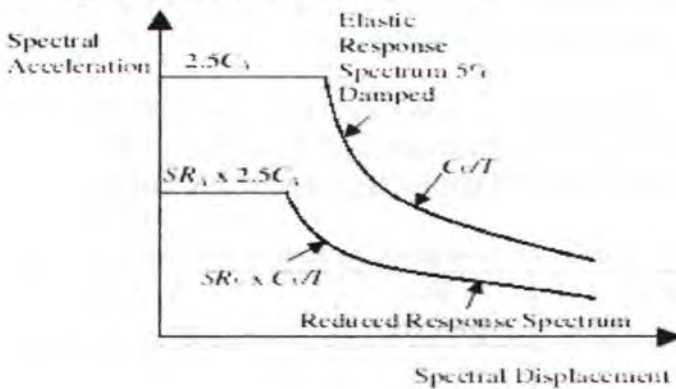
$T$  = waktu getar alami

Dimana untuk tiap – tiap titik pada grafik respon spektrum  $S_a$ ,  $T$  dihitung dengan nilai  $S_d$  (sesuai dengan nilai  $S_a$  yang bersesuaian) dengan menggunakan persamaan 12 diatas.



Gambar 2.10 Konversi Respon Spektrum ke dalam format ADRS ( $S_a$  vs  $S_d$ ) (Fazard Neim, 2000)

Respon spektrum seperti yang dicontohkan diatas lebih jauh lagi dapat dimodifikasi menjadi Respon Spektrum Tereduksi (*Reduced Response Spectrum*), dimana 2 faktor reduksi spektral :  $SR_A$  dan  $SR_V$  diperkenalkan, untuk lebih jelasnya mengenai pemakaian implementasi kedua faktor ini dapat dilihat pada gambar 2.11 di bawah ini :



Gambar 2.11 Respon Spektrum Tereduksi  
(Fazard Neim, 2000)

Dimana untuk menghitung kedua faktor tereduksi tersebut dengan perumusan di bawah ini:

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{,g})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{1}{B_t} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{,g})}{1.65}$$

$$\beta_{\bar{x}} = \frac{63.7\lambda(Sa_y Sd_{pi} - Sd_y Sa_{pi})}{Sd_{pi} Sd_{pi}} + 5$$

Dimana :

$\lambda = k$  = faktor modifikasi yang merupakan ukuran seberapa bagusnya sebuah paralelogram sempurna mempresentasikan histerisis sesungguhnya dari gedung yang bersangkutan

$a_y, d_y$  = koordinat titik perpotongan kedua garis bilinear representation pada kurva spektrum kapasitas

$a_{pi}, d_{pi}$  = koordinat awal untuk menentukan titik kinerja

Table 15-3. Values for Damping Modification Value,  $\lambda$

Structural Behavior Type	$\beta_o$ (percent)	$\lambda$
Type A	$\leq 16.25$	1.0
	$\geq 16.25$	$1.13 - 0.51$ $(Sa_y Sd_{pi} - Sd_y$ $Sa_{pi}) / Sd_{pi} Sd_{pi}$
Type B	$\leq 25$	0.67
	$\geq 25$	$0.845 - 0.446$ $(Sa_y Sd_{pi} - Sd_y$ $Sa_{pi}) / Sd_{pi} Sd_{pi}$
Type C	Any Value	0.33

## 2.5 Titik Kinerja (*Performance Point*)

Titik Kinerja (*Performance Point*) menurut ATC 40 adalah representasi dari suatu kondisi dimana kapasitas gempa dari struktur sama dengan *demand* gempa yang akan

terjadi pada gedung. Dan menurut Wiyanto (Wiryanto,2005) titik kinerja ialah besarnya perpindahan maksimum struktur saat gempa rencana. Titik kinerja menurut ATC 40 bisa didapatkan dengan macam 3 prosedur yaitu prosedur A, B, C. Untuk prosedur A yang dimana memiliki keunggulan :

- Lebih jelas (transparan)
- Metode analisis, dan merupakan kebanyakan aplikasi langsung dari metodologi yang ada pada peraturan ATC 40
- Metode terbaik dikarenakan langsung tertuju dan mudah untuk dipahami oleh pemula.

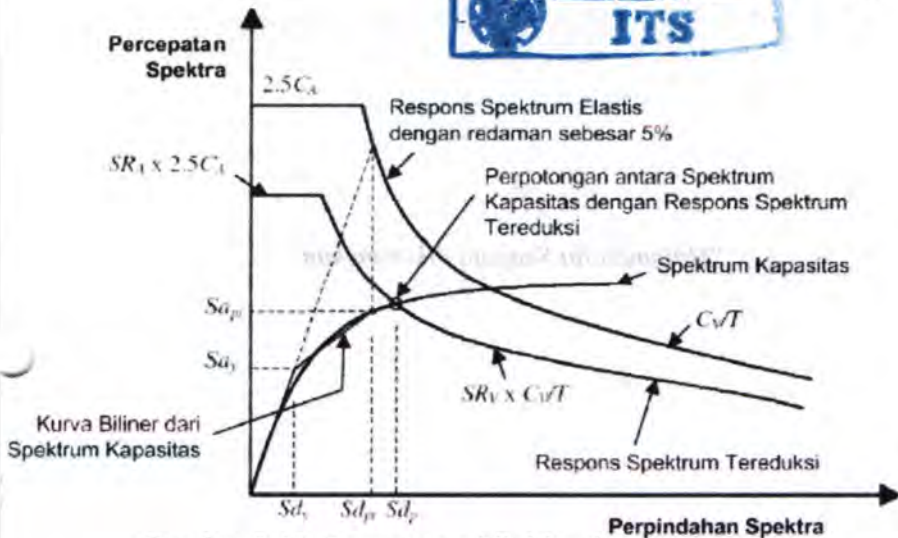
dan untuk pemakaian prosedur A ini menurut Chopra (Chopra,1999) memerlukan iterasi – iterasi untuk penentuan titik kinerja. Cara menentukan titik kinerja secara garis besar dengan cara mengplot *demand spectrum* dengan nilai *damping* 5% sesuai kondisi tanah dan wilayah gempa, lalu menggabungkan *demand spectrum* dengan *capacity spectrum*. Mengenai langkah – langkah prosedur A untuk menentukan titik kinerja berdasar ATC 40 adalah sebagai berikut :

1. Buatlah grafik respon spektrum elastis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung.
2. Transformasikan kurva kapasitas yang telah didapat menjadi kurva spektrum kapasitas seperti yang telah dijelaskan sebelumnya. Plotkan kurva ini ke dalam grafik yang sama dengan grafik respon spektrum.
3. Pilihlah sebuah titik  $a_{pi}, d_{pi}$  sebagai trial awal bagi performance point
4. Buatlah sebuah bilinear representation dari spektrum kapasitas yang ada.



5. Kemudian hitung faktor reduksi spektral ( $SR_A$  dan  $SR_V$ ) dengan persamaan 13 dan 14. setelah itu buat grafik respon spektrum tereduksi dengan menggunakan kedua faktor tersebut. Gambarkan grafik baru ini ke dalam grafik yang sama pada langkah 2.
6. Tentukan apakah perpotongan antara kurva respon spektrum tereduksi dan kurva spektrum tereduksi dan kurva spektrum kapasitas tersebut sama dengan dengan titik trial awal  $a_{pi}, d_{pi}$  atau apakah nilai simpangan  $d_i$  pada titik perpotongan tersebut masih memenuhi toleransi untuk  $d_{pi}$  (toleransi bisa diambil sebesar 5% sehingga :  $0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$ )
7. Jika ternyata langkah 6 tidak memenuhi toleransi untuk  $d_{pi}$  maka pilih titik  $a_{pi}, d_{pi}$  yang baru dan ulangi mulai dari langkah 4.
8. Jika langkah 6 memenuhi maka titik  $a_{pi}, d_{pi}$  tersebut menjadi titik kinerja, setelah mendapat ini semua maka akan mewakili simpangan maksimum struktur yang diharapkan ketika terjadi gempa sesuai dengan demand yang ada.

Dengan mengplotkan nilai  $a_{pi}, d_{pi}$  yang telah diperoleh dari langkah – langkah diatas pada demand diagram dan diagram kapasitas yang berpotongan inilah akan didapatkan titik kinerja. sebagaimana tergambar pada gambar berikut :



Gambar 2.12. Penentuan titik kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas (Wiryanto, 2005)

## 2.6 Target Perpindahan Rencana

Target perpindahan rencana disini berfungsi sebagai titik acuan *performance objective* yang ingin dicapai sehingga nantinya akan diketahui apakah hasil displacement dari analisa *pushover* telah memenuhi kriteria ataukah belum, maka perlu ditentukan suatu target perpindahan rencana yang menggunakan Kinerja batas ultimit pada SNI 1726 -2002 yaitu :

$$\Delta_m = \xi \cdot R \Delta_s$$

Keterangan :

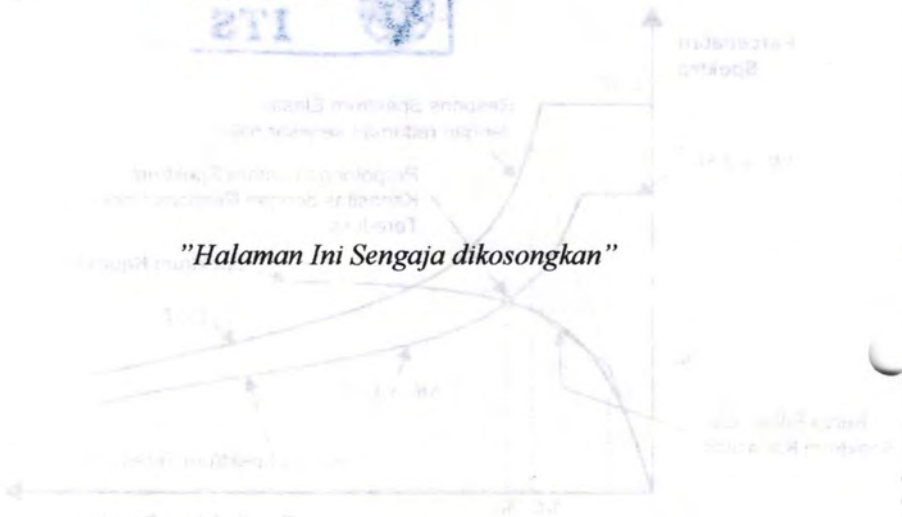
$\Delta_m$  = kinerja batas ultimit

$\xi$  = koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung, bergantung pada wilayah gempa

$\Delta_s$  = kinerja batas layan



"Halaman Ini Sengaja dikosongkan"



Gambar 2.12. Perhitungan titik ternaes menurut Mardiyah Spektrum Kapasitas (Wiyanto, 2002)

Tarjet Perindahan Rencana

Tarjet perindahan rencana disini bertujuan sebagai titik acuan performance objective yang ingin dicapai sehingga nantinya akan diketahui apakah hasil displacement dari analisis pushover telah memenuhi kriteria atau belum, maka perlu ditetapkan suatu tarjet perindahan rencana yang menggunakan Kriteria batas ultimate pada 2001-2002 yaitu:

$$\Delta_m = \xi R \Delta_s$$

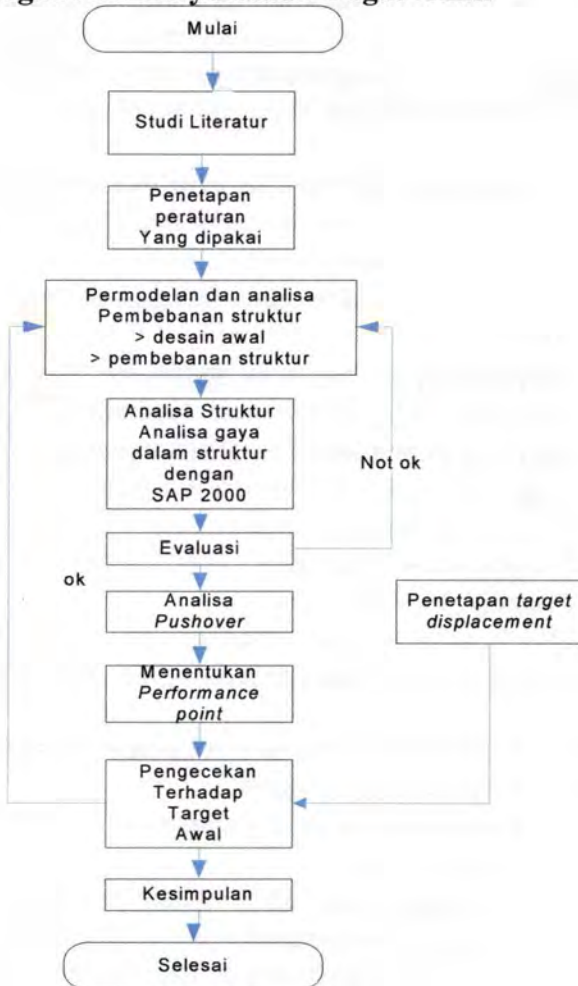
Keterangan:

- $\Delta_m$  = kriteria batas ultimate
- $\xi$  = koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur
- $R$  = gedung bergantung pada wilayah gempa
- $\Delta_s$  = kriteria batas layan

**BAB III**  
**METODOLOGI**

## BAB III METODOLOGI

### Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir



### 3.1. Studi Literatur

Pada tahap studi literatur ini meliputi mengumpulkan literatur – literatur baik berupa buku – buku atau jurnal – jurnal maupun peraturan-peraturan serta pemakaian program komputer apa saja yang akan digunakan untuk perencanaan berbasis kinerja pada gedung baja dengan SRBPMK dengan panel Bresing-x sebagai segmen daktailnya.

### 3.2. Penetapan peraturan yang akan digunakan

Penetapan Peraturan-peraturan yang akan digunakan pada pengerjaan Tugas Akhir ini ialah:

- Perencanaan Struktur Baja menggunakan metode LRFD 2000.
- Peraturan pembebanan menggunakan PPIUG (Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung) 1983.
- Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung memakai SNI 03-1726-2002.
- Pemakaian konsep Performance Base Seismic Design menggunakan peraturan ATC (Applied Technology Council) 40,1996.

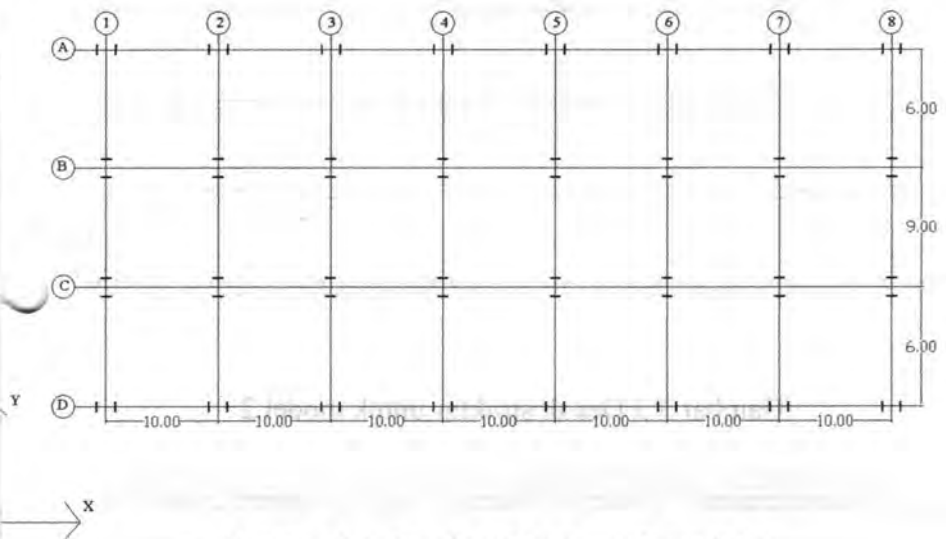
Untuk Metode analisa struktur dan analisa Pushover, ditetapkan menggunakan program SAP 2000 versi 9.03

### 3.3. Permodelan dan analisa pembebanan struktur

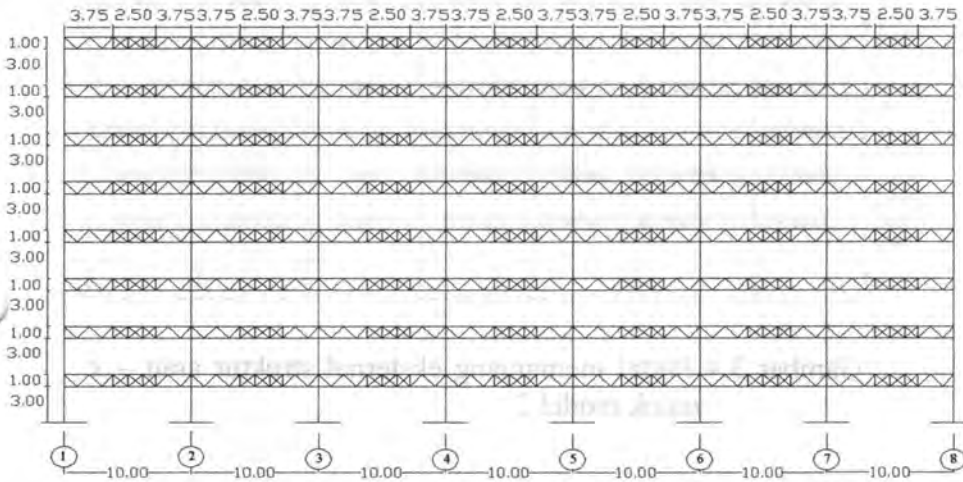
#### 3.3.1. Permodelan struktur

Permodelan struktur meliputi :

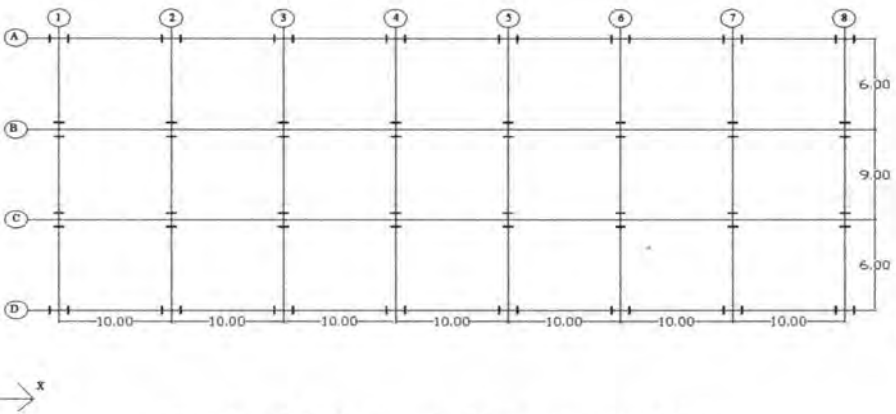
- Desain awal  
Gedung yang akan dilakukan Studi terdapat 3 macam bangunan dengan variasi distribusi panjang bentang yang berbeda. Berikut macam permodelan gedung yang akan dilakukan studi :



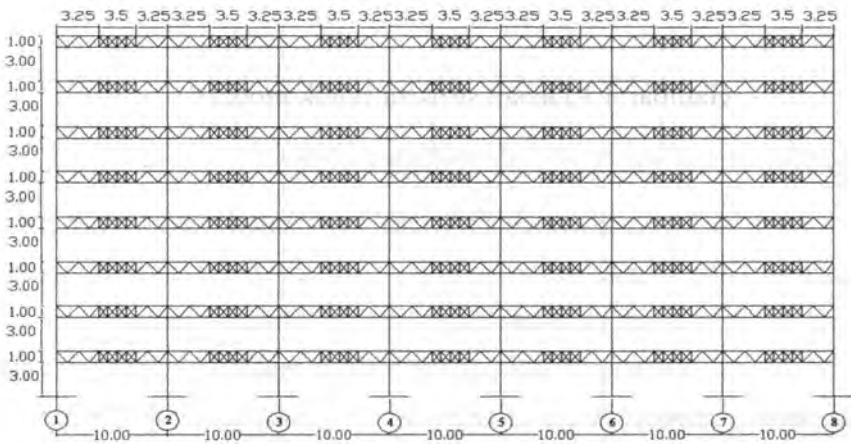
Gambar 3.1 Denah struktur untuk model 1



Gambar 3.2 Portal memanjang eksternal struktur arah - x untuk model 1

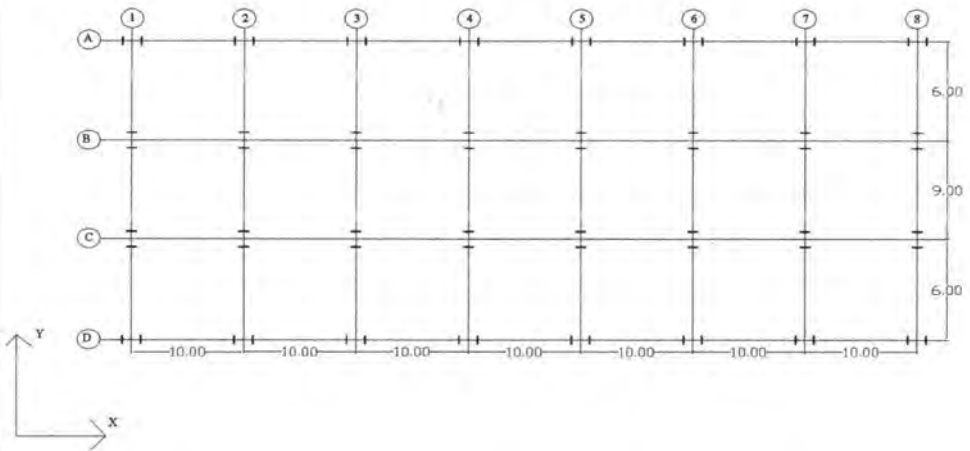


Gambar 3.3 Denah struktur untuk model 2

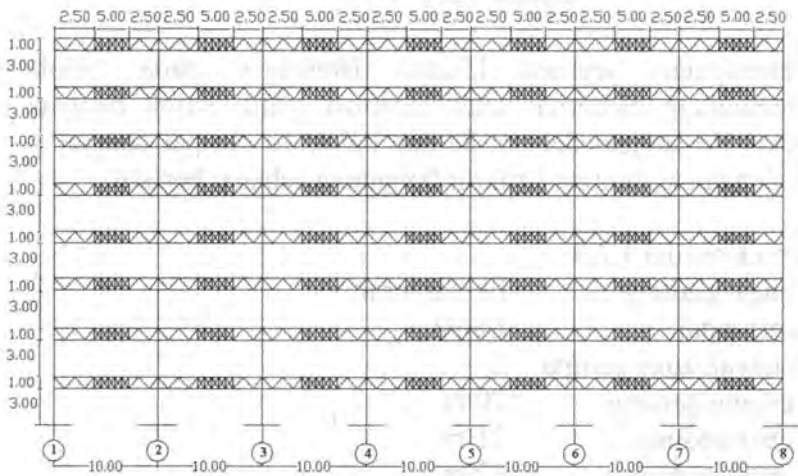


Gambar 3.4 Portal memanjang eksternal struktur arah - x untuk model 2

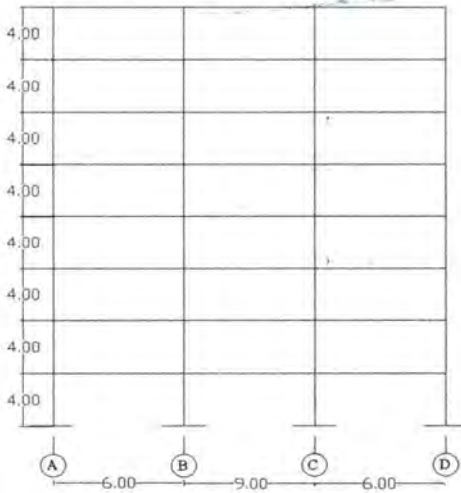




Gambar 3.5 Denah struktur untuk model 3



Gambar 3.6 Portal memanjang eksternal struktur arah  $-x$  untuk model 3



Gambar 3.7 Portal melintang struktur arah -y untuk model 1,2,3

Penempatan segmen khusus Bresing-x pada balok memanjang eksternal arah sumbu-x yaitu balok dengan notasi 1a sampai dengan 8a dan balok 1d sampai dengan 8 d. dengan ketentuan struktur bangunan sebagai berikut:

Untuk model 1,2,3

- Fungsi gedung : Perkantoran
- Jenis tanah : Lunak
- Wilayah zone gempa : 6
- Panjang gedung : 70 m
- Lebar gedung : 21 m
- Tinggi gedung : 32 m

- Input material dan dimensi
  - Balok memanjang
  - Balok melintang
  - Kolom utama struktur
  - Balok segmen khusus

### 3.3.2. Analisa pembebanan struktur

Menentukan Beban – beban yang akan diterima oleh struktur yaitu :

- **Beban Mati**

Beban mati terdiri atas berat seluruh material elemen struktur dan perlengkapan permanen pada gedung, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap.

- **Beban Hidup**

Beban hidup terdiri dari beban yang diakibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi atau beban akibat fenomena alam seperti beban angin, beban salju, beban hujan, beban gempa ataupun beban akibat banjir.

- **Beban Gempa**

Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental  $T_1$ , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 \times I}{R} W_t$$



dimana  $C_1$  adalah nilai Faktor Respon Gempa yang didapat dari Respon Spektrum Gempa Rencana,  $T_1$  adalah waktu getar alami fundamental, dan  $W_i$  adalah berat total gedung termasuk beban hidup yang sesuai. Beban geser nominal  $V$  harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen  $F_i$  yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat  $k$ -i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i \times z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

dimana :

$W_i$  = berat lantai tingkat ke- $i$ , termasuk beban hidup yang sesuai.

$z_i$  = ketinggian lantai tingkat ke- $i$  diukur dari taraf penjepitan lateral.

$n$  = nomor lantai tingkat yang paling atas.

Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan berdasarkan SNI 2002 pasal 5.6 sebagai berikut :

$$T_1 < \xi n$$

dimana :

$T_1$  = waktu getar alami fundamental

$\xi$  = koefisien batasan waktu getar alami fundamental .

$n$  = jumlah tingkat gedung.

- **Beban Angin**

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam  $\text{kg/m}^2$ , ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup dengan harga koefisien angin. Tekanan tiup harus diambil minimum  $25 \text{ kg/m}^2$ , kecuali tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum  $40 \text{ kg/m}^2$ . Koefisien angin untuk gedung tertutup pada bidang-bidang luar, koefisien angin (+ berarti tekanan dan - berarti isapan), adalah sebagai berikut:

Dinding vertikal

di pihak angin                    + 0,9

di belakang angin                - 0,4

- **Kombinasi Pembebanan**

Kombinasi pembebanan yang digunakan mengacu pada AISC-LRFD, yaitu:

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L$
3.  $1,2D + 0,8W$
4.  $0,9D - 1,3W$
5.  $1,2D + 0,5L + 1,3W$
6.  $1,2D + 0,5L + 1E$
7.  $0,9D + 1E$

dimana :

- D = beban mati
- L = beban hidup
- W = beban angin
- E = beban gempa

- **Kinerja Batas Layan Struktur**

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut pasal 8.1.1 SNI 03-1726-2002 tidak boleh melampaui  $\frac{0,03}{R}$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

### 3.4. Analisa struktur

Analisa gaya dalam struktur akibat adanya pembebanan dengan bantuan software SAP VER 9.0.

### 3.5. Evaluasi

Mendapatkan hasil analisa struktur dan mengevaluasi hasil perhitungan yaitu:

- Dari analisa perhitungan gaya dalam didapatkan hasil berupa output deformasi struktur, output balok anak, output balok utama dan output kolom utama.
- Untuk mengetahui benar atau salahnya hasil perhitungan, maka dari hasil analisa struktur tersebut perlu dikontrol ulang sesuai dengan peraturan yang ditetapkan yaitu sebagai berikut :

## Kontrol Perhitungan Balok Kolom

### ➤ Kontrol Komponen Tekan (kolom)

#### Kontrol Penampang

##### Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda \leq \lambda_r \quad (\text{tidak langsing})$$

##### Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda \leq \lambda_r \quad (\text{tidak langsing})$$

#### Kontrol Kekakuan Portal

$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

Dari nilai G tersebut dapat diperoleh nilai  $k_c$  (faktor panjang tekuk)

#### Amplifikasi Momen Struktur Portal

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{1t}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{N_u}{N_{crb}}\right)} \geq 1 \quad N_{crb} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4(M_1/M_2)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma N_u \left[ \frac{\Delta_{oh}}{\Sigma HL} \right]} \quad \text{atau} \quad B_2 = \frac{1}{1 - \left[ \frac{\Sigma N_u}{\Sigma N_{crs}} \right]}$$

$$N_{crs} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2}$$

### Persyaratan Kelangsingan

$$N_n = A_g f_{cr}$$

$$\lambda_c = \frac{kc L}{\pi r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad ; \quad \text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \text{ maka}$$

untuk  $0,25 < \lambda_c < 1,2$

$$\text{maka } \omega = \left[ \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \right]$$

untuk  $\lambda_c \geq 1,2$  maka  $\omega = 1,25 \lambda_c^2$



➤ **Kontrol Komponen Lentur (balok)**

**Kontrol Penampang**

Pelat sayap    Pelat badan    Penampang kompak :  $\lambda \leq \lambda_p$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$M_n = M_p$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{f_y}}$$

Penampang tak kompak :  $\lambda_p <$

$$\lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{371}{\sqrt{f_y - f_r}}$$

$$\lambda_r = \frac{2549}{\sqrt{f_y}}$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)$$

$$\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

Penampang langsing :  $\lambda_r \leq \lambda$

$$M_n = M_r (\lambda_r / \lambda)^2$$

**Kontrol Tekuk Lateral**

$M_u \leq \Phi M_n$  ;  $L_b$  = jarak pengaku lateral

a. **Bentang Pendek** ( $L_b \leq L_p$ )

$$M_n = M_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

b. **Bentang Menengah** ( $L_p \leq L_b \leq L_r$ )

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

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[ \frac{S_x}{GJ} \right]^2 = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

### c. Bentang Panjang ( $L_b \geq L_r$ )

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left[ \frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y C_w} \leq M_p$$

### Persamaan Interaksi Tekan – Lentur (balok-kolom)

a. Jika  $\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2$  maka  $\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$

b. Jika  $\frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2$  maka  $\frac{N_u}{2\phi N_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$

### Kontrol Kuat Geser

$$V_u \leq \Phi V_n$$

a. Jika  $\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$  maka  $V_n = 0,6 f_y A_w$

b. Jika  $1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$  maka

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

c. Jika  $1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w}$  maka  $V_n = \left( \frac{A_w 0,9 k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \right)$

### Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \text{untuk struktur utama}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} \rightarrow \text{untuk struktur sekunder}$$

$$f^o = \frac{5}{48} \times \frac{L^2}{EI} (M_s - 0,1(M_A + M_B))$$

dimana :  $M_s$ : momen ditengah lapangan

$M_A, M_B$  : momen pada tumpuan

Syarat :  $f^o < f_{ijin}$

### Kontrol perhitungan rangka batang

Untuk kontrol perhitungan rangka batang sebagai berikut :

#### ➤ **Kontrol tekuk lokal**

Untuk semua segmen rangka batang profil direncanakan

kompak :

$$\lambda = \frac{h}{t} \leq \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}}$$

Untuk segmen bresing-x profil direncanakan kompak

dan daktil :  $\lambda = \frac{b}{t} = 4-5$  untuk bresing-x (profil siku)

➤ **Kontrol kelangsingan**

Untuk semua segmen rangka batang dan bresing-x profil harus memenuhi :

$$\frac{K.L}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

➤ **Kontrol gaya aksial**

1. Batang tepi luar :

$$\sum F_{hi} = \sum V_u L N$$

$$F_c = \frac{1,5V_u L}{2d}$$

Dimana :

$V_u$  = Kapasitas geser yang dibutuhkan

$L$  = Jarak antara bentang

$d$  = Tinggi rangka batang

$h_i$  = tinggi lantai ke -i

$N$  = jumlah lantai

kontrol geser pada segmen khusus :

$$V_p = (P_y + \phi P_{cr}) \sin \alpha + 4 M_p / L_s$$

dimana:

$P_y$  = kekuatan leleh tarik bresing-X

$P_{cr}$  = kekuatan tekuk bresing-X

$\phi$  = rasio kekuatan pasca tekuk terhadap tekuk awal bresing-X (0,2-0,5)

$\alpha$  = sudut kemiringan bresing-X terhadap horisontal

$M_p$  = kapasitas momen plastik dari batang-batang tepi

$L_s$  = panjang segmen spesial

## 2. Batang diagonal

$$F_d = 1.5 \left( P_y + \phi P_{cr} + \frac{2.5 M_p}{L_p \sin \alpha} \right)$$

Dimana :

$P_y$  = kekuatan leleh tarik bresing-X

$P_{cr}$  = kekuatan tekuk bresing-X

$\phi$  = rasio kekuatan pasca tekuk terhadap tekuk awal bresing-X (0,2-0,5)

$\alpha$  = sudut kemiringan bresing-X terhadap horisontal

$M_p$  = kapasitas momen plastik dari batang-batang tepi

$L_p$  = panjang panel

## 3. Batang vertikal terluar

$$F_{vo} = 1.5 (P_y \sin \alpha + 1.5 M_p / L_p)$$

Dimana :

$F_{vo}$  = Gaya eksterior vertikal

$P_y$  = Kekuatan leleh tarik bresing-X

$M_p$  = Momen plastis

$L_p$  = Panjang panel

#### 4. Batang vertikal dalam

$$F_{vi} = 1,5 P_y \sin \alpha$$

Dimana :

$F_{vi}$  = Gaya interior vertikal

$P_y$  = Kekuatan leleh tarik bresing-X

#### 5. Batang siku (bresing-x)

$P_y = \phi A_g f_y$ , leleh untuk tarik

$P_u = \phi A_e f_u$ , putus untuk tarik

$P_y = \phi A_g f_c r$ , leleh untuk tekan

#### Sambungan

Perencanaan semua sambungan harus konsisten dengan bentuk-bentuk struktur, serta perilaku sambungan tidak boleh menimbulkan pengaruh buruk terhadap bagian-bagian lainnya dalam suatu struktur di luar dari yang direncanakan.

Kuat rencana setiap komponen sambungan tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan berikut:

- Gaya-gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan.
- Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan.
- Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja padanya.

### **3.5. Penetapan target displacement**

Penetapan target displacement disini sebagai *objective performance* yang dimana nantinya hasil target displacement yang memakai perumusan priestly ini akan dibandingkan dengan target displacement yang diperoleh dari analisa pushover.

### **3.6. Analisa statik non linier beban dorong dengan analisa Pushover**

Analisa statik non linier disini pertama kali dilakukan pendefinisian hinge properties yang kemudian dilanjutkan dengan pendefinisian analisa pushover yang kemudian akan dilakukan running analisa pushover.

### **3.7. Penentuan performance point**

Penentuan performance point disini dilakukan dengan mengacu pada peraturan ATC - 40 yang tersedia secara built in pada program SAP 2000 dengan cara mengkonversi kurva kapasitas dan kurva demand spectrum ke kurva kapasitas spektrum dengan format ADRS (acceleration demand spectrum). Yang dimana setelah mendapat performance point ini maka akan didapat perpindahan maksimum dari struktur tersebut.

### **3.8 Pengecekan terhadap target awal**

Pengecekan terhadap target awal disini ialah pengecekan terhadap target perpindahan yang menggunakan kinerja ultimit sebagai target awal yang ditetapkan kemudian dibandingkan dengan perpindahan maksimum yang diperoleh dari performance point sebagai target perpindahan aktual.

3.5. Penetapan target displacement  
 Penetapan target displacement disini sebagai objective performance yang dimana nantinya hasil target displacement yang memaksa perumusan priority for akan dibandingkan dengan target displacement yang diperoleh dari analisa pushover.

**"Halaman Ini Sengaja dikosongkan"**

3.6. Analisa statik non linear beban dorong dengan analisa Pushover

Analisa statik non linear disini pertama kali dilakukan berdasarkan hinge properties yang kemudian dilanjutkan dengan berdasarkan analisa pushover yang kemudian akan dilakukan running analisa pushover.

3.7. Penentuan performance point

Penentuan performance point disini dilakukan dengan mengacu pada peraturan ATC - 40 yang tersedia secara built in pada program SAP 2000 dengan cara mengkonversi kurva kapasitas dan kurva demand spectrum ke kurva kapasitas spektrum dengan format ADRS (acceleration demand spectrum). Yang dimana setelah mendapat performance point ini maka akan didapat perpindahan maksimum dari struktur tersebut.

3.8. Pengecekan terhadap target awal

Pengecekan terhadap target awal disini ialah pengecekan terhadap target perpindahan yang menggunakan kinerja ultimate sebagai target awal yang ditetapkan kemudian dibandingkan dengan perpindahan maksimum yang diperoleh dari performance point sebagai target perpindahan aktual.



***BAB IV***  
***PERENCANAAN STRUKTUR PELAT***

## BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR PELAT

### 4.1 Data Perencanaan Pelat Lantai

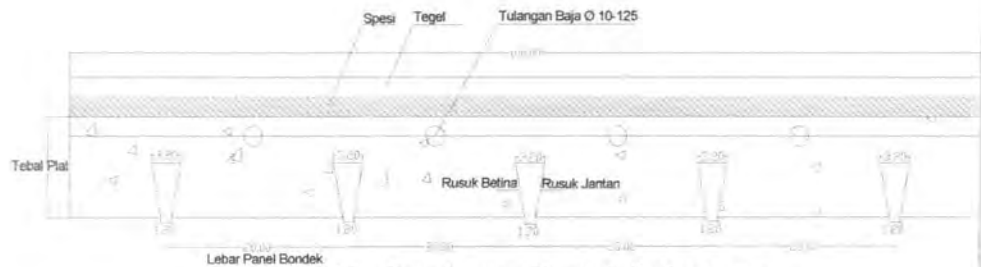
Data-data perencanaan berdasarkan brosur Lysaght BONDEK :

- Untuk bentang = 5 m, menggunakan satu baris penyangga.
- Tebal pelat = 10 cm dan tulangan negatif =  $3.27 \text{ cm}^2/\text{m}$ , berdasarkan **Tabel 2. Tabel Perencanaan Praktis** :
  - Bentang 5 m dengan menggunakan satu baris penyangga.
  - Bentang menerus dengan tulangan negatif.

### 4.2 Pembebanan Lantai

- Beban berguna :
  - Beban hidup :
    - Untuk perkantoran ( **Tabel 3.1. PPI 1983** )
    - =  $250 \text{ kg/m}^2$
    - Reduksi beban hidup (R) ( **Tabel 3.3. PPI 1983** ) = 0.6
    - Total beban hidup =  $250 \times 0.6 = 150 \text{ kg/m}^2$
  - Beban finishing :
    - Berat spesi ( 2 cm ) =  $2 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$
    - Berat tegel ( 2 cm ) =  $2 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 48 \text{ kg/m}^2$
    - Berat plafond ( **Tabel 2.1. PPI 1983** )
      - ◆ Langit-langit termasuk rusuknya  
(Bahan dari asbes atau eternit) =  $11 \text{ kg/m}^2$
      - ◆ Penggantung langit-langit =  $7 \text{ kg/m}^2$  +
      - Total Beban (hidup+Finishing) =  $258 \text{ kg/m}^2$

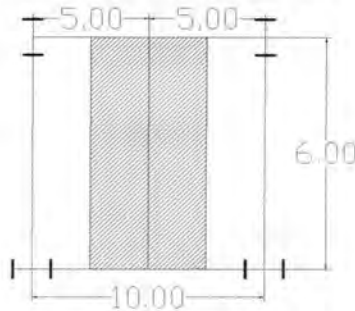
- Beban yang bekerja pada pelat 1m<sup>2</sup>
  - Berat sendiri panel bondek  
( Tabel 1. Sifat penampang panel bondek )  
= 10.1 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat pelat beton (10cm) = 0.1 x 2400 = 240 kg/m<sup>2</sup>
  - Beban finishing :
    - Berat spesi (2cm) = 2 x 21kg/m<sup>2</sup> = 42 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat tegel (2 cm) = 2 x 24kg/m<sup>2</sup> = 48 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat plafond ( Tabel 2.1. PPI 1983 )
  - ♦ Langit-langit termasuk rusuknya  
(Bahan dari asbes atau eternit) = 11 kg/m<sup>2</sup>
  - ♦ Penggantung langit-langit =  $\frac{7}{1000} \text{ kg/m}^2$   
= 358.1 kg/m<sup>2</sup>
  - Dipakai tulangan Ø10, As = 0.785 cm<sup>2</sup>
  - Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap 1 m :  
N =  $3.27 / 0.7854 = 4.164$   
= 5 buah  
Jarak antar tulangan = 100 / 5 = 20 cm  
Jadi dipasang tulangan negatif Ø10 – 200.



**Gambar 4.1** - Penulangan Bondek Perkantoran

**BAB V**  
**PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA**

## BAB V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA



**Gambar 5.1** – Denah Pembebanan Balok Anak

### 5.1. Perencanaan Balok Anak

#### ♦ Panjang bentang $L = 6 \text{ m}$

#### Data Perencanaan :

Balok Anak WF 300 x 300 x 9 x 14 (Bj 41,  $f_y = 250 \text{ Mpa}$ ,  
 $f_u = 410 \text{ Mpa}$ )

$W = 87 \text{ kg/m}$	$r_y = 7.51 \text{ cm}$
$Z_x = 1270 \text{ cm}^3$	$d = 29.8 \text{ cm}$
$I_x = 18800 \text{ cm}^4$	$t_w = 0.9 \text{ cm}$
$r = 18 \text{ mm}$	$h = 234 \text{ mm}$
$bf = 299 \text{ mm}$	$t_f = 14 \text{ mm}$

#### Pembebanan :

- Beban mati
  - Berat profil  $= 87 \text{ kg/m}$
  - Berat pelat lantai  $= 5 \text{ m} \times 358.1 \text{ kg/m}^2 = 1790.5 \text{ kg/m}$
  - $q_D = 1877.5 \text{ kg/m}$
  
- Beban hidup ( Tabel 3.1. PPI 1983 )
  - $q_L = 5 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 1250 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}\text{Beban berfaktor} &= q_U = (1.2 \times q_D) + (1.6 \times q_L) \\ &= (1.2 \times 1877.5) + (1.6 \times 1250) \\ &= 4253 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 4253 \times 6^2 = 20938.5 \text{ kg.m}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 4253 \times 6 = 13959 \text{ kg}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap} : \lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2(14)} = 10.678$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.752$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10.678 < 10.752$ , maka penampang kompak

$$\text{Pelat badan} : \lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.2525$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 26 < 106.252$ , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \times Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1270 \text{ cm}^3 = 3175000 \text{ kg.cm} \\ &= 31750 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u < \phi M_n &\rightarrow 20938.5 \text{ kg.m} < 0.9 \times 31750 \text{ kg.m} \\ 20938.5 \text{ kg.m} &< 28575 \text{ kg.m} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$L_b = 100 \text{ cm}$  (asumsi jarak pengikat pelat bondek ke balok anak)

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 7.51 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 370.837 \text{ cm}$$

$L_b < L_p = 100 < 370.837$ , maka termasuk bentang pendek

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1270 \text{ cm}^3 = 3175000 \text{ kg.cm} \\ = 31750 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 20938.5 \text{ kg.m} < 0.9 \times 31750 \text{ kg.m} \\ 20938.5 \text{ kg.m} < 28575 \text{ kg.m} \quad (\text{OK})$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = 26 ; 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69.57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow 26 < 69.57$$

$$\text{maka } V_n = 0.6f_y A_w \rightarrow A_w = d.t_w \\ = 0.6 \times 2500 \times (29.8 \times 0.9) = 40230 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \rightarrow 13959 \text{ kg} < 0.9 \times 40230 \text{ kg} \\ 13959 \text{ kg} < 36207 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

### Kontrol Lentutan

$$f_{ijm} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2.5 \text{ cm}$$

$$q = q_D + q_L = 1877.5 + 1250 = 3127.5 \text{ kg/m} = 31.275 \text{ kg/cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI} \\ = \frac{5}{384} \times \frac{31.275 \times 600^4}{2000000 \times 18800} \\ = 1.403 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijm} \rightarrow 1.403 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

## 5.2. Pembebanan Struktur Utama

Perhitungan pembebanan dilakukan untuk mengetahui distribusi beban-beban yang bekerja, sehingga dapat diketahui gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur. Perhitungan pembebanan dilakukan secara serentak apabila data-data beban dan dimensi awal elemen struktur telah ditentukan.

### 5.2.1. Perhitungan Beban Mati

Beban mati bangunan dihitung per  $m^2$  sesuai dengan data beban mati yang berupa data berat material struktural dan non struktural yang berlaku sebagai beban.

Deskripsi	Beban mati
1. Beton Bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
2. Adukan dari Semen	2100 kg/m <sup>2</sup>
3. Tegel	24 kg/m <sup>2</sup>
4. Plafon + Punggantung	18 kg/m <sup>2</sup>

**Tabel 5.1** Daftar Beban Mati

#### 5.2.1.1. Beban Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat  $1m^2$

- Berat sendiri panel bondek  
( Tabel 1. Sifat penampang panel bondek )  
=  $10.1 \text{ kg/m}^2$
- Berat pelat beton (10cm) =  $0.1 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$



- **Beban finishing :**
  - Berat spesi(2 cm ) =  $2 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$
  - Berat tegel(2 cm )=  $2 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 48 \text{ kg/m}^2$
  - Berat plafond ( Tabel 2.1. PPI 1983 )
    - ◆ Langit-langit termasuk rusuknya  
(Bahan dari asbes atau eternit)=  $11 \text{ kg/m}^2$
    - ◆ Penggantunglangit-langit =  $\frac{7 \text{ kg/m}^2}{=358.1 \text{ kg/m}^2}$

### 5.2.1.2. Berat Sendiri Profil Baja (Self Weight)

Untuk berat sendiri profil baja sudah secara otomatis dimasukkan dalam perhitungan struktur utama.

### 5.2.2. Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai struktur utama diambil sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$  sedangkan untuk pelat atap diambil sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$  (Tabel 3.1 PPI 1983).

Deskripsi	Beban hidup
1.Lantai Perkantoran	250 kg/m <sup>2</sup>
2.Atap	100 kg/m <sup>2</sup>

**Tabel 5.2** Daftar Beban Hidup

### 5.2.3. Perhitungan Beban Angin

Untuk menentukan beban angin, diperlukan data – data sebagai berikut :

- Tekanan angin diambil sebesar  $40 \text{ kg/m}^2$ , untuk perencanaan struktur < 5 km dari tepi laut.
- Koefisien angin gedung tertutup pada bidang luar :
  - Di pihak angin = +0.9 (hisap)

- di belakang angin = -0.4 (tekan)

Jadi perhitungan beban angin yang bekerja pada seluruh bagian struktur dibagi atas angin tekan dan angin hisap :

- a). Angin tekan =  $40 \text{ kg/m}^2 \times 0.9$   
=  $36 \text{ kg/m}^2$  (dipakai)
- b). Angin hisap =  $40 \text{ kg/m}^2 \times 0.4$   
=  $16 \text{ kg/m}^2$

#### 5.2.4. Perhitungan Beban Gempa

Analisa perhitungan beban gempa yang bekerja pada struktur adalah menggunakan analisa pembebanan gempa dinamis dengan data struktur dan spectra sebagai berikut :

- a). Wilayah Gempa : Zone 6
- b). Jenis tanah : Tanah Lunak
- c). Percepatan gravitasi :  $9.81 \text{ m/dt}^2$
- d). Faktor kepentingan (I) : 1 (Perkantoran)
- e). Faktor reduksi gempa (R) : 6.5 (SRBPMK)

### 5.3. Analisa Struktur Utama

#### 5.3.1 Analisa Struktur Menggunakan SAP 9.03

Untuk mendesain batang-batang struktur dan untuk membuktikan bahwa pada sistem ganda (*tube in tube*) diatas beban lateral terutama dipikul oleh portal-portal eksterior dilakukan *analisa elastik dinamik* tiga dimensi respon spectrum untuk tanah lunak dengan bantuan perangkat lunak (SAP 2000). Batang-batang tepi rangka batang dan kolom diasumsikan sebagai elemen balok kolom, sedang batang-batang diagonal dan vertical diasumsikan sebagai elemen *truss*.

Secara umum langkah-langkah dalam menganalisa struktur menggunakan SAP 9.03 adalah sebagai berikut:

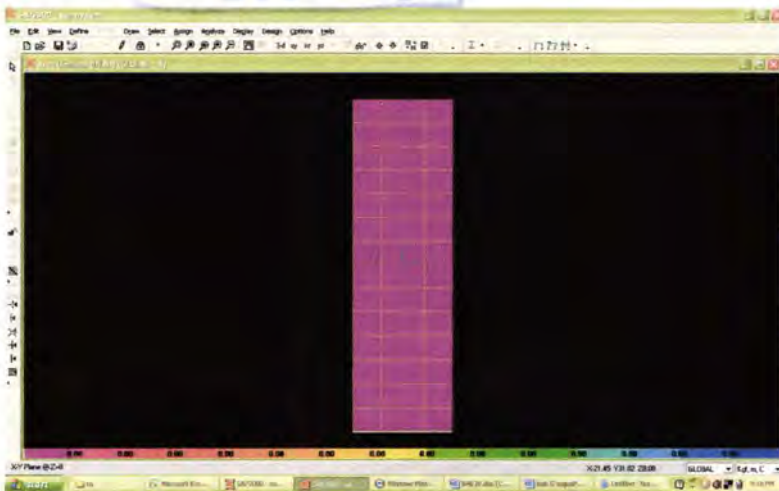
1. Membuat pemodelan struktur gedung dengan menentukan geometri, properti penampang, pembebanan dan parameter yang lain yang diambil dalam analisa.

2. Melakukan analisa struktur
3. Mengolah hasil analisa
4. Memeriksa dan mengoptimalkan desain struktur

Langkah ini biasanya adalah proses iterasi yang melibatkan beberapa rangkaian langkah yang dapat dengan mudah dilakukan oleh program SAP 9.03. Permodelan struktur menggunakan SAP 9.03 dapat dilihat pada Gambar 5.2



**Gambar 5.2** – Pemodelan 3 Dimensi Struktur



**Gambar 5.3-** Rencana frame lantai struktur

### 5.3.2. Pemodelan

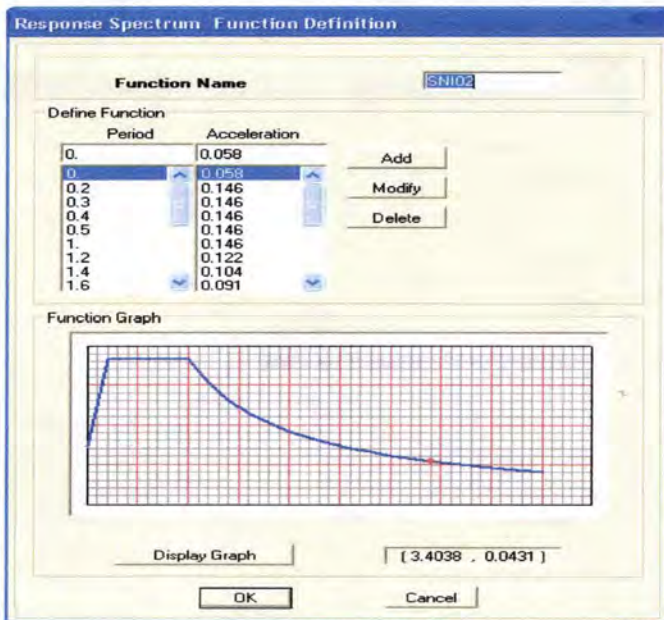
Input material dilakukan sesuai dengan data material yang terdapat pada sub bab 3. Input elemen frame meliputi : elemen balok anak, elemen balok melintang dan memanjang, elemen kolom, serta elemen batang segmen khusus (*Bresing-x*), elemen batang diagonal dan batang vertikal dalam, vertikal luar serta elemen batang tepi yang dimensi awalnya didefinisikan pada bab 3.

### 5.3.3. Pembebanan

Load case terdiri atas: beban mati, beban hidup, beban, dan beban gempa dinamik arah X dan Y. Beban mati dan beban hidup dikenakan pada pelat lantai bondek yang berupa *shell*.

Sedangkan pembebanan akibat angin diletakan pada kolom eksterior pada arah-x dan arah y. Dan untuk beban gempa yang dikenakan pada struktur merupakan beban gempa dinamik yang perhitungannya berbeda dengan pembebanan gempa metode statik. Tahap-tahap yang harus dilakukan untuk menganalisa struktur secara dinamik adalah sebagai berikut :

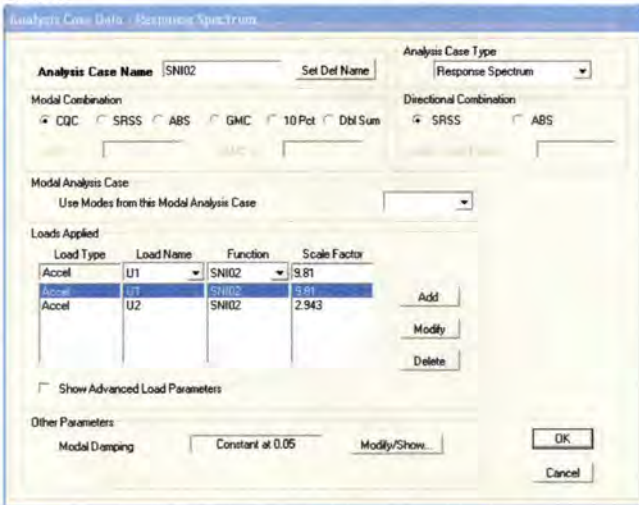
1. Input data respon spektrum sesuai wilayah gempa yakni wilayah 6 sesuai dengan gambar respons spektrum yang ada pada SNI-03-1726-2002 yang sebelumnya telah dikalikan dengan faktor reduksi gempa I/R.



**Gambar 5.4** – Input Data Respons Spektrum

2. Menentukan metode penjumlahan respons ragam yaitu dengan metode CQC, arah kombinasi untuk menentukan jumlah respon yang dikombinasikan yaitu dengan metode

SRSS, Faktor percepatan gravitasi dibuat 2 arah yaitu  $9.81 \text{ m/det}^2$  untuk arah X 30% untuk arah Y, dan  $9.81 \text{ m/det}^2$  untuk arah Y 30% untuk arah X. Selain itu juga ditentukan rasio redaman struktur sebesar 5%. Penjumlahan respon ragam yang disebut dalam pasal 7.2.1 untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang dikenal dengan kombinasi kuadratik lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau *CQC*) sedangkan waktu getar alami yang berjauhan penjumlahan respon ragam dilakukan dengan metode (*Square Root of The Sum of Squares*) atau *SRSS*



**Gambar 5.5** – Input Respon Spektrum Case

#### 5.4.1 Perhitungan Kontrol Dimensi Bresing- x

Diambil gaya – gaya maksimum yang terjadi pada bresing –x pada frame 2227 combo 10 (1.2D+1L+1SNI02-y) dan frame 1647 combo 10 (1.2D+1L+1SNI02-y) :

$$P_u = -15891.73 \text{ kg} \quad (\text{tekan})$$

$$P_u = 9048.708 \text{ kg} \quad (\text{tarik})$$

Direncanakan bresing-x dari profil siku L 60x60x15

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad L = 141.421 \text{ cm}$$

$$A_g = 15.75 \text{ cm}^2 \quad h = 60 \text{ mm}$$

$$i_y = 1.74 \text{ cm} \quad t = 15 \text{ mm}$$

$$F_u = 410 \text{ Mpa} = 36.26 \text{ Ksi}$$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{60}{15} = 4 ; \lambda_p = 4 - 5 \text{ untuk bresing-x dengan}$$

profil siku tunggal

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 4 \leq 5$  , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{KxL}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1x141.421}{1.74} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$81.276 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

#### Kontrol Kekuatan Bresing-x

**Kuat tarik rencana :**

Kontrol Leleh

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 2500 \times 15.75 \\ &= 35437.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol Patah

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \quad ; A_e = U \times A_n \\ &= 0.9 \times 4100 \times (0.75 \times 15.75) \\ &= 43588.125 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\phi P_n = 43588.125 \text{ kg} \geq 9048.708 \text{ kg (ok)}$$

**Kuat tekan rencana :**

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{81.276}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} \\ &= 0.915, \quad 0.25 < \lambda_c < 1.2 \text{ (inelatis)}\end{aligned}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \lambda_c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.915} = 1.45$$

$$F_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{2500}{1.45} = 1724.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}N_n &= A_g \times F_{cr} \\ &= 15.75 \times 1724.13 \\ &= 27155.17 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi N_n &= 0.85 \times 27155.17 \text{ kg} \geq 15891.73 \text{ kg} \\ &= 23081.89 \text{ kg} \geq 15891.73 \text{ kg (ok)}\end{aligned}$$



#### 5.4.2 Perhitungan Kontrol Dimensi Rangka Batang Tepi (Berperilaku Beam-Kolom)

Dari hasil analisis SAP versi 9.03 beban yang berpengaruh adalah akibat :

Batang 3216 Comb 10 (1.2 D+1L+SNI02-y)

$P_u = -80224.038 \text{ kg}$  (tekan)

$M_{ux} = -6978.288 \text{ kgm}$  (tekan)

$M_{uy} = 17.884 \text{ kgm}$  (tarik)

**Direncanakan batang tepi menggunakan profil Double Siku 200x200x25**

$f_y = 36.26 \text{ ksi} = 250 \text{ Mpa}$  ;  $f_u = 410 \text{ Mpa}$

$r_x = 6.09 \text{ cm}$  ;  $K = 1$

$A_g = 187.5 \text{ cm}^2$  ;  $r_y = 9.22 \text{ cm}$

$L = 125 \text{ cm}$  ;  $h = 200 \text{ mm}$

$Z_x = 889.6 \text{ cm}^3$  ;  $E = 200000$

$Z_y = 1297 \text{ cm}^3$  ;  $t = 25 \text{ mm}$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{200}{25} = 8 ; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\begin{aligned} \frac{KxL}{r} &\leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{1x125}{6.09} &\leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}} \\ 20.525 &\leq 166.068 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

**Kontrol Tekuk Lateral**

$$L_b = 250 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 9.22 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 458.9745 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 250 \text{ cm} < 458.9745 \text{ cm} \text{ (bentang pendek)}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_{nx} = f_y \times Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 889.6 \text{ cm}^3 = 2224000 \text{ kg.cm}$$

$$= 22240 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = f_y \times Z_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1297 \text{ cm}^3 = 3242500 \text{ kg.cm}$$

$$= 32425 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \Phi M_n \rightarrow 6978.288 \text{ kg.m} < 0.9 \times 22240 \text{ kg.m}$$

$$6978.288 \text{ kg.m} < 20016 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

**Kontrol Kekakuan Batang Tepi**

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \times \frac{125}{9.22} \sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0.153 \leq 1.2$$

untuk :  $\lambda_c \leq 0.25$  maka;  $\omega = 1$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{2500}{1} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr}$$

$$= 187.5 \times 2500$$

$$= 468750 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{80224.038}{0.9 \times 468750} = 0.19 < 0.2$$

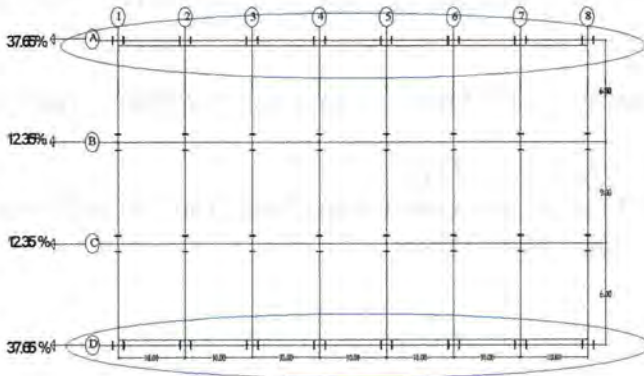
$$\text{Sehingga: } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$0.095 + \left( \frac{6978.288}{0.9 \times 22240} + \frac{17.884}{0.9 \times 32425} \right) \leq 1.0$$

$$0.445 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

### Kontrol Kekuatan Batang Tepi

Berdasar perumusan  $F_c = \frac{1,5VuL}{2d}$ , maka gaya batang pada *chord member* (batang tepi) juga bisa dihitung dari kapasitas geser ultimatenya ( $V_u$ ) yang diperoleh dengan mengalikan nilai gaya gempa statik ekuivalen tiap lantai ( $F_i$ ) dengan ketinggian lantai ( $H_i$ ) kemudian dibagi panjang bentang ( $L$ ) dan jumlah tingkat ( $N$ ). Berikut ini ditabelkan besarnya gaya gempa statik ekuivalen yang bekerja pada tiap lantai ( $F_{hi}$ ) berdasarkan perhitungan pada tabel, untuk pembagian pembebanan gempa arah y didapatkan dari hasil pengolahan yang dilakukan SAP 2000 V.9 dengan meninjau *Base Reaction* yang terjadi pada kolom – kolom eksternal arah memanjang, yang kemudian dibagi 2 ke kolom – kolom eksternal A,D, dan untuk nilai pembebanan gempa kolom eksternal B,C, tinggal mengikuti saja. Sehingga jumlah keseluruhan beban gempa yang diserap bernilai 100 %. Hal ini tergambar pada gambar 5.6 berikut :



Gambar 5.6 pembebanan gempa yang diserap oleh kolom – kolom eksternal

Pada Tabel 5.3 dibawah ini merupakan penabelan besarnya gaya gempa statik yang bekerja pada tiap lantai gedung dengan panjang segmen khusus 5 m :

hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi (kg.m)	Fix,y (kg)	Vix,y (kg)	Portal A 37.65 %
32	789669.52	25269425	183760.2	183760.2	69185.73
28	1080729.5	30260427	220055	403815.2	82850.71
24	1080729.5	25937509	188618.6	592433.8	71014.89
20	1080729.5	21614590	157182.1	749615.9	59179.08
16	1080729.5	17291672	125745.7	875361.7	47343.26
12	1080729.5	12968754	94309.28	969670.9	35507.45
8	1080729.5	8645836.2	62872.86	1032544	23671.63
4	1080729.5	4322918.1	31436.43	1063980	11835.82
$\Sigma$	8354776.2	146311131			

**Tabel 5.3** Perhitungan Gaya Gempa Statik Yang Bekerja Pada Tiap Lantai Gedung.

$$\sum F_i h_i = \sum V_u L_N$$

$$((69185.73 \times 32) + (82850.71 \times 28) + (71014.89 \times 24) + (59179.08 \times 20) + (47343.26 \times 16) + (355507.45 \times 12) + (23671.63 \times 8) + (11835.82 \times 4)) =$$

$$V_u \times 10 \times 1 \times 8$$

$$V_u = 110525 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{1,5 V_u L}{2d}$$

$$= \frac{1,5 \times 110525 \times 10}{2 \times 1 \times 8}$$

$$= 103617.18 \text{ kg}$$

### Kontrol Kekuatan Batang Tepi

**Kuat tarik rencana :**

$$\phi P_n = \phi \times F_y \times A_g$$

$$= 0.9 \times 2500 \times 187.5$$

$$= 421875 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = \phi \times F_u \times A_e, A_e = U \times A_n$$

$$= 0.9 \times 4100 \times (0.75 \times 187.5)$$

$$= 518906.3 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\phi P_n = 518906.3 \text{ kg} \geq 103617.18 \text{ kg (ok)}$$

**Kuat tekan rencana :**

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{20.52545}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0.2311$$

$$F_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{2500}{1} = 2500$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 187.5 \times 2500 = 468750 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 468750 \geq 103617.18 \text{ kg}$$

$$421875 \geq 103617.18 \text{ kg (ok)}$$

Kontrol Kekuatan Batang Tapan

Kuat tarik rencana :

$$\phi P_n = \phi \times A_s \times f_u$$

$$= 0.9 \times 2500 \times 187.5$$

$$= 421875 \text{ kg}$$

$$P_u = 4 \times \sqrt{3} \times 103617.18 \text{ kg}$$

$$= 712910.10 \text{ kg (mentakan)}$$

$$= 712910.10 \text{ kg (mentakan)}$$

$$\phi P_n = 421875 \text{ kg} < 712910.10 \text{ kg (ok)}$$

Kontrol rencana :

$$1 - \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1 - \frac{712910.10}{421875}}{\sqrt{1 - \frac{712910.10}{421875}}} = \frac{1 - 1.69}{\sqrt{1 - 1.69}} = \frac{-0.69}{\sqrt{-0.69}}$$

$$1 - \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1 - 1.69}{1} = -0.69$$

$$1 - \frac{P_u}{\phi P_n} = -0.69 > -1.0 \text{ (ok)}$$

- 5.4.3 Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Vertikal Dalam**  
 Gaya maksimum terjadi pada batang 2877 combo9  
 (1.2D+1L+snio2-x) yaitu :  
 Pu = -1784.613 kg (tekan)

**Direncanakan batang Vertikal dalam dari profil siku 2L  
 90x90x11**

$f_y = 36.26 \text{ Ksi} = 250 \text{ Mpa}$	$r_x = 2.74 \text{ cm}$
$A_g = 37.18 \text{ cm}^2$	$L = 100 \text{ cm}$
$Z_x = 79.46 \text{ cm}^3$	$h = 9 \text{ cm}$
$\alpha = 45^\circ$	$t = 1.1 \text{ cm}$

**Kontrol Tekuk Lokal**

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{90}{11} = 8.18 ; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.18 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

**Kontrol Kelangsingan**

$$\frac{K_x L}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1 \times 100}{2.74} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$36.496 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

**Kontrol Gaya Aksial**

$$\begin{aligned} P_y \text{ bracing-x} &= A_g \text{ bresing-x} \times F_y \\ &= 15.75 \times 2500 \\ &= 39375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 1.5 \times P_y \times \sin \alpha \\ &= 1.5 \times 39375 \times \sin 45 \\ &= 41763.49 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \leq \phi P_n &= 1784.613 \text{ kg} \leq 0.85 \times 41763.49 \text{ kg} \\ &= 1784.613 \text{ kg} \leq 35498.97 \text{ kg (ok)} \end{aligned}$$

#### 5.4.4 Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Vertikal Luar

Gaya maksimum terjadi pada COMB 10  
(1.2D+1L+SNI02-Y) frame 2874

$P_u = 8815.964$  kg (tarik)

Direncanakan batang Vertikal dalam dari profil siku 2L  
90x90x16

$f_y = 36.26$ Ksi = 250 Mpa	$r_x = 2.68$ cm
$A_g = 52.48$ cm <sup>2</sup>	$L = 100$ cm
$Z_x = 110.3$ cm <sup>3</sup>	$h = 9$ cm
$\alpha = 45^\circ$	$t = 1.6$ cm

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{90}{16} = 5.625; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5.625 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{K_x L}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1 \times 100}{2.68} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$37.3143 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

#### Kontrol Gaya Aksial

$$P_y \text{ bracing-x} = A_g \text{ bresing-x} \times F_y$$

$$= 15.75 \times 2500$$

$$= 39375 \text{ kg}$$

$$P_n = 1.5 \times \left( P_y \times \sin \alpha + \frac{1.5 M_p}{L_p} \right)$$

$$P_n = 1.5 \times \left( 39375 \times \sin 45 + \frac{1.5 \times 889.6 \times 2500}{100} \right)$$

$$= 91803.5 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n = 8815.964 \text{ kg} \leq 0.85 \times 91803.5 \text{ kg}$$

$$= 8815.964 \text{ kg} \leq 78032.97 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$



### 5.4.5 Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Diagonal

Gaya maksimum terjadi akibat COMB 10 (1.2 D+1L +SNI02-y) frame 2871

$P_u = 21380.281$  kg (tekan)

**Direncanakan batang diagonal dari profil siku 2L 70x70x9**

$f_y = 36.26$  ksi = 250 Mpa ;  $r_x = 2.13$  cm

$A_g = 23.58$  cm<sup>2</sup> ;  $L = 117.93$  cm

$Z_x = 39.11$  cm<sup>3</sup>  $h = 7$  cm

$t = 0.9$  cm  $\alpha = 57.995^\circ$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{70}{9} = 7.78 ;$$

$$\lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.78 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{KxL}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{|x| 117.93}{2.13} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$55.362 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

#### Kontrol Gaya Aksial

$$P_y \text{ bracing-x} = A_g \text{ bresing-x} \times F_y$$

$$= 15.75 \times 2500$$

$$= 39375 \text{ kg}$$

$$P_{cr} \text{ bracing-x} = 27155.17 \text{ kg}$$

$$P_n = 1.5 \times \left( P_y \times \sin \alpha + \phi P_{cr} + \frac{2.5 M_p}{L_p \sin \alpha} \right)$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= 1.5 \times \left( 39375 \times \sin 57.995 + 0.85 \times 27155.17 + \frac{2.5 \times 889.6 \times 2500}{100 \sin 57.995} \right) \\
 &= 138606.5 \text{ kg} \\
 P_u \leq \phi P_n &= 21380.281 \text{ kg} \leq 0.9 \times 138606.5 \text{ kg} \\
 &= 21380.281 \text{ kg} \leq 124745.85 \text{ kg} \text{ (ok)}
 \end{aligned}$$

#### 5.4.6 Perhitungan Kontrol Kuat Geser pada Segmen Khusus

$V_u$  maks berada pada frame 2897 combo 10  
(1.2D+1L+sni02-y)

$$V_u = 4118.683 \text{ kg}$$

$$V_n = (P_y + \phi P_{cr}) \sin \alpha + \frac{4Mp}{L_s}$$

$$\begin{aligned}
 &= (39375 + 0.85 \times 27155.17) \sin 45 + \frac{4 \times 889.6 \times 2500}{500} \\
 &= 61955.7 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$3657.377 < 0.9 \times 61955.7 \text{ kg}$$

$$3657.377 < 55760.12 \text{ kg} \quad \text{(OK)}$$

Selanjutnya perhitungan kontrol rangka batang untuk desain gedung STMF bresing-x dari profil siku tunggal dengan desain panjang segmen khusus 2.5 m dan 3.5 m dapat dilihat pada halaman lampiran.

### 5.4.7 Perhitungan Kontrol Dimensi Balok Melintang

Gaya-gaya maksimum balok berada pada COMB 9  
( 1.2 D + 1L + SNI02-X ) frame 173:

$$M_u = -58623.142 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1685.152 \text{ kg}$$

**Direncanakan balok melintang dari profil WF  
600x200x12x20 :**

$$f_y = 250 \text{ Mpa} \quad f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 152.5 \text{ cm}^2 \quad d = 606 \text{ mm}$$

$$Z_x = 3317 \text{ cm}^3 \quad t_w = 12 \text{ mm}$$

$$I_x = 90400 \text{ cm}^4 \quad h = 522 \text{ mm}$$

$$r = 22 \text{ mm} \quad t_f = 20 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(20)} = 7.5 ;$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.752$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.5 < 10.752$ , maka penampang kompak

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43.5 ;$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 43.5 < 106.25$ , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 3317 \\ &= 8292500 \text{ kg.cm} \\ &= 82925 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 58623.142 \text{ kg.m} < 0.9 \times 82925 \text{ kg.m}$$

$$58623.142 \text{ kg.m} < 74632.5 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 20 \text{ cm} \quad L_r = 669.422 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4.22 \times \sqrt{\frac{2.10^5}{250}} = 210 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 20 \text{ cm} < 210 \text{ cm} \text{ (bentang pendek)}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 3317 \text{ cm}^3$$

$$= 8292500 \text{ kg.cm}$$

$$= 82925 \text{ kg.m}$$

$$M_y = f_y \times S_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2980 \text{ cm}^3$$

$$= 7450000 \text{ kg.cm}$$

$$= 74500 \text{ kg.m}$$

$$1.5 M_y = 1.5 \times 74500 \text{ kg.m} = 111750 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 58623.142 \text{ kg.m} < 0.9 \times 82925 \text{ kg.m}$$

$$58623.142 \text{ kg.m} < 74632.5 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = 43.5 ; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69.57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 43.5 < 69.57$$

$$\text{maka } V_n = 0.6 f_y A_w = 0.6 \times 2500 \times (60.6 \times 1.2) = 109080 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \rightarrow 1685.152 \text{ kg} < 0.9 \times 109080 \text{ kg}$$

$$1685.152 \text{ kg} < 98172 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

### Kontrol Lendutan

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$f^o = 0.33 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{\text{ijin}} \rightarrow 0.33 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

### 5.4.8 Perhitungan Kontrol Dimensi Balok Memanjang

Gaya-gaya maksimum balok berada pada COMB 10  
(1.2 D + 1L+sni02-y) combo 471:

$$M_u = -53878.625 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -10356.067 \text{ kg}$$

**Direncanakan balok memanjang dari profil WF  
500x300x11x18 :**

$$f_y = 250 \text{ Mpa} \quad f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 163.5 \text{ cm}^2 \quad d = 488 \text{ mm}$$

$$Z_x = 2910 \text{ cm}^3 \quad t_w = 11 \text{ mm}$$

$$I_x = 71000 \text{ cm}^4 \quad h = 400 \text{ mm}$$

$$r = 26 \text{ mm} \quad t_f = 18 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm} \quad S_x = 2910 \text{ cm}^3$$

**Kontrol Tekuk Lokal**

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(18)} = 8.33 ;$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.752$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.33 < 10.752$ , maka penampang kompak

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36.36 ;$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36.36 < 106.25$ , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p = M_n &= f_y \times Z_x = 2500 \times 2910 \\ &= 7275000 \text{ kg.cm} \\ &= 72750 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 53878.625 \text{ kg.m} < 0.9 \times 72750 \text{ kg.m} \\ 53878.625 \text{ kg.m} < 65475 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

**Kontrol Tekuk Lateral**

$$L_b = 20 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 7.04 \times \sqrt{\frac{2.10^5}{250}} = 350.45 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 20 \text{ cm} < 350.45 \text{ cm} \text{ (bentang pendek)}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2910 \text{ cm}^3$$

$$= 7275000 \text{ kg.cm}$$

$$= 72750 \text{ kg.m}$$

$$M_y = f_y \times S_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2910 \text{ cm}^3$$

$$= 7275000 \text{ kg.cm}$$

$$= 72750 \text{ kg.m}$$

$$1.5 M_y = 1.5 \times 72750 \text{ kg.m} = 109125 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 53878.625 \text{ kg.m} < 0.9 \times 109125 \text{ kg.m}$$

$$53878.625 \text{ kg.m} < 98212.5 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

**Kontrol Kuat Geser**

$$\frac{h}{t_w} = 36.36 ; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69.57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 36.36 < 69.57$$

$$\text{maka } V_n = 0.6 f_y A_w = 0.6 \times 2500 \times (48.8 \times 1.1) = 80520 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \rightarrow 10356.067 \text{ kg} < 0.9 \times 80520 \text{ kg}$$

$$10356.067 \text{ kg} < 72468 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

**Kontrol Lendutan**

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2.78 \text{ cm}$$

$$f^o = 0.311 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{\text{ijin}} \rightarrow 0.311 \text{ cm} < 2.78 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

### 5.4.9 Perhitungan Kontrol Kolom Interior

Gaya-gaya maksimum kolom Interior akibat COMB-9  
( 1.2D + 1L + SNI02-X ) batang 6128

$$P_u = -464310.423 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = -28193.264 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 3386.805 \text{ kg.m}$$

**Direncanakan Kolom dari profil WF 400x400 x 45 x 70**

$$f_y = 250 \text{ Mpa} \quad f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 770.1 \text{ cm}^2 \quad i_y = 11.1 \text{ cm}$$

$$Z_x = 12000 \text{ cm}^3 \quad i_x = 19.7 \text{ cm}$$

$$Z_y = 4370 \text{ cm}^3 \quad h = 31.4 \text{ cm}$$

$$I_x = 298000 \text{ cm}^4 \quad b = 43.2 \text{ cm}$$

$$I_y = 94400 \text{ cm}^4 \quad t_w = 4.5 \text{ cm}$$

$$S_x = 2980 \text{ cm}^3 \quad t_f = 7 \text{ cm}$$

$$S_y = 4370 \text{ cm}^3 \quad r = 2.2 \text{ cm}$$

#### Kontrol Penampang

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 3.08 ;$$

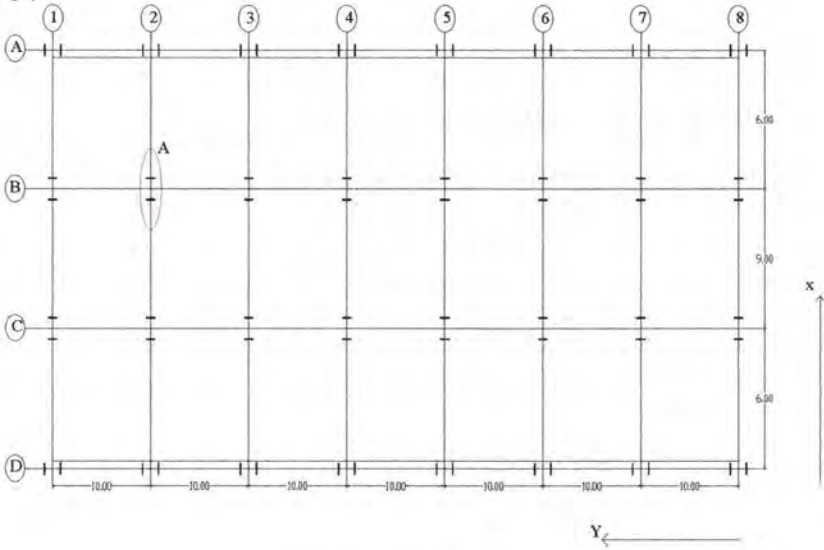
$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.81$$

$$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow 3.08 < 15.81, \text{ (ok)}$$

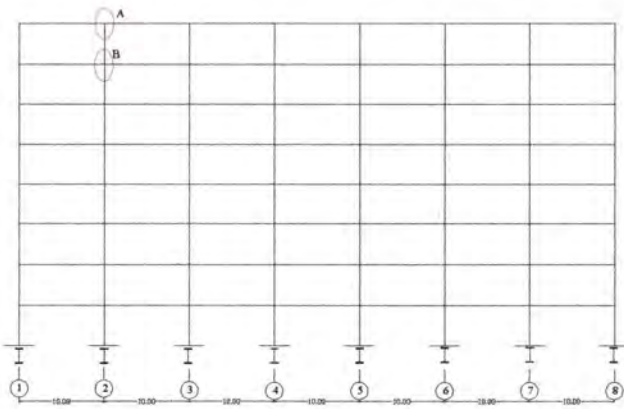
$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{t_w} = 6.97 ;$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.058$$

$$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow 6.97 < 42.058, \text{ (ok)}$$

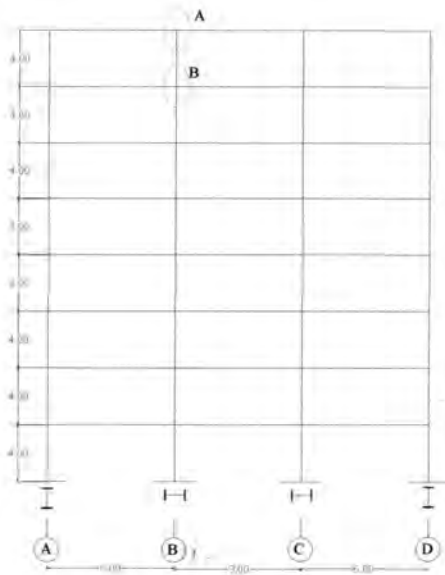


**Gambar 5.7 Denah Gedung**



**Gambar 5.8 Potongan Memanjang Gedung (arah - y)**



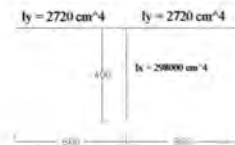


**Gambar 5.9** Potongan Melintang Gedung (arah -x)

Untuk penentuan perbandingan kekakuan pada rangka portal yang biasa disimbolkan dengan "G" maka terlebih dahulu harus diketahui daerah mana yang ditinjau. Untuk simbol "A" yang tertera pada gambar 5.7, 5.8, 5.9 menunjukkan lokasi untuk analisa perbandingan kekakuan pada rangka portal. Berikut dibawah ini merupakan analisa perbandingan kekakuan pada rangka portal :

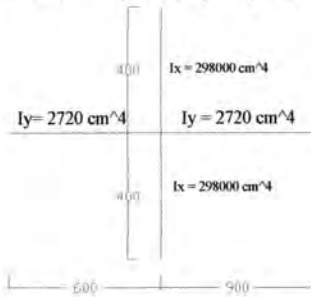
### **Perbandingan Kekakuan Pada Rangka Portal**

Tekuk terhadap sumbu X (potongan melintang):  $I_c = I_x$  kolom



**Gambar 5.10** Kekakuan pada rangka portal untuk A arah x

$$G_A = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{\left( \frac{298000}{400} \right)}{\left( \frac{2720}{600} \right) + \left( \frac{2720}{900} \right)} = 39.674$$

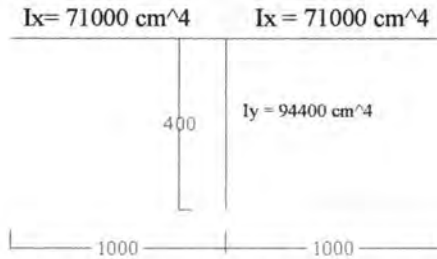


**Gambar 5.11** Kekauan pada rangka portal untuk B arah x

$$G_B = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{2 \times \left( \frac{298000}{400} \right)}{\left( \frac{2720}{600} \right) + \left( \frac{2720}{900} \right)} = 79.35$$

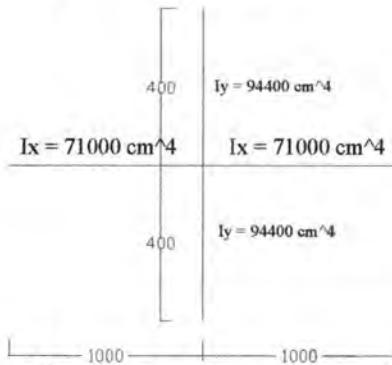
$K_{cx} = 7$  (bergoyang)

Tekuk terhadap sumbu Y (Potongan Memanjang) :  $I_c = I_y$



**Gambar 5.12** Kekauan pada rangka portal untuk A arah y

$$G_A = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{\left( \frac{94400}{400} \right)}{2 \times \left( \frac{71000}{1000} \right)} = 1.662$$



**Gambar 5.13** Kekauan pada rangka portal untuk B arah y

$$G_B = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{2 \times \left( \frac{94400}{400} \right)}{2 \times \left( \frac{71000}{1000} \right)} = 3.32$$

$$K_{cy} = 1.7 \quad (\text{Bergoyang})$$

**Kelangsingan Struktur :**

$$\lambda_x = \frac{K_{cx} \times L_x}{i_x} = \frac{7 \times 400}{19.7} = 142.13 \quad (\text{dipakai})$$

$$\lambda_y = \frac{K_{cy} \times L_y}{i_y} = \frac{1.7 \times 400}{11.1} = 61.261$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{142.13}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1.54, \lambda_c \geq 1.2; \text{ elastis}$$

$$\omega = 1.25 \lambda_c^2 = 1.25 \times (1.54)^2 = 2.9645$$

$$P_n = Ag \frac{f_y}{\omega} = 770.1 \frac{2500}{2.9645} = 649434.9806 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{464310.423}{0.85 \times 649434.98} = 0.82 > 0.2 \quad (\text{pakai rumus 1})$$

**Momen Balok :**  $M_u = \delta_b M_m + \delta_s M_u$

Terhadap sumbu x :

$$N_{crs} = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2}$$

$$= \frac{3.14^2 \times 2000000 \times 770.1}{142.13^2}$$

$$= 751735.23 \times 4 = 3006940.92 \text{ kg}$$



$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum Nu}{\sum Ncrsx} \right)}$$

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \left( \frac{464310.423}{3006940.92} \right)} = 1.18$$

$$Mu = \delta_b M_{m_i} + \delta_s M_{l_i}$$

$$Mu = 0 + (1.18 \times 28193.264) = 33268.05 \text{kgm} = 33.27 \text{tm}$$

Terhadap sumbu y :

$$Ncrs = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2}$$

$$= \frac{3.14^2 \times 2000000 \times 770.1}{61.261^2}$$

$$= 4046394.78 \times 12 = 48556737.35 \text{kg}$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum Nu}{\sum Ncrsy} \right)}$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \left( \frac{1392931.27}{48556737.35} \right)} = 1.03$$

$$Mu = \delta_b M_{m_i} + \delta_s M_{l_i}$$

$$Mu = 0 + (1.03 \times 3386.805) = 3488.41 \text{kgm} = 3.488 \text{tm}$$



### Momen nominal :

Kontrol local buckling

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 3.08 ;$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 3.08 < 10.75 \text{ (ok)}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{t_w} = 6.97 ;$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.253$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.97 < 106.253, \text{ (ok)}$$

$\lambda \leq \lambda_p$  (penampang kompak,  $M_n = M_p$ )

terhadap sumbu x :

$$M_{px} = M_{nx} = Z_x \cdot F_y = 12000 \times 2500 = 30000000 \text{ kgcm} = 300 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_{rx} &= S_x (F_y - F_r) = 2980 \times (2500 - 700) = 5364000 \text{ kg.cm} \\ &= 53.64 \text{ tm} \end{aligned}$$

terhadap sumbu y :

$$M_{py} = M_{ny} = Z_y \cdot F_y = 4370 \times 2500 = 10925000 \text{ kgcm} = 109.25 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_{ry} &= S_y (F_y - F_r) = 4370 \times (2500 - 700) = 7866000 \text{ kg.cm} \\ &= 78.66 \text{ tm} \end{aligned}$$

Kontrol lateral buckling

$$L_b = 400 \text{ cm}, L_p = 5040.848 \text{ cm}, L_b < L_p$$

Bentang pendek ( $M_n = M_p$ )

$$M_{nx} = Z_x \cdot F_y = 12000 \times 2500 = 30000000 \text{ kgcm} = 300 \text{ tm}$$

$$1.5 M_y = 1.5 \times S_x \times F_y = 1.5 \times 2980 \times 2500 = 111.75 \text{ tm}$$

$$M_{nx} \leq 1.5 M_y, 300 \text{ tm} \leq 111.75 \text{ tm}$$

$$M_{nx} = 300 \text{ t.m}$$

Kontrol interaksi "Beam Coloumn"

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$= 0.82 + \frac{8}{9} \left( \frac{33.27}{0.9 \times 300} + \frac{3.48}{0.9 \times 109.25} \right) = 0.96$$

"Beam Coloumn kuat"

#### 5.4.10 Perhitungan Kontrol Kolom Eksterior

Gaya-gaya maksimum kolom Interior akibat COMB-10  
( 1.2D + 1L + SNI02-Y ) batang 6136

$$P_u = -237051.186 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = -9406.124 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = -18128.484 \text{ kg.m}$$

**Direncanakan Kolom dari profil WF 400x400 x 45 x 70**

$$f_y = 250 \text{ Mpa} \quad f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 770.1 \text{ cm}^2 \quad i_y = 11.1 \text{ cm}$$

$$Z_x = 12000 \text{ cm}^3 \quad i_x = 19.7 \text{ cm}$$

$$Z_y = 4370 \text{ cm}^3 \quad h = 31.4 \text{ cm}$$

$$I_x = 298000 \text{ cm}^4 \quad b = 43.2 \text{ cm}$$

$$I_y = 94400 \text{ cm}^4 \quad t_w = 4.5 \text{ cm}$$

$$S_x = 2980 \text{ cm}^3 \quad t_f = 7 \text{ cm}$$

$$S_y = 4370 \text{ cm}^3 \quad r = 2.2 \text{ cm}$$

#### Kontrol Penampang

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 3.08 ;$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.81$$

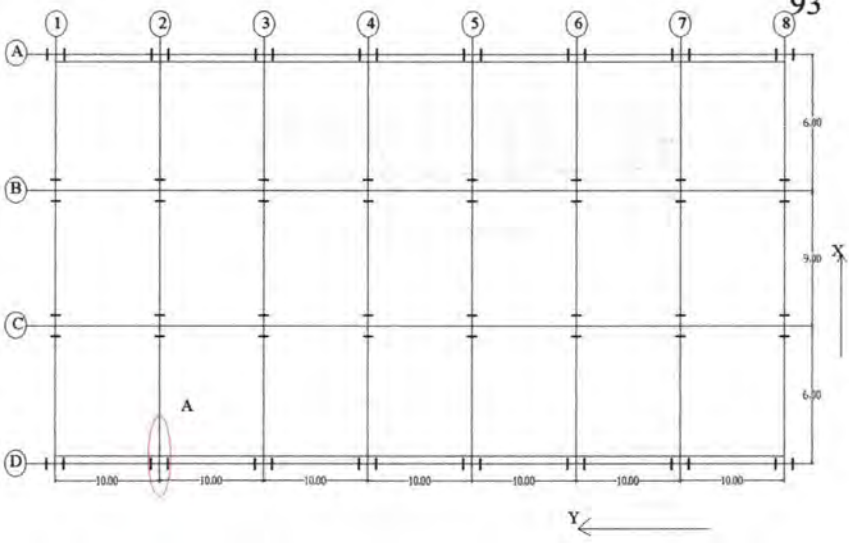
$$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow 3.08 < 15.81, \text{ (ok)}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{t_w} = 6.97 ;$$

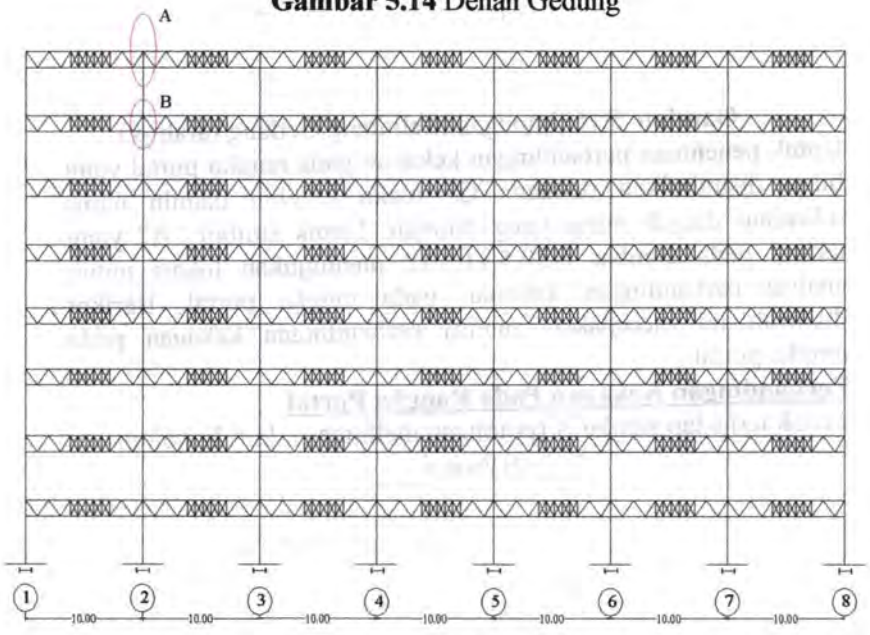
$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.058$$

$$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow 6.97 < 42.058, \text{ (ok)}$$

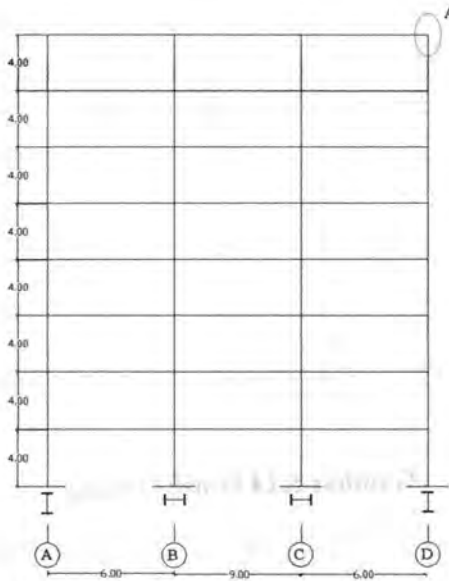




Gambar 5.14 Denah Gedung



Gambar 5.15 Potongan Memanjang Gedung (arah - y)

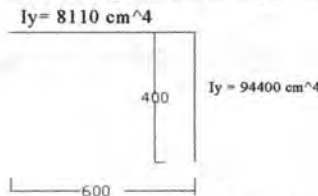


**Gambar 5.16** Potongan Melintang Gedung (arah -x)

Untuk penentuan perbandingan kekakuan pada rangka portal yang biasa disimbolkan dengan "G" maka terlebih dahulu harus diketahui daerah mana yang ditinjau. Untuk simbol "A" yang tertera pada gambar 5.10,5.11,5.12 menunjukkan lokasi untuk analisa perbandingan kekakuan pada rangka portal. Berikut dibawah ini merupakan analisa perbandingan kekakuan pada rangka portal :

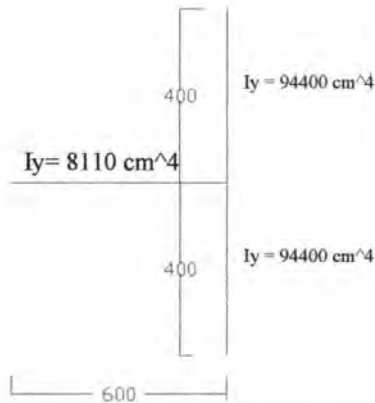
**Perbandingan Kekakuan Pada Rangka Portal**

Tekuk terhadap sumbu X (potongan melintang):  $I_c = I_y$  kolom



**Gambar 5.17** Kekakuan pada rangka portal untuk A arah X

$$G_A = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{\left( \frac{94400}{400} \right)}{\left( \frac{8110}{600} \right)} = 17.46$$

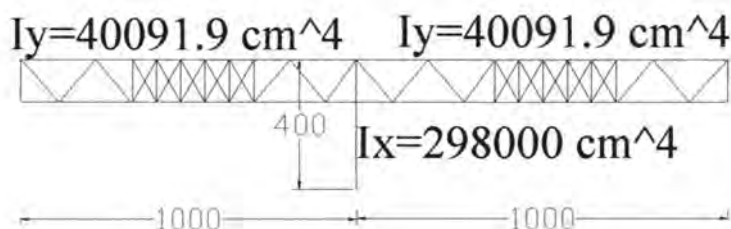


**Gambar 5.18** Kekauan pada rangka portal untuk B arah X

$$G_B = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{2 \times \left( \frac{94400}{400} \right)}{\left( \frac{8110}{600} \right)} = 34.92$$

Kcx = 4.5 (bergoyang)

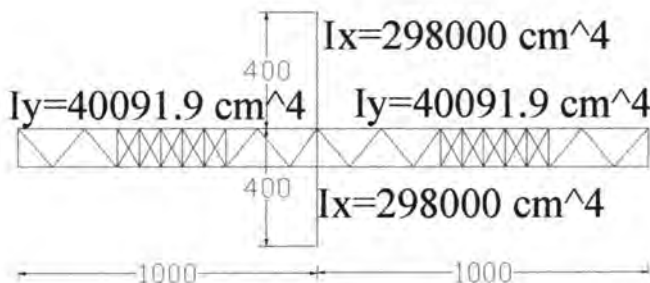
Tekuk terhadap sumbu X (Potongan Memanjang) :  $I_c = I_x$



**Gambar 5.19** Kekauan pada rangka portal untuk A arah Y

$$I_y \text{ bresing} = (10 \times 12.89) + (6 \times 559.1) + (2 \times 15920) + (4 \times 685.6) + (2 \times 1013) = 40091.9 \text{ cm}^4$$

$$G_A = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{\left( \frac{298000}{400} \right)}{2 \times \left( \frac{40091.9}{1000} \right)} = 9.291$$



**Gambar 5.19** Kekauan pada rangka portal untuk B arah Y

$$G_B = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} = \frac{2 \times \left( \frac{298000}{400} \right)}{2 \times \left( \frac{40091.9}{1000} \right)} = 18.58$$

Kcy = 3.4 (bergoyang)

**Kelangsingan Struktur :**

$$\lambda_x = \frac{K_{cx} \times L_x}{i_x} = \frac{4.5 \times 400}{19.7} = 91.37$$

$$\lambda_y = \frac{K_{cy} \times L_y}{i_y} = \frac{3.4 \times 400}{11.1} = 122.52 \text{ (dipakai)}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{122.52}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1.38, \lambda_c \geq 1.2; \text{ elastis}$$

$$\omega = 1.25 \lambda_c^2 = 1.25 \times (1.38)^2 = 2.378$$

$$P_n = Ag \frac{f_y}{\omega} = 770.1 \frac{2500}{2.378} = 809608.91 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{237051.186}{0.85 \times 809608.91} = 0.35 > 0.2 \text{ (pakai rumus 1)}$$

**Momen Balok** :  $Mu = \delta_b M_m + \delta_s M_{lt}$

Terhadap sumbu x :

$$\begin{aligned} Ncrs &= \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2} \\ &= \frac{3.14^2 \times 2000000 \times 770.1}{91.37^2} \\ &= 1818985.2 \times 8 = 14551881.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum Nu}{\sum Ncrsx} \right)}$$

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \left( \frac{75249}{14551881.6} \right)} = 1$$

$$Mu = 0 + (1 \times 9406.124) = 9406 \text{ kgm} = 9.406 \text{ tm}$$

Terhadap sumbu y :

$$\begin{aligned} Ncrs &= \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2} \\ &= \frac{3.14^2 \times 2000000 \times 770.1}{122.52^2} \\ &= 1011631.73 \times 16 = 16186107.68 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum Nu}{\sum Ncrsy} \right)}$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \left( \frac{290055.744}{16186107.68} \right)} = 1.01$$

$$Mu = 0 + (1.01 \times 18128.484) = 18128.484 \text{ kgm} = 18.128 \text{ tm}$$

### Momen nominal :

Kontrol local buckling

Pelat sayap :  $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 3.08$  ;

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 3.08 < 10.75 \text{ (ok)}$$

Pelat badan :  $\lambda = \frac{h}{t_w} = 6.97$  ;

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.253$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.97 < 106.253, \text{ (ok)}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (penampang kompak, } M_n = M_p)$$

terhadap sumbu x :

$$M_{px} = M_{nx} = Z_x \cdot F_y = 12000 \times 2500 = 30000000 \text{ kgcm} = 300 \text{ tm}$$

$$M_{rx} = S_x (F_y - F_r) = 2980 \times (2500 - 700) = 5364000 \text{ kg.cm} \\ = 53.64 \text{ tm}$$

terhadap sumbu y :

$$M_{py} = M_{ny} = Z_y \cdot F_y = 4370 \cdot 2500 = 10925000 \text{ kgcm} = 109.25 \text{ tm}$$

$$M_{ry} = S_y (F_y - F_r) = 4370 \times (2500 - 700) = 7866000 \text{ kg.cm} \\ = 78.66 \text{ tm}$$

Kontrol lateral buckling

$$L_b = 400 \text{ cm}, L_p = 5040.848 \text{ cm}, L_b < L_p$$

Bentang pendek ( $M_n = M_p$ )

$$M_{nx} = Z_x \cdot F_y = 12000 \times 2500 = 30000000 \text{ kgcm} = 300 \text{ tm}$$

$$1.5 M_y = 1.5 \times S_x \times F_y = 1.5 \times 2980 \times 2500 = 111.75 \text{ tm}$$

$$M_{nx} \leq 1.5 M_y, 300 \text{ tm} \leq 111.75 \text{ tm}$$

$$M_{nx} = 300 \text{ t.m}$$

Kontrol interaksi "Beam Coloumn"

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$= 0.82 + \frac{8}{9} \left( \frac{9.406}{0.9 \times 300} + \frac{18.128}{0.9 \times 109.25} \right) = 0.99$$

"Beam Coloumn kuat"



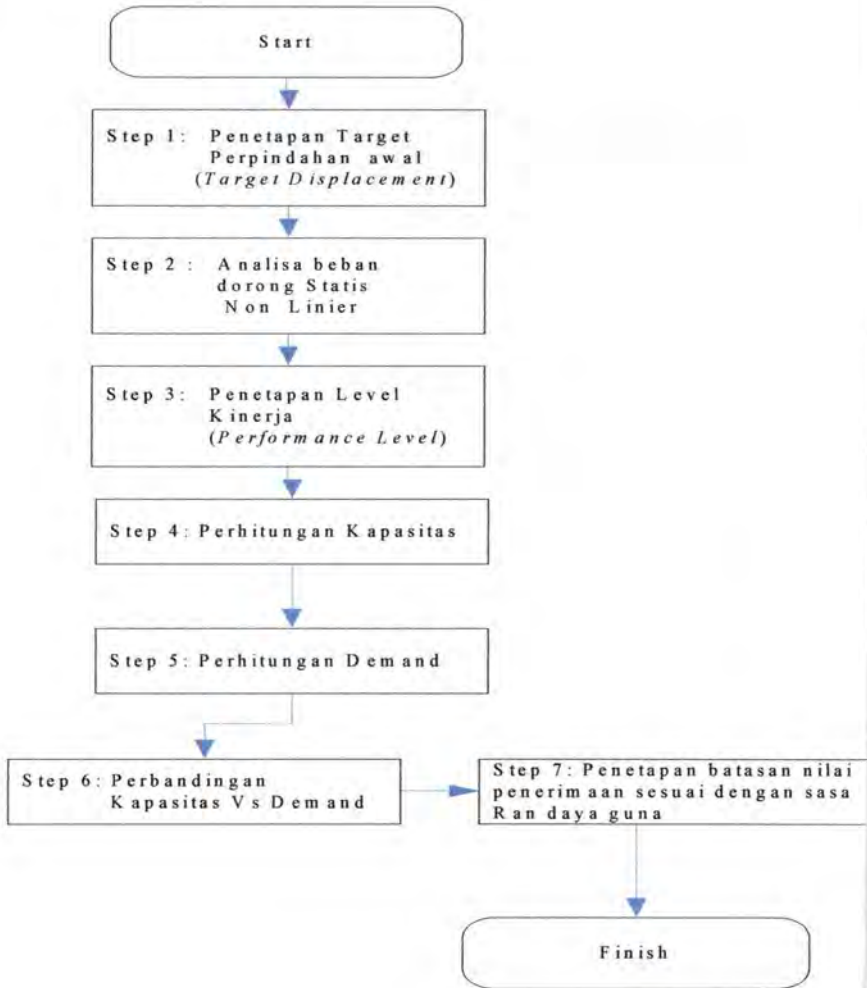
***BAB VI***  
***EVALUASI KINERJA STRUKTUR***  
***MENGGUNAKAN ANALISA***  
***PUSHOVER METODE KAPASITAS***  
***SPEKTRUM ATC-40***

**BAB VI**  
**EVALUASI KINERJA STRUKTUR MENGGUNAKAN**  
**ANALISA PUSHOVER METODE KAPASITAS**  
**SPEKTRUM ATC-40**  
*(Capacity Spektrum Method-ATC40)*

**6.1 Umum**

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance based seismic design*) dengan menggunakan analisa beban dorong statik nonlinier (*pushover*) pada intinya ialah mengevaluasi kinerja yang sebelumnya telah ditetapkan dari kejadian gempa rencana yang ditentukan dan level kinerja atau taraf kerusakan dari bangunan terhadap kejadian gempa tersebut, yang mengacu pada peraturan ATC – 40. Setelah dilakukan penetapan level kinerja maka langkah selanjutnya dilakukan analisa *pushover* yang bertujuan untuk menunjukkan perilaku struktur secara menyeluruh terhadap pembebanan lateral. Dan tahap berikutnya dilakukan analisa titik kinerja (*performance point*) setelah itu dapat dilakukan perhitungan target perpindahan (*target displacement*). Dengan target perpindahan yang ada, maka dapat diperoleh level kinerja sesungguhnya dari bangunan tersebut yang dimana nantinya akan dibandingkan apakah level kinerja dan target perpindahan aktual sesuai atau tidak dengan level kinerja dan target perpindahan perencanaan awal.

Untuk mengetahui secara jelas urutan kerja evaluasi kinerja struktur menggunakan analisa *pushover* dengan metode kapasitas spektrum (*Capacity Spektrum Method-ATC40*) dapat dilihat pada flowchart berikut ini :



Flow chart evaluasi kinerja struktur dengan metode kapasitas spektrum ATC-40

## 6.2 Penetapan Target Perpindahan Awal

Target perpindahan awal disini menggunakan kinerja batas ultimit yang mengacu pada peraturan SNI -1726-2002. yang dimana kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan (SNI-1726, 2002). Menurut SNI 1726- 2002 pasal 8.1.2 bahwa simpangan antar tingkat yang telah dibagi faktor skala ( $\Delta_s$ ) tidak boleh melebihi

$$\frac{0.03}{R} \times h_i = \frac{0.03}{6.5} \times 4.000 = 18.461mm$$

atau 30 mm (diambil yang terkecil). Berikut dibawah ini merupakan kontrol kinerja batas layan akibat beban gempa dinamis arah - y yang dimana bertujuan untuk membatasi terjadinya pelelehan baja yang berlebihan :

lantai	Hx (meter) a	$\Delta_s$ (mm) b	drift $\Delta_s$ (mm) c	syarat drift (mm)	Keterangan d
8	32	67.648	2.418	18.461538	OK
7	28	65.23	4.78	18.461538	OK
6	24	60.45	7.07	18.461538	OK
5	20	53.38	9.08	18.461538	OK
4	16	44.3	10.76	18.461538	OK
3	12	33.54	12.07	18.461538	OK
2	8	21.47	12.71	18.461538	OK
1	4	8.76	8.76	18.461538	OK

**Tabel 6.1** Kontrol kinerja batas layan akibat beban gempa dinamis arah y pada segmen khusus 5m

Lantai	Hx (meter) a	$\Delta_s$ (mm) b	drift $\Delta_s$ (mm) c	syarat drift (mm)	Keterangan d
8	32	67.431	2.437	18.4615385	ok
7	28	64.994	4.802	18.4615385	ok
6	24	60.192	7.089	18.4615385	ok
5	20	53.103	9.098	18.4615385	ok
4	16	44.005	10.782	18.4615385	ok
3	12	33.223	12.079	18.4615385	ok
2	8	21.144	12.673	18.4615385	ok
1	4	8.471	8.471	18.4615385	ok

**Tabel 6.2** Kontrol kinerja batas layan akibat beban gempa dinamis arah y pada segmen khusus 3.5m

lantai	Hx (meter) a	$\Delta_s$ (mm) B	drift $\Delta_s$ (mm) c	syarat drift (mm)	Keterangan d
8	32	54.067	2.086	18.461538	ok
7	28	51.981	3.971	18.461538	ok
6	24	48.01	5.832	18.461538	ok
5	20	42.178	7.473	18.461538	ok
4	16	34.705	8.832	18.461538	ok
3	12	25.873	9.801	18.461538	ok
2	8	16.072	9.918	18.461538	ok
1	4	6.154	6.154	18.461538	ok

**Tabel 6.3** Kontrol kinerja batas layan akibat beban gempa dinamis arah y pada segmen khusus 2.5m

Keterangan :

a: Hx = Ketinggian per lantai

b:  $\Delta_s$  = Simpangan arah Y

c: drift  $\Delta_s$  = Simpangan antar tingkat ( $\Delta_{n+1} - \Delta_n$ )

d: kontrol dari syarat drift harus lebih besar dari drift  $\Delta_s$

Untuk kontrol kinerja batas ultimit dari 3 gedung sebagai berikut :

Lantai	Hx (meter)	drift $\Delta_s$ (mm)	$\Delta_m$ (mm) a	drift $\Delta_m$ (mm) b	syarat drift $\Delta_m$ (mm) c	Ket d
8	32	2.418	307.7984	11.0019	80	ok
7	28	4.78	296.7965	21.749	80	ok
6	24	7.07	275.0475	32.1685	80	ok
5	20	9.08	242.879	41.314	80	ok
4	16	10.76	201.565	48.958	80	ok
3	12	12.07	152.607	54.9185	80	ok
2	8	12.71	97.6885	57.8305	80	ok
1	4	8.76	39.858	39.858	80	ok

**Tabel 6.4** Kontrol kinerja batas ultimit akibat beban gempa dinamis arah y pada segmen khusus 5m

Lantai	Hx (meter)	drift $\Delta_s$ (mm)	$\Delta_m$ (mm) a	drift $\Delta_m$ (mm) b	syarat drift $\Delta_m$ (mm) c	Ket d
8	32	2.437	306.81105	11.08835	80	ok
7	28	4.802	295.7227	21.8491	80	ok
6	24	7.089	273.8736	32.25495	80	ok
5	20	9.098	241.61865	41.3959	80	ok
4	16	10.782	200.22275	49.0581	80	ok
3	12	12.079	151.16465	54.95945	80	ok
2	8	12.673	96.2052	57.66215	80	ok
1	4	8.471	38.54305	38.54305	80	ok

**Tabel 6.5** Kontrol kinerja batas ultimit akibat beban gempa dinamis arah y pada segmen khusus 3.5m

Lantai	Hx (meter)	drift $\Delta_s$ (mm)	$\Delta_m$ (mm) A	drift $\Delta_m$ (mm) b	syarat drift $\Delta_m$ (mm) c	Ket d
8	32	2.086	246.00485	9.4913	80	ok
7	28	3.971	236.51355	18.06805	80	ok
6	24	5.832	218.4455	26.5356	80	ok
5	20	7.473	191.9099	34.00215	80	ok
4	16	8.832	157.90775	40.1856	80	ok
3	12	9.801	117.72215	44.59455	80	ok
2	8	9.918	73.1276	45.1269	80	ok
1	4	6.154	28.0007	28.0007	80	ok

**Tabel 6.6** Kontrol kinerja batas ultimit akibat beban gempa dinamis arah y pada segmen khusus 2.5m

Keterangan :

a:  $\Delta_m$  = Simpangan Ultimit =  $\xi \cdot R \cdot \Delta_s$

b: drift  $\Delta_m$  = Simpangan antar tingkat ( $\Delta_{n+1} - \Delta_n$ )

c: Syarat  $\Delta_m = (0.02 \cdot H_i)$

d: kontrol dari syarat drift harus lebih besar dari drift  $\Delta_m$

Jadi untuk Target displacement awal pada puncak atap dari masing-masing gedung digunakan kinerja batas ultimit yang berwarna kuning

### 6.3 Analisa Beban dorong Statis Non Linier (*Pushover*)

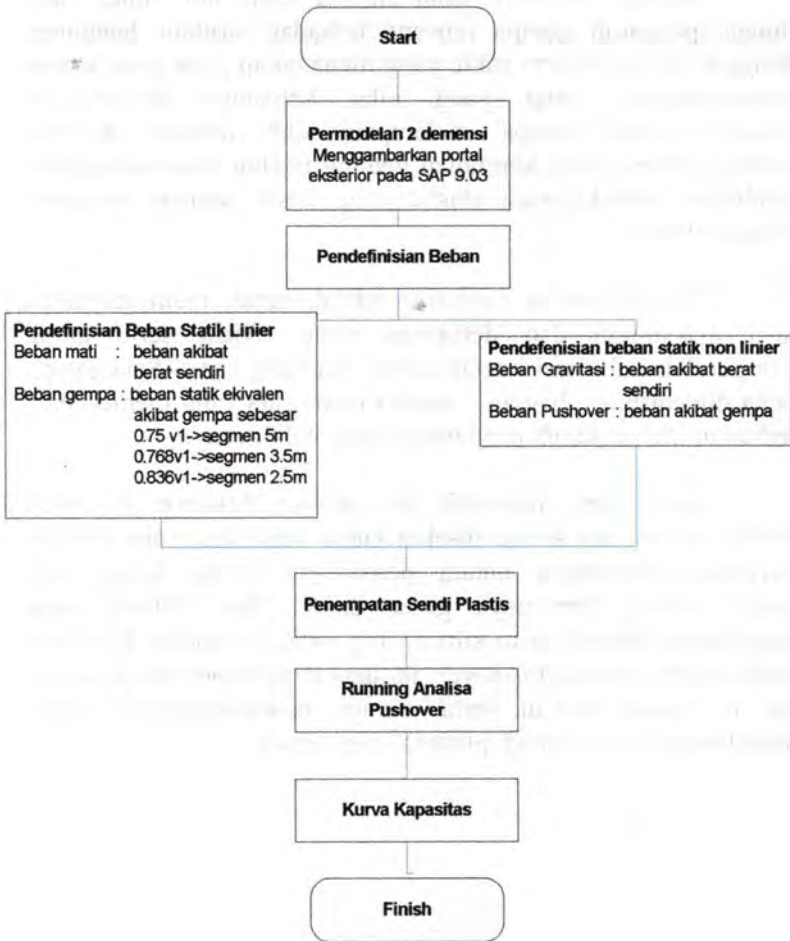
Analisa *Pushover* ialah analisa static non linier yang dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan dianggap sebagai beban static yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai yang nilai bebannya ditingkatkan berangsur-angsur sampai melampaui leleh pertama didalam struktur gedung yang kemudian gedung tersebut akan mengalami perubahan bentuk pasca elastic yang besar sampai mencapai kondisi plastis.

Tujuan analisa *Pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian – bagian mana saja yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya

Hasil yang diperoleh dari analisa *Pushover* ini ialah berupa kurva yang sering disebut kurva kapasitas, yang dimana merupakan hubungan antara perpidahan lateral lantai atap (*Displacement*) dan gaya geser dasar (*Base Shear*) yang digambarkan dalam suatu kurva yang menggambarkan kapasitas struktur. Dari analisa *Pushover* ini juga dapat diperoleh  $\mu_{\Delta}$  aktual dan R aktual struktur serta mampu memperlihatkan skema kelelahan (distribusi sendi plastis) yang terjadi.



Adapun prosedur analisa *pushover* terlihat pada flow chart berikut ini :



Flow chart analisa Pushover

### 6.3.1 Pendefinisian Beban

Beban yang didefinisikan untuk analisa *Pushover*:

1. Beban Mati ( Gravitasi )  
Beban yang terjadi akibat berat profil pada struktur itu sendiri.
2. Beban Gempa Statik Ekivalen  
Beban ini dihitung secara manual dan kemudian dibebankan secara horisontal pada tiap tiap story secara proporsional. Adapun untuk mengetahui beban gempa static ekivalen yang akan diberikan ketiga bangunan tersebut ialah sebagai berikut :

Beban gempa yang digunakan adalah beban gempa berdasarkan respon spectra. Untuk menentukan beban gempa diperlukan data-data sesuai dengan peraturan SNI 2002 sebagai berikut:

- ❖ Faktor keutamaan (I) = 1.0
- ❖ Over Strength faktor tipe STMF (R) = 6.5
- ❖ Tipe tanah = tanah lunak
- ❖ Wilayah gempa = wilayah 6

$$\begin{aligned}
 \text{❖ } T (\text{periode}) &= Ct \cdot (Hn)^{\frac{3}{4}} \\
 &= 0.0853 \cdot (32)^{\frac{3}{4}} \\
 &= 1.147 \text{ s} < \xi_n \\
 &= 1.147 < (0.15 \times 8) \\
 &= 1.147 < 1.2 \text{ (ok)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{❖ Faktor Respon gempa} &= 0.95/T \\
 &= \frac{0.95}{1.147} \\
 &= 0.827
 \end{aligned}$$



### Perhitungan beban struktur dengan bentang segmen khusus

#### 5m

lantai 8 :

#### Beban mati

Balok anak	= 12789 kg
Balok induk melintang	= 20160 kg
Kolom	= 77440 kg
Plat atap	= 429387 kg
Batang tepi	= 33600 kg
Batang Diagonal	= 2467.28kg
Batang vertical luar	= 1159.2 kg
Batang vertical dalam	= 1646.4 kg
Bresing-x	= 1720.64kg
Balok memanjang	= 35840 kg
Plafond	= 26460 kg

#### Beban hidup

Beban atap hidup	= <u>147000 kg</u> +
Wt Lt 8	= 789669.52 kg

lantai 1-7 :

#### Beban mati

Balok anak	= 12789 kg
Balok induk melintang	= 20160 kg
Kolom	= 77440 kg
Plat atap+spesi+lantai	= 499947 kg
Batang tepi	= 33600 kg
Batang Diagonal	= 2467.28kg
Batang vertical luar	= 1159.2 kg
Batang vertical dalam	= 1646.4 kg
Bresing-x	= 1720.64kg
Balok memanjang	= 35840 kg
Plafond	= 26460 kg

#### Beban hidup

Beban atap hidup	= <u>367500 kg</u> +
Wt Lt 1-7	= 1080729.5 kg

Wt total bangunan = 8354776 kg

**b). Perhitungan pembebanan struktur dengan bentang segmen khusus 3.5m**

lantai 8 :

**Beban mati**

Balok anak	= 12789 kg
Balok induk melintang	= 20160 kg
Kolom	= 77440 kg
Plat atap	= 429387 kg
Batang tepi	= 33600 kg
Batang Diagonal	= 3566.61kg
Batang vertical luar	= 1159.2 kg
Batang vertical dalam	= 1234.8 kg
Bresing-x	= 1292.52kg
Balok memanjang	= 35840 kg
Plafond	= 26460 kg

**Beban hidup**

Beban atap hidup	= <u>147000 kg</u> +
Wt lt 8	= 789929.13 kg

lantai 1-7 :

**Beban mati**

Balok anak	= 12789 kg
Balok induk melintang	= 20160 kg
Kolom	= 77440 kg
Plat atap+spesi+lantai	= 499947 kg
Batang tepi	= 33600 kg
Batang Diagonal	= 3566.61kg
Batang vertical luar	= 1159.2 kg
Batang vertical dalam	= 1234.8 kg
Bresing-x	= 1292.52kg
Balok memanjang	= 35840 kg
Plafond	= 26460 kg

**Beban hidup**

$$\text{Beban atap hidup} = \underline{367500 \text{ kg}} +$$

$$\text{Wt lt 1-7} = 1080989.1 \text{ kg}$$

$$\text{Wt total bangunan} = 8356853 \text{ kg}$$

c). **Perhitungan pembebanan struktur dengan bentang segmen khusus 2.5m**

lantai 8 :

**Beban mati**

$$\text{Balok anak} = 12789 \text{ kg}$$

$$\text{Balok induk melintang} = 20160 \text{ kg}$$

$$\text{Kolom} = 77440 \text{ kg}$$

$$\text{Plat atap} = 429387 \text{ kg}$$

$$\text{Batang tepi} = 33600 \text{ kg}$$

$$\text{Batang Diagonal} = 4623.25 \text{ kg}$$

$$\text{Batang vertical luar} = 1159.2 \text{ kg}$$

$$\text{Batang vertical dalam} = 823.2 \text{ kg}$$

$$\text{Bresing-x} = 948.58 \text{ kg}$$

$$\text{Balok memanjang} = 35840 \text{ kg}$$

$$\text{Plafond} = 26460 \text{ kg}$$

**Beban hidup**

$$\text{Beban atap hidup} = \underline{147000 \text{ kg}} +$$

$$\text{Wt lt 8} = 790230.24 \text{ kg}$$

lantai 1-7 :

**Beban mati**

$$\text{Balok anak} = 12789 \text{ kg}$$

$$\text{Balok induk melintang} = 20160 \text{ kg}$$

$$\text{Kolom} = 77440 \text{ kg}$$

$$\text{Plat atap+spesi+lantai} = 499947 \text{ kg}$$

$$\text{Batang tepi} = 33600 \text{ kg}$$

$$\text{Batang Diagonal} = 4623.25 \text{ kg}$$

$$\text{Batang vertical luar} = 1159.2 \text{ kg}$$

$$\text{Batang vertical dalam} = 823.2 \text{ kg}$$

$$\text{Bresing-x} = 948.58 \text{ kg}$$

Balok memanjang	= 35840 kg
Plafond	= 26460 kg
<b>Beban hidup</b>	
Beban atap hidup	= <u>367500 kg</u> +
Wt lt 1-7	= 1081290.2 kg
W total bangunan	= 8359262 kg

**d) Beban geser dasar nominal statik**

Perhitungan beban geser dasar nominal statik dapat dianalisa dengan perumusan sebagai berikut :

$$V = \frac{C.I.Wt}{R}$$

Keterangan :

- V = Beban geser dasar nominal statik (kg)
- C = Faktor respon gempa
- I = Faktor keutamaan
- Wt = berat total bangunan termasuk hidup

Beban geser dasar untuk gedung dengan segmen khusus 5m :

$$V = \frac{C.I.Wt}{R}$$

$$V = \frac{0.827 * 1 * 8354776.2}{6.5}$$

$$V = 1063980 \text{ kg}$$

Beban geser dasar untuk gedung dengan segmen khusus 5m :

$$V = \frac{C.I.Wt}{R}, \quad V = \frac{0.827 * 1 * 8354776.2}{6.5}$$

$$V = 1063980 \text{ kg}$$

Dengan cara yang sama maka untuk segmen khusus 3.5 m dan 2.5 m akan didapatkan beban geser dasar nominal statik sebagai berikut :

Segmen khusus	3.5 m	2.5 m
Faktor respon Gempa (C)	0.827 Tanah lunak	0.827 Tanah lunak
Faktor ketamaan (i)	1	1
Berat total bangunan (Wt)	8356853 kg	8359262 kg
Over strength factor (R)	6.5	6.5
Beban geser (V)	1064245 kg	1064551 kg

**Tabel 6.7** Beban geser dasar nominal statik pada segmen khusus 3.5 dan 2.5m

e) **Analisa efektivitas penyerapan gempa lateral pada gedung STMF**

Analisa efektivitas penyerapan gempa lateral pada gedung yang menggunakan Sistem rangka batang pemikul momen khusus maka dapat digunakan data dari analisa beban gempa dinamis 3 dimensi yang dimana dari analisa beban gempa dinamis tersebut dapat membuktikan juga apakah gedung ini dominan menyerap gempa / beban lateral pada portal eksteriornya Hal ini terurai sebagai berikut :

Untuk gedung dengan segmen khusus 5 meter

Dapat memakai data base reaction dan joint reaction yang diperoleh dari analisa beban gempa dinamis oleh sap di portal eksterior arah memanjang 3d:

Joint	Output Case	U2 (kgf)
2785	sni02-y	42901.63
2788	sni02-y	42901.62
2789	sni02-y	42902.19
2792	sni02-y	42902.19
2793	sni02-y	42715.19
2796	sni02-y	42715.19
2797	sni02-y	33871.32
2800	sni02-y	33871.32
2801	sni02-y	42901.63
2804	sni02-y	42901.62
2805	sni02-y	42902.19
2808	sni02-y	42902.19
2809	sni02-y	42715.19
2812	sni02-y	42715.19
2813	sni02-y	33871.32
2816	sni02-y	33871.32
	jumlah	649561.3

**Tabel 6.8** Joint reaction pada daerah portal eksterior



output case	case type	Fy (kgf)
MODAL	LinModal	0.000663
MODAL	LinModal	0.001109
MODAL	LinModal	-42121.1
MODAL	LinModal	-0.4
MODAL	LinModal	1.21
		-
MODAL	LinModal	129894.3
MODAL	LinModal	2.59
		-
MODAL	LinModal	224092.7
MODAL	LinModal	279.93
MODAL	LinModal	262.84
MODAL	LinModal	121.92
MODAL	LinModal	244.33
MODAL	LinModal	-736.62
sni02-y	LinRespSpec	862245.7

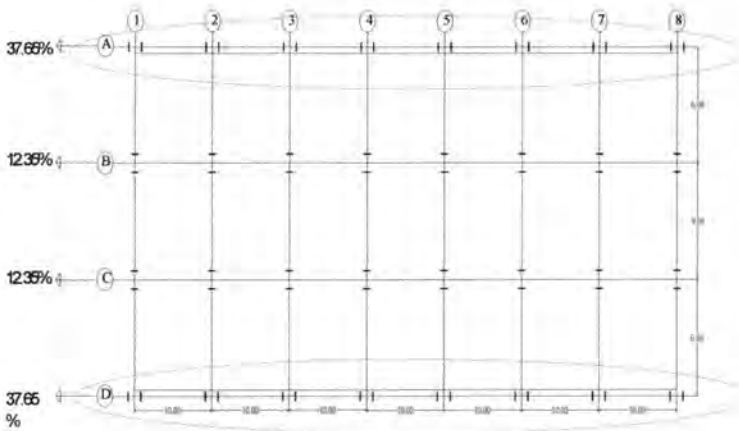
**Tabel 6.9** Base Reaction pada dasar gedung dengan segmen khusus 5m

Sehingga efektivitas penyerapan dapat diperoleh yaitu :

$$\text{Efektivitas} = \frac{U2}{Fy} = \frac{649561.3}{862245.7} * 100\% = 75.33\%$$

Maka untuk bagian interiornya yaitu = 100%-75.33%  
= 24.7%

Untuk deskripsi serapan gempa dominan oleh portal eksterior terlihat pada gambar berikut :



**Gambar 6.1** efektifitas serapan gempa pada bangunan

Maka dengan cara yang sama pada gedung dengan segmen 3.5 dan 2.5 m dapat diperoleh efektifitas penyerapan gempa pada portal eksterior :

Gedung dengan segmen khusus 3.5m = 76.8 %

Gedung dengan segmen khusus 2.5m = 83.6 %

\*data joint dan base reaction pada gedung 2.5 dan 3.5 m terlampir di lampiran

Dari data efektifitas penyerapan gempa yang ada terlihat bahwa semakin panjang segmen khusus maka tidak efektif dalam menyerap gempa yang terjadi pada bangunan tersebut. Hal ini sesuai dengan mekanisme leleh akhir yang terjadi serta pada perumusan yang ada dalam jurnal Goel yaitu :

$$V_p = (P_y + \phi P_{cr}) \sin \alpha + \frac{4Mp}{L_s}$$

**f) Perhitungan distribusi gempa**

Zi	Wi (kg)	Wi.Zi (kg)	Fix,y (1)	portal a*	portal b**	portal c**	portal d*	Vix,y (2)
32	789669.52	25269425	183760.2	69185.73	22694.39	22694.389	69185.73	183760.2
28	1080729.5	30260427	220055	82850.71	27176.79	27176.792	82850.71	403815.2
24	1080729.5	25937509	188618.6	71014.89	23294.39	23294.393	71014.89	592433.8
20	1080729.5	21614590	157182.1	59179.08	19411.99	19411.994	59179.08	749615.9
16	1080729.5	17291672	125745.7	47343.26	15529.6	15529.595	47343.26	875361.7
12	1080729.5	12968754	94309.28	35507.45	11647.2	11647.197	35507.45	969670.9
8	1080729.5	8645836.2	62872.86	23671.63	7764.798	7764.7977	23671.63	1032544
4	1080729.5	4322918.1	31436.43	11835.82	3882.399	3882.3988	11835.82	1063980
Total	8354776.2	146311131						

**Tabel 6.10** Perhitungan gaya gempa statik yang bekerja pada gedung dengan segmen khusus 5 m

Keterangan :

1 = memakai perumusan pada bab 2

2 = memakai perumusan pada bab 2

\*  $F_{iy} = F_{ix,y} \times 0.3765$

\*\*  $F_{iy} = F_{ix,y} \times 0.1235$

Zi	Wi (kg)	Wi.Zi (kg)	Fix,y (1)	portal a*	portal b**	portal c**	portal d*	Vix,y (2)
32	789929.13	25277732	183819.4	70586.64	21341.43	21341.429	70586.64	183819.4
28	1080989.1	30267696	220106.3	84520.83	25554.35	25554.345	84520.83	403925.7
24	1080989.1	25943739	188662.6	72446.43	21903.72	21903.724	72446.43	592588.3
20	1080989.1	21619783	157218.8	60372.02	18253.1	18253.104	60372.02	749807.1
16	1080989.1	17295826	125775	48297.62	14602.48	14602.483	48297.62	875582.1
12	1080989.1	12971870	94331.29	36223.21	10951.86	10951.862	36223.21	969913.4
8	1080989.1	8647913	62887.52	24148.81	7301.241	7301.2415	24148.81	1032801
4	1080989.1	4323956.5	31443.76	12074.4	3650.621	3650.6207	12074.4	1064245
Jumlah	8356853	146348514						

**Tabel 6.11** Perhitungan gaya gempa statik yang bekerja pada gedung dengan segmen khusus 3.5m

Keterangan :

1 = memakai perumusan pada bab 2

2 = memakai perumusan pada bab 2

\*  $F_{iy} = F_{ix,y} \times 0.384$

\*\*  $F_{iy} = F_{ix,y} \times 0.116$

Zi	Wi (kg)	Wi.Zi (kg)	Fix,y (1)	portal a*	portal b**	portal c**	portal d**	Vix,y (2)	
28	32	790230.24	25287368	183888	76865.17	14940.9	14940.898	76865.17	183888
	24	1081290.2	30276127	220165.9	92029.34	17888.48	17888.477	92029.34	404053.8
	20	1081290.2	25950966	188713.6	78882.29	15332.98	15332.981	78882.29	592767.5
	16	1081290.2	21625805	157261.3	65735.24	12777.48	12777.484	65735.24	750028.8
	12	1081290.2	17300644	125809.1	52588.19	10221.99	10221.987	52588.19	875837.9
	8	1081290.2	12975483	94356.8	39441.14	7666.49	7666.4903	39441.14	970194.7
	4	1081290.2	8650321.9	62904.54	26294.1	5110.994	5110.9936	26294.1	1033099
	4	1081290.2	4325161	31452.27	13147.05	2555.497	2555.4968	13147.05	1064551
Jumlah	8359261.9	146391874							

**Tabel 6.12** Perhitungan gaya gempa statik yang bekerja pada gedung dengan segmen khusus 2.5m

Keterangan :

1 = memakai perumusan pada bab 2

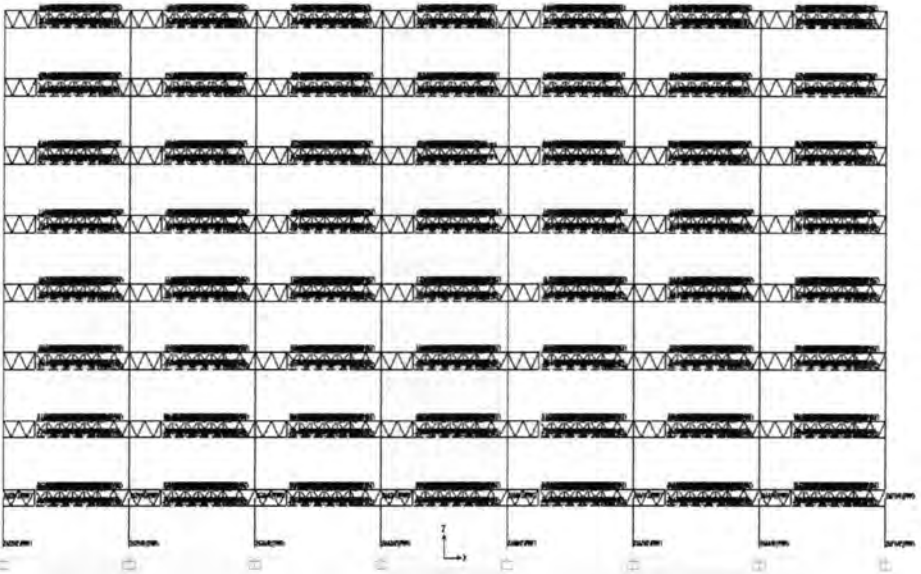
2 = memakai perumusan pada bab 2

\*  $F_{iy} = F_{ix,y} \times 0.418$

\*\*  $F_{iy} = F_{ix,y} \times 0.082$

### 6.3.2 Penempatan sendi plastis

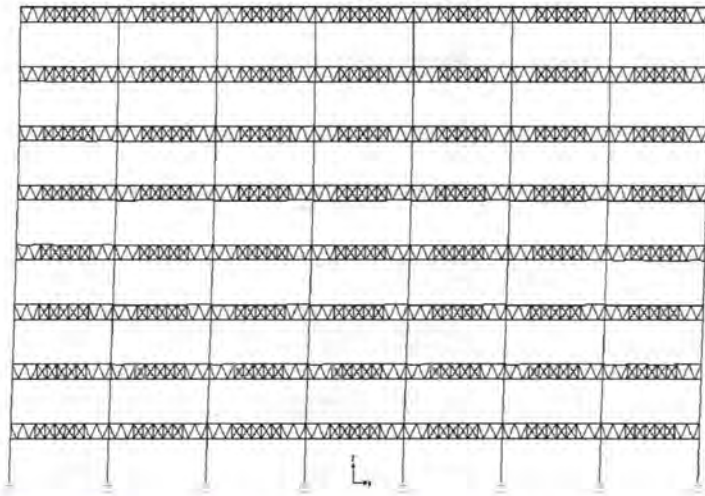
Setelah pendefinisian beban selesai, maka dilanjutkan dengan pendefinisian atau penempatan sendi-sendi plastis rencana, sebelum dilakukan running analysis, seperti yang terlihat pada Gambar dibawah ini. Dari *running analysis*, maka akan didapatkan suatu hasil berupa kurva pushover yaitu merupakan kurva hubungan antara *Base shear vs Displacement*



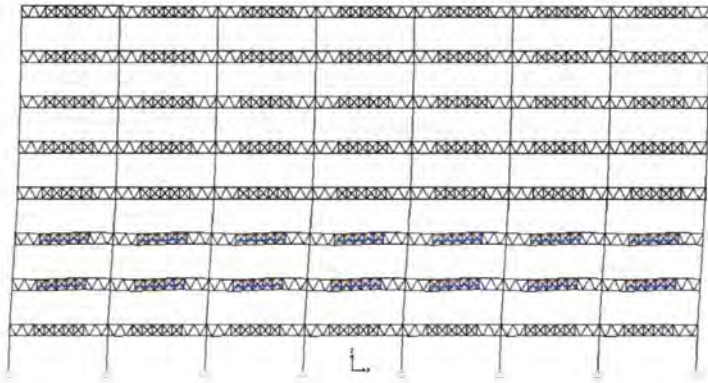
**Gambar 6.2** Pemodelan 2 Dimensi dengan beban gempa statik ekuivalen dan penempatan sendi plastis rencana

#### 6.4 Running analisa pushover

Dari hasil *running pushover* didapatkan gambar mekanisme awal pelepasan struktur yang menunjukkan lokasi dimana sendi plastis akan muncul untuk pertamakalinya dan mekanisme pelepasan akhir pada struktur yang menunjukkan struktur sudah mengalami keruntuhan. Maka ditunjukkan sebagai berikut :



Gambar 6.3 Leleh pertama pada gedung dengan segmen Khusus 5m

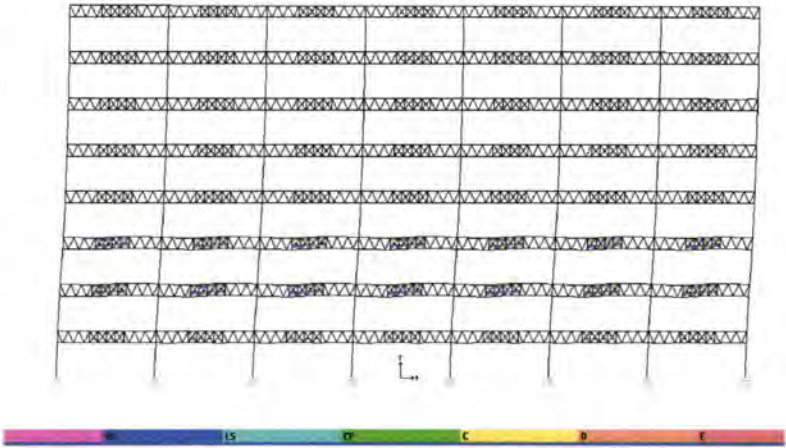


**Gambar 6.4** Leleh terakhir pada gedung dengan segmen Khusus 5m

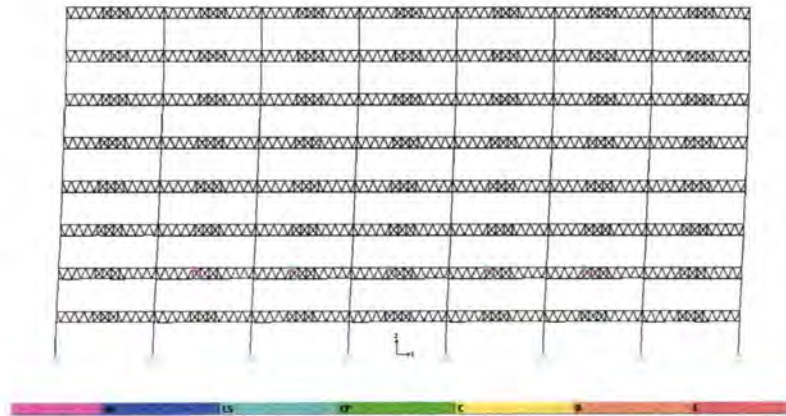


**Gambar 6.5** Leleh pertama pada gedung dengan segmen Khusus 3.5m

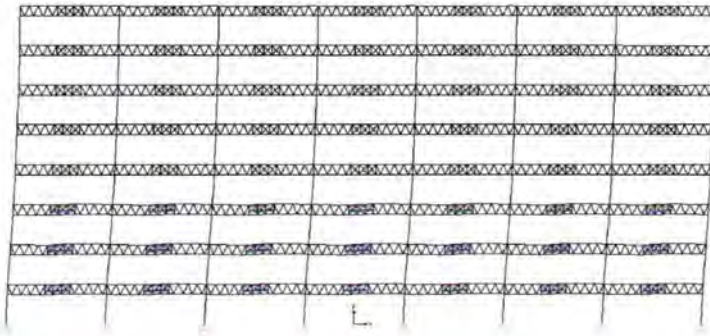




**Gambar 6.6** Leleh terakhir pada gedung dengan segmen Khusus 3.5m



**Gambar 6.7** Leleh pertama pada gedung dengan Segmen Khusus 2.5m



**Gambar 6.8** Leleh terakhir pada gedung dengan Segmen Khusus 2.5m

Dari hasil running analisa pushover pada 3 gedung yang memiliki panjang segmen khusus berbeda maka dapat dilihat bahwa rata-rata leleh pertama terjadi pada balok daripada di kolom. Maka hal ini sudah sesuai dengan konsep bangunan tahan gempa yaitu kolom kuat balok lemah.

Jika meninjau dari mekanisme pembentukan sendi plastis secara detail maka terlihat bahwa tidak terjadi leleh pada kolom. Hal ini menunjukkan bahwa kolom yang ada ternyata terlalu kaku dipakai pada seluruh gedung. Sehingga kolom pada gedung dengan segmen tersebut tidak mengalami leleh. Jika ditinjau dari perencanaan tentu hal ini sangatlah tidak ekonomis dan tidak menunjukkan sebagai bangunan yang terlalu daktail.

Jika ditinjau pula dari mekanisme pembentukan sendi plastis juga terbukti bahwa dengan adanya segmen khusus sangat efektif sekali dalam mendisipasi gempa yang terjadi pada bangunan ini.

Hal ini terbukti dominan segmen khusus yang leleh terlebih dahulu daripada bagian balok yang lainnya.

### 6.5 Penetapan Tingkatan kinerja (*Performance Level*)

Sesuai dengan yang sudah ditulis di bab 2 bahwa tingkatan kinerja bertujuan untuk mendeskripsikan suatu kondisi batasan kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut. Di peraturan ATC -40 mensyaratkan harus terlebih dahulu seorang perencana menetapkan level kinerja bangunan yang dimana nantinya penetapan ini akan dibandingkan dengan tingkatan kinerja sesungguhnya dari bangunan tersebut ketika sesudah menerima beban gempa riil, yang dimana hal ini didapatkan setelah memperoleh target perpindahan aktual. Adapun langkah – langkah penetapan tingkatan kinerja ialah sebagai berikut :

Langkah pertama ialah pentuan taraf gempa rencana yang ada pada tabel berikut :

Taraf gempa rencana	Periode ulang Rata-rata (tahun)	Probabilitas terlampaui
Sering	43	50% dlm 30 tahun
Kadang – kadang	72	50% dlm 50 tahun
Jarang	475	10% dlm 50 tahun
Sangat Jarang	970	10% dlm 100 tahun

**Tabel 6.13** Taraf-taraf gempa rencana mengacu pada SEAOC 2000

Disini penulis memilih taraf gempa rencana yang berwarna kuning. Dikarenakan sesuai dengan keadaan di indonesia dan mendekati dengan peraturan yang ada di SNI 1726-2002 yaitu periode ulang 500 tahun.

Langkah kedua ialah penentuan sasaran minimum untuk fasilitas gedung. Didalam studi ini gedung berfungsi sebagai fasilitas biasa maka taraf performance minimum bisa diambil dari tabel ini :

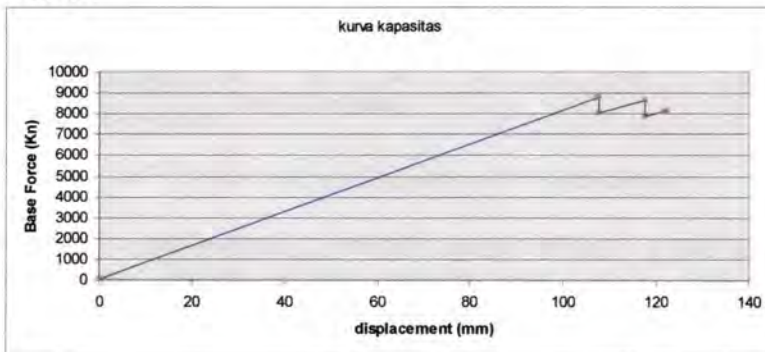
Taraf gempa rencana	Taraf performance minimum
Sering	Full operational
Kadang-kadang	Immediate Occupancy
Jarang	Life Safety
Sangat Jarang	Structural Stability

**Tabel 6.14** Sasaran minimum untuk fasilitas biasa

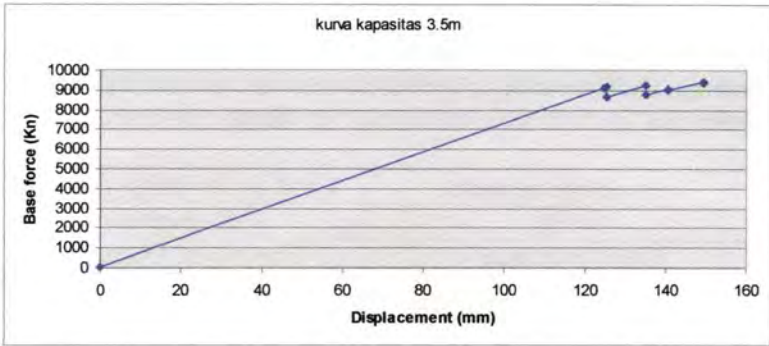
Disini penulis memilih yang berwarna kuning mengingat taraf gempa rencana yang terjadi ialah jarang sehingga taraf *performance* minimumnya ialah *Life Safety*

### 6.6 Analisa Kurva Kapasitas

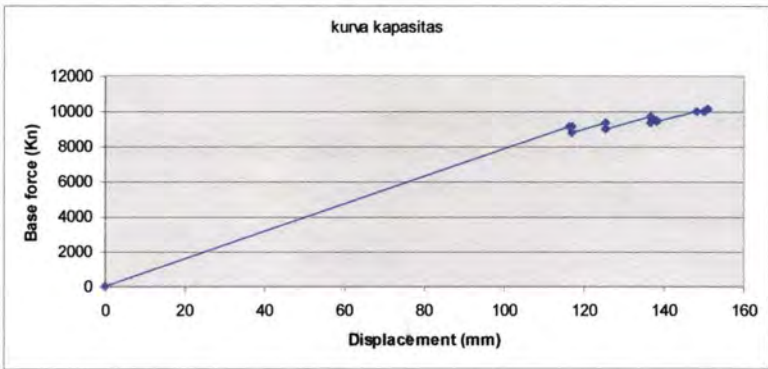
Pada analisa *pushover* maka akan didapatkan hubungan antara displacement vs base force yang akan dijelaskan sebagai berikut :



**Gambar 6.9** Kurva kapasitas pada segmen khusus 5m



**Gambar 6.10** Kurva kapasitas pada segmen khusus 3.5m



**Gambar 6.11** Kurva kapasitas pada segmen khusus 2.5m

Dari kurva kapasitas yang ada dari 3 gedung tersebut, maka daktilitas global bisa didapat. Contoh berikut merupakan perhitungan daktilitas global dari gedung dengan segmen khusus 5m :

Data yang diperoleh dari kurva kapasitas :

Displacement m.	Base Force (kn)
0	0
0.1071	8715.2939
0.1077	8764.3096
0.1077	8014.8159
0.1174	8609.6455
0.1174	7851.001
0.1221	8111.0952
0.1218	8052.1621

**Tabel 6.15** Data Kurva Kapasitas dengan segmen khusus 5m

Daktilitas global sendiri didapat dengan perumusan :

$$\text{Daktilitas global} : \mu = \frac{\delta u}{\delta y}$$

dimana :  $\delta u$  = simpangan saat terjadi putus pertama kali  
 $\delta y$  = simpangan saat terjadi leleh pertama kali

$$\text{Maka daktilitas global dari gedung ini ialah} = \frac{0.1221}{0.1071} = 1.14$$

Untuk nilai daktilitas global pada gedung lainnya ialah :

> gedung dengan segmen khusus 3.5 m = 1.19

> gedung dengan segmen khusus 2.5 m = 1.29

\*data kurva kapasitas untuk 2 gedung ini dapat dilihat di lampiran

Perlu diketahui juga bahwa daktilitas minimum untuk SRBPMK ialah 1 dan batasan daktilitas maksimum ialah 4. Dari daktilitas global ini maka dapat dilihat bahwa gedung dengan segmen khusus 2.5 m termasuk gedung yang daktail dibanding 2 gedung

lainnya. Hal ini sesuai dengan efektivitas gedung dalam menyerap gempa, yang dimana gedung dengan segmen khusus 2.5 m memiliki nilai efektivitas penyerapan gempa yang besar daripada 2 gedung yang lain. Sehingga dapat disimpulkan bahwa gedung yang semakin daktail berarti efektivitas penyerapan gempa juga besar.

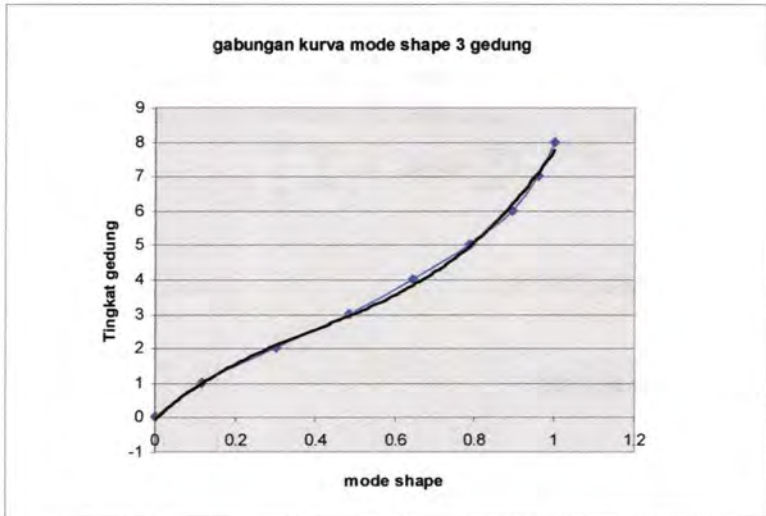
Didalam penentuan target perpindahan pada suatu bangunan yang mengacu pada peraturan ATC-40, mensyaratkan bahwa kurva kapasitas yang diperoleh dari analisa *Pushover* dan kurva demand harus dikonversi ke dalam bentuk ADRS (Acceleration Demand Response Spectra), maka untuk memenuhi persyaratan dari peraturan tersebut disini akan dianalisa kurva kapasitas yang dikonversi dalam bentuk ADRS :

Contoh dibawah ini merupakan konversi kurva kapasitas menjadi kurva kapasitas spektrum pada gedung dengan segmen khusus 5m.

a). Penentuan koefisien modul massa untuk mode shape 1( $\alpha_1$ ) terlebih dahulu dilihat periode yang terjadi pada bangunan tersebut. Yang dimana pada bangunan ini memiliki periode  $T = 0.3226$  detik. Hal ini menunjukkan bahwa bentuk ragam struktur dominan yang terjadi ialah bentuk ragam 1. sehingga dipakai analisa dengan mode shape 1.

LANTAI	first mode $\phi_i$
8	1
7	0.960526
6	0.894737
5	0.789474
4	0.644737
3	0.486842
2	0.302632
1	0.118421

**Tabel 6.16** Nilai first mode pada 3 gedung



**Gambar 6.12** gabungan kurva mode shape 3 gedung

Berat total gedung diperoleh :

lantai	Berat (mi) kg
8	789669.52
7	1080729.5
6	1080729.5
5	1080729.5
4	1080729.5
3	1080729.5
2	1080729.5
1	1080729.5

**Tabel 6.17** Berat Gedung untuk gedung dengan segmen khusus  
5m

Berat total gedung = 8354776.02 kg = 8354.776 ton



Perumusan untuk koefisien modul massa untuk mode shape 1( $\alpha_1$ )

$$\alpha_1 = \frac{(\sum mi.\phi_i)^2}{(\sum mi.\phi_i^2) \times \left(\sum \frac{wi}{g}\right)} \quad (1)$$

$$(\sum mi.\phi_i)^2 = 28365097.85$$

$$(\sum mi.\phi_i^2) = 4145.0577$$

$$\left(\sum \frac{wi}{g}\right) = \sum mi = 8354.776 \text{ ton}$$

$$\alpha_1 = 0.819$$

$$\text{Modal participation factor (mpf)} = \frac{\sqrt{(\sum mi.\phi_i)^2}}{(\sum mi.\phi_i^2)} = 1.2848$$

Maka konversi ke kurva kapasitas spektrum ialah :

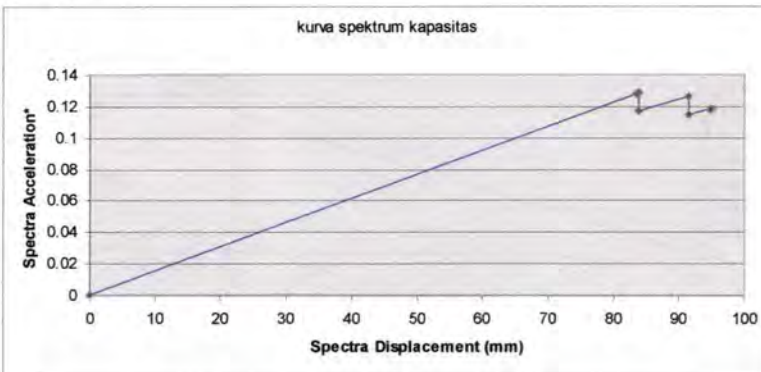
Vb Kn	W ton.m/s <sup>2</sup>	Vb/W	alpha1	Sa*=sa/g=(vb/w/alpha1)
0	83547.7602	0	0.819066	0
8715.294	83547.7602	0.10431511	0.819066	0.127359
8764.31	83547.7602	0.10490179	0.819066	0.128075
8014.816	83547.7602	0.09593095	0.819066	0.117122
8609.646	83547.7602	0.10305058	0.819066	0.125815
7851.001	83547.7602	0.09397022	0.819066	0.114729
8111.095	83547.7602	0.09708334	0.819066	0.118529
8052.162	83547.7602	0.09637795	0.819066	0.117668

**Tabel 6.18** Konversi base shear ke spectra acceleration untuk gedung dengan segmen khusus 5m

Xroof m	Xroof mm	MPF	teta roof pada atap	$S_d = (x_{roof} / (mpf * \tan(\theta_{roof})))$ mm
0	0	1.284877	1	0
0.1071	107.1	1.284877	1	83.35428
0.1077	107.7	1.284877	1	83.82125
0.1077	107.7	1.284877	1	83.82125
0.1174	117.4	1.284877	1	91.37061
0.1174	117.4	1.284877	1	91.37061
0.1221	122.1	1.284877	1	95.02855
0.1218	121.8	1.284877	1	94.79506

**Tabel 6.19** Konversi X-roof ke spectra displacement untuk gedung dengan segmen khusus 5m

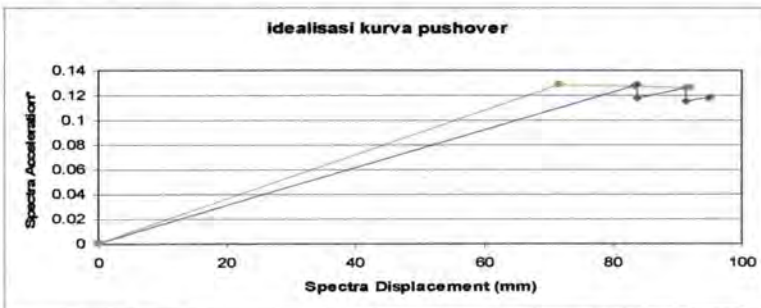
Dengan adanya konversi tersebut sehingga terbentuklah kurva kapasitas spektrum dengan hubungan  $S_a$  vs  $S_d$  yang digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.13** Kurva spektrum kapasitas pada gedung dengan segmen khusus 5m

Setelah terbentuk kurva kapasitas spektrum maka langkah selanjutnya ialah membuat kurva bilinear dari kurva spektrum kapasitas yang nantinya kurva bilinear ini akan dihubungkan dengan kurva demand spectrum yang ada. Berikut langkah – langkah pembentukan kurva bilinear :

- 1). Penentuan titik acuan yang diperoleh dari kurva  $S_a$  vs  $S_d$  yang Menunjukkan mulai runtuhnya bangunan tersebut, dengan  $S_{a0} = 0.1259$ , dan  $S_{d0} = 92.037$ .
- 2). Penentuan luasan dibawah kurva spektrum kapasitas pada bangunan tersebut,  $A_{p1} = 40.815$
- 3). Estimasi untuk  $S_a$  leleh  $S_{aly} = 0.128$ , syarat  $0.6 \times S_{aly} = 0.0768$
- 4). Dengan  $S_{a_{0.6 \times S_{aly}}} = 0.0768$  diplotkan ke kurva kapasitas spektrum diperoleh  $S_{d_{0.6}} = 43$  mm
- 5). Analisa kemiringan kurva bilinear =  $(0.6 \times S_{aly}) / S_{d_{0.6}} = 0.001786$
- 6). perhitungan luasan dibawah kurva bilinear = 40.9 sehingga tingkat kesalahan =  $100 \times (40.9 - 40.815) / 40.815 = 0.2 \%$  jadi kurva bilinear yang terbentuk masih bisa ditolerir dibawah ini merupakan kurva bilinear yang terbentuk ditandai dengan warna hijau :



**Gambar 6.14** Idealisasi kurva pushover menjadi kurva bilinear pushover

Dengan cara yang serupa maka untuk 2 gedung yang lainnya dipaparkan sebagai berikut :

Untuk gedung dengan panjang segmen khusus 3.5 m :

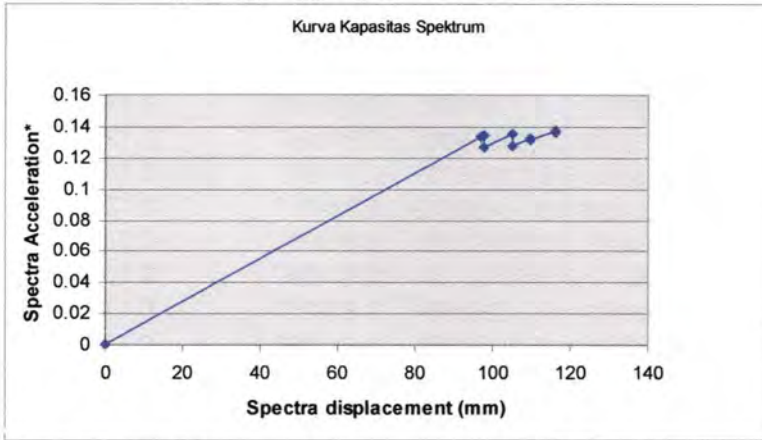
Vb Kn	W ton.m/s <sup>2</sup>	Vb/W	alpha1	Sa*=sa/g=(vb/w/alpha1)
0	83568.5283	0	0.819067	0
9122.139	83568.5283	0.10915758	0.819067	0.133271
9173.209	83568.5283	0.1097687	0.819067	0.134017
8656.915	83568.5283	0.10359061	0.819067	0.126474
9244.519	83568.5283	0.11062201	0.819067	0.135059
8723.4	83568.5283	0.10438619	0.819067	0.127445
9018.243	83568.5283	0.10791435	0.819067	0.131753
8967.884	83568.5283	0.10731174	0.819067	0.131017
9401.505	83568.5283	0.11250054	0.819067	0.137352
9364.314	83568.5283	0.1120555	0.819067	0.136809
9356.787	83568.5283	0.11196544	0.819067	0.136699
9343.136	83568.5283	0.11180208	0.819067	0.136499

**Tabel 6.20** konversi base shear ke spectra acceleration untuk gedung dengan segmen khusus 3.5m

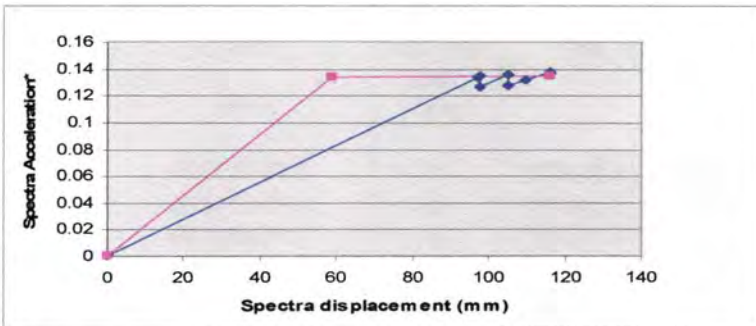
Xroof M	Xroof mm	MPF	teta roof pada atap	Sd=(xroof/(mpf*teta roof)) mm
9.93E-05	0.0993	1.284872	1	0.07728395
0.1247	124.7	1.284872	1	97.0524526
0.1254	125.4	1.284872	1	97.5972538
0.1254	125.4	1.284872	1	97.5972538
0.1351	135.1	1.284872	1	105.146643
0.1351	135.1	1.284872	1	105.146643
0.1406	140.6	1.284872	1	109.427224
0.1406	140.6	1.284872	1	109.427224
0.1494	149.4	1.284872	1	116.276154
0.1494	149.4	1.284872	1	116.276154

0.1494	149.4	1.284872	1	116.276154
0.1494	149.4	1.284872	1	116.276154

**Tabel 6.21** Konversi X-roof ke spectra displacement untuk gedung dengan segmen khusus 3.5m



**Gambar 6.15** Kurva spektrum kapasitas pada gedung dengan segmen khusus 3.5m



**Gambar 6.16** Idealisasi kurva pushover menjadi kurva bilinear pushover

Untuk gedung dengan panjang segmen khusus 2.5 m :

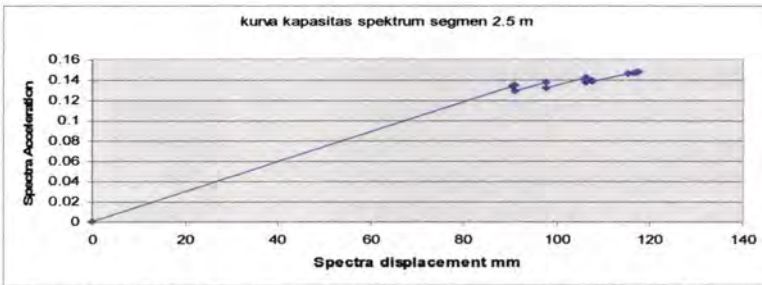
Vb Kn	W ton.m/s <sup>2</sup>	Vb/W	alpha1	Sa*=sa/g=(vb/w/alpha1)
0	83592.62	0	0.8190678	0
9113.813	83592.62	0.109027	0.8190678	0.13311
9165.375	83592.62	0.109643	0.8190678	0.133864
8800.55	83592.62	0.105279	0.8190678	0.128535
9388.928	83592.62	0.112318	0.8190678	0.137129
9024.112	83592.62	0.107953	0.8190678	0.1318
9710.605	83592.62	0.116166	0.8190678	0.141827
9387.592	83592.62	0.112302	0.8190678	0.137109
9495.479	83592.62	0.113592	0.8190678	0.138685
9447.523	83592.62	0.113019	0.8190678	0.137984
10003.02	83592.62	0.119664	0.8190678	0.146098
9975.539	83592.62	0.119335	0.8190678	0.145696
9970.348	83592.62	0.119273	0.8190678	0.145621
9965.542	83592.62	0.119216	0.8190678	0.14555
10111.69	83592.62	0.120964	0.8190678	0.147685
10010.63	83592.62	0.119755	0.8190678	0.146209

**Tabel 6.22** Konversi base shear ke spectra acceleration untuk gedung dengan segmen khusus 2.5m

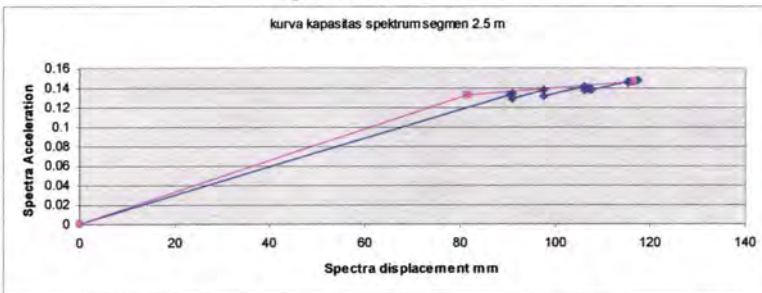
Xroof M	Xroof mm	MPF	teta roof pada atap	Sd=(xroof/(mpf*teta roof)) mm
0	0	1.284867	1	0
0.1162	116.2	1.284867	1	90.4374
0.1168	116.8	1.284867	1	90.90438
0.1168	116.8	1.284867	1	90.90438
0.1254	125.4	1.284867	1	97.59768
0.1254	125.4	1.284867	1	97.59768
0.1366	136.6	1.284867	1	106.3145

0.1366	136.6	1.284867	1	106.3145
0.1382	138.2	1.284867	1	107.5598
0.1382	138.2	1.284867	1	107.5598
0.1481	148.1	1.284867	1	115.2649
0.1482	148.2	1.284867	1	115.3427
0.1482	148.2	1.284867	1	115.3427
0.1482	148.2	1.284867	1	115.3427
0.1508	150.8	1.284867	1	117.3663
0.1499	149.9	1.284867	1	116.6658

**Tabel 6.23** Konversi X-roof ke spectra displacement untuk gedung dengan segmen khusus 2.5m



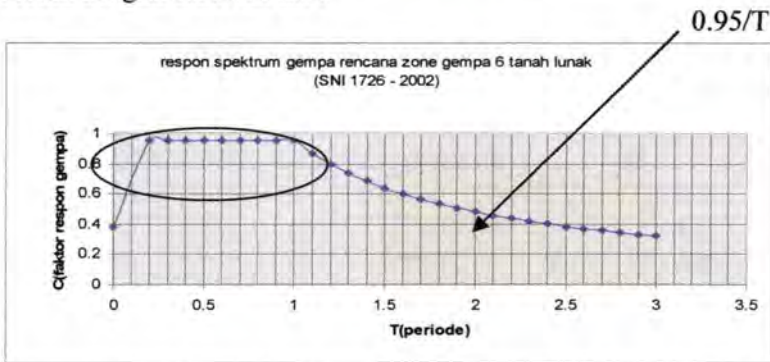
**Gambar 6.17** Kurva spektrum kapasitas pada gedung dengan segmen khusus 2.5m



**Gambar 6.18** Idealisasi kurva pushover menjadi kurva bilinear pushover

### 6.7 Analisa Kurva Demand

Seperti halnya dengan analisa kurva kapasitas yang dimana kurva kapasitas harus dikonversi dengan format ADRS maka kurva demand atau respons spektrum juga harus dikonver kedalam format ADRS yang menghubungkan antara  $S_a$  vs  $S_d$  yang sesuai dengan dibawah ini :



**Gambar 6.19** Respon spektrum gempa rencana (SNI-1726-2002)

Data awal yang digunakan ialah respons spektrum gempa rencana dari SNI-1726-2002. Hubungan antara  $S_a$  dan  $S_d, T$  dapat dihitung dengan persamaan :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

$$S_d = \frac{4\pi^2}{S_a} S_a T^2 \quad (1)$$

Untuk  $T = 1$  sec :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

$$T^2 = 4\pi^2 \frac{S_d}{S_a}$$

$$1^2 = 4\pi^2 \frac{S_d}{(0.95 \times 10000)}$$

$$S_d = 240.882 \text{ mm}$$



$$\text{Untuk } T > 1 \text{ sec : } \frac{S_a}{g} = \frac{0.95}{T} = \frac{0.95}{(2\pi\sqrt{S_d / S_a})}$$

$$\frac{S_a}{g} = \frac{228.37}{S_d} \quad (2)$$

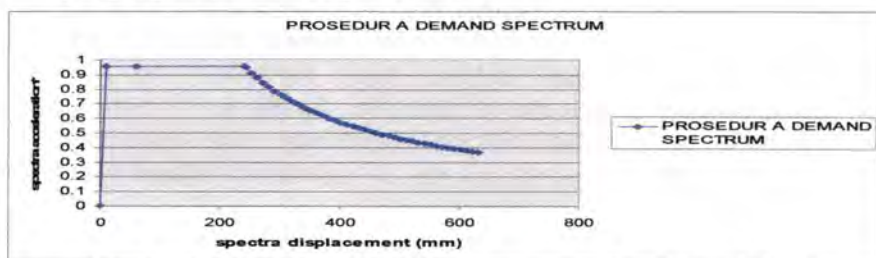
Dibawah ini merupakan tabulasi dari hasil konversi ke demand spectrum

T	Sa	Sd (mm)
0	0	0
0.2	0.95	9.635279
0.5	0.95	60.2205
1	0.95	240.882
	0.944138	241.882
	0.906655	251.882
	0.872034	261.882
	0.83996	271.882
	0.810162	281.882
	0.782405	291.882
	0.756488	301.882
	0.732232	311.882
	0.709484	321.882
	0.688106	331.882
	0.667979	341.882
	0.648996	351.882
	0.631062	361.882
	0.614093	371.882
	0.598012	381.882
	0.582752	391.882
	0.568251	401.882
	0.554455	411.882
	0.541312	421.882
	0.528779	431.882

0.516812	441.882
0.505375	451.882
0.494434	461.882
0.483956	471.882
0.473913	481.882
0.464278	491.882
0.455027	501.882
0.446138	511.882
0.437589	521.882
0.429362	531.882
0.421439	541.882
0.413802	551.882
0.406438	561.882
0.399331	571.882
0.392468	581.882
0.385837	591.882
0.379427	601.882
0.373226	611.882
0.367224	621.882
0.361412	631.882

**Tabel 6.24** Konversi Respon spektrum gempa rencana ke demand spectrum

Yang dipakai di dalam tugas akhir ini ialah hubungan  $S_a$  vs  $S_d$  yang digambarkan sebagai berikut :



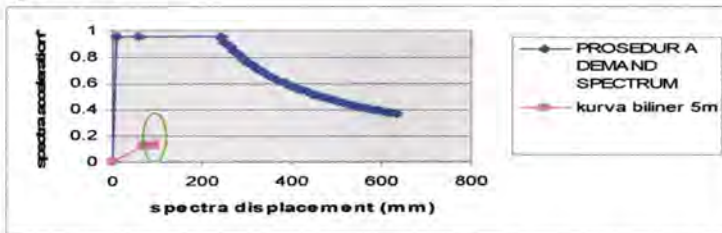
**Gambar 6.20** Kurva demand spectrum untuk jenis tanah lunak zone gempa wilayah 6

## 6.8 Perbandingan Kurva Kapasitas Spektrum Dengan Kurva Demand Spektrum

Setelah memperoleh Kurva kapasitas spektrum dari masing- masing gedung dan Kurva demand spectrum dari jenis tanah yang ada maka langkah selanjutnya ialah mengplotkannya ke dalam kurva demand capacity spectrum untuk mendapatkan performance point dari pertemuan kedua kurva tersebut dengan prosedur A, yang nantinya performance point ini akan dapat digunakan untuk mencari target displacement aktual. Adapun analisisnya sebagai berikut :

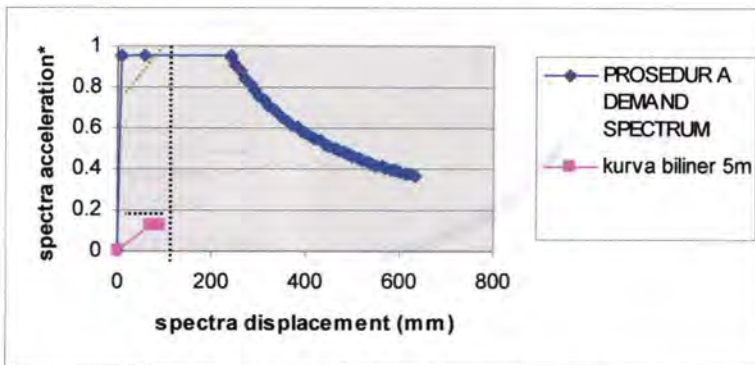
Contoh berikut untuk gedung dengan segmen khusus 5m.

- 1). Di plot kurva kapasitas spektrum dengan kurva demand spectrum



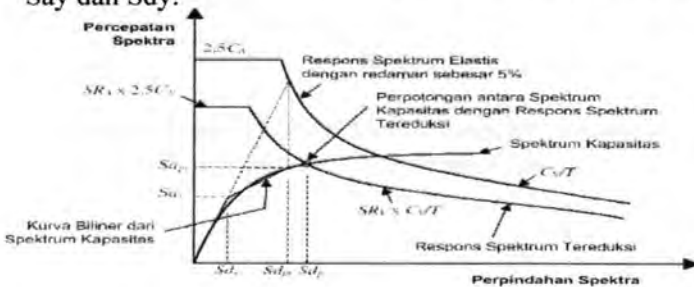
**Gambar 6.21** Kurva capacity demand spectrum pada gedung segmen khusus 5m

- 2) Pilih sebuah titik  $a_{pi}, d_{pi}$  sebagai titik awal performance point.  
 $a_{pi} = 0.1259, d_{pi} = 92.037$  pada gambar diatas titik ini dilambangkan dengan lingkaran hijau. Kemudian dari titik tersebut tarik ke atas dan dihubungkan dengan kurva demand spectrum yang ada lalu buat garis kemiringan yang sejajar lalu ditarik untuk mencari titik  $a_y$  dan  $d_y$  pada kurva bilinear yang terbentuk.



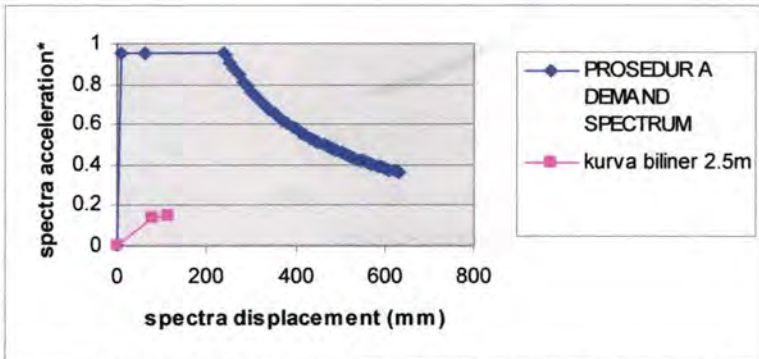
**Gambar 6.22** analisa titik ay dan dy

Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa nilai titik ay dan dy tidak bisa didapat dikarenakan garis miring (bertanda hijau) diharapkan bisa mencapai daerah leleh yang terdapat pada kurva kapasitas spektrum. Maka hal ini mengakibatkan tidak bisa diperolehnya performance point dari bangunan tersebut oleh karena performance point tidak dapat diperoleh maka reduced demand, target displacement aktual, level kinerja pun tidak bisa didapatkan. Adapun gambar dibawah ini yang merupakan contoh cara ideal untuk mendapatkan nilai ay dan dy atau disebut juga Say dan Sdy.

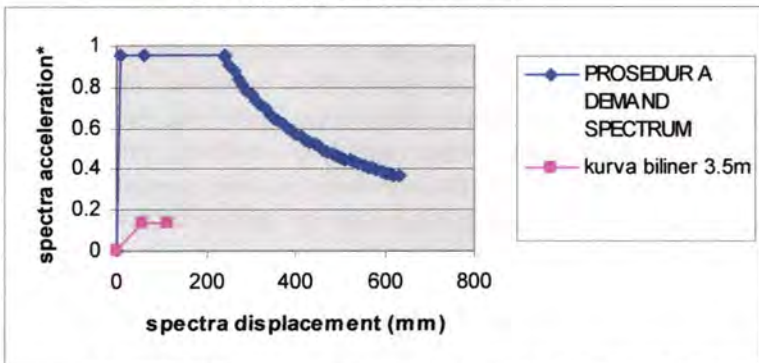


**Gambar 6.23** Penentuan Performance Point dari ATC 40

Hal yang sama juga terjadi pada gedung dengan segmen khusus 3.5m dan 2.5 m yang dimana menghasilkan kurva kapasitas yang kecil.



**Gambar 6.24** Kurva capacity demand spectrum pada gedung segmen khusus 2.5m



**Gambar 6.25** Kurva capacity demand spectrum pada gedung segmen khusus 3.5m

Berdasar penentuan  $a_{pi}, d_{pi}$  dengan trial, dicoba mendapatkan  $a_{pi}, d_{pi}$  dengan cara penetapan pada leleh pertama dan titik akhir putus pada kurva kapasitas spektrum bilinear. Berikut dibawah ini contoh analisisnya :

Diperoleh dari data kurva kapasitas spektrum (bilinear) nilai

$$a_{pi} = 0.125 \quad , \quad a_y = 0.128$$

$$d_{pi} = 92.037 \quad , \quad d_y = 71.67$$

Tipe struktur gedung ini : tipe b yang didapat dari tabel 8-4(ATC-40). Reduced

dicari  $\beta_{effective}$  :

$$\beta_o = \frac{63.7(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_o = \frac{63.7(0.128 \times 92.037 - 71.67 \times 0.125)}{0.125 \times 92.037}$$

$$= 15.625, \leq 25 \text{ (syarat } \beta_o, \text{ dari tipe b maka dipakai } k = 0.67)$$

$$\beta_{eff} = \frac{63.7 \cdot k \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5$$

$$\beta_{eff} = \frac{63.7 \cdot 0.67 \cdot (0.128 \times 92.037 - 71.67 \times 0.125)}{0.125 \times 92.037} + 5$$

$$= 15.468$$

Dicari faktor reduksi demand yaitu  $SR_A, SR_V$  sebagai berikut :

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$= 0.635$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

$$= 0.719$$

T	reduced			
	Sa	Sd (mm)	Sa*	Sd*
0	0	0	0	0
0.2	0.95	9.635279	0.603877	6.124762
0.5	0.95	60.2205	0.603877	38.27976
1	0.95	240.882	0.603877	153.119
	0.944138	241.882	0.679254	174.0204
	0.906655	251.882	0.652287	181.2149
	0.872034	261.882	0.627379	188.4093
	0.83996	271.882	0.604304	195.6038
	0.810162	281.882	0.582866	202.7982
	0.782405	291.882	0.562896	209.9926
	0.756488	301.882	0.54425	217.1871
	0.732232	311.882	0.5268	224.3815
	0.709484	321.882	0.510433	231.5759
	0.688106	331.882	0.495053	238.7704
	0.667979	341.882	0.480573	245.9648
	0.648996	351.882	0.466916	253.1592
	0.631062	361.882	0.454014	260.3537
	0.614093	371.882	0.441805	267.5481
	0.598012	381.882	0.430236	274.7425
	0.582752	391.882	0.419257	281.937
	0.568251	401.882	0.408825	289.1314
	0.554455	411.882	0.398899	296.3259
	0.541312	421.882	0.389444	303.5203
	0.528779	431.882	0.380426	310.7147
	0.516812	441.882	0.371817	317.9092
	0.505375	451.882	0.363589	325.1036
	0.494434	461.882	0.355717	332.298
	0.483956	471.882	0.348179	339.4925
	0.473913	481.882	0.340953	346.6869
	0.464278	491.882	0.334022	353.8813
	0.455027	501.882	0.327366	361.0758
	0.446138	511.882	0.320971	368.2702
	0.437589	521.882	0.314821	375.4646

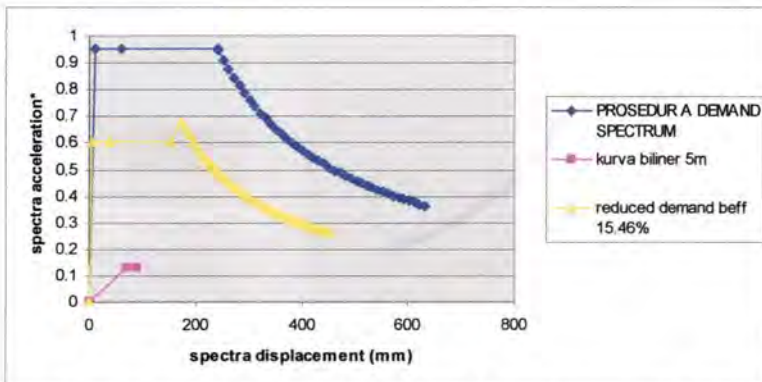
0.429362	531.882	0.308902	382.6591
0.421439	541.882	0.303201	389.8535
0.413802	551.882	0.297707	397.048
0.406438	561.882	0.292409	404.2424
0.399331	571.882	0.287296	411.4368
0.392468	581.882	0.282358	418.6313
0.385837	591.882	0.277588	425.8257
0.379427	601.882	0.272976	433.0201
0.373226	611.882	0.268515	440.2146
0.367224	621.882	0.264197	447.409
0.361412	631.882	0.260016	454.6034

**TABEL 6.25** Reduced demand spectrum dengan  $\beta_{eff} = 15.468\%$  pada gedung dengan segmen khusus 5m

KETERANGAN :

Warna kuning menunjukkan perhitungan dilakukan dengan rumus no 1 pada bab 6.7 dengan fungsi T.

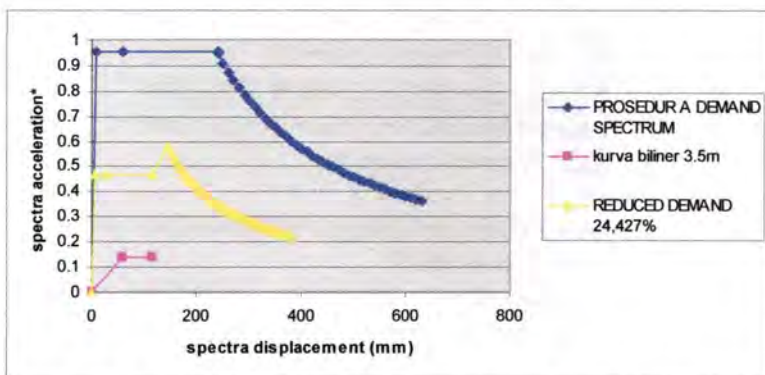
Warna hijau menunjukkan perhitungan dikalikan dengan  $S_{ra}$ , kemudian dibawah batas warna hijau perhitungan dikalikan dengan  $S_{rv}$ .



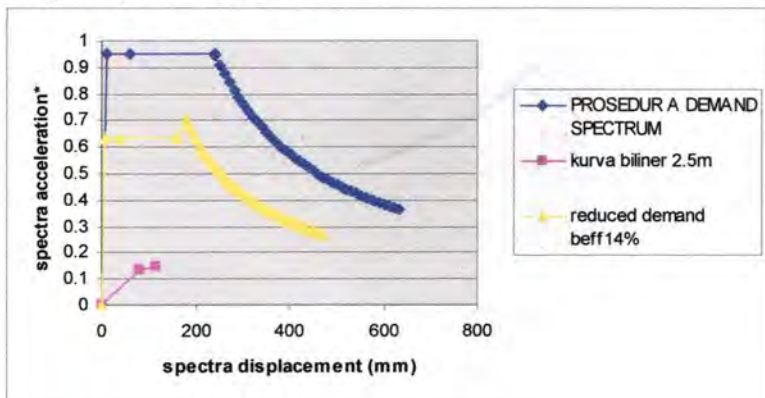
**Gambar 6.26** Kurva kapasitas demand spektrum pada gedung dengan segmen khusus 5m



Dari gambar 6.26 dapat dilihat bahwa reduced demand dapat diperoleh dengan cara kedua ini tetapi tidak dapat menemukan perpotongan antar kurva bilinear kurva kapasitas spektrum dengan kurva reduced demand. Dengan tidak dapat diketemukannya perpotongan ini maka performance point pun tidak dapat diperoleh sehingga target displacement pun tidak bisa didapatkan. Hal yang sama didapat untuk gedung 3.5 m dan 2.5m



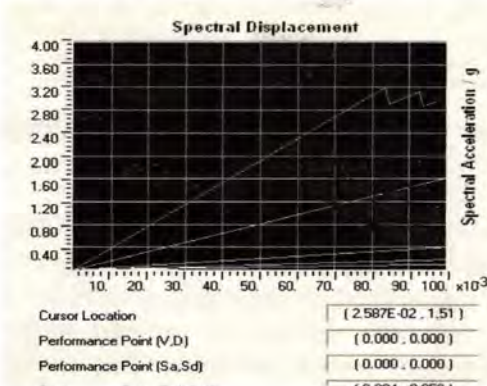
**Gambar 6.27** Kurva kapasitas demand spektrum pada gedung dengan segmen khusus 3.5m



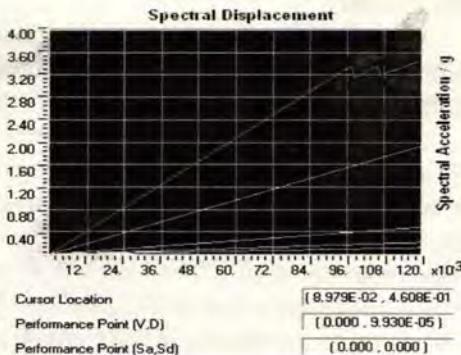
**Gambar 6.28** Kurva kapasitas demand spektrum pada gedung dengan segmen khusus 2.5m

Tabel reduced demand spectrum untuk 2 gedung ini terlampir di lampiran.

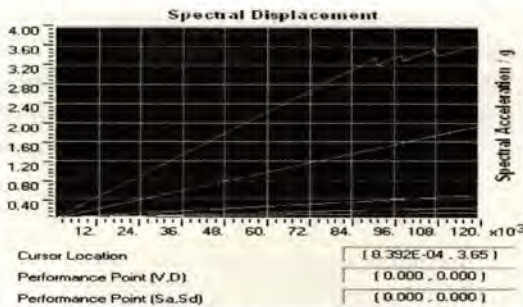
Kasus ini juga sama terjadi ketika diaplikasikan pada program SAP 2000 v.9.03 yang dimana seharusnya program tersebut support akan peraturan ATC - 40 untuk analisa pushover ternyata juga tidak bisa menghasilkan nilai performance point dan target displacement untuk 3 gedung ini.



**Gambar 6.29** Analisa Performance Point dengan SAP 2000 Untuk segmen khusus 5m



**Gambar 6.30** Analisa Performance Point dengan SAP 2000 Untuk segmen khusus 3.5m



**Gambar 6.31** Analisa Performance Point dengan SAP 2000 Untuk segmen khusus 2.5m

Dari kasus tadi maka dapat disimpulkan bahwa hal ini terjadi disebabkan kurva kapasitas spektrum yang dihasilkan dari analisa pushover terlalu kecil dibandingkan dengan kurva demand spektrum yang terbentuk. Selain itu perilaku inelastis yang didapatkan juga terlalu pendek sehingga tidak memungkinkan untuk mendapatkan hasil perpindahan inelastik maksimum (performance point). Oleh karena performance point tidak bisa didapat maka target displacement dan level kinerja dari gedung tersebut tidak bisa didapat.

Bisa disimpulkan juga bahwa tidak bisa diperolehnya performance point pada gedung ini Karena gedung ini menggunakan gedung jenis sistem rangka batang pemikul momen khusus (Special truss moment frame) dengan segmen khusus bresing – x dan hal ini merupakan termasuk gedung jenis baru dan masih dalam taraf studi serta memerlukan spesifikasi yang khusus juga. Dan program SAP 2000 ternyata kurang sesuai untuk analisa PBSK khususnya untuk gedung dengan jenis STMF sehingga untuk studi studi mendatang PBSK untuk jenis STMF bisa digunakan dengan program DRAIN- 2DX.

Maka disini tidak bisa divonis langsung bahwa gedung ini berperilaku jelek oleh hanya karena tidak dapat diperolehnya performance point dan level kinerja dengan metode Capacitas spectrum ATC-40. Sebab dalam studi disini juga dapat diketahui dan sudah dibuktikan bahwa gedung ini juga menganut sistem kolom kuat balok lemah yang dimana merupakan filosofi utama dari bangunan tahan gempa. Sehingga gedung ini bagus juga untuk diletakkan pada daerah zone wilayah gempa yang tinggi. Dan masih dalam lingkup studi disini juga dapat diketahui bahwa gedung dengan segmen khusus bresing x ini ternyata sangat efektif sekali dalam menerima beban gempa khususnya pada segmen khusus hal ini terlihat pada tabel 6.26. Masih dalam studi ini juga dapat diperoleh bahwa 3 gedung yang ada termasuk jenis gedung yang daktail dan diperlihatkan pada tabel 6.27. Sehingga gedung ini termasuk jenis yang bagus.

Gedung	Efektivitas penyerapan gempa
Gedung dengan segmen khusus 5m	75.33%
Gedung dengan segmen khusus 3.5m	76.8%
Gedung dengan segmen khusus 2.5m	83.6%

**Tabel 6.26** Efektivitas penyerapan gempa

Gedung	Daktilitas Global
Gedung dengan segmen khusus 5m	1.14
Gedung dengan segmen khusus 3.5m	1.19
Gedung dengan segmen khusus 2.5m	1.29

**Tabel 6.27** Nilai Daktilitas Global

## ***BAB VII***

## ***KESIMPULAN***



## **BAB VII KESIMPULAN**

### **7.1 Kesimpulan**

Setelah dilakukan beberapa evaluasi mengenai struktur rangka batang pemikul momen khusus pada Tugas Akhir ini, maka diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari evaluasi daktilitas yang dilakukan dapat dilihat bahwa semakin panjang segmen khusus maka struktur tersebut semakin tidak daktil (tabel 6.27). Hal ini sesuai dengan efektivitas penyerapan gempa pada daerah segmen khusus yang menunjukkan bahwa segmen khusus yang paling panjang semakin tidak efektif dalam mendisipasi beban gempa (tabel 6.26).
2. Tingkatan kinerja dari ketiga gedung serta Target displacement aktual yang mengacu pada peraturan ATC-40 tidak bisa diperoleh dikarenakan kurva kapasitas spektrum yang dihasilkan dari analisa pushover terlalu kecil dibandingkan dengan kurva demand spektrum yang terbentuk. Selain itu perilaku inelastis yang didapatkan juga terlalu pendek. Pada gedung ini menggunakan gedung jenis sistem rangka batang pemikul momen khusus (Special truss moment frame) dengan segmen khusus bresing - x dan hal ini merupakan termasuk gedung jenis baru dan masih dalam taraf studi serta memerlukan perlakuan yang khusus juga. Dikarenakan target displacement aktual tidak dapat diperoleh maka tidak dapat dibandingkan hasil dengan target displacement versi SNI 1726 - 2002 yang diperoleh terlebih dahulu. Sehingga target displacement

pada ketiga gedung ini bisa memakai target displacement SNI 1726 -2002. Namun apabila menggunakan target displacement SNI 1726 -2002 maka tidak bisa didapat tingkatan kinerja yang didapat sebab penentuan tingkatan kinerja belum ada di SNI 1726-2002.

3. Konsep kolom kuat dan balok lemah terpenuhi pada ketiga gedung ini. Hal ini bias juga dilihat pada mekanisme leleh yang terjadi yaitu leleh pertama kali terjadi di balok lebih tepatnya ialah pada segmen khusus. Dengan memperhatikan mekanisme leleh yang terjadi maka terbukti bahwa semakin panjang segmen khusus sedikit sekali daerah yang mengalami leleh sebab kurang efektif dalam mendisipasi beban gempa

## 8.2. Saran

1. Untuk penelitian selanjutnya agar ditinjau panjang bentang yang lebih besar dari 10 m,, karena mengingat menurut *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings 1997* panjang bentang untuk struktur STMF dibatasi sampai dengan 65 feet atau sekitar 20 meter. Ditinjau pula gempa arah sumbu lemah, sehingga dapat diketahui perilaku inelastik STMF pada sumbu lemah. Dan ketika melakukan evaluasi kinerja menggunakan program DRAIN 2DX.

## ***DAFTAR PUSTAKA***



## DAFTAR PUSTAKA

- AISC,(2002), "Seismic Provision For Structural Steel Buildings", American Institute Of Steel Construction, Inc, Chicago, Illinois.
- Alfredo Bohl, (2005), "*Canadian Seismic Design Of Steel Structure*", University Of British Columbia.
- Applied Techology Council.,(1996), "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*", ATC-40, Vol 1 & 2, Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.
- Badan Standardisasi Nasional, (2002), "*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung*", SNI 03-1726-2002.
- Basha, H.S., and Goel, S.C., 1996, "*Seismic resistant truss moment frames with Vierendeel segment*". The 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, paper no. 487.
- Benjamin Lumantarna. (2005), "*Bangunan Tahan Gempa Apakah Ada*", Seminar Nasional Rekayasa Perencanaan V 2005, Surabaya.
- Departemen Pekerjaan Umum,(1983), "*Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*", Yayasan Lembaga Penyelidikan Bangunan.
- Goel, S.C., and Itani, A.M., (1994)b, "*Seismic-resistant special truss -moment frames.*" J. Struct. Eng., ASCE, 120(6), 1781-1797.
- Farzard Neim, (2000), "*Performance Based Seismic Enginnering*", in *The Seismic Design Handbook, 2<sup>nd</sup>*, Fazard neim (ed).
- Hidajat Sugihardjo, Gde Widiadnyana Merati, Adang Surahman dan Muslinang Moestopo, (2004), "*Kajian Analitik Perilaku Rangka Batang Daktail dengan Bresing-X dari Baja Sangat*

*Lunak sebagai Peredam Histeretik*", Prosiding Konferensi Rekayasa Kegempaan II, Asosiasi Ahli Rekayasa Kegempaan (AARGI), ISBN 979-95620 -1-5, Yogyakarta.

M.N.J. Priestley, (2000), "*Performance Based Seismic Design*", Paper for the 12 WCEE (2000), University of California, San Diego.

Perencanaan, (2000), "*Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung Menggunakan Metoda LRF*D". Lab. Mekanika Struktur, Pusat Penelitian Antar Universitas, Bidang Ilmu Rekayasa, ITB, Bandung.

UBC,1988 : 1997, "*Uniform Building Code, International Conference Of Building Official*", Whittier.

Wiryanto Dewobroto, (2005), "*Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa Dengan Analisa Pushover*", Civil Engineering National Conference 2005, Semarang 17-18 Juni 2005.

**LAMPIRAN**

## LAMPIRAN PERHITUNGAN

Perhitungan Kontrol Struktur untuk desain ketinggian Gedung STMF Bresing-x 8 lantai dengan panjang segmen khusus 3.5m.

### Perhitungan Kontrol Dimensi Bresing- x

Diambil gaya - gaya maksimum yang terjadi pada bresing -x pada frame 6353 combo 10 (1.2D+1L+1SNI02-y) dan frame 4617 combo 10 (1.2D+1L+1SNI02-y) :

$$P_u = -17435.861 \text{ kg} \quad (\text{tekan})$$

$$P_u = 8596.155 \text{ kg} \quad (\text{tarik})$$

Direncanakan bresing-x dari profil siku L 60x60x15

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad L = 141.421 \text{ cm}$$

$$A_g = 15.75 \text{ cm}^2 \quad h = 60 \text{ mm}$$

$$i_y = 1.74 \text{ cm} \quad t = 15 \text{ mm}$$

$$F_u = 410 \text{ Mpa} = 36.26 \text{ Ksi}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{60}{15} = 4 ; \lambda_p = 4 - 5 \text{ untuk bresing-x dengan}$$

profil siku tunggal

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 4 \leq 5 \quad , \quad \text{maka penampang kompak}$$

### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{K_x L}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1 \times 141.421}{1.74} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$81.276 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

## Kontrol Kekuatan Bresing-x

**Kuat tarik rencana :**

Kontrol Leleh

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 2500 \times 15.75 \\ &= 35437.5 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kontrol Patah

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \quad ; A_e = U \times A_n \\ &= 0.9 \times 4100 \times (0.75 \times 15.75) \\ &= 43588.125 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\phi P_n = 43588.125 \text{ kg} \geq 8596.155 \text{ kg (ok)}$$

**Kuat tekan rencana :**

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{81.276}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} \\ &= 0.915, 0.25 < \lambda_c < 1.2 \text{ (inelatis)}\end{aligned}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.915} = 1.448$$

$$F_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{2500}{1.448} = 1724.137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}N_n &= A_g \times F_{cr} \\ &= 15.75 \times 1724.137 \\ &= 27155.17 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi N_n &= 0.85 \times 27155.17 \text{ kg} \geq 17435.861 \text{ kg} \\ &= 23081.89 \text{ kg} \geq 17435.861 \text{ kg (ok)}\end{aligned}$$

## Perhitungan Kontrol Dimensi Rangka Batang Tepi (Berperilaku Beam-Kolom)

Dari hasil analisis SAP versi 9.03 beban yang berpengaruh adalah akibat :

Batang 5403 Comb 10 (1.2 D+1L+SNI02-y)

$P_u = -59886.55$  kg (tekan)

$M_{ux} = -7990.172$  kgm (tekan)

$M_{uy} = 308.171$  kgm (tarik)

**Direncanakan batang tepi menggunakan profil Double Siku 200x200x25**

$f_y = 36.26$  ksi = 250 Mpa ;  $f_u = 410$  Mpa

$r_x = 6.09$  cm ;  $K = 1$

$A_g = 187.5$  cm<sup>2</sup> ;  $r_y = 9.22$  cm

$L = 125$  cm ;  $h = 200$  mm

$Z_x = 889.6$  cm<sup>3</sup> ;  $E = 200000$

$Z_y = 1297$  cm<sup>3</sup> ;  $t = 25$  mm

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{200}{25} = 8 ; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

### Kontrol Kelangsingan

$$\begin{aligned} \frac{K_x L}{r} &\leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{1 \times 125}{6.09} &\leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}} \\ 20.525 &\leq 166.068 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 250 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 9.22 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 458.9745 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 250 \text{ cm} < 458.9745 \text{ cm} \text{ (bentang pendek)}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_{nx} = f_y \times Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 889.6 \text{ cm}^3 = 2224000 \text{ kg.cm}$$
$$= 22240 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = f_y \times Z_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1297 \text{ cm}^3 = 3242500 \text{ kg.cm}$$
$$= 32425 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \Phi M_n \rightarrow 7990.172 \text{ kg.m} < 0.9 \times 22240 \text{ kg.m}$$

$$7990.172 \text{ kg.m} < 20016 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

### Kontrol Kekakuan Batang Tepi

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \times \frac{125}{9.22} \sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0.153 \leq 1.2$$

$$\text{untuk : } \lambda_c \leq 0.25 \text{ maka; } \omega = 1$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{2500}{1} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr}$$
$$= 187.5 \times 2500$$
$$= 468750 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{59886.55}{0.9 \times 468750} = 0.14 < 0.2$$

$$\text{Sehingga: } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

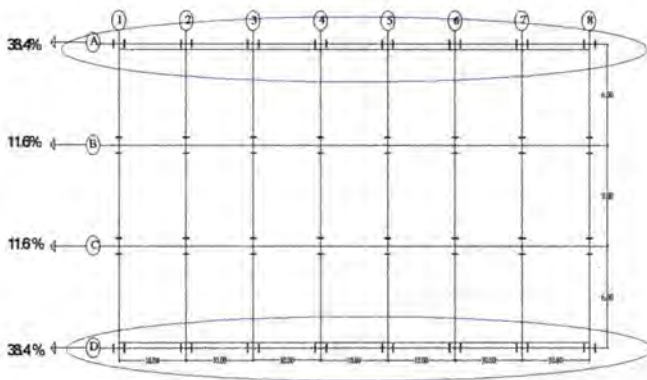
$$0.07 + \left( \frac{7990.172}{0.9 \times 22240} + \frac{308.171}{0.9 \times 32425} \right) \leq 1.0$$

$$0.479 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

### Kontrol Kekuatan Batang Tepi

Berdasar perumusan  $F_c = \frac{1,5VuL}{2d}$ , maka gaya batang pada *chord member* (batang tepi) juga bisa dihitung dari kapasitas geser

ultimatenya ( $V_u$ ) yang diperoleh dengan mengalikan nilai gaya gempa statik ekuivalen tiap lantai ( $F_i$ ) dengan ketinggian lantai ( $H_i$ ) kemudian dibagi panjang bentang ( $L$ ) dan jumlah tingkat ( $N$ ). Berikut ini ditabelkan besarnya gaya gempa statik ekuivalen yang bekerja pada tiap lantai ( $F_{hi}$ ) berdasarkan perhitungan pada tabel, untuk pembagian pembebanan gempa arah y didapatkan dari hasil pengolahan yang dilakukan SAP 2000 V.9 dengan meninjau *Base Reaction* yang terjadi pada kolom – kolom eksternal arah memanjang, yang kemudian dibagi 2 ke kolom – kolom eksternal A,D, dan untuk nilai pembebanan gempa kolom eksternal B,C, tinggal mengikuti saja. Sehingga jumlah keseluruhan beban gempa yang diserap bernilai 100 %. Hal ini tergambar pada gambar 5.6 berikut :



Gambar pembebanan gempa yang diserap oleh kolom – kolom eksternal



Pada Tabel dibawah ini merupakan penabelan besarnya gaya gempa statik yang bekerja pada tiap lantai gedung dengan panjang segmen khusus 3.5 m :

hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi (kg.m)	Fix,y (kg)	Vix,y (kg)	Portal A 38.4 %
32	789929.13	25277732	183819.4	183819.4	70586.64
28	1080989.1	30267695	220106	403925.7	84520.83
24	1080989.1	25943738	188662.6	592588.3	72446.43
20	1080989.1	21619782	157218.8	749807.1	60372.02
16	1080989.1	17295826	125775	875582.1	48297.62
12	1080989.1	12971869	94331.29	969913.4	36223.21
8	1080989.1	8647912.8	62887.52	1032801	24148.81
4	1080989.1	4323956.4	31443.76	1064245	12074.4
Σ	8356853	146348514			

**Tabel Perhitungan Gaya Gempa Statik Yang Bekerja Pada Tiap Lantai Gedung.**

$$\sum F_{ihi} = \sum V_u L_N$$

$$((70586.64 \times 32) + (84520.83 \times 28) + (72446.43 \times 24) + (60372.02 \times 20) + (48297.62 \times 16) + (36223.21 \times 12) + (24148.81 \times 8) + (12074.4 \times 4)) = V_u \times 10 \times 1 \times 8$$

$$V_u = 112755.49 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{1,5 V_u L}{2d}$$

$$= \frac{1,5 \times 112755.49 \times 10}{2 \times 1 \times 8}$$

$$= 105708.27 \text{ kg}$$

### Kontrol Kekuatan Batang Tepi

**Kuat tarik rencana :**

$$\phi P_n = \phi \times F_y \times A_g$$

$$= 0.9 \times 2500 \times 187.5$$

$$= 421875 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = \phi \times F_u \times A_e, A_e = U \times A_n$$

$$= 0.9 \times 4100 \times (0.75 \times 187.5)$$

$$= 518906.3 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\phi P_n = 518906.3 \text{ kg} \geq 105708.27 \text{ kg (ok)}$$

**Kuat tekan rencana :**

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{20.52545}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0.2311$$

$$F_{cr} = \frac{2500}{1} = 2500$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 187.5 \times 2500 = 468750 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 468750 \geq 103617.18 \text{ kg}$$

$$421875 \geq 105708.27 \text{ kg (ok)}$$

### Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Vertikal Dalam

Gaya maksimum terjadi pada batang 5359 combo2 (1.2D+1.6L) yaitu :

$$Pu = -3171.389 \text{ kg (tekan)}$$

### Direncanakan batang Vertikal dalam dari profil siku 2L 90x90x11

$f_y = 36.26 \text{ Ksi} = 250 \text{ Mpa}$	$r_x = 2.74 \text{ cm}$
$A_g = 37.18 \text{ cm}^2$	$L = 100 \text{ cm}$
$Z_x = 79.46 \text{ cm}^3$	$h = 9 \text{ cm}$
$\alpha = 45^\circ$	$t = 1.1 \text{ cm}$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{90}{11} = 8.18 ; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.18 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{K_x L}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$
$$\frac{1 \times 100}{2.74} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$
$$36.496 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

#### Kontrol Gaya Aksial

$P_y \text{ bracing-x}$	$= A_g \text{ bresing-x} \times F_y$
	$= 15.75 \times 2500$
	$= 39375 \text{ kg}$
$P_n$	$= 1.5 \times P_y \times \sin \alpha$
	$= 1.5 \times 39375 \times \sin 49$
	$= 41763.49 \text{ kg}$
$P_u \leq \phi P_n$	$= 3171.389 \text{ kg} \leq 0.85 \times 41763.49 \text{ kg}$
	$= 3171.389 \text{ kg} \leq 35498.97 \text{ kg (ok)}$

### Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Vertikal Luar

Gaya maksimum terjadi pada COMB 10  
(1.2D+1L+SNI02-Y) frame 5690

$P_u = 9090.452$  kg (tarik)

Direncanakan batang Vertikal dalam dari profil siku 2L  
90x90x16

$$\begin{array}{ll} f_y = 36.26 \text{ Ksi} = 250 \text{ Mpa} & r_x = 2.68 \text{ cm} \\ A_g = 52.48 \text{ cm}^2 & L = 100 \text{ cm} \\ Z_x = 110.3 \text{ cm}^3 & h = 9 \text{ cm} \\ \alpha = 45^\circ & t = 1.6 \text{ cm} \end{array}$$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{90}{16} = 5.625; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5.625 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\begin{array}{l} \frac{K_x L}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{1 \times 100}{2.68} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}} \\ 37.3143 \leq 166.0681 \quad (\text{OK}) \end{array}$$

#### Kontrol Gaya Aksial

$$\begin{aligned} P_y \text{ bracing-x} &= A_g \text{ bresing-x} \times F_y \\ &= 15.75 \times 2500 \\ &= 39375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_n = 1.5 \times \left( P_y \times \sin \alpha + \frac{1.5 M_p}{L_p} \right)$$

$$P_n = 1.5 \times \left( 39375 \times \sin 49 + \frac{2.5 \times 889.6 \times 2500}{87.5} \right)$$

$$= 69367.61 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n = 9090.452 \text{ kg} \leq 0.85 \times 69367.61 \text{ kg}$$

$$= 9090.452 \text{ kg} \leq 58962.47 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

### Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Diagonal

Gaya maksimum terjadi akibat COMB 10 (1.2 D+1L +SNI02-y) frame 5701

$$P_u = 30217.938 \text{ kg (tekan)}$$

**Direncanakan batang diagonal dari profil siku 2L 70x70x9**

$$f_y = 36.26 \text{ ksi} = 250 \text{ Mpa} ; r_x = 2.13 \text{ cm}$$

$$A_g = 23.58 \text{ cm}^2 ; L = 117.93 \text{ cm}$$

$$Z_x = 39.11 \text{ cm}^3 \quad h = 7 \text{ cm}$$

$$t = 0.9 \text{ cm} \quad \alpha = 57.995^\circ$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{70}{9} = 7.78 ;$$

$$\lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.78 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{KxL}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1x117.93}{2.13} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$55.362 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

### Kontrol Gaya Aksial

$$P_y \text{ bracing-x} = A_g \text{ bresing-x} \times F_y$$

$$= 15.75 \times 2500$$

$$= 39375 \text{ kg}$$

$$P_{cr} \text{ bracing-x} = 27155.17 \text{ kg}$$

$$P_n = 1.5 \times \left( P_y \times \sin \alpha + \phi P_{cr} + \frac{2.5 M_p}{L_p \sin \alpha} \right)$$

**Perhitungan Kontrol Struktur untuk desain ketinggian Gedung STMF Bresing-x 8 lantai dengan panjang segmen khusus 2.5m.**

**Perhitungan Kontrol Dimensi Bresing- x**

Diambil gaya – gaya maksimum yang terjadi pada bresing –x pada frame 2500 combo 10 (1.2D+1L+1SNI02-y) dan frame 1652 combo 10 (1.2D+ 1L+1SNI02-y) :

$$P_u = -6630.011 \text{ kg} \quad (\text{tekan})$$

$$P_u = 6265.479 \text{ kg} \quad (\text{tarik})$$

Direncanakan bresing-x dari profil siku L 60x60x15

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad L = 141.421 \text{ cm}$$

$$A_g = 15.75 \text{ cm}^2 \quad h = 60 \text{ mm}$$

$$i_y = 1.74 \text{ cm} \quad t = 15 \text{ mm}$$

$$F_u = 410 \text{ Mpa} = 36.26 \text{ Ksi}$$

**Kontrol Tekuk Lokal**

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{60}{15} = 4 ; \lambda_p = 4 - 5 \text{ untuk bresing-x dengan}$$

profil siku tunggal

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 4 \leq 5$$

, maka penampang kompak

**Kontrol Kelangsingan**

$$\frac{KxL}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1 \times 141.421}{1.74} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$81.276 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

$$Pn = 1.5 \times \left( 39375 \times \sin 57.995 + 0.85 \times 27155.17 + \frac{2.5 \times 889.6 \times 2500}{87.5 \sin 57.995} \right)$$

$$Pu \leq \phi Pn = 30217.938 \text{ kg} \leq 0.9 \times 138606.5 \text{ kg}$$

$$= 30217.938 \text{ kg} \leq 124745.85 \text{ kg (ok)}$$

#### 5.4.1 Perhitungan Kontrol Kuat Geser pada Segmen Khusus

Vu maks berada pada frame 5717 combo 10  
(1.2D+1L+sni02-y)

$$Vu = 134.52 \text{ kg}$$

$$Vn = (Py + \phi Pcr) \sin \alpha + \frac{4Mp}{Ls}$$

$$= (39375 + 0.85 \times 27155.17) \sin 49 + \frac{4 \times 889.6 \times 2500}{350}$$

$$= 43885.48 \text{ kg}$$

$$Vu < \phi Vn$$

$$134.52 < 0.9 \times 43885.48 \text{ kg}$$

$$134.52 < 39496.93 \text{ kg (OK)}$$



## Kontrol Kekuatan Bresing-x

**Kuat tarik rencana :**

Kontrol Leleh

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 2500 \times 15.75 \\ &= 35437.5 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kontrol Patah

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \quad ; A_e = U \times A_n \\ &= 0.9 \times 4100 \times (0.75 \times 15.75) \\ &= 43588.125 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\phi P_n = 43588.125 \text{ kg} \geq 6265.479 \text{ kg (ok)}$$

**Kuat tekan rencana :**

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{81.276}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} \\ &= 0.915, 0.25 < \lambda_c < 1.2 \text{ (inelatis)} \\ \omega &= \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \lambda_c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.915} = 1.448\end{aligned}$$

$$F_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{2500}{1.448} = 1724.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}N_n &= A_g \times F_{cr} \\ &= 15.75 \times 1724.13 \\ &= 27155.172 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi N_n &= 0.85 \times 27155.172 \text{ kg} \geq 6630.011 \text{ kg} \\ &= 23081.89 \text{ kg} \geq 6630.011 \text{ kg (ok)}\end{aligned}$$

## Perhitungan Kontrol Dimensi Rangka Batang Tepi (Berperilaku Beam-Kolom)

Dari hasil analisis SAP versi 9.03 beban yang berpengaruh adalah akibat :

Batang 3130 Comb 10 (1.2 D+1L+SNI02-y)

$P_u = 34558.25$  kg (tekan)

$M_{ux} = -111.009$  kgm (tekan)

$M_{uy} = 71.97$  kgm (tarik)

### Direncanakan batang tepi menggunakan profil Double Siku 200x200x25

$f_y = 36.26$  ksi = 250 Mpa ;  $f_u = 410$  Mpa

$r_x = 6.09$  cm ;  $K = 1$

$A_g = 187.5$  cm<sup>2</sup> ;  $r_y = 9.22$  cm

$L = 125$  cm ;  $h = 200$  mm

$Z_x = 889.6$  cm<sup>3</sup> ;  $E = 200000$

$Z_y = 1297$  cm<sup>3</sup> ;  $t = 25$  mm

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{200}{25} = 8 ; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

### Kontrol Kelangsingan

$$\begin{aligned} \frac{KxL}{r} &\leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{1x125}{6.09} &\leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}} \\ 20.525 &\leq 166.068 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 250 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 9.22 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 458.9745 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 250 \text{ cm} < 458.9745 \text{ cm} \text{ (bentang pendek)}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_{nx} = f_y x Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 889.6 \text{ cm}^3 = 2224000 \text{ kg.cm}$$
$$= 22240 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = f_y x Z_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1297 \text{ cm}^3 = 3242500 \text{ kg.cm}$$
$$= 32425 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \Phi M_n \rightarrow 111.009 \text{ kg.m} < 0.9 \times 22240 \text{ kg.m}$$
$$111.009 \text{ kg.m} < 20016 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

### Kontrol Kekakuan Batang Tepi

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \times \frac{125}{9.22} \sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0.153 \leq 1.2$$

untuk :  $\lambda_c \leq 0.25$  maka;  $\omega = 1$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{2500}{1} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr}$$
$$= 187.5 \times 2500$$
$$= 468750 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{34558.25}{0.9 \times 468750} = 0.08 < 0.2$$

$$\text{Sehingga: } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

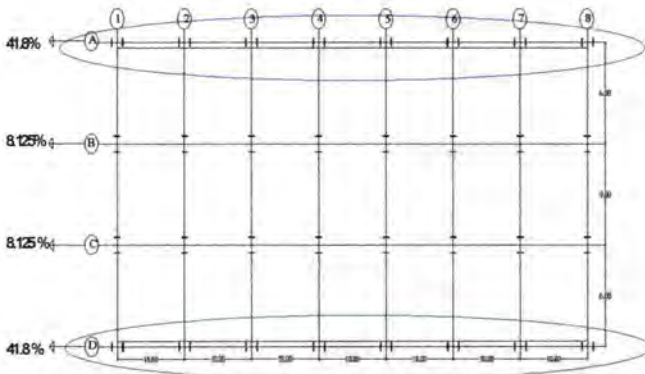
$$0.04 + \left( \frac{111.009}{0.9 \times 22240} + \frac{71.97}{0.9 \times 32425} \right) \leq 1.0$$

$$0.048 \leq 1.0 \text{ (ok)}$$

### Kontrol Kekuatan Batang Tepi

Berdasar perumusan  $F_c = \frac{1,5VuL}{2d}$ , maka gaya batang pada *chord member* (batang tepi) juga bisa dihitung dari kapasitas geser ultimatenya ( $V_u$ ) yang diperoleh dengan mengalikan nilai gaya gempa statik ekuivalen tiap lantai ( $F_i$ ) dengan ketinggian lantai ( $H_i$ ) kemudian dibagi panjang bentang ( $L$ ) dan jumlah tingkat ( $N$ ).

Berikut ini ditabelkan besarnya gaya gempa statik ekuivalen yang bekerja pada tiap lantai ( $F_{hi}$ ) berdasarkan perhitungan pada tabel, untuk pembagian pembebanan gempa arah y didapatkan dari hasil pengolahan yang dilakukan SAP 2000 V.9 dengan meninjau *Base Reaction* yang terjadi pada kolom – kolom eksternal arah memanjang, yang kemudian dibagi 2 ke kolom – kolom eksternal A,D, dan untuk nilai pembebanan gempa kolom eksternal B,C, tinggal mengikuti saja. Sehingga jumlah keseluruhan beban gempa yang diserap bernilai 100 %. Hal ini tergambar pada gambar 5.6 berikut :



Gambar 5.6 pembebanan gempa yang diserap oleh kolom – kolom eksternal

Pada Tabel dibawah ini merupakan penabelan besarnya gaya gempa statik yang bekerja pada tiap lantai gedung dengan panjang segmen khusus 2.5 m :

hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi (kg.m)	Fix,y (kg)	Vix,y (kg)	Portal A 41.8 %
32	790230.24	25287368	183888	183888	76865.17
28	1081290.2	30276126	220165.9	404053.8	92029.34
24	1081290.2	22707094	188713.6	592767.5	78882.29
20	1081290.2	21625804	157261.3	70028.8	65735.24
16	1081290.2	17300643	125809.1	875837.9	52588.19
12	1081290.2	12975482	9436.8	970194.7	39441.14
8	1081290.2	850321.6	62904.54	1033099	26294.1
4	1081290.2	4325160.8	31452.27	1064551	13147.05
Σ	8359261.9	146391874			

**Tabel** Perhitungan Gaya Gempa Statik Yang Bekerja Pada Tiap Lantai Gedung.

$$\sum F_{ihi} = \sum V_u L N$$

$$\begin{aligned} & ((76865.17 \times 32) + (92029.34 \times 28) + (78882.29 \times 24) + (65735.24 \times 20) + \\ & (52588.19 \times 16) + (39441.14 \times 12) + (26294.1 \times 8) + (13147.05 \times 4)) = V_u \\ & \times 10 \times 1 \times 8 \\ & V_u = 122775.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{1,5 V_u L}{2d} \\ &= \frac{1,5 \times 122775.4 \times 10}{2 \times 1 \times 8} \\ &= 115101.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

### **Kontrol Kekuatan Batang Tepi**

**Kuat tarik rencana :**

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 2500 \times 187.5 \\ &= 421875 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e, A_e = U \times A_n \\ &= 0.9 \times 4100 \times (0.75 \times 187.5) \\ &= 518906.3 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 518906.3 \text{ kg} \geq 115101.94 \text{ kg (ok)}$$

**Kuat tekan rencana :**

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{20.52545}{\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0.2311$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.2311^2}) 2500 = 2500$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 187.5 \times 2500 = 468750 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 468750 \geq 115101.94 \text{ kg}$$

### Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Vertikal Dalam

Gaya maksimum terjadi pada batang 3089 combo10

(1.2D+1L+sni02-y) yaitu :

$P_u = -2388.272$  kg (tekan)

### Direncanakan batang Vertikal dalam dari profil siku 2L 90x90x11

$f_y = 36.26$ Ksi = 250 Mpa	$r_x = 2.74$ cm
$A_g = 37.18$ cm <sup>2</sup>	$L = 100$ cm
$Z_x = 79.46$ cm <sup>3</sup>	$h = 9$ cm
$\alpha = 45^\circ$	$t = 1.1$ cm

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{90}{11} = 8.18 ; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.18 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{KxL}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$
$$\frac{1x100}{2.74} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$
$$36.496 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

#### Kontrol Gaya Aksial

$$\begin{aligned} P_y \text{ bracing-x} &= A_g \text{ bresing-x} \times F_y \\ &= 15.75 \times 2500 \\ &= 39375 \text{ kg} \\ P_n &= 1.5 \times P_y \times \sin \alpha \\ &= 1.5 \times 39375 \times \sin 50 \\ &= 19327.61 \text{ kg} \\ P_u \leq \phi P_n &= 2388.272 \text{ kg} \leq 0.85 \times 19327.61 \text{ kg} \\ &= 2388.272 \text{ kg} \leq 16428.47 \text{ kg (ok)} \end{aligned}$$

## Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Vertikal Luar

Gaya maksimum terjadi pada COMB 10  
(1.2D+1L+SNI02-Y) frame 3087

$P_u = 9174.45$  kg (tarik)

### Direncanakan batang Vertikal dalam dari profil siku 2L 90x90x16

$f_y = 36.26$ Ksi = 250 Mpa	$r_x = 2.68$ cm
$A_g = 52.48$ cm <sup>2</sup>	$L = 100$ cm
$Z_x = 110.3$ cm <sup>3</sup>	$h = 9$ cm
$\alpha = 45^\circ$	$t = 1.6$ cm

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{90}{16} = 5.625; \quad \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5.625 \leq 8.635$ , maka penampang kompak

#### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{KxL}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$
$$\frac{1x100}{2.68} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$
$$37.3143 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

#### Kontrol Gaya Aksial

$$P_y \text{ bracing-x} = A_g \text{ bresing-x} \times F_y$$
$$= 15.75 \times 2500$$
$$= 39375 \text{ kg}$$

$$P_n = 1.5 \times \left( P_y \times \sin \alpha + \frac{1.5Mp}{L_p} \right)$$

$$P_n = 1.5 \times \left( 39375 \times \sin 50 + \frac{2.5 \times 889.6 \times 2500}{83} \right)$$

$$= 69367.61 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n = 9174.45 \text{ kg} \leq 0.85 \times 69367.61 \text{ kg}$$



$$= 9174.45 \text{ kg} \leq 58962.47 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

### Perhitungan Kontrol Dimensi Batang Diagonal

Gaya maksimum terjadi akibat COMB 10 (1.2 D+1L + SNI02-y) frame 3113

$$P_u = 27878.605 \text{ kg (tekan)}$$

**Direncanakan batang diagonal dari profil siku 2L 70x70x9**

$$f_y = 36.26 \text{ ksi} = 250 \text{ Mpa} ; r_x = 2.13 \text{ cm}$$

$$A_g = 23.58 \text{ cm}^2 ; L = 117.93 \text{ cm}$$

$$Z_x = 39.11 \text{ cm}^3 \quad h = 7 \text{ cm}$$

$$t = 0.9 \text{ cm} \quad \alpha = 57.995^\circ$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{70}{9} = 7.78 ;$$

$$\lambda_p = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36.26}} = 8.635$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.78 \leq 8.635, \text{ maka penampang kompak}$$

### Kontrol Kelangsingan

$$\frac{KxL}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1x117.93}{2.13} \leq \frac{1000}{\sqrt{36.26}}$$

$$55.362 \leq 166.0681 \quad (\text{OK})$$

### Kontrol Gaya Aksial

$$\begin{aligned} P_y \text{ bracing-x} &= A_g \text{ bresing-x} \times F_y \\ &= 15.75 \times 2500 \\ &= 39375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_{cr} \text{ bracing-x} = 27155.17 \text{ kg}$$

$$P_n = 1.5 \times \left( P_y \times \sin \alpha + \phi P_{cr} + \frac{2.5 M_p}{L_p \sin \alpha} \right)$$

$$P_n = 1.5 \times \left( 39375 \times \sin 57.995 + 0.85 \times 27155.17 + \frac{2.5 \times 889.6 \times 2500}{83 \sin 57.995} \right)$$

$$= 138606.5 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n = 27878.605 \text{ kg} \leq 0.9 \times 138606.5 \text{ kg}$$

$$= 27878.605 \text{ kg} \leq 124745.85 \text{ kg (ok)}$$

#### 5.4.2 Perhitungan Kontrol Kuat Geser pada Segmen Khusus

Vu maks berada pada frame 3128 combo 10  
(1.2D+1L+sni02-y)

$$V_u = -1497.221 \text{ kg}$$

$$V_n = (P_y + \phi P_{cr}) \sin \alpha + \frac{4Mp}{L_s}$$

$$= (39375 + 0.85 \times 27155.17) \sin 50 + \frac{4 \times 889.6 \times 2500}{250}$$

$$= 43885.48 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$1497.221 < 0.9 \times 43885.48 \text{ kg}$$

$$1497.221 < 39496.93 \text{ kg (OK)}$$

Joint	OutputCase	U2
1	sni02-y	36479.44
7	sni02-y	36479.44
37	sni02-y	47553.29
43	sni02-y	47553.29
73	sni02-y	47899.51
79	sni02-y	47899.51
109	sni02-y	47907.9
115	sni02-y	47907.91
145	sni02-y	47907.9
151	sni02-y	47907.91
181	sni02-y	47899.51
187	sni02-y	47899.51
217	sni02-y	47553.29
223	sni02-y	47553.29
253	sni02-y	36479.44
259	sni02-y	36479.44
	Jumlah	719360.6

**Tabel Joint Reaction pada gedung dengan segmen 2.5 m**

<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>GlobalFY</b>
MODAL	LinModal	-0.04954
MODAL	LinModal	0.001091
MODAL	LinModal	-53104.4
MODAL	LinModal	0.51
MODAL	LinModal	0.37
MODAL	LinModal	-172455
MODAL	LinModal	-28.6
MODAL	LinModal	50.84
MODAL	LinModal	1.45
MODAL	LinModal	1.38
MODAL	LinModal	1.33
MODAL	LinModal	-0.7
MODAL	LinModal	-4.57
MODAL	LinModal	-58.64
MODAL	LinModal	0.13
sni02-y	LinRespSpec	858895.7

**Tabel Base Reaction pada gedung dengan segmen 2.5 m**

Joint	OutputCase	U2
1	sni02-y	55522.52
7	sni02-y	55522.53
37	sni02-y	40748.35
43	sni02-y	40748.36
73	sni02-y	41039.13
79	sni02-y	41039.13
109	sni02-y	41040.35
115	sni02-y	41040.35
145	sni02-y	41039.42
151	sni02-y	41039.43
181	sni02-y	41039.52
187	sni02-y	41039.52
217	sni02-y	40835.81
223	sni02-y	40835.81
253	sni02-y	32215.85
259	sni02-y	32215.85
		666961.9

**Tabel** Joint Reaction pada gedung dengan segmen 3.5 m

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFY Kgf
MODAL	LinModal	0.02214
		-
MODAL	LinModal	0.0004753
MODAL	LinModal	42677.56
MODAL	LinModal	0.59
MODAL	LinModal	-1.46
		-
MODAL	LinModal	132221.76
MODAL	LinModal	4.13
MODAL	LinModal	1.04
MODAL	LinModal	-0.21
MODAL	LinModal	-25.53
MODAL	LinModal	-1.15
MODAL	LinModal	0.33
MODAL	LinModal	17.87
MODAL	LinModal	10.26
MODAL	LinModal	4.82
sni02-y	LinRespSpec	868692.65

**Tabel** Base Reaction pada gedung dengan segmen 3.5 m

Step	Displacement	Base Force
	m	kn
0	9.93E-05	0
1	0.1247	9122.1387
2	0.1254	9173.209
3	0.1254	8656.915
4	0.1351	9244.5186
5	0.1351	8723.4004
6	0.1406	9018.2432
7	0.1406	8967.8838
8	0.1494	9401.5049
9	0.1494	9364.3135
10	0.1494	9356.7871
11	0.1494	9343.1357

**Tabel** Kurva kapasitas untuk gedung dengan segmen khusus 3.5m

Step	displacement	Base Force
	m	kn
0	0	0
1	0.1162	9113.8125
2	0.1168	9165.375
3	0.1168	8800.5498
4	0.1254	9388.9277
5	0.1254	9024.1123
6	0.1366	9710.6045
7	0.1366	9387.5918
8	0.1382	9495.4785
9	0.1382	9447.5234
10	0.1481	10003.0195
11	0.1482	9975.5391
12	0.1482	9970.3477
13	0.1482	9965.542
14	0.1508	10111.6865
15	0.1499	10010.6318

**Tabel** Kurva kapasitas untuk gedung dengan segmen khusus 2.5m

reduced				
T	Sa	Sd (mm)	Sa*	Sd*
0	0	0	0	0
0.2	0.95	9.635279	0.464653	4.712697
0.5	0.95	60.2205	0.464653	29.45436
1	0.95	240.882	0.464653	117.8174
	0.944138	241.882	0.572064	146.5592
	0.906655	251.882	0.549353	152.6183
	0.872034	261.882	0.528376	158.6774
	0.83996	271.882	0.508942	164.7365
	0.810162	281.882	0.490887	170.7956
	0.782405	291.882	0.474069	176.8548
	0.756488	301.882	0.458365	182.9139
	0.732232	311.882	0.443668	188.973
	0.709484	321.882	0.429885	195.0321
	0.688106	331.882	0.416932	201.0912
	0.667979	341.882	0.404736	207.1504
	0.648996	351.882	0.393234	213.2095
	0.631062	361.882	0.382368	219.2686
	0.614093	371.882	0.372086	225.3277
	0.598012	381.882	0.362343	231.3868
	0.582752	391.882	0.353096	237.4459
	0.568251	401.882	0.34431	243.5051
	0.554455	411.882	0.335951	249.5642
	0.541312	421.882	0.327988	255.6233
	0.528779	431.882	0.320393	261.6824
	0.516812	441.882	0.313143	267.7415
	0.505375	451.882	0.306213	273.8007
	0.494434	461.882	0.299583	279.8598
	0.483956	471.882	0.293235	285.9189
	0.473913	481.882	0.287149	291.978
	0.464278	491.882	0.281312	298.0371
	0.455027	501.882	0.275706	304.0963
	0.446138	511.882	0.27032	310.1554



0.437589	521.882	0.265141	316.2145
0.429362	531.882	0.260156	322.2736
0.421439	541.882	0.255355	328.3327
0.413802	551.882	0.250728	334.3918
0.406438	561.882	0.246265	340.451
0.399331	571.882	0.241959	346.5101
0.392468	581.882	0.237801	352.5692
0.385837	591.882	0.233783	358.6283
0.379427	601.882	0.229899	364.6874
0.373226	611.882	0.226142	370.7466
0.367224	621.882	0.222505	376.8057
0.361412	631.882	0.218984	382.8648

**Tabel Reduced demand spectrum dengan  $\beta_{eff} = 24.427\%$   
Gedung dengan segmen 3.5m**

T	reduced			
	Sa	Sd (mm)	Sa*	Sd*
0	0	0	0	0
0.2	0.95	9.635279	0.634265	6.432969
0.5	0.95	60.2205	0.634265	40.20606
1	0.95	240.882	0.634265	160.8242
	0.944138	241.882	0.70265	180.0143
	0.906655	251.882	0.674754	187.4566
	0.872034	261.882	0.648988	194.8988
	0.83996	271.882	0.625118	202.3411
	0.810162	281.882	0.602942	209.7833
	0.782405	291.882	0.582285	217.2255
	0.756488	301.882	0.562996	224.6678
	0.732232	311.882	0.544945	232.11
	0.709484	321.882	0.528015	239.5522
	0.688106	331.882	0.512105	246.9945
	0.667979	341.882	0.497126	254.4367
	0.648996	351.882	0.482998	261.879
	0.631062	361.882	0.469651	269.3212
	0.614093	371.882	0.457022	276.7634
	0.598012	381.882	0.445055	284.2057

0.582752	391.882	0.433698	291.6479
0.568251	401.882	0.422906	299.0901
0.554455	411.882	0.412639	306.5324
0.541312	421.882	0.402858	313.9746
0.528779	431.882	0.39353	321.4169
0.516812	441.882	0.384624	328.8591
0.505375	451.882	0.376112	336.3013
0.494434	461.882	0.367969	343.7436
0.483956	471.882	0.360171	351.1858
0.473913	481.882	0.352697	358.6281
0.464278	491.882	0.345527	366.0703
0.455027	501.882	0.338642	373.5125
0.446138	511.882	0.332026	380.9548
0.437589	521.882	0.325664	388.397
0.429362	531.882	0.319542	395.8392
0.421439	541.882	0.313645	403.2815
0.413802	551.882	0.307961	410.7237
0.406438	561.882	0.302481	418.166
0.399331	571.882	0.297191	425.6082
0.392468	581.882	0.292084	433.0504
0.385837	591.882	0.287149	440.4927
0.379427	601.882	0.282378	447.9349
0.373226	611.882	0.277763	455.3771
0.367224	621.882	0.273297	462.8194
0.361412	631.882	0.268972	470.2616

**Tabel** Reduced demand spectrum dengan  $\beta_{eff} = 14\%$   
Gedung dengan segmen 2.5m

## BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya 21 Juni 1985, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Setelah menempuh pendidikan formal yaitu SDN Tropodo IV, SLTPN 2 Waru, SMUN 15 Surabaya. Kemudian pada tahun 2004 penulis diterima di jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Di kampus ini pula penulis ini sempat aktif di organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil dan kajian islam Al-Hadiid jurusan Teknik Sipil. Penulis juga pernah mengikuti beberapa kegiatan seminar dan pelatihan yang diselenggarakan di jurusan Teknik Sipil. Di kampus inilah penulis mengambil judul tugas akhir di bidang konstruksi bangunan gedung baja tahan gempa.

# LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR

**AMA PEMBIMBING** : Dr. Ir. Hidayat S. Ms  
**AMA MAHASISWA** : BAGUS PRATUG ROLLO      **NRP** : 3104.100.086  
**TUDUL TUGAS AKHIR** : STUDI PERFORMANCE BASE Pada Gedung Baja STWF dgn bresing x  
**TANGGAL PROPOSAL** : 21-01-2008

NO.	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	21-02-2008	→ perhitungan beban gempa diperbaiki dengan pembagian (75% 25%)	→ analisa beban dgn SAP → analisa Profil kontrol	
2	25-03-2008	→ <del>re</del> evaluasi hasil SAP	→ evaluasi struktur dan sambungan	
3	8-04-2008	→ evaluasi struktur	→ cek gaya geser di kolom role di jumlah berupa persen yg sesuai di kolom interior dan exterior. → Sambungan x	
4	30-4-2008	→ cek gaya geser di kolom	→ cek segunai spesial 5 M lagi → coba Pushover	
5		→ cek guncan spesial 5 M → Target reduksi momen dan deflektasi, Priestley	→ Prosedur - ATC 40 @ (Performance base seismic design)	

# LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR

NAMA PEMBIMBING : Dr. Ir. Hidayat Sugihardjo Ms  
 NAMA MAHASISWA : BAGUS PRADIROHO NRP : 3104.100.086  
 JUDUL TUGAS AKHIR : Studi Performance Based Seismic Design Pada Gedung Baja STMF  
 TANGGAL PROPOSAL : .....

NO.	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6	21-05-2008	- target Displacement - Analisa Pushover	- review analisa pushover	Jh.
7	30-05-2008	- Revisi analisa P. Over	- modification demand spectrum - Pengaruh 0,02H	Jh.
8	4-06-2008	- modification demand spectrum	- Demand di bag R	Jh.
9	12-06-2008	- demand di bag R	- Revisi alih bat 0,0V statik	Jh.
10	23-06-2008	Revisi alih bat 0,0V statik	- Revisi input - Pengaruh mode shape	Jh.
11	26-06-2008	= Pengaruh mode shape - <u>    </u> ductility - <u>    </u>		Jh.