



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI TIPE *OPEN FRAME* DENGAN METODE *PUSHOVER ANALYSIS* MENGGUNAKAN SNI 2002

OLEH :

MOKHAMAD ALKHAMD DARMANSYAH
3199.100.041

RSS
690
Dar
P
2004



DOSEN PEMBIMBING :

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS

Ir. SADI

PERPUSTAKAAN
ITS

Tgl. Terima	2-8-2004
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	220412

PROGRAM SARJANA (S-I)
JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

2004

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI
TIPE *OPEN FRAME* DENGAN METODE *PUSHOVER ANALYSIS*
MENGGUNAKAN SNI 2002

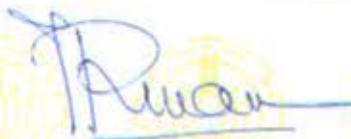
OLEH :

MOKHAMAD ALKHAMD DARMANSYAH
3199.100.041

SURABAYA, JULI 2004

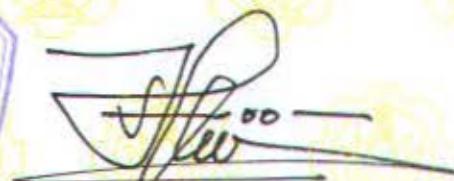
MENGETAHUI / MENYETUJUI :

DOSEN PEMBIMBING I



Ir. MUDJI IRMAWAN, MS
NIP. 131.790.588

DOSEN PEMBIMBING II



Ir. SADJI
NIP. 130.359.271



PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

2004

**PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI
TYPE OPEN FRAME DENGAN METODE PUSH OVER ANALYSIS
MENGGUNAKAN SNI 2002**

OLEH :
MOKHAMAD ALKHAMD DARMANSYAH
3199.100.041

ABSTRAK

Dewasa ini konsep perencanaan gedung telah mengalami beberapa perubahan. Perubahan ini dikarenakan oleh adanya beberapa kekurangan yang terdapat pada konsep lama yang berbasis kekuatan (*Forced-based Design*), sehingga dikembangkanlah metode baru yang berorientasi pada kinerja gedung (*Performance-based Design*). Oleh karena itu penulis mencoba untuk menerapkan metode baru ini dalam mendesain suatu gedung 10 lantai tipe *Open Frame*. Tugas Akhir ini memfokuskan dalam penggunaan metode spektrum kapasitas atau yang lebih dikenal dengan *Pushover analysis*, yang digunakan untuk mengetahui perilaku sesungguhnya struktur pada saat mengalami pembebanan lateral akibat gaya gempa terukur. Analisa *Pushover* ini berpedoman pada peraturan SNI 03 – 1726 – 2002, ATC-40 dan FEMA-273. Analisa dimulai dengan perhitungan struktur menggunakan SK SNI 03 – xxxx – 2001. Setelah perhitungan struktur terpenuhi maka analisa dilanjutkan dengan running menggunakan SAP 2000 sebagai program bantu. Hasil utama dari analisa ini adalah kurva kapasitas, *performance point*, dan letak pembentukan sendi plastis pada struktur yang ada. Lalu dilanjutkan dengan membandingkan antara simpangan struktur yang sesuai dengan kapasitasnya dengan target simpangan yang ditetapkan sebelumnya. Dalam Tugas akhir ini ternyata didapat bahwa simpangan kritis struktur kita melebihi target yang telah direncanakan sebelumnya. Hal ini disebabkan oleh berlebihnya pemasangan tulangan dalam struktur bangunan. Namun karena penulangan struktur direncanakan menggunakan persyaratan minimum, maka desain gedung tidak mengalami perubahan (sesuai perencanaan dengan menggunakan analisa linier).

Kata kunci : *Performance-based Design, Open Frame, Pushover Analysis.*

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahi Rabbil Alamiin, Segala Puji hanya Bagi Allah Pemelihara alam semesta beserta isinya, karena atas Rahmat dan Hidayah-Nya kami dapat menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir yang mengambil judul “ PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI TYPE *OPEN FRAME* DENGAN METODE *PUSH OVER ANALYSIS* MENGGUNAKAN SNI 2002 ”.

Tugas akhir ini diajukan sebagai persyaratan gelar kesarjanaan jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Penulis berharap tugas akhir ini dapat berguna bagi semua pihak dalam pengaplikasian ilmu dan teknologi dalam masyarakat. Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih terdapat kekurangan, untuk itu segala saran dan masukan tentang penulisan tugas akhir ini sangat diharapkan.

Dengan terselesaikannya tugas akhir ini, tidak lupa penulis menyampaikan terima kasih kepada :

1. Prof. Ir. Priyo Suprobo, MSc. Selaku dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.
2. Prof. Ir. Indrasurya Budisatria Mochtar, MSc.PhD. Selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP - ITS Surabaya.
3. Ir. Mudji Irmawan, MS dan Ir. Sadji. Selaku dosen pembimbing tugas akhir.
4. Dr. Ir. Triwulan, DEA, selaku dosen wali dari penyusun tugas akhir ini.
5. Bapak dan Ibu dosen Teknik Sipil FTSP - ITS Surabaya yang telah memberikan ilmu pengetahuan yang dimilikinya.
6. Segenap Karyawan di lingkungan Teknik Sipil FTSP - ITS yang telah melayani segala aktifitas pendidikan kami.

Akhirnya semoga segala bantuan dan kebaikan yang telah diberikan kepada penulis akan mendapat balasan dan ridho dari Allah SWT.

Penulis mohon maaf apabila terdapat kesalahan – kesalahan dalam penggerjaan Tugas Akhir ini. Semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi rekan mahasiswa pada khususnya dan para pembaca pada umumnya.

Surabaya, Juli 2004

Penulis



LEMBAR PERSEMPERBAHAN

Alhamdulillah Rabbil Alamiin, akhirnya tugas akhir ini dapat terselesaikan dengan baik dan penulis bersiap untuk menghadapi lika liku kehidupan selanjutnya. Lewat lembar persemperman ini, penulis ingin mengungkapkan rasa terima kasih kepada :

- Allah SWT, hanya kepadaMu aku menyembah dan memohon pertolongan..
- Rasulullah Muhammad SAW, semoga sholawat dan salam selalu tercurah untuknya.
- Ayah dan Ibu yang tercinta, terima kasih atas segala bimbingan, dorongan, doa serta didikan yang telah diberikan selama ini. Tanpa restumu, mustahil rasanya semua yang kuhadapi dapat kulalui. Setiap hembusan nafasku kulakukan yang terbaik untukmu.
- Kakak-kakakku tersayang (Mas Aan dan Mas Alfi), Aku sayang kalian, semua pengorbananmu tak akan ku sia-siakan.
- Partnerku dalam aliran "mbambetisme", Heribertus dan Budi 'the 2 million rupiahs man'Prast, semoga kita tidak 'Oon' lagi. Bp. FX Soekirno sekeluarga, terima kasih atas dukungan dan kesabaran kalian
- Untuk teman-teman se-dosen wali Bu Triwulan : Zebedeus, dan Jonathan.
- Bismo 'n Faries, tak ada kata yang sanggup terucap. I'm so lucky to be u'r friend. Data'gelapan', Eko'kodoq', Ali 'n Renggo, thanx mau ngajarin aku nge-SAP. Seno'superman', thanx komputer dan kamarnya. Tim sukses sidang kami : Udhien, Krisna 'n Tatas.
- Eko'pek' and the gank (Trisna'the stressman', Bang-Sat-rio'kriting') beserta korps Dharma Wanitanya (Adek Ima dan dr. Nona). 'MaKasih segala dukungannya. Khusus untuk Diah 'dee-dee' Kurniawati, thanx untuk semangat dan SMS-nya.
- Untuk para bidadari 5-42 : Reni Malang, Reni mBangil, Yang'Sofyan', Avriel, Maya, Resti, meme Deasy, Nophie', Farida, Ratih'tante Peggy',

Wonda, Sonya, Pipit, Rina'RIMut', Septania, Erlin'kethoprak humor', Isti, Sita, Monica, Sari, Andina. Terimkasih mau mewarnai kampus.

- Untuk lanang-lanang S-42 : Gudus, Bambang, nDollies, Bondan'fisher', Bendot-man, Wahyu'mBah', Faisal, Osa, GN-Thong, Welly, Dadutz, Sujatz, Qiyip, Qomar, Kenth, Tielies, Cupang, Tobil, Edo, Vian, Antok'Ngalam', Sugeng'nganyuk'. Raras, Agung cilik. Agung BeHa, Arjang'nggalek', Ibon "Dhus", Dedi'Gempa', Anol'Bawean', Ming, Gendon, Odjie, Arie, Endar'ndemo', Andec, Jarwo'bhiruix', Sony'lebus', to-Yanto, Sinyo Sun, Ebet, Yunanto, Ical, Rawon, Teyenk, Hani afre', Ginting, Aga'duro', Adie, Si kembar Dani - Deni, Pendhy'raja ngibul', Adit'kenthung'. Timbul, Musni, Sutan. Terimakasih atas kebersamaan kita. Kalian sangat LUGU (LUcu tapi ngGUilani puoll). We are one, dude !!!
- Cak So dan pak 'Donny'Damiri, makasih R.Baca dan foto copy-nya, mBah Mo dan bu kantin beserta crew, makasih sarapan dan makan siangnya. Pak Yo', Totok'wartel', dan segenap crew cleaning service di lingkungan sipil.
- Buat yang telah membantuku, tetapi tidak sengaja belum disebut satu persatu, Matur suwun sanget buat segala motivasi dan dukungannya. Tanpa kalian aku bukan siapa - siapa,

☺ Cekap semanten piyatur kulo, menawi lepat nyuwun sepuro ☺

Terlaknatlah Israel dan Amerika !!!!!

Hancur keduanya, Damailah dunia.



DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak	i
Kata Pengantar	ii
Daftar Isi	iii
Daftar Gambar	vi
Daftar Tabel	viii
Daftar Notasi	ix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Permasalahan	2
1.3. Tujuan	2
1.4. Batasan Permasalahan	2
1.5. Metodologi	3
BAB II DASAR PERENCANAAN	5
2.1. Umum	5
2.2. Peraturan yang Digunakan	6
2.3. Pemodelan Struktur	7
2.4. Pembebaan	7
2.5. Analisa Struktur	7
BAB III DASAR TEORI	8
3.1. Pembebaan dan Kombinasi Pembebaan	8
3.1.1. Beban Mati	8
3.1.2. Beban Hidup	8
3.1.3. Gaya Gempa Dasar	8
3.1.4. Kombinasi Pembebaan	9
3.2. Kinerja Batas Layan	10
3.3. Kinerja Batas Ultimit	10
3.4. Konsep <i>Force-based Design</i>	10

3.5. Konsep <i>Performance-based Design</i>	11
3.6. PUSHOVER ANALYSIS	12
3.6.1. Kapasitas	14
3.6.2. Demand	18
3.6.3. Titik Kinerja (<i>Performance Point</i>)	21
3.6.3.1. Prosedur A	21
3.6.3.2. Prosedur B	22
3.6.3.3. Prosedur C	24
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	28
4.1. Balok	28
4.1.1. Perencanaan Balok Memanjang	28
4.1.2. Perencanaan Balok Melintang	29
4.2. Pelat	29
4.2.1. Perencanaan Pelat	29
4.2.2. Pembebanan Pelat	31
4.2.3. Perencanaan Penulangan Pelat	32
4.3. Tangga	35
4.3.1. Perencanaan Tangga	35
4.3.2. Pembebanan Tangga	36
4.3.3. Perencanaan Penulangan Tangga	37
4.3.4. Perhitungan Balok Pemikul Bordes	39
4.4. Balok Anak	41
4.4.1. Perencanaan Balok Anak Atap	43
4.4.2. Perencanaan Balok Anak Lantai	48
BAB V ANALISA STRUKTUR UTAMA	49
5.1. Data – data Perencanaan Gedung	49
5.2. Pembebanan Struktur Arah Vertikal	49
5.2.1. Pembebanan Pelat	51
5.2.2. Perhitungan Beban Equivalen	51
5.3. Perhitungan Beban Lateral Akibat Gempa	52
5.3.1. Perhitungan Berat Total Bangunan	52
5.3.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar	53

5.4.Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal	53
5.5.Analisa Gaya – gaya Dalam (Analisa Linier)	55
5.6.Perhitungan Penulangan	56
5.6.1. Redistribusi Momen Tumpuan Balok.....	56
5.6.2. Penulangan Lentur Balok	57
5.6.3. Penulangan Geser Balok	60
5.6.4. Penulangan Lentur Kolom	62
5.6.5. Penulangan Geser Kolom	65
5.6.6. Sambungan Balok – Kolom	68
5.7.Rekap Hasil Penulangan	70
5.7.1. Tulangan Balok	70
5.7.2. Tulangan Kolom	70
5.8.Kontrol <i>Displacement</i>	71
5.9.Penentuan Target Perpindahan Rencana	72
BAB VI ANALISA PUSHOVER	75
6.1.Analisa Statik Non-Linier	75
6.2.Analisa Pushover dengan SAP2000	80
6.3.Hasil Analisa Pushover	84
6.4.Hasil Akhir	88
6.5.Performance Point	89
BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN	90
7.1.Kesimpulan	90
7.2.Saran	92
DAFTAR PUSTAKA	93
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1.	Flowchart Metodologi	4
Gambar 3.1.	Prosedur Analitis Performance-Based Design	13
Gambar 3.2.	Ilustrasi metode Pushover dengan kurva kapasitasnya	14
Gambar 3.3.	Contoh Kurva Kapasitas yang mungkin terjadi	14
Gambar 3.4.	Respon Spektrum (elastis)	18
Gambar 3.5.	Respon Spektrum dalam Format Sa vs T dan ADRS	19
Gambar 3.6.	Respon Spektrum Tereduksi	20
Gambar 3.7.	Prosedur A setelah tahap 6	22
Gambar 3.8.	Prosedur B setelah tahap 4	23
Gambar 3.9.	Prosedur C setelah tahap 7	24
Gambar 3.10.	Prosedur D setelah tahap 10	25
Gambar 4.1.	Pelat	29
Gambar 4.2.	Potongan Pelat	33
Gambar 4.3.	Denah Tangga dan Sistem Strukturnya	35
Gambar 4.4.	Pembebanan pada Tangga	37
Gambar 4.5.	Penulangan pada Balok Bordes	41
Gambar 4.6.	Tributary Area	41
Gambar 4.7.	Koefisien Momen Lentur Balok	43
Gambar 4.8.	Penulangan Balok Anak Atap	47
Gambar 4.9.	Penulangan Balok Anak Lantai	48
Gambar 5.1.	Distribusi Beban Pelat pada Balok	49
Gambar 5.2.	Penulangan pada Balok BL217	62
Gambar 5.3.	Hasil Analisa PCA COL v 3.00 untuk KLM33	64
Gambar 5.4.	Diagram Interaksi KLM 33 ($f_y = 500 \text{ MPa}$, $\phi = 1$)	66
Gambar 5.5.	Sket Penulangan Kolom	67
Gambar 5.6.	Analisa geser pada Beam – Column Joint Interior Lantai 2	68
Gambar 5.7.	Tipe Penulangan Kolom	71
Gambar 6.1.	Hubungan Load – Deformasi yang telah digeneralisasi	75
Gambar 6.2.	Acceptance Criteria	80

Gambar 6.3.	Grafik Rasio Beban Pushover terhadap Lantai Gedung	82
Gambar 6.4.	Hinge Property PMM	83
Gambar 6.5.	Hinge Property M3	83
Gambar 6.6.	Kurva Kapasitas	84
Gambar 6.7.	Efek penambahan tulangan pengekangan pada balok	87

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1.	Tipe – tipe Perilaku Struktural	23
Tabel 3.2.	Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour A	26
Tabel 3.3	Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour B	26
Tabel 3.4	Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour C	27
Tabel 5.1.	Distribusi Gaya Gempa Dasar	54
Tabel 5.2.	Perhitungan Ti menurut rumus Rayleigh	54
Tabel 5.3.	Distribusi Gaya Gempa Dasar menggunakan Ti hasil rumus Rayleigh	55
Tabel 5.4.	Nilai Momen Inersia Penampang Retak	56
Tabel 5.5.	Momen Tumpuan Balok Lantai 3	57
Tabel 5.6.	Momen Tumpuan Balok Lantai 3 Hasil Redistribusi	57
Tabel 5.7.	Penulangan Lentur Balok	70
Tabel 5.8.	Penulangan Geser Balok	70
Tabel 5.9.	Penulangan Kolom	71
Tabel 5.10.	Simpangan Lateral Akibat Gempa dan Batasannya	72
Tabel 5.11	Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame	73
Tabel 5.12.	Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame	74
Tabel 6.1.	Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Beams	78
Tabel 6.2	Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Columns	79
Tabel 6.3.	Perhitungan Beban Pushover	81
Tabel 6.4.	Jenis – jenis Sendi Plastis untuk masing – masing elemen struktur	82
Tabel 6.5.	Tabel Capacity Curve hasil Analisa Pushover	85
Tabel 6.6.	Harga Perpindahan Rencana dan Aktual struktur tiap Lantai	87
Tabel 6.7.	Penulangan Lentur Balok	88
Tabel 6.8.	Penulangan Geser Balok	88
Tabel 6.9.	Penulangan Kolom	89

DAFTAR NOTASI

α_1	=	Koefisien Modal Massa untuk Natural Mode-1
β_{eff}	=	Redaman efektif struktur
Δ	=	Perpindahan
Δ_d	=	Target Perpindahan Rencana
Δ_l	=	Profil Perpindahan Rencana
Δ_M	=	Simpangan maksimum Respon Inelastis akibat V
Δ_S	=	Simpangan hasil Analisa Statik-Elastis akibat V
Δ_y	=	Perpindahan pada saat Leleh pertama
Δ_u	=	Perpindahan Ultimate
ε_y	=	Regangan leleh
ϕ_0	=	Daktilitas Kurvatur
γ	=	Berat Jenis
κ	=	Faktor Modifikasi untuk menilai paralellogram
μ_s	=	Daktilitas Struktur Rencana
π	=	3.14159...
θ	=	Rotasi Elemen Struktur
θ_c	=	Rotasi Elemen Struktur sesuai batasan Peraturan
θ_d	=	Rotasi Elemen Struktur Desain
θ_p	=	Rotasi pada saat kondisi Plastis
θ_y	=	Rotasi pada saat Leleh pertama
ρ	=	Rasio Tulangan Tarik
ρ'	=	Rasio Tulangan Tekan
a	=	Tinggi Blok Tegangan persegi ekuivalen
A_j	=	Luas total Joint
A_s	=	Luas Tulangan Tarik
A'_s	=	Luas Tulangan Tekan
A_{sh}	=	Luas Tulangan Geser
b_c	=	Lebar Efektif Balok

- V_c = Kuat Geser Beton
 V_s = Kuat Geser dari Tulangan
 V_{Bj} = Gaya geser dasar Gempa

BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Dewasa ini konsep perencanaan gedung telah mengalami beberapa perubahan. Konsep lama yang berbasis pada kekuatan (*force-based design*) berangsur-angsur telah digantikan oleh konsep baru yang berbasis pada kinerja (*performance-based design*). Hal ini dilatarbelakangi oleh beberapa kejadian gempa yang terjadi akhir – akhir ini. Dengan beberapa pertimbangan didapatkan bahwa keamanan dan keselamatan gedung tidak hanya tergantung oleh kekuatan struktur gedung itu saja, tetapi tergantung juga pada tingkat deformasi dan energi terukur pada saat struktur memikul beban.

Dengan melihat hal itu maka konsep *force-based design* mulai ditinggalkan. Karena konsep *force-based design* tidak mampu menentukan secara pasti kekuatan batas sesungguhnya struktur yang ada. Dimana konsep ini berpedoman pada kekuatan struktur yang menganggap bahwa struktur berperilaku elastis pada saat menerima beban, padahal struktur bangunan akan bersifat inelastis pada saat menerima beban kombinasi. Maka konsep ini tidak dapat menentukan simpangan maksimum yang sesungguhnya terjadi. Maka dikembangkanlah konsep *performance-based design* yang berpedoman pada kinerja struktur bangunan itu sendiri. Dimana dalam konsep ini kinerja yang diterima didapatkan dari kerusakan yang terjadi pada saat struktur menerima beban gaya, dengan melihat kerusakan yang terjadi maka kita bisa mendapatkan batas maksimal gaya yang bisa diterima oleh struktur dan batas deformasi yang terjadi.

Oleh karena itu penulis mencoba untuk menerapkannya dalam perencanaan gedung 10 lantai yang menggunakan sistem *open frame*. Dimana dalam pengeraannya digunakan metode *pushover analysis* yang diharapkan nantinya Tugas Akhir ini bisa digunakan sebagai bahan acuan dalam perencanaan gedung beton bertulang dimasa mendatang.

1.2 PERMASALAHAN

Permasalahan yang akan dibahas dalam penulisan tugas akhir ini adalah suatu perencanaan struktur gedung yang memiliki 10 lantai yang menggunakan sistem *open frame*. Perencanaan yang akan dilakukan adalah dengan menggunakan SNI 2002 yang setelah perencanaan struktur dilakukan maka akan dilaksanakan suatu *performance-based design* yang menggunakan metode *pushover analysis* sebagai titik beratnya.

1.3 TUJUAN

Tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini adalah :

1. Merencanakan suatu struktur gedung 10 lantai dengan menggunakan *performance-based design* dengan *pushover analysis*-nya sebagai metode yang digunakan.
2. Memperkenalkan aplikasi perencanaan struktur tahan gempa dengan konsep *performance-based design* dan menggunakan peraturan SNI 2002.

1.4 BATASAN PERMASALAHAN

Batasan-batasan masalah yang diperlukan dalam tugas akhir ini adalah :

1. Perencanaan gedung ini hanya perencanaan strukturnya saja, tidak termasuk arsitekturnya (denah, tampak, dan potongan).
2. Asumsi gaya lateral yang dominan adalah gaya gempa.
3. Pemodelan struktur dengan *open frame*.
4. Tangga dan dinding dianggap sebagai elemen nonstruktural yang bersifat non rigid.
5. Program bantu yang digunakan adalah SAP 2000.
6. Peraturan gempa yang digunakan adalah SNI 03 – 1726 – 2002.
7. Tidak merencanakan struktur bangunan bawah.
8. Perencanaan tidak meninjau faktor ekonomis.
9. Pada saat menjalankan *pushover analysis*, deformasi tanah diabaikan. Hubungan pondasi dan tanah dianggap rigid .

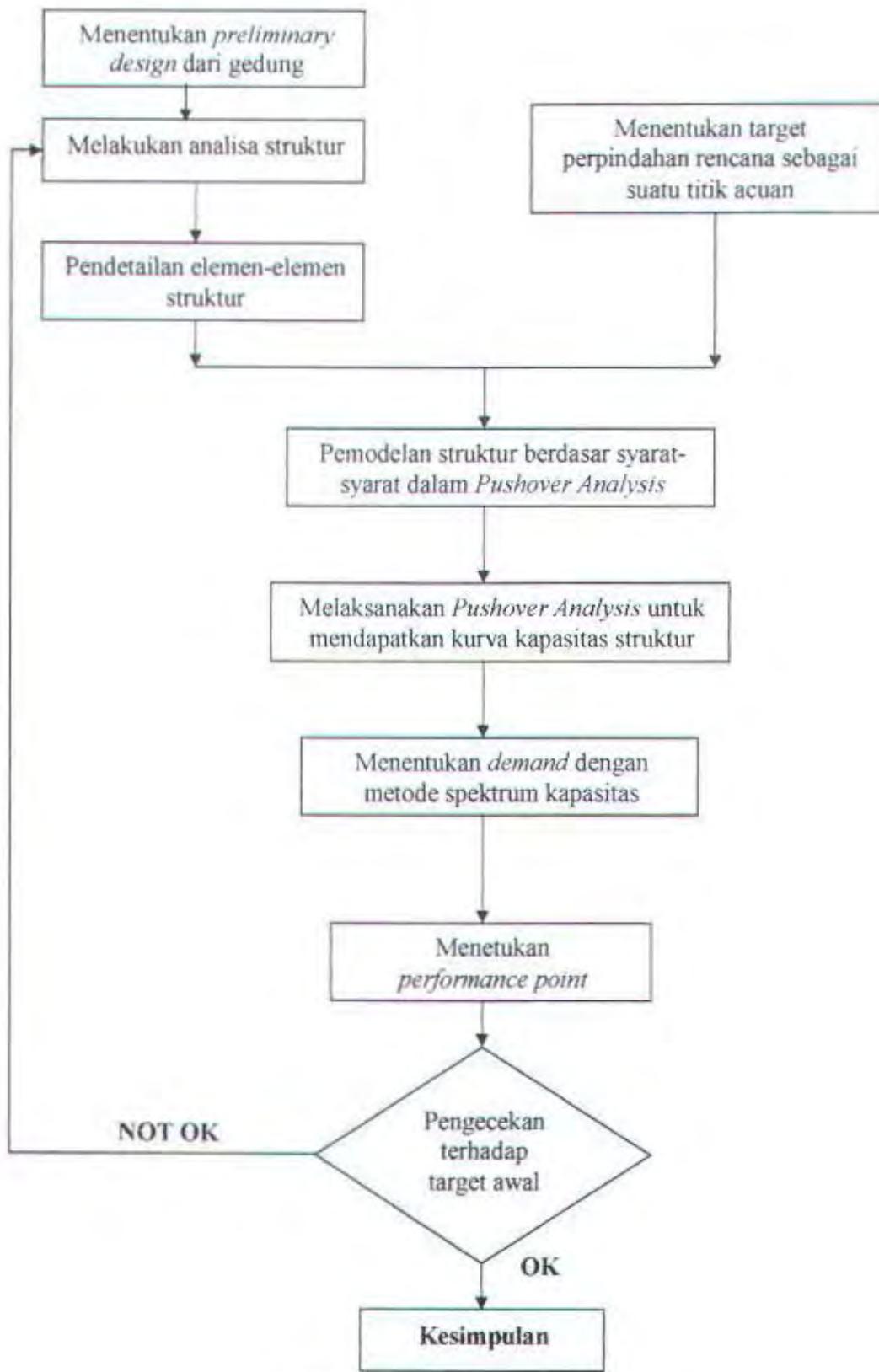
1.5 METODOLOGI

Langkah-langkah yang dilakukan dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah :

1. Menentukan *preliminary design* dari struktur gedung
2. Menentukan suatu target perpindahan rencana sebagai titik acuan *performance objective* yang ingin dicapai
3. Melakukan analisa struktur
4. Pendetailan elemen-elemen struktur berdasarkan analisa yang dilakukan pada tahap (3)
5. Pemodelan struktur berdasarkan syarat-syarat dalam *pushover analysis*
6. Melakukan *pushover analysis* untuk mendapatkan kurva kapasitas struktur
7. Menentukan demand dengan metode spektrum kapasitas
8. Menentukan *performance point*
9. Melakukan pengecekan terhadap *performance point* berdasar target perpindahan rencana yang telah dilakukan pada langkah (1)
10. Bila ternyata hasil dari langkah (9) tidak memenuhi target yang telah kita tetapkan pada langkah (2) (toleransi yang diambil adalah 5%), maka proses dimulai lagi dari langkah (3) hingga (9)
11. Kesimpulan

Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada diagram *flowchart*





Gambar 1.1. Flowchart Metodologi

BAB II

DASAR PERENCANAAN

BAB II

DASAR PERENCANAAN

2.1. UMUM

Data-data gedung yang digunakan :

- Material : $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 $f_c = 30 \text{ Mpa}$
- Fungsi gedung : Perkantoran
- Data gempa :

Zona gempa = 6 (*SNI 03 - 1726 - 2002*)

- Aturan khusus untuk tangga

Tangga dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat non rigid dengan perletakan sendi - rol. Sehingga, dalam perencanaan gedung ini, tangga dianggap sebagai struktur sekunder dimana struktur ini berlaku sebagai beban untuk menghitung gaya dalam pada struktur utama yang ada.

- Aturan khusus untuk dinding penyekat

Dinding dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat nonrigid dengan memberikan dilatasi antara dinding dengan struktur utama. Hal ini dilakukan agar pada saat terjadi defleksi pada struktur utama, dinding tidak turut mengalami defleksi, sehingga tidak mengganggu pergerakan struktur yang ada. Hal ini berarti kekuatan dinding untuk menahan defleksi tidak diperhitungkan dan dinding pada perencanaan difungsikan hanya sebagai beban untuk menghitung gaya dalam struktur utama.

- Dimensi gedung (dilihat pada lampiran 1)

2.2. PERATURAN YANG DIGUNAKAN

Perencanaan dalam tugas akhir ini menggunakan peraturan yang berlaku yaitu :

- SKSNI 03 – xxxx – 2001
- SNI 03 – 1726 – 2002
- Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971
- Peraturan Pembebatan Indonesia Untuk Gedung 1983

Selain peraturan diatas, dalam tugas akhir ini juga digunakan program bantu berupa software, yaitu :

- PCA COL
- SAP 2000

2.3. PEMODELAN STRUKTUR

Adapun pemodelan struktur yang digunakan dalam gedung ini adalah :

a. Struktur atas utama

Gedung yang akan direncanakan ini adalah suatu struktur gedung yang menggunakan tipe *open frame*. Dimana dalam perhitungannya struktur utama yang akan dianalisa adalah meliputi kolom, balok induk melintang dan balok induk memanjang.

b. Struktur Sekunder

Struktur sekunder adalah struktur pendukung yang hanya menyalurkan beban gempa yang ada. Adapun dalam gedung ini struktur sekunder yang akan dianalisa adalah balok anak, tangga, dan pelat. Dimana dalam perhitungannya harus dipisahkan dengan struktur utama.

c. Struktur Bawah

Adapun struktur bawah merupakan struktur yang menghubungkan antara gedung dengan tanah. Dimana dalam perhitungannya harus bisa mengakomodasi seluruh beban yang ada dan disalurkan ke tanah. Struktur bawah yang dimakudkan disini adalah pondasi. Pondasi yang digunakan adalah sistem pondasi tiang pancang. Dimana dalam sistem ini meliputi tiang pancang, sloof, por, dan plat menerus. Tetapi dalam tugas akhir ini struktur bawah tidak dihitung.

Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada denah, potongan, dan pembalokan yang semuanya terdapat dalam lampiran I.

2.4. PEMBEBANAN

Adapun dalam perhitungan beban yang ada mengacu pada SKSNI 03 – xxxx – 2001. Dimana didalamnya disebutkan bahwa struktur gedung akan menerima beban yang terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban gempa.

2.5. ANALISA STRUKTUR

Pada saat analisa struktur kita akan menghitung kebutuhan tulangan yang ada. Untuk itu diperlukan data gaya dalam yang terjadi pada struktur yang ada. Untuk mempermudah perhitungan maka digunakan program bantu SAP 2000 untuk membantu mendapatkan gaya dalam tersebut. Dimana hasil akhir dari analisa struktur adalah didapatkannya pendekatan tulangan yang dibutuhkan oleh struktur yang ada.

BAB III

DASAR TEORI

BAB III

DASAR TEORI

3.1. PEMBEBANAN DAN KOMBINASI PEMBEBANAN

3.1.1. Beban Mati

Adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, penyelesaian mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak dapat terpisahkan dari gedung tersebut (SK SNI 03-xxxx-2001) .

3.1.2. Beban Hidup

Adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan atau beban akibat air hujan pada atap (SK SNI 03-xxxx-2001).

Dalam PPIUG 1983 disebutkan bahwa faktor reduksi beban hidup untuk peninjauan gempa untuk gedung adalah 0,3

3.1.3. Gaya Gempa Dasar

Menurut SNI 03 – 1726 – 2002, gaya geser nominal dasar dapat dihitung dengan rumus :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (\text{SNI } 03 - 1726 - 2002, \text{ ps 6.1.2})$$

dimana :

C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari *spectrum respons* gempa rencana

I adalah Faktor Keutamaan

R adalah Faktor Reduksi Gempa

W_t adalah berat total gedung termasuk beban hidup yang sesuai

Beban geser dasar nominal diatas harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban - beban gempa statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan :

$$F_1 = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (\text{SNI } 03-1726-2002, \text{ ps 6.1.3})$$

dimana :

W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai

z_i adalah ketinggian tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral

n adalah nomor lantai tingkat paling atas

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur – unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama tersebut harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. (SNI 03 – 1726 – 2002 , ps 5.8)

3.1.4. Kombinasi Pembebanan

Menurut SK SNI 03-xxxx-2001 kombinasi beban yang digunakan adalah :

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2 D + 0,5 L + 1,3 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 0,9 D + 1,3 W$$

$$U = 1,2 D + 0,5 L \pm 1,1 E$$

$$U = 0,9 D \pm 1,1 E$$

Dimana :

D adalah beban mati

L adalah beban hidup

A adalah beban atap

R adalah beban air hujan

W adalah beban angin

E adalah beban gempa

3.2. KINERJA BATAS LAYAN

Untuk membatasi terjadinya pelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni maka dalam SNI 03 – 1726 – 2002 menetapkan adanya batas layanan. Dan untuk memenuhiya maka dalam segala hal simpangan tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung mana yang lebih kecil.

3.3. KINERJA BATAS ULTIMIT

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, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela dilatas). Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ , dimana untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0.7 R$$

(SNI 03 – 1726 – 2002 , ps 8.2.1)

Dimana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut.

3.4. KONSEP FORCE BASED DESIGN

Force-based design adalah konsep yang biasa digunakan oleh para perencana dalam perencanaan gedung bertingkat. Seperti telah diketahui bahwa dalam konsep ini struktur yang ada mengandalkan kekakuan, kekuatan, dan daktilitas untuk melawan beban-beban yang diterima oleh struktur yang ada. Dalam *force-based design* dibuat sedemikian rupa agar kapasitas struktur yang ada lebih besar daripada beban yang ada.

Konsep forced based design dimulai dengan mengasumsikan tuntutan gaya gempa yang terjadi (berdasarkan data tipe tanah dan zona gempa daerah letak bangunan). Setelah diketahui besaran tuntutan gaya gempa maka proses desain dilanjutkan dengan analisa struktur untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dari struktur yang ada yaitu gaya

aksial (P), gaya normal (V), dan momen (M). Lalu dilanjutkan dengan pendetailan kebutuhan tulangan dari struktur dengan memperhatikan gaya-gaya dalam yang ada.

Seperti yang telah diketahui bahwa perhitungan yang mengandalkan kekuatan untuk melawan beban-beban yang ada, seperti dalam konsep *forced-based design*, menganggap gedung akan berperilaku secara elastis. Keuntungan daripada dari analisa secara elastis adalah kemudahan dalam perhitungan. Tetapi kelemahan dari konsep ini adalah dilupakannya hal-hal yang menyebabkan kegagalan suatu struktur yaitu kerusakan struktur. Kerusakan struktur yang terjadi terutama disebabkan oleh keruntuhan sebagai akibat dari kerusakan dan deformasi yang berlebihan dari struktur yang ada. Dan dalam *forced-based design* hubungan antara kekuatan dan kerusakan sangatlah tidak jelas (Priestly 2000).

3.5. KONSEP PERFORMANCE BASED DESIGN

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

Tingkatan kinerja (*Performance Level*) mendeskripsikan suatu kondisi batasan kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut (ATC-40). Adapun empat tingkatan kinerja yang paling umum dan lazim di jumpai adalah sebagai berikut (ATC-40, FEMA 273)

1. **Operasional** (*Operational*) : Ini adalah 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.
2. **Penempatan Segera** (*Immediate Occupancy*) : Tingkatan ini berhubungan dengan kriteria yang paling luas yang berhubungan dengan fasilitas – fasilitas penting. Ruangan – ruangan dalam gedung maupun semua sistemnya diharapkan untuk bisa dipergunakan secara cukup beralasan, akan tetapi kesinambungan

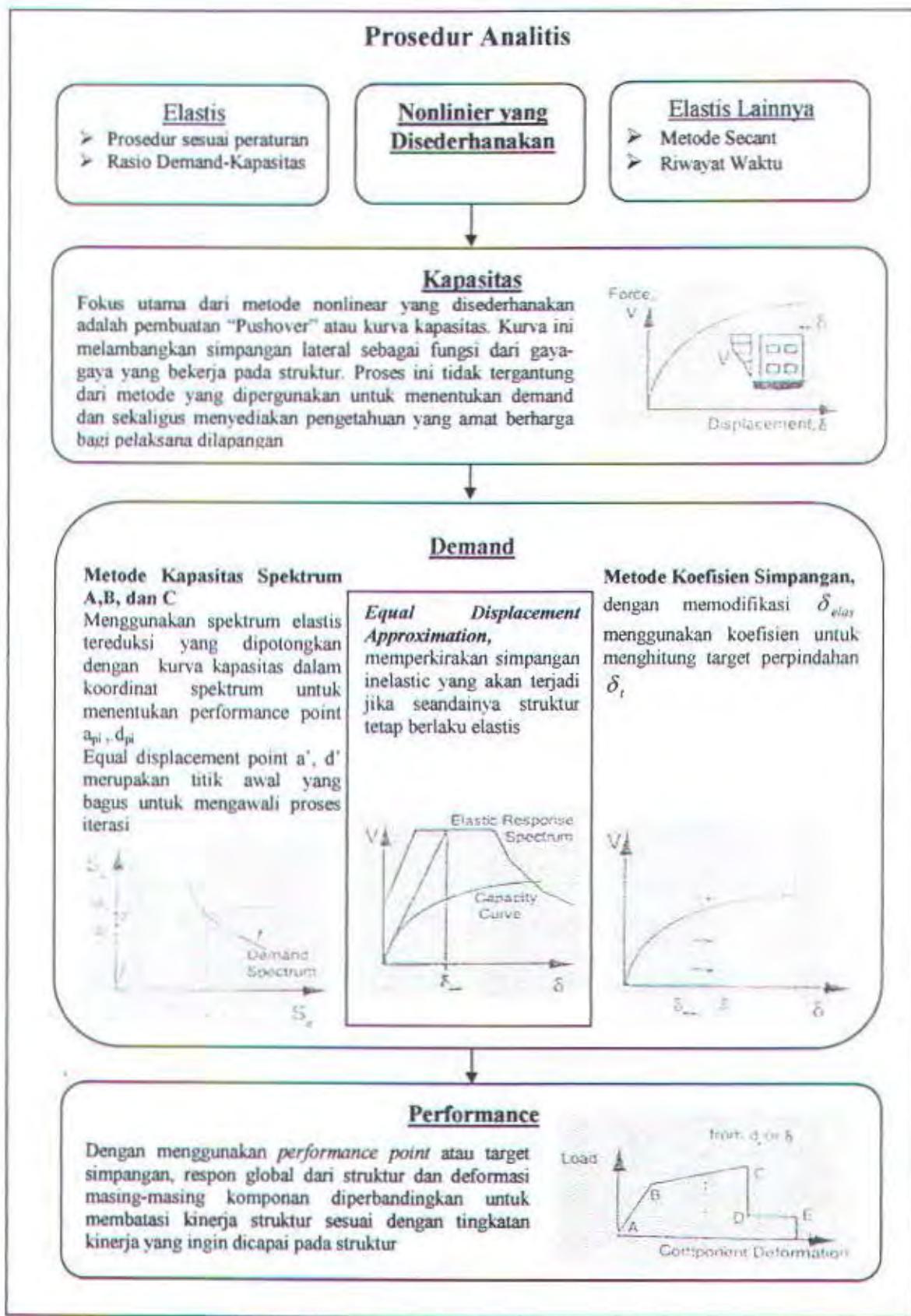
dari semua pelayanan, baik primer ataupun cadangan, tidaklah perlu diprioritaskan.

3. **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 maupun akibat robohnya elemen – elemen nonstruktural gedung.
4. **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, ataupun akibat kerusakan struktural gedung. Peninjauan kinerja dari elemen – elemen non struktural tidak lagi diperhatikan, sehingga tingkat kinerjanya amatlah diragukan.

Seperti yang telah diketahui bahwa keunggulan dari konsep performance based design adalah kemampuannya untuk menunjukkan kedaan riil gedung pada saat menerima gaya gempa. Gedung akan bersifat non-linear pada saat menerima beban gempa. Secara umum dijelaskan bahwa analisa non-linear dibagi menjadi 2 metode yaitu analisa statik non-linear (atau yang disebut pushover analysis) dan analisa dinamik non-linear (atau yang disebut analisa riwayat waktu).

3.6. PUSHOVER ANALYSIS

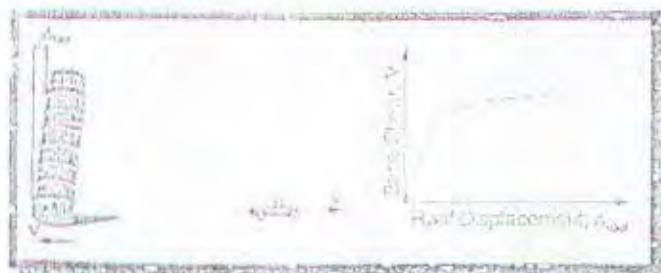
Pushover analysis secara garis besar adalah suatu metode analisa nonlinear yang telah disederhanakan yang bertujuan mengetahui kinerja dari struktur dengan cara memberikan beban horizontal ekuivalen (sebagai representasi gaya gempa) yang secara bertahap ditingkatkan secara proporsional, sehingga pada akhirnya gedung mencapai kegagalan (*collapse*). Metode ini memiliki 3 komponen utama, yaitu *capacity*, *demand*, dan *performance point* (ATC 40).



gambar 3.1 Prosedur Analitis Performance-based Design

3.6.1. 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 struktur yang ada. Untuk menentukan kapasitas yang melampaui batas - batas elastisnya, dibutuhkan suatu bentuk analisa nonlinear, dalam hal ini analisanya adalah dengan menggunakan prosedur Pushover. Analisa ini menggunakan sekelompok analisa bertahap, yang saling ditumpangtindihkan untuk memperkirakan diagram kapasitas gaya-simpangan dari keseluruhan struktur. Pemodelan matematis dari struktur dimodifikasi untuk mencatat daya tahan tereduksi dari elemen yang mengalami leleh. Distribusi gaya lateral dimasukkan terus menerus hingga semakin banyak elemen struktur yang mengalami leleh. Proses ini diteruskan hingga struktur akhirnya menjadi tidak lagi stabil atau hingga suatu batasan yang ditentukan tercapai.



Gambar 3.2. Ilustrasi metode Pushover dengan Kurva Kapasitasnya

Dari kurva kapasitas yang dihasilkan, bisa diprediksi perilaku struktur setelah batas-batas elastisnya terlampaui.



Gambar 3.3. Contoh Kurva Kapasitas yang mungkin terjadi

Prosedur Penentuan Kapasitas

Berikut ini akan dijelaskan langkah demi langkah untuk mendapatkan kurva kapasitas. Untuk diketahui, bahwa kapasitas yang ada umumnya merupakan perwakilan dari respon struktur untuk mode pertama, dengan asumsi bahwa mode pertama inilah yang merupakan respons predominan struktur. Hal ini biasanya cukup valid untuk gedung yang memiliki periode getar kurang dari 1 detik. Untuk gedung-gedung yang lebih fleksibel dengan periode > 1 detik, perlu dipertimbangkan penambahan *mode effects* yang lebih tinggi kedalam analisa.

1. Buatlah pemodelan komputer dari struktur yang bersangkutan dengan menggunakan aturan-aturan pemodelan yang ada (dapat termasuk pemodelan pondasi jika memang dikehendaki). Dan kemudian klasifikasikan masing-masing elemen dalam pemodelan tersebut kedalam kategori primer ataupun sekunder.
2. Masukkan gaya-gaya lateral kedalam pemodelan sesuai dengan proporsi produk massa dan *mode shape* dasarnya. Analisa ini harus turut pula mengikutsertakan beban-beban gravitasi yang ada.

Untuk tahap ini, terdapat beberapa variasi pembebaan lateral yang dapat dipergunakan. Masing-masing variasi memiliki kekhususan untuk dipakai pada situasi tertentu. Berikut diberikan 5 macam variasi yang lazim digunakan:

- a. Masukkan sebuah gaya horizontal terpusat pada puncak gedung (biasanya berlaku untuk gedung tingkat satu).
- b. Masukkan gaya-gaya lateral (F_x) kedalam tiap-tiap lantai dengan proporsi yang sesuai dengan prosedur peraturan standar tanpa gaya terkonsentrasi (F_t) pada puncak gedung

$$F_x = [w_x h_x / \sum w_x h_x] \cdot V$$

- c. Masukkan gaya-gaya lateral sesuai dengan proporsi produk massa masing-masing lantai dan *mode shape* 1 dari pemodelan elastis struktur

$$F_x = [w_x o_x / w_x o_x] \cdot V$$

- d. Sama seperti (c) hingga leleh pertama. Untuk setiap penambahan setelah leleh tersebut, sesuaikan besarnya gaya agar konsisten dengan perubahan bentuk defleksi
 - e. Sama seperti (c) dan (d), tetapi ikut memasukkan *higher mode effects* dalam menentukan titik leleh masing-masing elemen struktural.
3. Hitung gaya-gaya masing-masing elemen sesuai dengan kebutuhan terhadap kombinasi beban vertikal dan lateral.
 4. Sesuaikan tingkat penambahan gaya lateral yang ada hingga suatu elemen (atau kelompok elemen) dibebani maksimum mencapai 10% dari kekuatan *member*-nya.
 5. Catat besarnya gaya geser dasar dan perpindahan puncak gedung.
 6. Revisi pemodelan dengan menggunakan kekakuan yang sangat kecil (atau sama dengan nol) untuk elemen-elemen yang telah mencapai leleh.
 7. Memasukkan lagi penambahan gaya lateral baru kedalam struktur yang telah direvisi tersebut, hingga suatu elemen atau kelompok elemen) lain mencapai titik leleh.
 8. Masukkan penambahan gaya lateral tersebut dan penambahan perpindahan puncak gedung yang telah ada sebelumnya.
 9. Ulangi langkah 6, 7, dan 8 tersebut hingga struktur mencapai suatu batas ultimatum, seperti : ketidakstabilan akibat efek $P\Delta$, atau perubahan bentuk yang telah melampaui tingkatan yang dikehendaki.

Konversi Kurva Kapasitas Dalam Format ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectra*)

Untuk menggunakan metode Spektrum Kapasitas, Kurva Kapasitas yang masih diplot dalam grafik gaya geser dasar (*base shear*) vs perpindahan puncak gedung (*roof displacement*) perlu dikonversikan kedalam apa yang disebut Spektrum Kapasitas. Spektrum Kapasitas ini merupakan representasi Kurva Kapasitas dalam format ADRS, yakni grafik *Spectral acceleration* (*Sa*) vs *Spectral displacement* (*Sd*). (Mahaney, 1993)

Beberapa persamaan dasar yang dibutuhkan untuk melakukan proses transformasi tersebut antara lain :

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad \dots \dots \dots \quad 3-1$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad \dots \dots \dots \quad 3-2$$

$$Sa = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad \dots \dots \dots \quad 3-3$$

$$Sd = \frac{\Delta_{root}}{PF_1 \phi_{root,1}} \quad \dots \dots \dots \quad 3-4$$

- dimana :
- PF_1 = faktor modal partisipasi untuk mode alamiah ke – 1
 - α_1 = koefisien modal massa untuk mode alamiah ke – 1
 - w_i/g = massa pada lantai ke – i
 - ϕ_{i1} = ampliudo mode ke – 1 pada lantai i
 - N = lantai N, merupakan lantai tertinggi dari struktur
 - V = gaya geser dasar
 - W = beban mati ditambah dengan kemungkinan beban hidup yang akan terjadi pada struktur
 - Δ_{root} = perpindahan pucak gedung (dimana V vs Δ_{root} inilah yang menyusun kurva kapasitas)
 - Sa = spectral acceleration
 - Sd = spectral displacement

Proses konversi ini dapat dijelaskan secara ringkas sebagai berikut : pertama, hitunglah faktor modal partisipasi PF_1 dan koefisien modal massa α_1 , dengan menggunakan persamaan 3-1 dan 3-2. Kemudian untuk masing-masing titik pada grafik kurva kapasitas, V, Δ_{root} , hitunglah titik Sa, Sd yang bersesuaian kedalam grafik spektrum kapasitas dengan menggunakan persamaan 3-3 dan 3-4

3.6.2. Demand

Tuntutan gaya gempa (*demand*) adalah suatu representasi dari pergerakan tanah selama terjadi gempa. Pergerakan tersebut sering menghasilkan pola-pola simpangan horizontal yang amat kompleks pada gedung yang bervariasi tergantung pada waktu. Pemakaian pola simpangan tersebut berdasar urutan waktu terjadinya untuk menentukan persyaratan perencanaan struktur dinilai amat tidak praktis. Analisa linear yang ada selama ini menggunakan gaya lateral sebagai pengganti gaya gempa sesungguhnya. Sedangkan pada metode analisa nonlinear, digunakanlah suatu rangkaian simpangan-simpangan lateral sebagai pengganti untuk kondisi perencanaan. Untuk struktur dan pergerakan tanah yang tertentu, tuntutan simpangan (*displacement demand*) tersebut adalah suatu prakiraan dari respons maksimum yang diharapkan terjadi pada gedung selama gempa.

Respons Spektrum Elastis

Pada *Pushover Analysis*, Respon Spektrum Elastis Teredam (*Damped Elastic response Spectrum*) digunakan sebagai perwakilan dari *demand* tersebut.

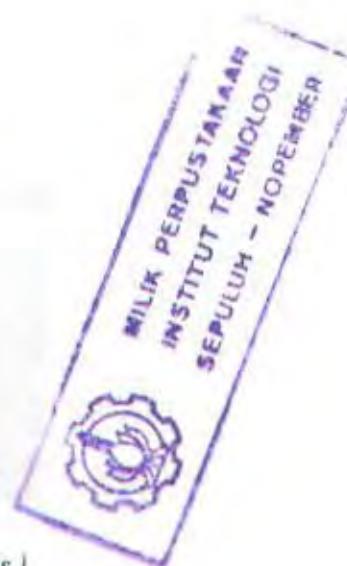
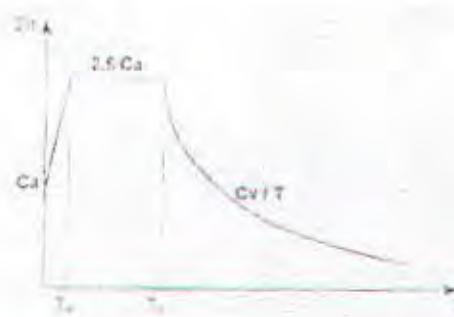
Dengan penjelasan singkat sebagai berikut :

$$T = 0$$

$$Sa / g = Ca$$

$$0 < T \leq T_A$$

$$Sa / g = Ca [(1.5 T / T_A) + 1]$$



Gambar 3.4. Respon Spektrum (Elastis)

$$T_A \leq T \leq T_S$$

$$Sa / g = 2.5 Ca$$

$$T > T_s \quad S_a / g = C_v / T$$

Dimana : C_a, C_v adalah koefisien gempa (lihat ATC 40)

$$T_s = C_v / 2.5 C_a$$

$$T_A = 0.2 T_s$$

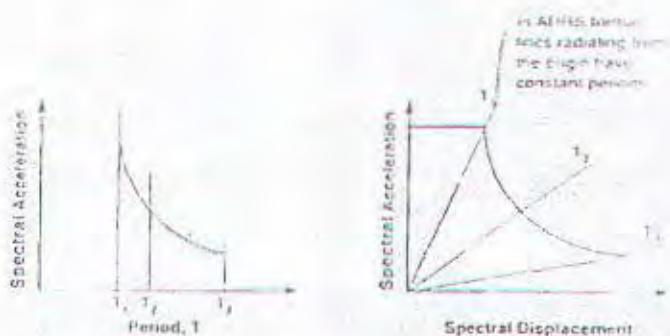
Koversi respon Spektrum dalam format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)

Seperti Kurva Kapasitas, metode Spektrum Kapasitas mensyaratkan Respons Spektrum (S_a vs T) dikonversikan kedalam format ADRS (S_d vs S_d). Untuk itu digunakan hubungan antara S_a , S_d , dan T sebagai berikut:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad \dots \dots \dots \quad 3-5$$

dimana untuk tiap-tiap titik pada grafik respon spektrum S_a , T , dihitung nilai S_d (sesuai dengan nilai S_a yang bersesuaian) dengan menggunakan persamaan 3-5 diatas.

Gambar berikut ini menunjukkan contoh grafik Respon Spektrum dalam format S_a vs T dan dalam format ADRS (S_d vs S_d).

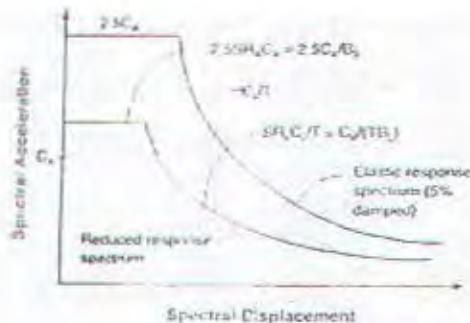


Gambar 3.5. Respon Spektrum dalam format S_a vs T dan ADRS

Respons Spektrum Elastis Tereduksi

Respons Spektrum seperti yang dicontohkan diatas lebih jauh lagi dapat dimodifikasi menjadi Respons Spektrum Tereduksi (Reduced Response Spectrum),

dimana 2 faktor reduksi spectral : SR_A dan SR_V diperkenalkan. Untuk lebih jelasnya mengenai implementasi kedua faktor ini dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 3.6. Respon Spektrum tereduksi

Dimana persamaan untuk menghitung kedua faktor reduksi tersebut, SR_A dan SR_V , dapat digambarkan sebagai berikut :

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \left[\frac{36,7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2,12} \quad \dots \dots \quad 3-6$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln \left[\frac{63,7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1,65} \quad \dots \dots \quad 3-7$$

dimana : κ = faktor modifikasi yang merupakan ukuran seberapa bagusnya sebuah parallelogram sempurna merepresentasikan hysteresis sesungguhnya dari gedung yang bersangkutan (ATC 40 memberikan 3 jenis nilai κ yang biasa dilakukan : 1.0, 2/3, dan 1/3)

a_y, d_y = koordinat titik terpotong kedua garis *bilinear representation* pada kurva spktrum kapasitas

a_{pi}, d_{pi} = koordinat awal (trial) dalam proses menentukan *performance point*

(untuk lebih jelasnya mengenai a_y, d_y dan a_{pi}, d_{pi} dapat dilihat dalam bab 3.6.3)

3.6.3. Titik Kinerja (*Performance Point*)

Titik Kinerja (*Performance Point*) 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 nonstruktural tidak mengalami kerusakan diluar batasan yang telah ditentukan oleh tujuan kinerja.

Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40), yang menggunakan kurva spektrum kapasitas dan kurva respon spektrum tereduksi seperti yang dijelaskan sebelumnya, memiliki 3 prosedur dalam menentukan *performance point* tersebut. Prosedur-prosedur ini, yang untuk selanjutnya disebut dengan prosedur A, B, dan C, akan dijelaskan secara singkat berikut ini :

3.6.3.1. Prosedur A

Langkah-langkah perhitungan *performance point* sesuai dengan prosedur ini adalah sebagai berikut :

1. Buatlah grafik respon spektrum elatis 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 kedalam grafik yang sama dengan grafik respons 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 spectral (SR_A dan SR_V) dengan persamaan 3-6 dan 3-7. Setelah itu buatlah grafik respon spektrum tereduksi dengan menggunakan dua faktor tersebut. Gambarkan grafik baru ini kedalam grafik yang sama pada langkah (2).
6. Tentukan apakah perpotongan antara kurva respon spektrum tereduksi dan kurva spektrum kapasitas tersebut sama 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: $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$)



Gambar 3.7 Prosedur A setelah tahap (6)

7. Jika ternyata langkah (6) tidak memenuhi, maka pilihlah titik a_{pi} , d_{pi} yang baru dan ulangi lagi dari langkah (4)
8. Jika langkah (6) memenuhi, maka titik a_{pi} , d_{pi} tersebut menjadi *performance point*, a_p , d_p dan nilai d_p ini mewakili simpangan maksimum struktur yang diharapkan ketika terjadi gempa sesuai *demand* yang ada.

3.6.3.2. Prosedur B

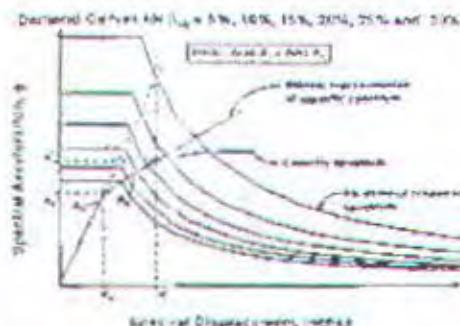
Prosedur ini melibatkan sebuah asumsi penyederhanaan yang tidak terdapat pada dua prosedur lainnya. Diasumsikan bahwa kemiringan awal dari *bilinear representation* dari spektrum kapasitas, juga titik a_y , d_y , serta kemiringan akibat *post-yield* selalu konstan. Asumsi ini membuat perhitungan menjadi lebih sederhana dan tanpa perlu iterasi berulang-ulang karena dengan asumsi tersebut, nilai β_{eff} menjadi hanya tergantung pada nilai d_{pi} . Prosedur ini melibatkan tahap-tahap sebagai berikut :

1. Buatlah grafik respon spektrum elastis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung.
2. Gambarkan pula kelompok respon spektrum tereduksi kedalam grafik yang sama, dimana β_{eff} berkisar dari 5% hingga nilai maksimum yang diijinkan untuk tipe perilaku struktural gedung. Nilai maksimum β_{eff} untuk konstruksi tipe A adalah 40%, konstruksi tipe B adalah 29%, dan konstruksi tipe C adalah 10%.
(untuk lebih jelasnya mengenai definisi dari tipe-tipe perilaku struktural gedung ini lihat tabel 3.1)

Durasi \ Getaran	Gedung Baru	Gedung yang telah berdiri cukup lama	Gedung Tua
Pendek	Tipe A	Tipe B	Tipe C
Panjang	Tipe B	Tipe C	Tipe C

Tabel 3.1. Tipe-Tipe Perilaku Struktural

3. Transformaikan kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dan gambarkan pada grafik yang sama dengan langkah no (1) dan (2)
4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas tersebut. Dimana nilai kemiringan awal dari kurva bilinear tersebut adalah sama dengan nilai dari kekakuan awal gedung. Titik a^* , d^* merupakan perpotongan antara garis *bilinear representation* segmen pasca-leleh dengan spektrum kapasitas sesuai dengan aturan *equal displacement*.



Gambar 3.8 Prosedur B setelah tahap (4)

5. Hitung redaman efektif untuk beberapa titik perpindahan sekitar a^* , d^* . Gunakan persamaan 3-8 untuk mendapatkan a_{pi} dalam bentuk persamaan dengan variabel d_{pi} .

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad \dots \dots \quad 3-8$$

Selanjutnya a_{pi} ini bisa disubstitusikan kedalam persamaan 3-9. Sehingga pada akhirnya nilai β_{eff} hanya tergantung dari variabel d_{pi} saja.

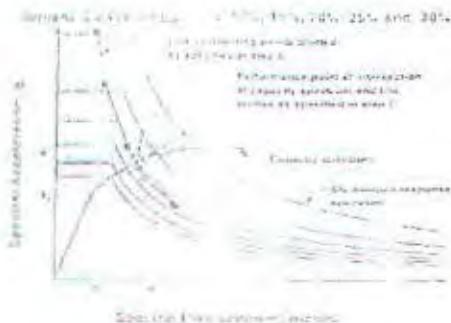
$$\beta_{\text{eff}} = \frac{63,7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \dots\dots\dots \quad 3-9$$

6. Dari langkah (5) didapatkan pasangan nilai d_{pi} dan β_{eff} . Plotkan titik-titik ini kedalam grafik yang sama
7. Hubungkan kesemua titik tersebut sehingga membentuk sebuah garis. Perpotongan garis ini dan spektrum kapasitas menjadi titik kinerja yang kita cari jika titik ini berada disekitar titik a^* , d^* (berlaku toleransi $\pm 5\%$). Jika tidak, disarankan untuk dicek ulang melalui prosedur A ataupun C.

3.6.3.3. Prosedur C

Prosedur ini lebih bersifat grafis daripada analitis bila dibandingkan dengan kedua prosedur lainnya. Adapun langkah-langkah yang terlibat dalam prosedur ini antara lain :

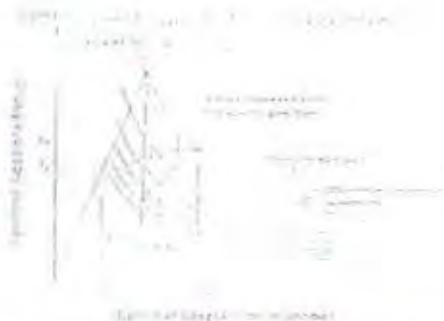
1. Buatlah grafik respon spektrum elastis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung



Gambar 3.9. Prosedur C setelah tahap (7)

2. Gambarkan pula kelompok respon spektrum terseduksi kedalam grafik yang sama, dimana β_{eff} berkisar dari 5% hingga nilai maksimum yang diijinkan untuk tipe perilaku struktural gedung. Nilai maksimum β_{eff} untuk konstruksi tipe A adalah 40%, konstruksi tipe B adalah 29%, dan konstruksi tipe C adalah 20%.
3. Transformasikan kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dan gambarkan pada grafik yang sama dengan langkah no (1) dan (2).

4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas tersebut. Pilih titik awal a_{pi} , d_{pi} , pada lokasi terujung garis spektrum kapasitas atau pada perpotongan dengan respon spektrum teredam 5% (pilih salah satu dengan nilai d_{pi} terkecil)
5. Hitung rasio dari : d_{pi}/d_y dan $\frac{(a_{pi}/a_y)-1}{(d_{pi}/d_y)-1}$
6. Berdasarkan rasio yang diperoleh pada langkah (5), gunakan tabel 3.2, 3.3, atau 3.4 sesuai dengan tipe perilaku struktural gedung (lihat tabel 3.1 mengenai definisi perilaku struktural gedung).
7. perpanjangan garis kekakuan awal sampai memotong kurva respon spektrum dengan redaman 5% (garis 1). Juga buatlah garis dari koordinat pusat 0,0 ke titik a_{pi} , d_{pi} (garis 2)
8. Buatlah garis 3, yang dimulai dari perpotongan garis 1 dengan respon spektrum (redaman 5%), ketitik perpotongan garis 2 dengan nilai β_{eff} yang telah didapatkan pada langkah (2). (Untuk contoh 2.9, nilai β_{eff} yang telah diambil adalah 24%).
9. Titik dimana garis 3 memotong kurva respon spektrum adalah titik kinerja perkiraan, a_{p2} , d_{p2} .



Gambar 3.10. Prosedur C setelah tahap (9)

10. Jika ternyata nilai d_{p2} berada dalam wilayah toleransi $\pm 5\%$ dari nilai d_{pi} , maka titik a_{p2} , d_{p2} dapat diambil sebagai titik kinerja. Jika ternyata tidak, maka lanjutkan ke langkah (11).

11. Ulangi dari langkah (4) dengan menaikkan nilai 1 sebesar 1. Sehingga pada iterasi ke-2, garis 2 digambar mulai dari titik koordinat 0,0 ketitik a_{p2}, d_{f2} .

Tabel 3-2. Effectif dampng, β_{eff} , dalam %-
Structrual Behavior Type A

d_{pi}/d_y	Slope Ratio $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$						
	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tabel 3-3. Effectif dampng, β_{eff} , dalam %-
Structrual Behavior Type B

d_{pi}/d_y	Slope Ratio $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$						
	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	9	10	12	16	23	27	29
8	9	11	13	17	24	27	29
6	10	12	15	19	25	27	29
4	11	14	17	21	25	27	29
3	12	14	17	21	25	27	29
2	12	14	16	19	22	24	25
1.5	11	12	14	15	17	18	18
1.25	9	10	10	11	12	13	13

Tabel 3-4. Effectife damping, β_{eff} , dalam %-

Structrual Behavior Type C

d_{pi}/d_y	Slope Ratio $[(a_{pi}/a_y) - 1] / [(d_{pi}/d_y) - 1]$						
	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

BAB IV

PERENCANAAN

STRUKTUR SEKUNDER

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Struktur sekunder merupakan struktur yang dirancang hanya untuk menerima lentur saja dan tidak menerima (hanya meneruskan) gaya lateral akibat gempa. Oleh karena itu perhitungan analisa struktur sekunder ini harus dipisah dari analisa struktur utama. Tetapi dalam kenyataannya, struktur sekunder ini tetap mempengaruhi dan menjadi beban bagi struktur utama. Dan dalam tugas akhir ini struktur sekunder yang dibahas meliputi struktur pelat dan tangga.

4.1. Balok

Perencanaan dimensi balok ini mengacu pada peraturan SK SNI – 03 – xxxx – 2001 pada tabel 9.5(a) yang menyatakan bahwa balok yang menumpu pada dua tumpuan sederhana memiliki tebal minimum:

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L$$

dengan :

h_{\min} = tebal minimum balok (mm)

L = panjang bentang (mm)

4.1.1. Perencanaan Balok Memanjang

$$L = 8000 \text{ mm}$$

Maka :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 8000$$

$$= 500 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } h = 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

$$= \frac{2}{3} \times 600$$

$$= 400 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } b = 400 \text{ mm}$$

Jadi balok memanjang memiliki dimensi 400 x 600 mm

4.1.2. Perencanaan Balok Melintang

$$L = 7000 \text{ mm}$$

Balok melintang direncanakan memiliki dimensi 350 x 550 mm

4.2. Pelat

4.2.1. Perencanaan Pelat

Dalam SK SNI - 03 - xxxx - 2001 pasal 9.5.3.3 disebutkan bahwa :

- Untuk α_m lebih besar dari 0,2 dan tidak boleh lebih dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- Untuk α_m lebih besar dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Maka direncanakan :

- Tebal pelat lantai = 15 cm
- Tebal pelat atap = 14 cm

Untuk menunjukkan langkah-langkah perhitungan, diambil contoh Pelat Lantai



$$L_n = 700 - 40 = 660 \text{ cm}$$

$$S_n = 400 - (35 + 30)/2 = 367,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{660}{367,5} = 1,7959 < 2$$

Karena $\beta < 2$ maka sistem pelat dua arah

- Balok 35 / 55 cm

$$\begin{aligned} b_{cl} &= b_w + 2(h - t) \\ &= 35 + 2(55 - 15) \\ &= 115 \text{ cm} \end{aligned}$$

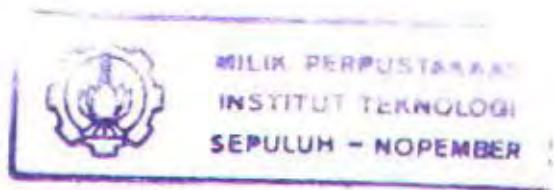
Gambar 4.1. Pelat

$$b_{e2} = b_w + 8 \cdot t$$

$$= 35 + 8 \cdot 15$$

$$= 155 \text{ cm}$$

jadi $b_e = 115 \text{ cm}$



$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right)}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$= \frac{1 + \left(\frac{115}{35} - 1 \right) \left(\frac{15}{55} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{15}{55} \right) + 4 \left(\frac{15}{55} \right)^2 + \left(\frac{115}{55} - 1 \right) \left(\frac{15}{55} \right)^3 \right)}{1 + \left(\frac{115}{55} - 1 \right) \left(\frac{15}{55} \right)}$$

$$= 2,523$$

$$I_b = \frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12} = \frac{2,523 \cdot 35 \cdot 55^3}{12} = 1224500,417 \text{ cm}^4$$

$$I_t = \frac{b_s \cdot I^3}{12} = \frac{400 \cdot 15^3}{12} = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_t} = \frac{1224500,417}{112500} = 10,88$$

- Balok 40 / 60 cm

$$b_{e1} = b_w + 2 \cdot (h - t) = 40 + 2 \cdot (60 - 15) = 130 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8 \cdot t = 40 + 8 \cdot 15 = 160 \text{ cm}$$

jadi $b_e = 130 \text{ cm}$

$$k = 2,446$$

$$I_b = 1760850 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 196875 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 8,94$$

- Balok 30 / 50 cm

$$b_{e1} = 30 + 2 \cdot (55 - 15) = 100 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 30 + 8 \cdot 15 = 150 \text{ cm}$$

jadi $b_e = 100 \text{ cm}$

$$k = 2,614$$

$$I_b = 816954,66 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 7,26$$

Jadi :

$$\alpha_m = \frac{1}{4} (10,88 + 2 \times 8,94 + 7,26) = 9,01$$

Karena $\alpha_m > 2$ maka tebal pelat minimum :

$$h_{min} = \frac{660 \left(0,8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 9 \times 1,7959} = 13,5 \text{ cm}$$

Jadi tebal pelat lantai = 15 cm dapat digunakan karena lebih besar daripada

$$h_{min} = 13,5 \text{ cm}.$$

Untuk tebal pelat atap, dengan cara yang sama didapatkan $h_{min} = 11,09 \text{ cm}$, sehingga tebal pelat atap = 14 cm dapat digunakan

4.2.2. Pembebatan Pelat :

a. Pelat Atap

Beban mati :

• Berat sendiri	: $0,14 \times 2400$	= 336 kg/m^2
• Plafond + penggantung	: $11 + 7$	= 18 kg/m^2
• Finishing		= 21 kg/m^2
• Aspal (1 cm)	: $0,01 \times 1400$	= 14 kg/m^2
• Pasir (1 cm)	: $0,01 \times 1600$	= 16 kg/m^2
• AC + perpipaan		= 40 kg/m^2 +
	DL	= 445 kg/m^2

Beban hidup LL = 100 kg/m^2

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (445) + 1,6 (100)$$

$$= 694 \text{ kg/m}^2$$

b. Pelat Lantai

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: $0,15 \times 2400$	= 360 kg/m^2
▪ Plafond + penggantung	: $11 + 7$	= 18 kg/m^2
▪ Spesi (1 cm)	: 1×21	= 21 kg/m^2
▪ Tegel (keramik)	: 1×24	= 24 kg/m^2
▪ AC + perpipaan		<u>= 40 kg/m^2</u>
		DL = 463 kg/m^2

Beban hidup (lantai perkantoran) LL = 250 kg/m^2

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (463) + 1,6 (250) \\ &= 955,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.3. Perencanaan Penulangan Pelat

Data Perencanaan

- Mutu beton f_c = 30 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tebal pelat atap = 14 cm
- Tebal pelat lantai = 15 cm

➤ Rasio tulangan

$$f_c = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta = 0,85 \quad (\text{SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.2.7.3.})$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85x\beta f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 8.4.3}) \\ &= \frac{0,85x0,85x30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \quad (\text{SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.3.3.}) \\ &= 0,75 \times 0,0325 = 0,02475 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035 \quad (\text{SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.5.2})$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

➤ Perhitungan Penulangan Pelat Lantai



Diasumsikan bahwa pelat mengalami jepit elastis di keempat sisinya

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{700}{400} \\ = 1,75 \approx 1,8$$

sesuai tabel 13.3.2 Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBI '71) tentang perhitungan momen dalam pelat persegi akibat beban terbagi rata :

$$M_{lx} = - M_{tx} = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = 0,001 \times 955,6 \times 4^2 \times 60 = 917,376 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = - M_{ty} = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 35 = 0,001 \times 955,6 \times 4^2 \times 35 = 535,136 \text{ kgm}$$

$$\text{Tebal pelat lantai (} t \text{)} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Decking diambil} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan (} \phi \text{)} = 10 \text{ mm}$$



Gambar 4.2. Potongan Pelat

- Tulangan arah x

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$dx = 150 - 25 - \frac{1}{2}(10) = 120 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot dx^2} \\ = \frac{9173760}{0,8 \cdot 1000 \cdot 120^2} \\ = 0,796$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0.796}{400}} \right]$$

$$= 0,002 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$A_s_{\text{perlu}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 120$$

$$= 420 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan $\phi 10 - 150$ ($A_s = 524 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Arah y

$$dy = 150 - 25 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 110 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{5351360}{0,8 \cdot 1000 \cdot 110^2} = 0,553$$

$$\rho = 0,0014 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$A_s_{\text{perlu}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 110$$

$$= 385 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan $\phi 10 - 200$ ($A_s = 393 \text{ mm}^2$)

➤ Perhitungan Penulangan Pelat Atap

Data – data :

$$\text{Tebal pelat } (t) = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Decking} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Beban merata} = 694 \text{ kg/m}^2$$

Dengan cara yang sama dengan perhitungan pelat lantai, didapat tulangan pelat terpasang :

$$\text{Arah x } \phi 10 - 200 \text{ (} A_s = 393 \text{ mm}^2 \text{)}$$

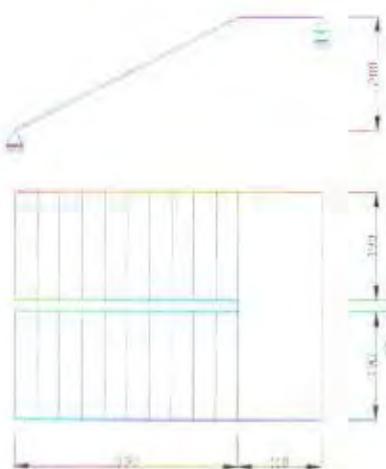
$$\text{Arah y } \phi 10 - 250 \text{ (} A_s = 314 \text{ mm}^2 \text{)}$$

4.3. Tangga

4.3.1. Perencanaan Tangga

Data Perencanaan

- Tinggi lantai = 400 cm
- Lebar tangga = 190 cm
- Lebar bordes = 400 cm
- Tebal pelat dasar tangga = 15 cm
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Tinggi tanjakan (t) = 15 cm
- Lebar injakan (I) = 30 cm



Gambar 4.3. Denah Tangga dan sistem strukturnya

Kontrol :

$$2 \cdot t + I = 2 \cdot (15) + 30$$

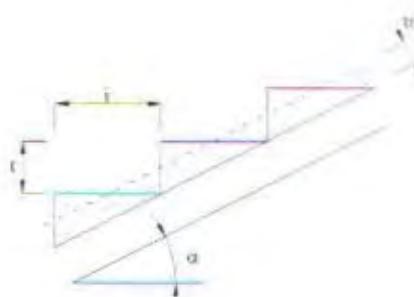
$$= 60 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$\alpha = \text{arc.tan} \frac{15}{30} = 26,57^\circ$$

$$\text{Jumlah injakan} = 13$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = 14$$

$$\sin \alpha = \frac{2t}{I} = \frac{2t}{40} = 0,447$$



$$tr = \frac{30 \times 0,447}{2} = 6,71 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat tangga} &= \text{tebal pelat tangga} + tr \\ &= 15 + 6,71 \\ &= 21,71 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.3.2. Pembebanan Tangga

a. Pelat Bordes

Beban Mati

• Berat sendiri	: 0,15 x 2400	= 360 kg/m ²
• Penutup lantai (keramik 1)		= 24 kg/m ²
• Spesi (2 cm)	: 2 x 21	= 42 kg/m ²
• Sandaran		= 50 kg/m ² +
	DL	= 476 kg/m ²

Beban Hidup LL = 300 kg/m²

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (476) + 1,6 (300) \\ &= 1051,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Anak Tangga

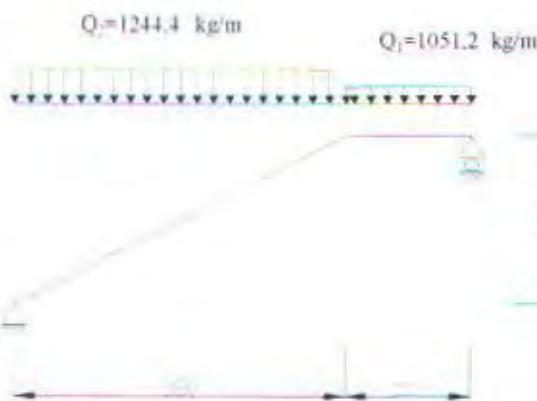
Beban Mati

• Berat sendiri (t=21,71 cm): 0,2171 x 2400	= 521 kg/m ²
• Penutup ubin (keramik)	= 24 kg/m ²
• Spesi (2 cm) : 2 x 21	= 42 kg/m ²
• Sandaran	= 50 kg/m ² +
DL	= 637 kg/m ²

Beban Hidup LL = 300 kg/m²

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (637) + 1,6 (300) \\ &= 1244,4 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4.3.3. Perencanaan Penulangan Tangga



Gambar 4.4. Pembebaan pada Tangga

Dari hasil analisa menggunakan SAP 2000 didapatkan momen maksimum pada anak tangga sebesar 4076,814 kgm

Rasio Tulangan

Direncanakan pada tangga menggunakan tulangan $\phi = 16 \text{ mm}$

Decking = $s^* = 25 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} d^* &= s^* + \phi/2 \\ &= 25 + 16/2 = 33 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= t - d^* \\ &= 150 - 33 = 117 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 0,85$$

$$\rho_s = 0,0325 \quad \rho_{max} = 0,02475$$

$$\rho_{min} = 0,0035 \quad m = 15,686$$

Penulangan Lentur Tangga

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\ &= \frac{4076,814 \times 10^4}{0,8 \times 1000 \times 117^2} = 3,72 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,72}{400}} \right)$$

$$= 0,010 > \rho_{\min}$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,010 \times 1000 \times 117$$

$$= 1170 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 12 - 140$ dan $\phi 10 - 140$ ($As_{total} = 1369 \text{ mm}^2$)

Tulangan arah melintang :

$$As = 20 \% As \text{ perlu}$$

$$= 20 \% \times 1170$$

$$= 234 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 10 - 300$

Penulangan Lentur Bordes

Momen yang terjadi pada bordes didapatkan dengan bantuan SAP 2000, dimana hasilnya adalah sebesar $2835,873 \text{ kgm}$

$$R_s = \frac{Mu}{\phi h d^2}$$

$$= \frac{2835,873 \cdot 10^4}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 2,38$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,38}{400}} \right)$$

$$= 0,0063 > \rho_{\min}$$

$$As = 0,0063 \times 1000 \times 122$$

$$= 763,361 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 12 - 140$ ($As = 807,14 \text{ mm}^2$)

Tulangan arah melintang :

$$A_s = 20\% \times 763,361$$

$$= 152,672 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan } \phi 10 - 300 \text{ (} A_s = 261,80 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Tulangan Susut Suhu

Decking yang digunakan sebesar 40 mm

Diameter tulangan direncanakan $\phi = 8 \text{ mm}$

$$d' = 40 + \frac{1}{2} 8$$

$$= 44 \text{ mm}$$

$$d = t - d'$$

$$= 150 - 44$$

$$= 106 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,002$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,002 \times 1000 \times 106$$

$$= 212 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } \phi 8 - 200 \text{ (} A_s = 251,33 \text{ mm}^2 \text{)}$$

4.3.4. Perhitungan Balok Pemikul Bordes

Data-data perencanaan :

- Bentang balok : 4 m
- Dimensi balok bordes : 20 / 40
- Tulangan utama $\phi = 16 \text{ mm}$
- Tulangan sengkang $\phi = 10 \text{ mm}$
- Decking = $s' = 20 \text{ mm}$
- $d = t - (s' + \phi/2)$
 $= 400 - (20 + 10 + 16/2) = 362 \text{ mm}$
- $\rho_b = 0,0325$
- $\rho_{\text{maks}} = 0,02475$
- $\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$



Beban :

$$\begin{aligned}
 -\text{berat sendiri} &= 0,2 \times 0,4 \times 2400 = 192 \text{ kg/m} \\
 -\text{beban dinding } \frac{1}{2} \text{ bata} &= 2 \times 250 = 500 \text{ kg/m} \\
 -\text{beban dari bordes} &= 2921,86 \text{ kg/m} \\
 \text{total} &= 3613,86 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Tulangan Lapangan :

$$M_L = \frac{1}{11} q l_n^2 = \frac{1}{11} \times 3613,86 \times 4^2 = 5256,52 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{5256,52}{0,8 \times 0,2 \times 0,362^2} = 250703,962 \text{ kg/m}^2 = 2,507 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0066 > \rho_{\min}$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0066 \times 200 \times 362 = 478,586 \text{ mm}^2$$

Tulangan terpasang = 3D16 (As = 603 mm²)

Tulangan Tumpuan :

$$M_T = \frac{1}{16} q l_n^2 = \frac{1}{16} \times 3613,86 \times 4^2 = 3613,86 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{3613,86}{0,8 \times 0,2 \times 0,362^2} = 172359,09 \text{ kg/m}^2 = 1,723 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0045 > \rho_{\min}$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0045 \times 200 \times 362 = 323,37 \text{ mm}^2$$

Tulangan terpasang = 2D16 (As = 402 mm²)

Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_g &= \frac{1}{2} \times q_u \times l \\
 &= \frac{1}{2} \times 3613,86 \times 4 \\
 &= 7227,72 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_{uk} = \frac{7227,72 \times (0,5x4 - 0,362)}{0,5x4}$$

$$= 5919,503 \text{ kg} = 59195,03 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30.300.362} = 99137,78 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,8 \times 99137,78$$

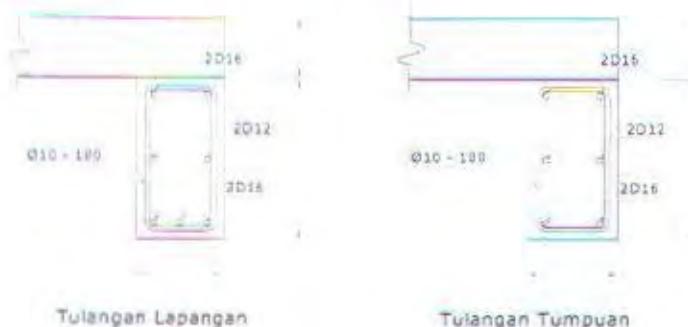
$$= 79310,224 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$ Pasang tulangan geser minimum

jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$d/2 = 372 / 2 = 186 \text{ mm}$$

Pasang tulangan geser $\phi 10 - 100 \rightarrow 180$



Gambar 4.5. Pemulangan Balok Bordes

4.4. Balok Anak

Untuk pembebanan pelat terhadap balok terdapat dua bentuk yaitu beban ekivalen segi tiga dan beban ekivalen trapesium



Gambar 4.6. Tributary Area

➤ Beban segitiga

$$W = \frac{1}{2} q_{polar} l_x$$

$$Q_1 = Q_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} J_x W = \frac{1}{4} J_x W$$

$$R = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{1}{4} J_x W$$

$$M_{max \text{ tengah bentang}} = \frac{1}{4} J_x W \cdot \frac{1}{2} l_x - \frac{1}{4} J_x W \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x$$

$$= \frac{1}{12} J_x^2 W$$

$$M_{max \text{ beban terbagi rata}} = \frac{1}{8} q_{eq} l_x^2$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$q_{eq} = \frac{1}{3} q_{polar} l_x$$

➤ Beban Trapesium

$$W = \frac{1}{2} q_{polar} l_x$$

$$Q_1 = Q_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} J_x W = \frac{1}{4} J_x W$$

$$Q_3 = Q_4 = W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right)$$

$$R = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{2} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x)$$

M_{max} tengah bentang :

$$M_{max} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x) \frac{1}{2} l_y - \frac{1}{4} l_x W \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x + \frac{1}{2} (l_y - l_x) \right) - W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right) \frac{1}{4} (l_y - l_x)$$

$$M_{max \text{ terbagi rata}} = \frac{1}{8} q_{eq} l_x^2$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_{polar} l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

Pada Tugas Akhir ini, hanya direncanakan menggunakan balok anak melintang saja. Untuk balok anak ini sendiri difungsikan hanya untuk meneruskan beban dari plat dengan beban trapesium

4.4.1. Perencanaan Balok Anak Atap

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Ukuran balok anak atap} = 30 \times 50 \text{ cm}^2$$

Beban yang bekerja :

$$\text{Beban trapesium dengan } l_x = 400 \text{ cm} = 4 \text{ m}$$

$$l_y = 700 \text{ cm} = 7 \text{ m}$$

1. Beban Mati :

$$\text{- Berat sendiri : } 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Beban plat : } 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 445 \times 4 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) \right) = 1586,26 \text{ kg/m} + \\ q_D = 1946,26 \text{ kg/m}$$

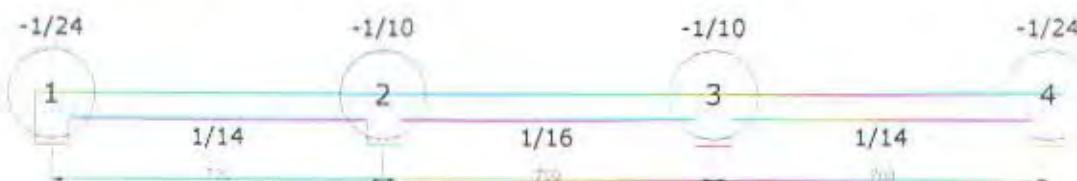
2. Beban Hidup :

$$\text{- Beban plat : } 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 100 \times 4 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) \right) = 356,463 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 (q_D) + 1,6 (q_L)$$

$$= 1,2 (1946,26) + 1,6 (356,463)$$

$$= 2905,85 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.7. Koefisien Momen Lentur Balok

$$M_1 = M_4 = \frac{1}{24} \times q_u \times 1^2 = \frac{1}{24} \times 2905,85 \times 7^2 = 5932,78 \text{ kgm}$$

$$M_{12} = M_{34} = \frac{1}{14} \times q_u \times 1^2 = \frac{1}{14} \times 2905,85 \times 7^2 = 10170,48 \text{ kgm}$$

$$M_2 = M_3 = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 2905,85 \times 7^2 = 14238,68 \text{ kgm}$$

$$M_{23} = \frac{1}{16} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{16} \times 2905,85 \times 7^2 = 8899,17 \text{ kgm}$$

Perhitungan Tulangan

Tinggi balok = 500 mm

Penutup beton $d' = 40 \text{ mm}$

Direncanakan diameter tulangan longitudinal D19

Direncanakan diameter tulangan sengkang $\phi 10$

$$\begin{aligned} d &= h - s' - \phi_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2} D_{\text{tulangan umum}} \\ &= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (19) = 440,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.5.1

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \times 300 \times 440,5 = 452,38 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \times 300 \times 44 = 462,525 \text{ mm}^2 \quad (\text{menentukan } !!!)$$

Direncanakan tulangan balok anak yang ada dibuat seragam sehingga dalam perhitungan digunakan momen terbesar.

Tulangan Tumpuan

$$Mu = 14238,6787 \text{ kgm} = 142386787 \text{ Nmm}$$

$$b = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{As'}{As} \rightarrow \text{direncanakan} = 0,5$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{(1-\delta)Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{(1-0,5)142386787}{0,8 \times 300 \times 440,5^2} = 1,53$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] = 0,0039$$

$$\rho^+ = \frac{\delta Mu}{0,8 \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d} = \frac{0,5 \times 142386787}{0,8 \times 400 (440,5 - 59,5) \times 300 \times 440,5} = 0,0044$$

$$\rho^- = \rho \delta + \rho^+$$

$$= 0,0039 + 0,0044 = 0,0083$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,0083 \times 300 \times 440,5$$

$$= 1096,845 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 4 D 19 (As} = 1143,11 \text{ mm}^2)$$

$$As' = \rho' \cdot b \cdot d = 0,0044 \times 300 \times 440,5$$

$$= 581,46 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 3 D 19 (As} = 850,59 \text{ mm}^2)$$

Tulangan Lapangan

$$Mu = 10170,48 \text{ kgm} = 101704800 \text{ Nmm}$$

$$\text{Bentang balok} = L = 700 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan} = L_n = 770 \text{ cm}$$

Menghitung lebar efektif flens

1. $be \leq \frac{1}{4}L = \frac{1}{4}700 = 175 \text{ cm} \rightarrow \text{menentukan}$

2. $be \leq bw + 16t = 30 + 16 \times 15 = 270 \text{ cm}$

3. $be \leq bw + L_n = 30 + 770 = 800 \text{ cm}$

Direncanakan tulangan lapangan momen positif tulangan ulir 3 D19 mm.

($As = 850,59 \text{ mm}^2$), $As > As_{min}$

$$c = \frac{As \times f_y}{\beta \times 0,85 \times f'_c \times be} = \frac{850,59 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 1750} = 8,97 \text{ mm}$$

karena $c < t$; $11,96 \text{ mm} < 140 \text{ mm}$, maka balok anak adalah balok T palsu dan dianggap sebagai balok persegi biasa.

$$a = c \times \beta = 8,97 \times 0,85 = 7,62 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi.Mn &= \phi \cdot As \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 850,59 \times 400 \times \left(440,5 - \frac{7,62}{2} \right) \\ &= 118861541,6 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$Mu = 101704800 \text{ N.mm}$$

$$Mu < \phi.Mn \quad (\text{memenuhi syarat!})$$

maka tulangan momen positif dipakai tulangan ulir 3 D19 mm ($As = 850,59 \text{ mm}^2$) dan tulangan momen negatif dipakai tulangan ulir 2 D19 mm ($As' = 567,06 \text{ mm}^2$)

Tulangan Geser

- Pada perletakan 2kn dan 3kr

$$V_u = \frac{1,15}{2} \times q_u \times l$$

$$= \frac{1,15}{2} \times 2905,85 \times 7 = 11696,046 \text{ kg}$$

$$V_{uk} = \frac{V_u(0,5Ix - d)}{0,5Ix}$$

$$= \frac{11696,046 \times (0,5 \times 7 - 0,4405)}{0,5 \times 7}$$

$$= 10224,015 \text{ kg} = 102240,15 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 440,5 = 120635,8933 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,8 \times 120635,8933 = 96508,712 \text{ N}$$

$V_u > \phi V_c \rightarrow$ Perlu tulangan geser

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 102240,15 - 96508,712$$

$$= 5731,438 \text{ N}$$

$$V_s = 7164,297 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 3 \times 440,5$$

$$= 241271,7866 \text{ N} > V_s = 7164,297 \text{ N}$$

Jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$d/2 = 440,5 / 2 = 220,25 \text{ mm}$$

$$A_v = 0,25 \times 3,14 \times 10^2$$

$$= 78,54 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{78,54 \times 400 \times 440,5}{7164,297} = 1931,63 \text{ mm}$$

diambil tulangan sengkang $\phi 10 - 200$

- Pada perletakan 1, 2kr, 3kn, dan 4

$$= \frac{1}{2} \times 2905,85 \times 7$$

$$= 10170,475 \text{ kg}$$

$$V_{uk} = \frac{10170,475 \times (0,5 \times 7 - 0,4405)}{0,5 \times 7}$$

$$= 8890,448 \text{ kg}$$

$$= 88904,48 \text{ N}$$

$$V_c = 120635,8933 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,8 \times 120635,8933$$

$$= 96508,712 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$ Pasang tulangan geser minimum

jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21/4.4.1)

$$d/2 = 440,5 / 2 = 220,25 \text{ mm}$$

diambil tulangan sengkang $\phi 10 - 150 \rightarrow 200$

Jadi untuk tulangan balok anak atap adalah :

- Tulangan Tumpuan :

Tulangan tarik (A_s) = 4D19 ($A_s = 1134,11 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan (A'_s) = 3D19 ($A'_s = 850,59 \text{ mm}^2$)

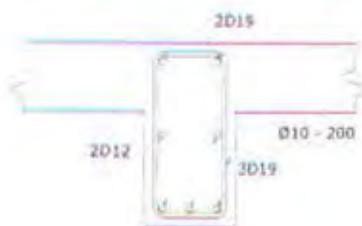
Sengkang = $\phi 10 - 150 \rightarrow 200$

- Tulangan Lapangan

Tulangan tarik (A_s) = 3D19 ($A_s = 850,59 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan (A'_s) = 2D19 ($A'_s = 567,06 \text{ mm}^2$)

Sengkang = $\phi 10 - 150 \rightarrow 200$



Tulangan Lapangan



Tulangan Tumpuan

Gambar 4.8. Penulangan Balok Anak Atap

4.4.2. Perencanaan Balok Anak Lantai

Balok anak lantai direncanakan menggunakan dimensi yang sama dengan balok anak pada atap. Dengan pembebanan sebagai berikut :

1. Beban Mati :

$$\text{- Berat sendiri} : 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban plat} &: 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 463 \times 4 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) \right) = 1650,422 \text{ kg/m} \\ q_D &= 2010,422 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban Hidup :

$$\text{- Beban plat} : 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 250 \times 4 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) \right) = 891,156 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 (q_D) + 1,6 (q_L) \\ &= 1,2 (2010,422) + 1,6 (891,156) = 3838,356 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama dengan perencanaan balok lantai atap didapatkan tulangan balok anak lantai sebagai berikut :

▪ Tulangan Tumpuan :

$$\text{Tulangan tarik (As)} = 6D19 \quad (\text{As} = 1701,17 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan tekan (A's)} = 3D19 \quad (\text{A's} = 850,59 \text{ mm}^2)$$

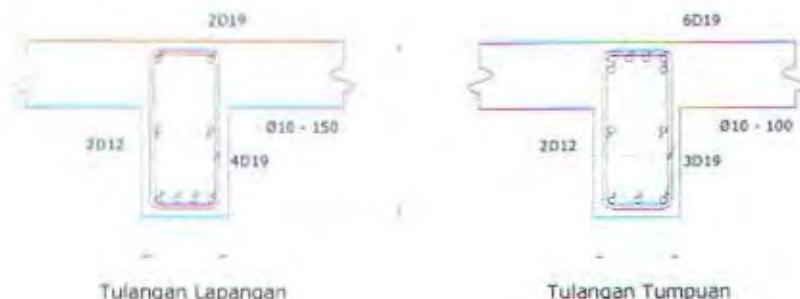
$$\text{Sengkang} = \phi 10 - 100 \rightarrow 150$$

▪ Tulangan Lapangan

$$\text{Tulangan tarik (As)} = 4D19 \quad (\text{As} = 1134,11 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan tekan (A's)} = 2D19 \quad (\text{A's} = 567,06 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Sengkang} = \phi 10 - 100 \rightarrow 150$$



Gambar 4.9. Penulangan Balok Anak Lantai

BAB V

ANALISA STRUKTUR UTAMA

BAB V

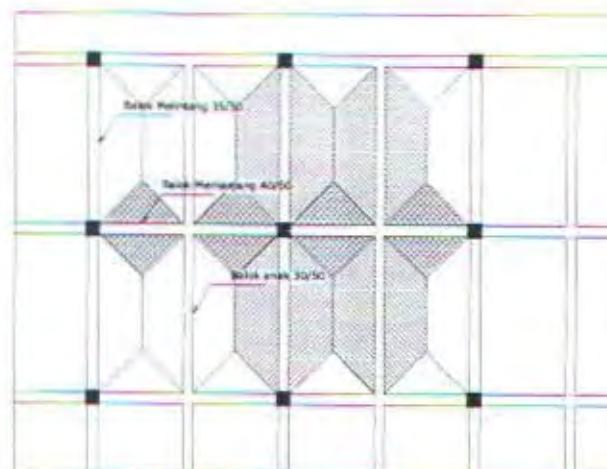
ANALISA STRUKTUR UTAMA

5.1.Data-data perencanaan gedung adalah :

Tipe bangunan	: Perkantoran
Zona Gempa	: Zone 6 (SNI 03 – 1726 – 2002)
Tinggi Bangunan	: 40 m
Lebar Bangunan	: 21 m
Panjang Bangunan	: 56 m
Mutu Beton	: 30 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Dimensi Kolom	: 75 x 75 cm
Dimensi Balok Memanjang	: 40 x 60 cm
Dimensi Balok Melintang	: 35 x 55 cm

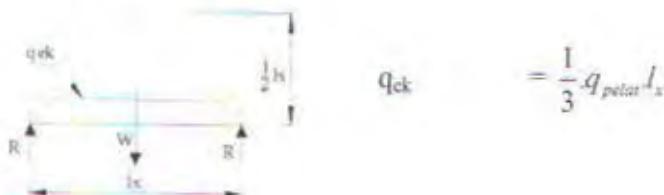
5.2.Pembebanan Struktur Arah Vertikal.

Pembebanan arah vertikal adalah pembebanan yang diterima oleh struktur gedung akibat dari adanya beban yang terdapat diatasnya. Beban vertikal ini memiliki arah yang searah dengan gaya gravitasi. Untuk pembebanan pelat terhadap balok terdapat tiga bentuk yaitu beban ekivalen segi tiga, beban ekivalen trapesium dan beban ekivalen dua segitiga.



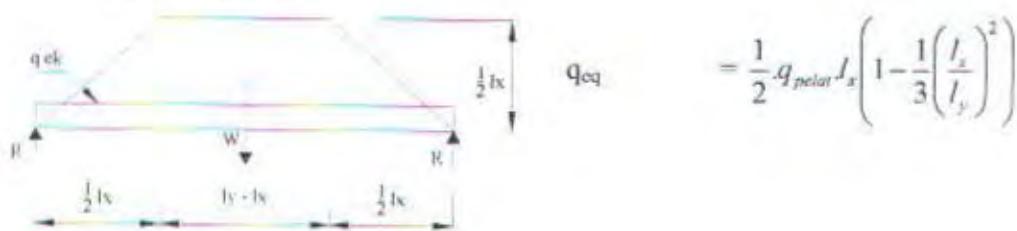
Gambar 5.1. Distribusi Beban Pelat pada Balok

➤ Beban segitiga



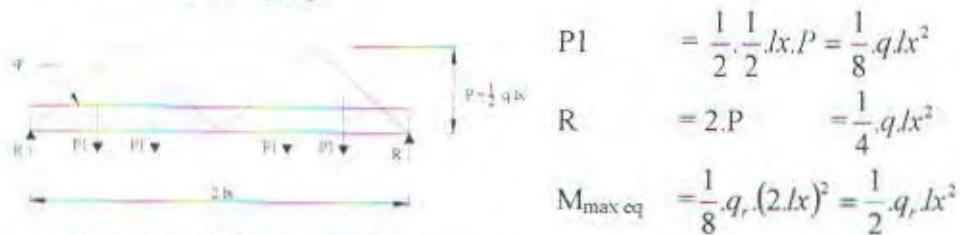
$$q_{ck} = \frac{1}{3} \cdot q_{pelat} \cdot l_x$$

➤ Beban Trapesium



$$q_{eq} = \frac{1}{2} \cdot q_{pelat} \cdot l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

➤ Beban Dua Segitiga



$$P1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot l_x \cdot P = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2$$

$$R = 2 \cdot P = \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{max\ eq} = \frac{1}{8} \cdot q_r \cdot (2 \cdot l_x)^2 = \frac{1}{2} \cdot q_r \cdot l_x^2$$

Momen maksimum tengah bentang :

$$\begin{aligned} M_{max} &= R l_x - P1 \left(l_x - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \right) - P1 \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \right) \\ &= R l_x - P1 \left(\frac{2}{3} l_x \right) - P1 \left(\frac{1}{3} l_x \right) \\ &= (R - P1) l_x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \left(\frac{1}{4} \cdot q \cdot l_x^2 - \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2 \right) l_x \\ &= \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^3 \end{aligned}$$

$$M_{max\ eq} = M_{max}$$

$$\frac{1}{2} \cdot q_r \cdot l_x^2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^3$$

$$q_r = \frac{1}{4} \cdot q / l_x \quad \text{kg/m} \quad \dots \dots \dots (5-1)$$

5.2.1. Pembebanan Pelat

1. Pembebanan pada lantai

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: 0,15 x 2400	= 360 kg/m ²
▪ Plafon + penggantung	: 11 + 7	= 18 kg/m ²
▪ Spesi 1cm	: 0,01 x 2100	= 21 kg/m ²
▪ Tegel (keramik)	: 0,01 x 2400	= 24 kg/m ²
▪ AC dan perpipaan		= <u>40 kg/m²</u> +

$$DL = 463 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (lantai perkantoran)} \quad LL = 250 \text{ kg/m}^2$$

2. Pembebanan pada atap

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: 0,14 x 2400	= 336 kg/m ²
▪ Plafon + penggantung	: 11 + 7	= 18 kg/m ²
▪ Finishing		= 21 kg/m ²
▪ Aspal (1 cm)	: 0,01 x 1400	= 14 kg/m ²
▪ Pasir (1 cm)	: 0,01 x 1600	= 16 kg/m ²
▪ AC dan perpipaan		= <u>40 kg/m²</u> +

$$DL = 445 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup :

▪ Beban terbagi rata		= 100 kg/m ²
▪ Beban hujan		= <u>20 kg/m²</u> +
		LL = 120 kg/m ²

5.2.2. Perhitungan Beban Equivalen

Dalam SAP2000 telah tersedia fasilitas untuk memasukkan beban ekivalen (segitiga dan trapesium), yaitu dengan menggunakan perintah *assign frame static load trapezoidal*. Input pembebanan pelat pada balok dalam SAP2000 dapat dilihat dalam Lampiran II.

5.3. Perhitungan Beban Lateral Akibat Gempa

5.3.1. Perhitungan berat total bangunan

1. Berat lantai 10 (atap)

Beban Mati :

- Pelat : $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 445 = 473480$ kg
- Balok melintang : $(0,35 \times 0,55 \times 21) \times 8 \times 2400 = 77616$ kg
- Balok anak : $(0,3 \times 0,5 \times 21) \times 7 \times 2400 = 52920$ kg
- Balok memanjang : $(0,40 \times 0,6 \times 56) \times 4 \times 2400 = 129024$ kg
- Balok lift : $(0,3 \times 0,5 \times 7) \times 4 \times 2400 = 10080$ kg
- Kolom : $(0,75 \times 0,75 \times 2) \times 32 \times 2400 = 86400$ kg +
WD = 829520 kg

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

- Beban merata : $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 100 \times 0,3 = 31920$ kg
- Beban hujan : $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 20 = 21280$ kg +
WL = 53200 kg

$$\begin{aligned} W_{\text{stap}} &= WD + WL \\ &= 829520 + 53200 \\ &= 882720 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Berat lantai 1 - 9

Beban Mati :

- Pelat : $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 463 = 492632$ kg
- Balok melintang : $(0,35 \times 0,55 \times 21) \times 8 \times 2400 = 77616$ kg
- Balok anak : $(0,3 \times 0,5 \times 21) \times 7 \times 2400 = 52920$ kg
- Balok memanjang : $(0,4 \times 0,6 \times 56) \times 4 \times 2400 = 129024$ kg
- Balok lift : $(0,3 \times 0,5 \times 7) \times 4 \times 2400 = 10080$ kg
- Kolom : $(0,75 \times 0,75 \times 4) \times 32 \times 2400 = 172800$ kg
- Tangga : $(1,9 \times 3,9 \times 2) \times 637 = 9440,34$ kg
- Bordes : $(1,1 \times 4) \times 476 = 2094,4$ kg
- Balok bordes : $(0,2 \times 0,4) \times 4 \times 2400 = 768$ kg
- Kolom tangga : $(0,2 \times 0,2) \times 2 \times 2400 = 192$ kg +
WD = 947566,74 kg

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

$$\begin{aligned} \text{Beban merata} & : (21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 250 \times 0,3 = 79800 \text{ kg} \\ \text{WL} & = 79800 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{tamb}} & = WD + WL \\ & = 947566,74 + 79800 \\ & = 1027366,74 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.3.2. Perhitungan gaya geser dasar

Zone gempa 6 → $\zeta = 0,15$

n = jumlah tingkat gedung
= 10

Jenis tanah adalah tanah lunak → $A_0 = 0,34$

I = 1,0 (gedung perkantoran)

R = 8,5 (tabel 3, SNI 03 – 1726 – 2002)

Periode getar alami struktur (SNI 03 – 1726 - 2002, ps. 5.6):

$$T = \zeta \times n = 0,15 \times 10 = 1,5 \text{ detik}$$

Dari grafik respon spektrum gempa rencana didapatkan C = 0,61

Perhitungan Gaya Geser Dasar :

$$V = \frac{C_l I}{R} W_t = \frac{0,61 \times 1}{8,5} \times (882720 + 9 \times 1027366,74) = 726906,189 \text{ kg}$$

5.4. Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal

Setelah diperoleh gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser tersebut harus didistribusikan ke sepanjang tinggi gedung menjadi beban – beban gempa nominal statik ekuivalen. Penyebaran gaya lateral dilakukan sesuai SNI 03 – 1726 – 2002 dengan rumus berikut ini :

$$F_{i,y} = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (5-2)$$

$$F_{i,x} = 0,3 \times F_{i,y} \quad (5-3)$$

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . Hi (kgm)	V (kg)	Fiy(melintang) (kg)	Fix(memanjang) (kg)
Atap	40	882720	35308800	726906.189	116540.091	34962.02738
9	36	1027367	36985202.6	726906.189	122073.219	36621.96584
8	32	1027367	32875735.7	726906.189	108509.528	32552.85852
7	28	1027367	28766268.7	726906.189	94945.837	28483.75121
6	24	1027367	24656801.8	726906.189	81382.146	24414.64389
5	20	1027367	20547334.8	726906.189	67818.455	20345.53658
4	16	1027367	16437867.8	726906.189	54254.764	16276.42926
3	12	1027367	12328400.9	726906.189	40691.073	12207.32195
2	8	1027367	8218933.92	726906.189	27127.382	8138.21463
1	4	1027367	4109466.96	726906.189	13563.691	4069.107315
Total		10129021	220234813			

Tabel 5.1. Distribusi Gaya Gempa Dasar

Waktu getar alami fundamental

Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing – masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :

$$T_i = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Berdasarkan formula diatas, didapatkan harga Ti seperti dalam tabel :

Lantai	W _i	F _i	d _i (mm)	d _i ²	W _i d _i ²	F _i d _i
10	882720	116540.09	178.78	31961.68	28213214655.88	20834839.40
9	1027366.74	122073.22	171.47	29400.73	30205328362.22	20931455.48
8	1027366.74	108509.53	160.70	25825.52	26532278740.13	17437828.45
7	1027366.74	94945.84	146.09	21343.60	21927707762.31	13871064.64
6	1027366.74	81382.15	127.86	16347.87	16795260720.20	10405423.57
5	1027366.74	67818.46	106.49	11339.27	11649587000.51	7221716.03
4	1027366.74	54254.76	82.66	6832.67	7019661958.21	4484698.27
3	1027366.74	40691.07	57.36	3290.00	3380039921.87	2333980.95
2	1027366.74	27127.38	32.23	1038.66	1067086825.53	874268.87
1	1027366.74	13563.69	10.59	112.07	115140646.73	143591.74
			Σ	146905306593.58	98538867.38	

Tabel 5.2. Perhitungan Ti menurut rumus Rayleigh

$$T_i = 6,3 \sqrt{\frac{14,6E + 10}{9810 \times 98538867,38}} = 2,46 > T_{\text{awal}} = 1,5 \rightarrow \text{digunakan } T = 2$$

Untuk selanjutnya dalam melakukan analisa struktur, digunakan beban gempa dimana gaya gesernya dihitung menggunakan Ti dari rumus Rayleigh diatas. Shingga distribusi gaya geser dasar menjadi :

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi.Hi (kgm)	V (kg)	Fiy (melintang)	Fix (memanjang)
Atap	40	882720	35308800	566034	90748.432	27224.52952
9	36	1027366.74	36985202.6	566034	95057.015	28517.10454
8	32	1027366.74	32875735.7	566034	84495.125	25348.53737
7	28	1027366.74	28766268.7	566034	73933.234	22179.9702
6	24	1027366.74	24656801.8	566034	63371.343	19011.40303
5	20	1027366.74	20547334.8	566034	52809.453	15842.63586
4	16	1027366.74	16437867.8	566034	42247.562	12674.26869
3	12	1027366.74	12328400.9	566034	31685.672	9505.701515
2	8	1027366.74	8218933.92	566034	21123.781	6337.134343
1	4	1027366.74	4109466.96	566034	10561.891	3168.567172
Total		10129020.7	220234813			

Tabel 5.3. Distribusi Gaya Gempa Dasar menggunakan Ti hasil rumus Rayleigh

5.5. Analisa Gaya – gaya Dalam (Analisa Linier)

Setelah semua beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasinya didapatkan, maka perhitungan untuk memperoleh gaya-gaya dalam komponen struktur dapat dilanjutkan. Untuk proses perhitungan ini, digunakan program bantu SAP 2000.

Pemodelan yang digunakan untuk SAP 2000 adalah struktur rangka akan dimodelkan sebagai *frame*. Untuk pemodelan *frame* akan digunakan pula fasilitas *end-offset* untuk menunjukkan efek penampang dan mendapatkan nilai momen muka kolom untuk perhitungan tulangan balok. Sedangkan efek kekakuan pelat akan diwakili oleh fungsi *constraint diaphragma*.

Untuk menentukan momen rencana pada lokasi potensial terjadinya sendi plastis, analisa linier dari strukur harus didasarkan pada kekakuan elemen struktur pada kondisi respon displacement maksimum. Asumsi ini merupakan salah satu komponen vital dari pemodelan *substitute structure* (Shibata and Shozan, 1976) yang digunakan dalam analisa *performance-based design* ini.

Dengan kata lain, kekakuan untuk balok harus didasarkan pada kekakuan elastis penampang retak yang direduksi dengan tingkat daktilitas struktur. Sedangkan untuk kolom, karena kolom akan terlindung dari perilaku inelastis oleh prosedur desain kapasitas maka kekakuananya adalah kekakuan elastis penampang retak tanpa reduksi tingkat daktilitas. Atau bila ditunjukkan melalui persamaan berikut :

$$\text{Balok} \quad I_b = I_{cr} / \mu_s \quad \dots \quad (5-4a)$$

$$\text{Kolom} \quad I_c = I_{cr} \quad \dots \quad (5-4b)$$

Kekakuan elastis penampang retak untuk berbagai jenis elemen struktur diberikan dalam tabel 5.4 berikut sesuai SK SNI – 03 – xxxx – 2001 ps.10.11.1

Elemen Struktur	I_{cr}
Balok	$0,35 I_g$
Kolom	$0,7 I_g$

Tabel 5.4. Nilai Momen Inersia Penampang Retak

Untuk *input* dan *output* hasil running SAP 2000 ini, dapat dilihat dalam lampiran II.

5.6. Perhitungan Penulangan

Metode perhitungan penulangan balok dan kolom akan didasarkan pada peraturan – peraturan yang ditetapkan dalam SK SNI - 03 – xxxx – 2001.

Untuk menunjukkan langkah – langkah perhitungan , diambil contoh balok dan kolom yang terdapat pada portal melintang lantai 3,

5.6.1. Redistribusi Momen Tumpuan Balok

Secara sederhananya, redistribusi momen dilakukan dengan cara mengurangi momen maksimum absolut (biasanya momen negatif) dan dikompensasikan dengan menambah nilai momen didaerah non-kritis (biasanya momen positif). Tujuannya utamanya adalah agar bisa didapatkan pengaturan tulangan yang seragam dan lebih sederhana, karena nilai momen negatif dan positif bisa dibuat hampir bernilai sama.

Beberapa hal penting yang perlu diperhatikan dalam melakukan redistribusi momen antara lain :

1. Menurut Paulay, Priestly nilai reduksi momen negatif maksimum tidak boleh melebihi 30 % dari nilai momen tersebut. Batasan ini diambil untuk memastikan agar sendi plastis tidak timbul terlalu dini pada balok hanya akibat gempa kecil / sedang.
2. Ekuilibrium momen sebelum dan sesudah proses redistribusi harus tetap dipertahankan. Atau dengan kata lain, jumlah momen total harus tetap sama antara sebelum dan sesudah redistribusi.

Dari output hasil running SAP 2000 untuk balok – balok melintang lantai 3, diperoleh nilai momen – momen pada tumpuan seperti ditunjukkan dalam tabel 5.5. Momen tersebut diambil nilai maksimum dari beberapa kombinasi pembebatan.

Balok	BL217	BL218	BL219	Σ
Mom (-)	-54670.60	-55430.26	-56609.24	-166710
Mom (+)	44731.12	44182.33	44463.18	133377
			Σ	= 300087

Tabel 5.5. Momen Tumpuan Balok Lantai 3

Dicoba untuk menyamakan nilai momen negatif pada seluruh bentang = 54000 kg.m

Cek momen negatif: $[(56609,24 - 54000) / 56609,24] \times 100\% = 2,58 < 30\% \text{ OK!}$

$$\text{Sisa momen yang ada} = 300087 - (3 \times 54000) = 138087 \text{ kg.m}$$

Momen positif disamakan : $138087 / 3 = 44028.91$ kg m

Cek : $(49830 / 59000) \times 100\% = 84.46\% > 50\% OK!$

Maka dengan demikian momen tumpuan halok lantai 3 hasil redistribusi menjadi

Balok	BL217	BL218	BL219	Σ
Momen (-)	54000	54000	54000	162000
Momen (+)	46028.91	46028.91	46028.91	138087

Tabel 5.6. Momen Tumpuan Balok Jantai 3 Hasil Redistribusi

5.6.2. Penulangan Lentur Balok

Data – data yang digunakan untuk penulangan balok melintang lantai 3 :

- Tinggi Balok = 55 cm - f_c' = 30 MPa
 - Lebar Balok = 35 cm - f_y = 400 Mpa
 - Diameter tulangan utama = D 25 mm ($A_s = 490,625 \text{ mm}^2$)
 - Diameter tulangan sengkang = \varnothing 12 mm ($A_s = 113,04 \text{ mm}^2$)
 - Decking = 40 mm
 - $d' = 40 + 12 + 25 / 2 = 64,5 \text{ mm}$
 - $d = 550 - d' = 485,5 \text{ mm}$
 - $\rho_{\max} = 0,025$

Beberapa persyaratan yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur, seperti yang disyaratkan dalam SK SNI – 03 – xxxx – 2001 ps. 21.3.1, adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
2. Bentang bersih minimum balok $= 700 > 4d = 4 \times 64,5 = 258 \text{ cm} \dots \text{OK}$
3. Perbandingan Lebar / tinggi balok $= 35 / 55 = 0,64 > 0,3 \dots \text{OK}$
4. a. Lebar $= 350 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \dots \text{OK}$
- b. Lebar $= 35 \text{ cm} < \text{lebar komponen pendukung} + (\frac{3}{4} \times \text{tinggi balok})$
 $< 75 + (\frac{3}{4} \times 55) = 116,25 \text{ cm} \dots \text{OK}$

Selain itu, sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan dalam SK SNI – 03 xxxx – 2001 ps. 10.5.1. luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} - A_{s \min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \times 350 \times 485,5 = 581,70 \text{ mm}^2 \\ - A_{s \max} &= \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{400} \times 350 \times 485,5 = 594,74 \text{ mm}^2 \quad (\text{menentukan !!}) \end{aligned}$$

❖ Penulangan Tumpuan Balok

Untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja, maka penulangan kedua ujung sebuah balok didesain sama.

$$\delta = \frac{A_s'}{A_s} \rightarrow \text{direncanakan} = 0,5$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{(1-\delta)Mu}{\phi b d^2} = \frac{(1-0,5)540000000}{0,8 \times 350 \times 485,5^2} = 4,09$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] = 0,0112$$

$$\begin{aligned} \rho' &= \frac{\delta Mu}{0,8 \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d} \\ &= \frac{0,5 \times 540000000}{0,8 \times 400 (485,5 - 64,5) \times 350 \times 485,5} = 0,0118 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p &= p\delta + p' \\
 &= 0,0112 + 0,0118 = 0,023 \\
 As &= p.b.d = 0,023 \times 350 \times 485,5 \\
 &= 3909,64 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan } 8 \text{ D } 25 (\text{As} = 3925 \text{ mm}^2) \\
 As' &= p'.b.d = 0,0118 \times 350 \times 485,5 \\
 &= 2004,1568 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan } 5 \text{ D } 25 (\text{As} = 2453,13 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

❖ Penulangan Lapangan Balok

SK SNI - 03 xxxx - 2001 ps. 21.3.2.(2) mensyaratkan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maksimum absolut di muka tumpuan.

Untuk balok BL217, dari output SAP2000 diperoleh : nilai momen maksimum lapangan $4813,48 \text{ kg.m} < 25\% \times 54000 = 13500 \text{ kg.m}$. Jadi dipakai momen lapangan $13500 \text{ kg.m} = 1,35 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$

Untuk penulangan lapangan, balok akan dianalisa sebagai balok T. Dimana lebar flens efektif didapat dari : *(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 8.10.2)*

$$\begin{aligned}
 b_e &\leq \frac{1}{4}L = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ cm} && \text{(menentukan !!!)} \\
 &\leq b_w + 16t = 35 + 16 \times 15 = 275 \text{ cm} \\
 &\leq b_w + L_n = 35 + 765 = 800 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lapangan momen positif tulangan ulir 3 D 25 mm.

$(As = 1471,88 \text{ mm}^2), As > As_{min}$

$$c = \frac{As \times f_y}{\beta \times 0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{1471,88 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 1750} = 15,52 \text{ mm}$$

karena $c < t$; $15,52 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$, maka balok anak adalah balok T palsu dan dianggap sebagai balok persegi biasa.

$$a = c \times \beta = 15,52 \times 0,85 = 13,19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi.Mn &= \phi.As.f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 1471,88 \times 400 \times \left(535,5 - \frac{13,19}{2} \right) \\
 &= 225564238,9 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$Mu = 135000000 \text{ N.mm}$$

$$Mu < \phi.Mn \quad \text{(memenuhi syarat!)}$$



maka tulangan momen positif dipakai tulangan ulir 3 D 25 mm ($A_s = 1471,88 \text{ mm}^2$) dan tulangan momen negatif dipakai tulangan ulir 2 D 25 mm ($A_s' = 981,25 \text{ mm}^2$)

5.6.3. Penulangan Geser Balok

- ❖ Perhitungan Gaya Geser Pada Tumpuan Balok

$$V = (M_{pr}^{+/-} + M_{pr}^{-}) / L_n + Vg$$

$$M_{pr}^{+/-} = A_c \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_c (1,25 f_y)}{0,85 f'_s b}$$

Vg = gaya geser akibat beban gravitasi

a) Momen Tumpuan Negatif

Untuk balok BL217, pada tumpuan momen negatif diperoleh :

$$a = \frac{3925 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 350} = 219,89 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{-} = 3925 \times 1,25 \times 400 \left(485,5 - \frac{219,89}{2} \right) = 737028694 \text{ N.mm}$$

b) Momen Tumpuan Positif

Untuk balok BL217, pada tumpuan momen positif diperoleh :

$$a = \frac{2453,125 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 350} = 137,43 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{+} = 2453,125 \times 1,25 \times 400 \left(485,5 - \frac{137,43}{2} \right) = 511212868,7 \text{ N.mm}$$

- ❖ Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.3.3.

$$s < d / 4 = 485,5 / 4 = 121,375 \text{ mm} \rightarrow \text{daerah sendi plastis}$$

$$s < d / 2 = 485,5 / 2 = 242,75 \text{ mm} \rightarrow \text{diluar daerah sendi plastis}$$

$$s < 8 \times \phi \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$s < 24 \times \phi \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$$

} menentukan

Untuk penulangan geser balok menggunakan $M_{pr}^{+/-}$ balok.

$$L_n = 7000 - 350 = 6650 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{-} = 798815319,7 \text{ N mm} = 798,8153197 \text{ KNm}$$

$$M_{pr}^{+} = 511212868,7 \text{ N mm} = 511,2128687 \text{ KNm}$$

Gaya geser total didaerah sendi plastis (muka kolom s/d 2 d) :

Gaya geser akibat beban gravitasi dimuka kolom (dari output SAP 2000) :

$$V_g = 6769,264 \text{ kg} = 67692,64 \text{ N}$$

Akibat M_{pr} dengan metode keseimbangan gaya diperoleh reaksi diujung – ujung balok V_A dan V_B sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{A \text{ Gempa}} &= -V_{B \text{ Gempa}} = \{M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-}\} / L_n \\ &= \{737028694 + 511212868,7\} / 6650 \\ &= 199718,65 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser total :

$$\begin{aligned} V_{u,A} &= V_{gempa} + V_{gravitasi} \\ &= 199718,65 + 67692,64 \\ &= 267411,29 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u,B} &= V_{gempa} + V_{gravitasi} \\ &= -199718,65 + 67692,64 \\ &= -132026,01 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 0 \text{ (kemampuan geser beton didaerah sendi plastis tidak diperhitungkan)}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_{u,b}/\Phi - V_c \\ &= (267411,29 / 0,75) - 0 = 356548,387 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter sengkang = 12 mm

$$A_v = 2 \times 113,04 \text{ mm}^2 = 226,08 \text{ mm}^2 \quad (\text{SK SNI-03-xxxx-2001 ps. 11.5.6.(3)})$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226,08 \times 400 \times 485,5}{356548,387} = 123,14 > s \text{ maks}$$

dipasang $\phi 12 - 100$ sejauh 110 cm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom.

Gaya geser total diluar sendi plastis ($> 2d$) :

Langkah pertama adalah menentukan besarnya gaya geser yang bekerja pada jarak 110 cm dari muka kolom (akhir dari daerah sendi plastis)

$$\begin{aligned} V_{1100} &= V_A - (1100 / L_n)(V_A + V_B) \\ &= 267411,29 - (1100 / 6650)(199718,65 + 67692,64) \\ &= 197110,3252 \text{ N} \end{aligned}$$

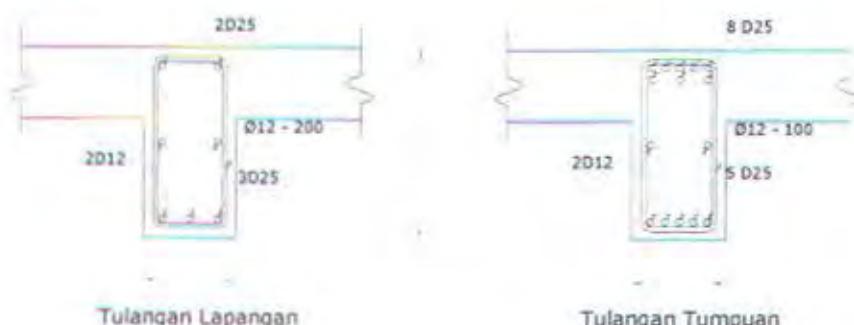
Dimana untuk daerah di luar sendi plastis ini, kuat geser beton turut diperhitungkan yakni sebesar : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 11.3.1.(I))

$$\begin{aligned} V_c &= (1/6)\sqrt{f_c} b_w d \\ &= (1/6)\sqrt{30}(350 * 485,5) = 155119,59 \text{ N} \\ V_s &= V_u,b/\Phi - V_c \\ &= (197110,3252 / 0,75) - 155119,59 = 107694,17 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter sengkang = 12 mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 113,04 \text{ mm}^2 = 226,08 \text{ mm}^2 \quad (\text{SK SNI-03-xxxx-2001 ps. 11.5.6.(3)}) \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226,08 \times 400 \times 485,5}{107694,17} = 407,68 \text{ mm} > s \text{ maks} \end{aligned}$$

jadi dipasang $\phi 12 - 220$



Gambar 5.2. Penulangan pada Balok BL217

5.6.4. Penulangan Lentur Kolom

Untuk contoh penulangan, akan digunakan kolom eksterior KLM33 yang terletak pada lantai 3 (lihat lampiran II untuk sejelasnya).

Pertama-tama akan dihitung nilai momen ultimate balok akibat tulangan terpasang.

Akibat tulangan terpasang pada balok melintang :

$$\phi M_n^{+/-} = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{dimana } a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

maka :

$$a^- = \frac{3925 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 175,91 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^- &= 0,85 \times 3925 \times 400 (485,5 - 175,91 / 2) \\ &= 461786809,5 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,as\ kolom}^- = 7000 / 6250 \times \phi M_n^- = 517212426,7 \text{ N.mm}$

$$a^+ = \frac{2453,125 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 109,94 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^+ &= 0,85 \times 2453,125 \times 400 (485,5 - 109,94 / 2) \\ &= 316133050,6 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,as\ kolom}^+ = 7000 / 6250 \times \phi M_n^+ = 354069016,7 \text{ N.mm}$

$$\Sigma M_g = 517212426,7 + 354069016,7 = 871281443,3 \text{ N.mm}$$

Diasumsikan bahwa momen balok tersebut ditahan oleh kolom atas dan kolom bawah dengan proporsi terbalik terhadap panjang kolom. Karena panjang kolom adalah sama di semua lantai maka :

$$\begin{aligned}\phi M_{n\ kolom\ atas} &= \phi M_{n\ kolom\ bawah} \\ &= \frac{1}{2} \Sigma M_g = 435640721,7 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

Momen muka joint : $\phi M_{n\ muka\ joint} = 3400 / 4000 \times \phi M_n = 370294613,4 \text{ N.mm}$

Akibat tulangan terpasang pada balok memanjang :

$$a^- = \frac{2453,125 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 96,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^- &= 0,85 \times 2453,125 \times 400 (535,5 - 96,2 / 2) \\ &= 406521653,6 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,as\ kolom}^- = 8000 / 7250 \times \phi M_n^- = 448575617,8 \text{ N.mm}$

$$a^+ = \frac{1471,875 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 57,72 \text{ mm}$$

$$\phi M_n^+ = 0,85 \times 981,25 \times 400 (535,5 - 57,72 / 2)$$

$$= 253541507,8 \text{ N.mm}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,ax\ kolum}^- = 8000 / 7250 \times \phi M_n^+ = 279769939,7 \text{ N.mm}$

$$\Sigma M_x = 448575617,8 + 279769939,7 = 728345557,5 \text{ N.mm}$$

$\phi M_{n,kolom\ atas} = \phi M_{n,kolom\ bawah}$

$$= \frac{1}{2} \Sigma M_x = 364172778,7 \text{ N.mm}$$

Momen muka joint : $\phi M_{n,muka\ joint} = 3400 / 4000 \phi M_n = 309546861,9 \text{ N.mm}$

Selanjutnya tulangan kolom akan dicari dengan program bantu *PCACOL v3.00*

(Gambar 5.3), dimana data-data yang akan dimasukkan adalah :

- $P_u = 420979 \text{ kgf} = 4209,79 \text{ kN}$ (dari hasil output SAP2000)

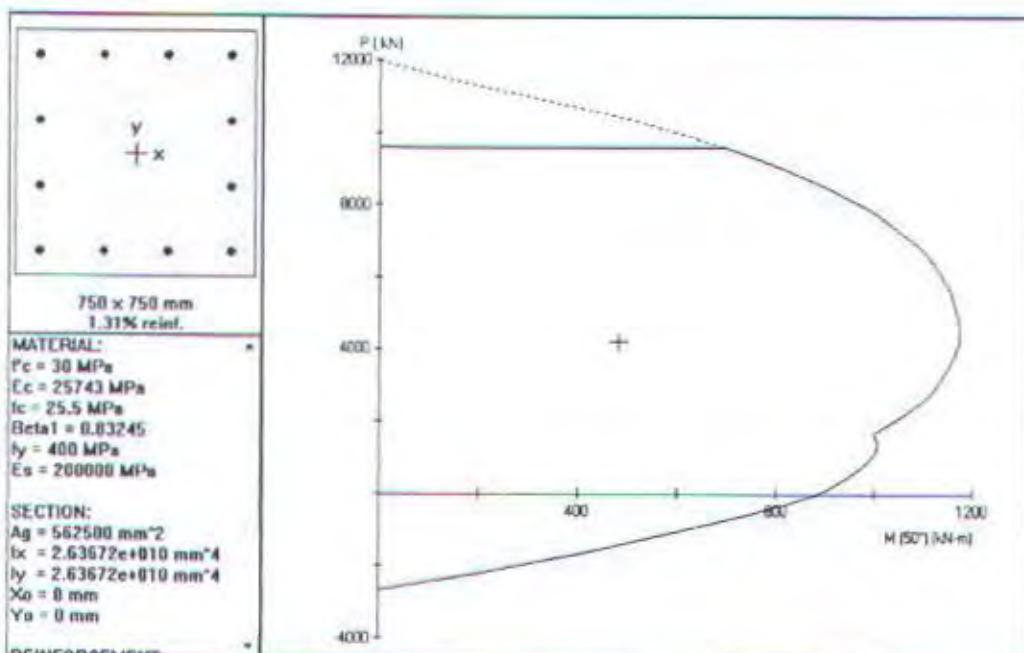
- Dimensi kolom = $750 \times 750 \text{ mm}^2$

Selimut beton = 50 mm

$$\phi M_{n,x} = 309546861,9 \text{ N.mm} = 309,5468619 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n,y} = 370294613,4 \text{ N.mm} = 370,2946134 \text{ KN.m}$$

Maka akan diperoleh nilai tulangan untuk kolom KLM33 : 12 - D28 ($A_s = 7392 \text{ mm}^2$, $\rho = 1,31\%$)



Gambar 5.3. Hasil Analisa PCA COL v 3.00 untuk kolom KLM33

5.6.5. Penulangan Geser Kolom

- Berdasarkan Persyaratan Minimum Peraturan**

Sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.4., penulangan transversal khusus dibutuhkan sejauh l_o dari kedua ujung kolom, dimana :

$$l_o > h_{kolom} = 750 \text{ mm (menentukan!)}$$

$$l_o > (1/6) l_{n\text{ kolom}} = (1/6)(4000 - 600) = 566,67 \text{ mm}$$

$$l_o > 500 \text{ mm}$$

sehingga l_o akan diambil sejauh 600 mm dari muka joint.

Dan sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.2., spasi maksimum yang diijinkan untuk tulangan transversal dalam jarak 750 mm tersebut adalah :

$$s < \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil komponen struktur} = \frac{1}{4} \cdot 750 = 187,5 \text{ mm}$$

$$s < 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm (menentukan!!)}$$

Luasan penampang minimum tulangan transversal (A_{sh}) adalah yang yang terbesar dari kedua persamaan : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$A_{sh} = \frac{0.3 s h_c f_c'}{f_{jh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 s h_c f_c'}{f_{jh}}$$

dimana : s = jarak spasi tulangan transversal

h_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang tersebut.

A_g = luas penampang kolom

A_{ch} = luas penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_{jh} = kuat leleh tulangan transversal

Dengan menggunakan spasi 80 mm, $f_{jh} = 400 \text{ MPa}$, deking beton 50 mm, dan direncanakan tulangan transversal Ø12 ($A_s = 113.04 \text{ mm}^2$), akan diperoleh :

$$A_{sh} = \frac{0.3 \times 80 \times [750 - (2 \times 50) - 12] \times 30}{400} \left[\left(\frac{750^2}{(750-100)^2} \right) - 1 \right]$$

$$= 380,53 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan!!)}$$

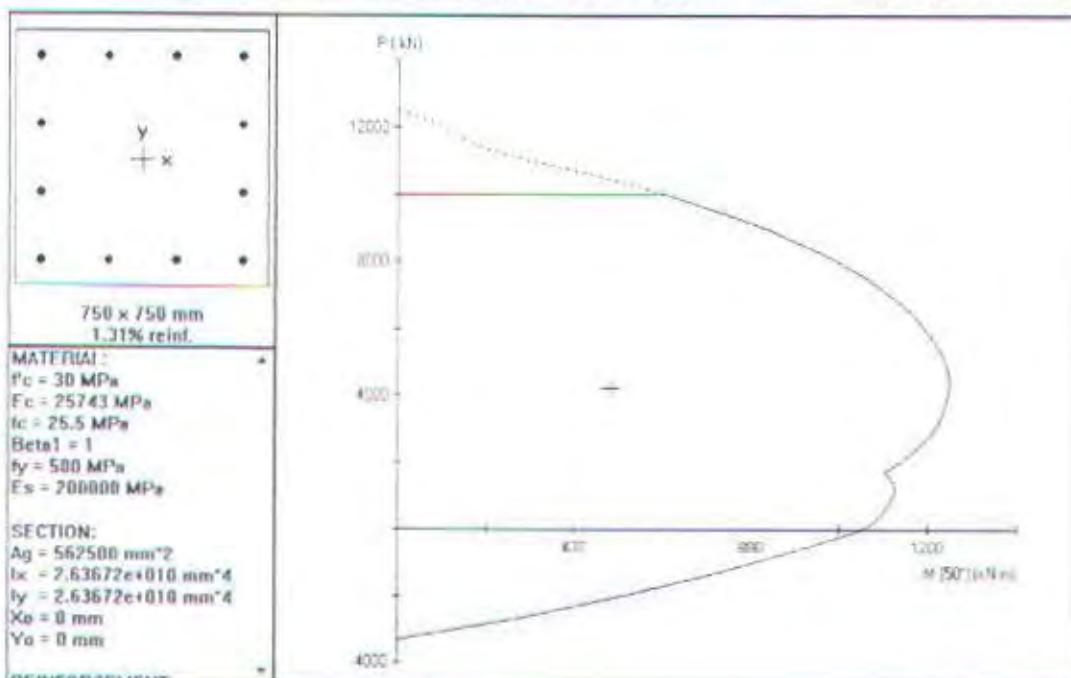
$$A_{sh} = \frac{0.09 \times 80 \times [750 - 100 - 12] \times 30}{400} = 344,52 \text{ mm}^2$$

maka digunakan Ø12 dengan 2 tulangan silang ($A_s = 4 * 113.04 = 452.16 \text{ mm}^2$) dengan spasi 80 mm (lihat gambar 5.5 untuk sket penulangan transversal)

Untuk daerah di luar l_{cr} sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.6. tulangan transversal harus dipasang dengan tidak melebihi $6 \times$ diameter tulangan memanjang ($= 6 * 25 = 150 \text{ mm}$) atau 150 mm. Maka untuk daerah di luar l_{cr} akan dipasang tulangan transversal Ø 12 – spasi 150 mm.

- Berdasarkan Kebutuhan Gaya Geser**

Sama halnya seperti pada balok, gaya geser desain untuk kolom akan ditentukan dengan mempertimbangkan gaya-gaya maksimum yang dapat timbul di muka joint pada tiap-tiap ujung kolom SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.5.1. Gaya-gaya pada joint akan ditentukan dengan berdasarkan M_{pr} (*maximum probable moment strength*) baik akibat tulangan terpasang pada kolom maupun pada balok.



Gambar 5.4 Diagram Interaksi kolom KLM33 ($f_y = 500 \text{ MPa}$, $\phi = 1.0$)

M_{pr} akibat tulangan terpasang pada kolom dihitung dengan faktor reduksi kekuatan = 1.0 dan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik = $1.25 f_y =$

500 MPa. Dengan mengasumsikan bahwa M_{pr} adalah sama dengan nilai momen pada titik keseimbangan, maka dari gambar 5.4 diambil nilai $M_{pr} = 1250 \text{ kN.m}$. Maka diperoleh nilai V_u pada ujung kolom berdasar M_{pr} :

$$V_{ul} = (1250 \times 2) / (4 - 0,6) = 735,3 \text{ kN}$$

Sedang M_{pr} akibat tulangan terpasang pada balok yang berada pada joint kolom didapat dari (untuk nilai M_{pr}^+ dan M_{pr}^- lihat kembali bab 5.6.3):

$$\begin{aligned} V_{u2,y} &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / I_n \\ &= (511,21 + 737,03) / (4 - 0,6) = 367,13 \text{ kN} \\ V_{u2,x} &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / I_n \\ &= (367,55 + 583,07) / (4 - 0,6) = 279,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

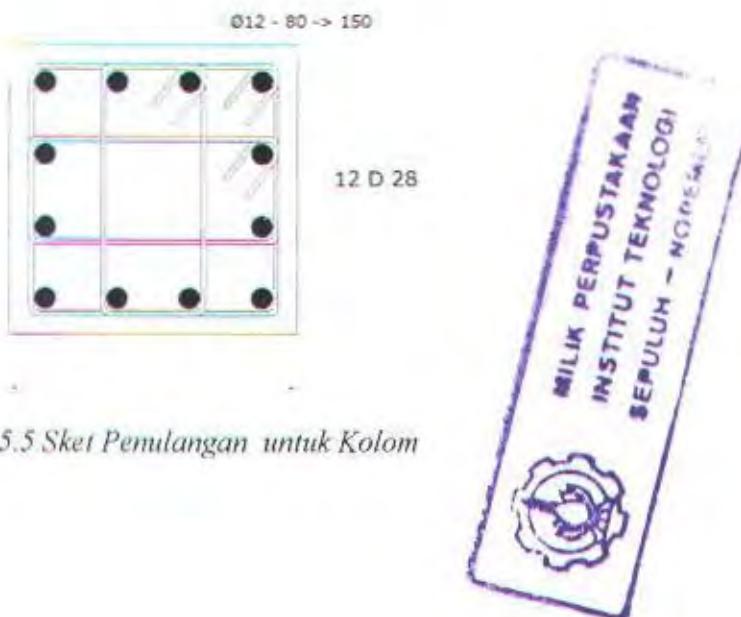
$$V_{u2} \text{ yang diterima kolom} = V_{u2,x} + V_{u2,y} = 646,72 \text{ kN}$$

Dengan membandingkan nilai V_{ul} dgn V_{u2} maka yang menentukan adalah yang terbesar yakni V_{ul} . Karena gaya-gaya aksial berfaktor (akibat kombinasi 1 dan 2) untuk kolom lebih kecil daripada $A_g f'_c / 20 = (750*750)*30 / 20 = 843,75 \text{ kN} = 84375 \text{ kg}$, maka sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.5.2 nilai V_c harus diambil = 0.

$$V_s = A_v f_v d \cdot s = 452,16 * 400 * 638 / 80 = 1442,39 \text{ kN}$$

dimana nilai-nilai A_v dan s diambil dari perhitungan tulangan transversal pada bab sebelumnya.

Karena nilai $V_s > V_{ul}$, maka penulangan transversal sesuai persyaratan minimum yang telah dihitung pada subbab sebelumnya dianggap mencukupi, yakni Ø12 dengan 2 tulangan silang pada jarak spasi 80 mm, dipasang sejarak 600 mm dari ujung-ujung kolom.



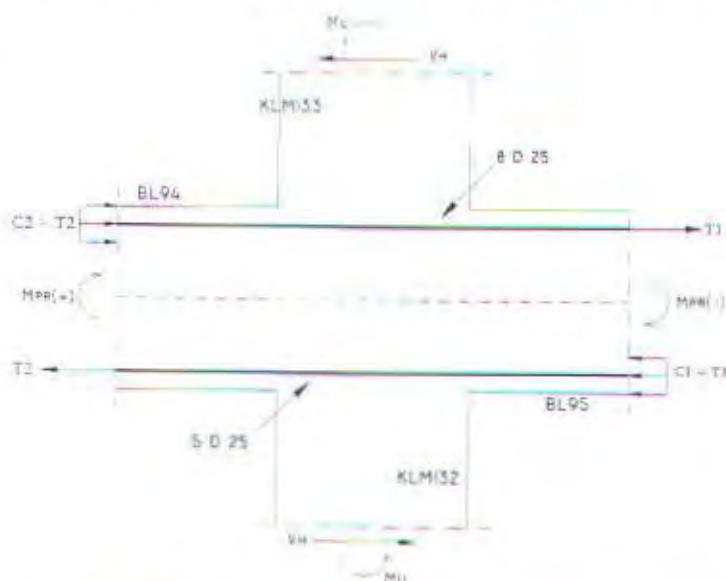
Gambar 5.5 Sket Pemulangan untuk Kolom

5.6.6. Sambungan Balok - Kolom

SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.2.1. mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam ps. 21.4.4. harus dipasang pula dalam sambungan antara balok-kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam ps. 21.5.2.2.

Pada sambungan balok-kolom interior dimana terdapat pada keempat sisi kolom terdapat balok, sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.2.2, spasi maksimum diperbolehkan mencapai 150 mm.

Selanjutnya perlu dicek kekuatan geser sambungan. (lihat gambar 5.6)



Gambar 5.6. Analisa Geser pada Beam Column Joint Interior lantai 2

Dari perhitungan sebelumnya (bab 5.6.3) didapatkan :

$$M_{pr}^- = 737028694 \text{ N.mm}$$

$$M_{pr}^+ = 511212868,7 \text{ N.mm}$$

Maka didapat :

$$M_u = (M_{pr}^- + M_{pr}^+) / 2 = 624120781,4 \text{ N.mm}$$

$$V_h = 2.M_u / (4000 - 600) = 364129,87 \text{ N}$$

$$(8 \text{ D } 25) : T_1 = 1,25 f_y A_{st} = 1962500 \text{ N}$$

$$(5 \text{ D } 25) : C_2 = T_2 = 1,25 f_y A_{st} = 1226562,5 \text{ N}$$

Gaya geser bersih pada joint : $V_{nj} = T_l + C_2 - V_h = 2824932,63 \text{ N}$

Berdasar SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.3.1 untuk hubungan balok-kolom yang terkekang kedua sisinya, nilai kekuatan gesernya dihitung berdasarkan :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 1,7 \sqrt{f_c} A_j \\ &= 0,85 * 1,7 \times \sqrt{30} \times (750 \times 750) = 4451957,41 \text{ N} > V_{nj} \dots \text{OK!!!}\end{aligned}$$

Perencanaan sambungan balok-kolom :

Lebar Joint (b_j) :

$$\begin{aligned}b_j &= b_k = 750 \text{ mm} \\ b_j &= b + 0,5 b_k \\ &= 350 + 0,5 \times 750 \\ &= 725 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$V_{jh} = \frac{V_{nj}}{b_j \cdot b_k} = \frac{2824932,63}{725 \times 750} = 5,195 \text{ N/mm}^2$$

Tegangan geser yang dipikul beton :

$$\begin{aligned}V_{ch} &= \frac{2}{3} \sqrt{\left[\frac{Nn,k}{Ag} \right] - 0,1 f_c} \\ &= \frac{2}{3} \sqrt{\left[\frac{4209792}{750 \times 750} \right] - 0,1 \times 30} = 1,412 \text{ N/mm}^2 \\ V_{sh} &= V_{jh} - V_{ch} \\ &= 5,195 - 1,412 \\ &= 3,783 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Spasi yang tersedia untuk penulangan joint :

$$\begin{aligned}d_1 &= 40 + 12 + 25 + 25 + 25 = 127 \text{ mm} \\ d_2 &= 40 + 12 + 25 = 77 \\ h_o &= 550 - (127 + 77) \\ &= 346 \text{ mm}\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan joint dipasang 4 lapis sehingga :

$$\begin{aligned}s &= \frac{346 - (4 \times 12)}{5} \\ &= 59,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

Penulangan geser yang diperlukan :

$$\text{Ash} = \frac{V_{sh} \cdot b \cdot s}{f_y} = \frac{3,783 \times 725 \times 59,6}{400}$$

$$= 408,66 \text{ mm}^2$$

Dipasang 4 lapis sengkang 4×12 ($A_s = 452,14 \text{ mm}^2$)

5.7. REKAP HASIL PERHITUNGAN PENULANGAN

Berikut akan disajikan hasil lengkap dari penulangan struktur berdasarkan analisa linear yang telah dilakukan dan sesuai dengan peraturan SK SNI - 03 – xxxx – 2001.

5.7.1. Tulangan Balok

Letak	Lantai	Tulangan	
Tumpuan	1 s/d 5	Atas	8 D 25
		Bawah	5 D 25
	6 dan 7	Atas	7 D 25
		Bawah	4 D 25
	8 s/d 10	Atas	5 D 25
		Bawah	3 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Atas	2 D 25
		Bawah	3 D 25

(a) $L = 7 \text{ meter}$ (melintang)

Letak	Lantai	Tulangan	
Tumpuan	Semua Lantai	Atas	5 D 25
		Bawah	3 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Atas	2 D 25
		Bawah	4 D 25

(b) $L = 8 \text{ meter}$ (memanjang)

Tabel 5.7. Penulangan Lentur Balok

Letak	Lantai	Tipe	Tulangan
Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	$\varnothing 12 - 100$
		Memanjang	$\varnothing 12 - 100$
Luar Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	$\varnothing 12 - 200$
		Memanjang	$\varnothing 12 - 250$

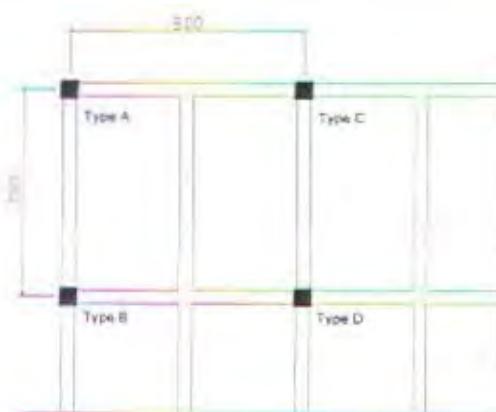
Keterangan : sendi plastis berjarak 1100 mm diukur dari muka join

Tabel 5.8. Penulangan Geser Balok

5.7.2. Tulangan Kolom

Khusus untuk penulangan kolom terbagi menjadi 4 tipe per lantai, yaitu tipe A (kolom eksterior sudut gedung), tipe B (kolom eksterior sisi melintang gedung), tipe C

(kolom eksterior sisi memanjang gedung) dan tipe D (interior) untuk lebih jelasnya lihat gambar 5.7. Dengan catatan, yang dimaksud dengan kolom lantai i adalah kolom yang terletak dibawah level i . Sehingga yang dimaksud dengan kolom lantai 10 adalah kolom yang terletak di bawah level atap.



Gambar 5.7. Tipe Penulangan Kolom

Lantai	Tipe	Tulangan Lentur	p (%)	Tulangan Transversal	
				$\leq l_o$	$> l_o$
1 – 4	A	12 D 28	1,31	Ø12 spasi 80 mm	Ø12 spasi 150 mm
	B	20 D 28	2,19		
	C	16 D 28	1,75		
	D	20 D 28	2,19		
5 – 8	A	12 D 25	1,05	Ø12 spasi 80 mm	Ø12 spasi 150 mm
	B	20 D 25	1,75		
	C	16 D 25	1,40		
	D	20 D 25	2,19		
9 – 10	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	12 D 25	1,05		

Keterangan :
 - l_o berjarak 750 mm diukur dari muka join
 - untuk tul.transversal, digunakan 2 tulangan silang selain tulangan sengkang biasa (lihat Gb. 5.5)

Tabel 5.9. Penulangan Kolom

5.8.Kontrol Displacement

Perhitungan akibat gempa yang dilakukan sebelumnya perlu dikontrol terhadap Kinerja Batas Ultimitnya. Didalam SNI – 03 – 1726 – 2002 (8.2) disebutkan bahwa

batasan ini dilakukan agar mencegah terjadinya benturan berbahaya antar gedung. Simpangan dan simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat gempa nominal yang dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

$$\xi = 0,7 R \quad \dots \dots \dots \quad (5-5)$$

Dan untuk memenuhi persyaratan Kinerja Batas Ultimit struktur gedung, maka segala hal simpangan yang terjadi pada struktur gedung tidak boleh melebihi 0,002 kali tinggi tingkat. Hasil output dari simpangan (Δ_s) dan simpangan antar tingkat (*interstory drift*) dan batasannya menurut peraturan yang berlaku adalah sebagai berikut:

Lantai	Tinggi (m)	Δ_s cm	Drift cm	Δ_M cm	Drift cm	Batasan cm	
10	40	9.70789	0.46428	37.38	-17.62	8	OK!!
9	36	9.24361	0.63448	55.00	3.78	8	OK!!
8	32	8.60914	0.83165	51.22	4.95	8	OK!!
7	28	7.77748	1.02152	46.28	6.08	8	OK!!
6	24	6.75596	1.18479	40.20	7.05	8	OK!!
5	20	5.57117	1.32566	33.15	7.89	8	OK!!
4	16	4.24551	1.3427	25.26	7.99	8	OK!!
3	12	2.90282	1.31631	17.27	7.83	8	OK!!
2	8	1.58651	1.0856	9.44	6.46	8	OK!!
1	4	0.50091	0.50091	2.98	2.98	8	OK!!

Tabel 5.10. Simpangan Lateral Akibat Gempa dan Batasannya

5.9. Penentuan Target Perpindahan Rencana

Untuk mengetahui apakah hasil displacement dari analisa Pushover telah memenuhi kriteria ataukah belum, perlu ditentukan suatu target perpindahan rencana. Perhitungan target perpindahan rencana ini akan dilakukan pada portal melintang dan didasarkan pada perumusan Priestly. Adapun langkah-langkahnya adalah sebagai berikut :

Data-data : $n = 10$ lantai

$$h_{\text{lantai}} = 4,0 \text{ m}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2,00 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 0,0020$$

Batasan Peraturan (untuk rotasi drift ultimate) :

$$\theta_c = 0,025$$

$$\theta_d = \theta_v + \theta_p \leq \theta_c$$

maka nilai akan θ_d diambil sama dengan $\theta_c = 0,025$

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana (Δ_i)

Profil Perpindahan Rencana (*design displacement profile*) untuk frame dihitung berdasarkan persamaan :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n}\right) \quad (5-6)$$

dimana Δ_i = simpangan tingkat ke – i

n = jumlah tingkat

h_i = adalah tinggi lantai ke – i.

Hasil perhitungan berdasarkan persamaan (5 – 6) tersebut bisa dilihat pada tabel berikut ini :

Tingkat	h (m)	Δ_i
10	40	0.8125
9	36	0.7481
8	32	0.6800
7	28	0.6081
6	24	0.5325
5	20	0.4531
4	16	0.3700
3	12	0.2831
2	8	0.1925
1	4	0.0981

Tabel 5.11. Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Perpindahan rencana / target perpindahan struktur dapat dihitung berdasarkan perumusan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5-7)$$

Hasil perhitungan berdasar rumus (5-7) ditampilkan dalam bentuk tabel berikut ini :

Tingkat	h (m)	m _i	Δ _i	m _i Δ _i	m _i Δ _i ²
10	40	882720	0.8125	717210.00	582733.13
9	36	1027367	0.7481	768598.74	575007.93
8	32	1027367	0.6800	698609.38	475054.38
7	28	1027367	0.6081	624767.40	379936.67
6	24	1027367	0.5325	547072.79	291316.26
5	20	1027367	0.4531	465525.55	210941.27
4	16	1027367	0.3700	380125.69	140646.51
3	12	1027367	0.2831	290873.21	82353.48
2	8	1027367	0.1925	197768.10	38070.36
1	4	1027367	0.0981	100810.36	9892.02
		Σ		4791361.23	2785952.00

Tabel 5.12. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame

sehingga nilai Δ_d didapatkan :

$$\Delta_d = 0,581 \text{ m}$$

- Perhitungan Daktilitas Struktur Rencana (μ_s)

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan persamaan :

$$\mu_s = \Delta_d / \Delta_y \quad (5-8)$$

Dimana menurut Priestly, nilai Δ_y untuk frame dirumuskan sebagai :

$$\begin{aligned} \Delta_y &= 0.5 \epsilon_y (l_b / h_b) (0.6 h_n) \\ &= 0.5 * 0.0020 (7 / 0.55) (0.6 * 40) = 0,305 \end{aligned}$$

sehingga :

$$\mu_s = 0,581 / 0,305 = 1,904$$

BAB VI

ANALISA PUSHOVER

BAB VI

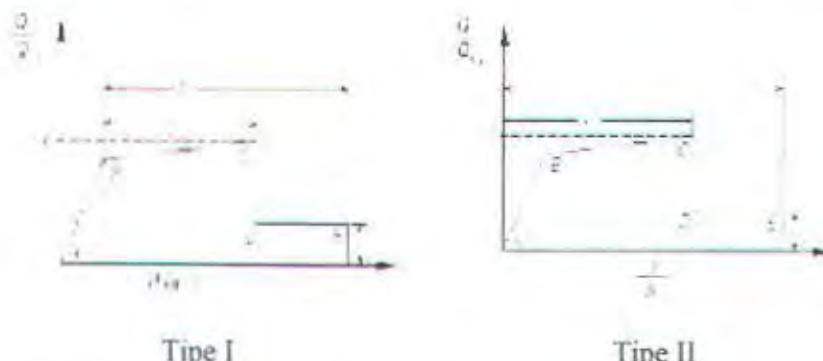
ANALISA PUSHOVER

6.1. Analisa Statik Non-Linier

Setelah analisa linier selesai dilakukan dan kemudian hasilnya digunakan untuk mendesain tulangan balok dan kolom, maka kemudian analisa statik non-linier dapat dilakukan. Dimana dalam tugas akhir ini, analisa statik non-linier yang digunakan adalah analisa pushover.

Salah satu kelebihan utama analisa statik non-linier ini dibandingkan dengan analisa statik linier adalah analisa ini memungkinkan terjadinya respon non-linier pada komponen – komponen struktur akibat deformasi yang terjadi selama gedung mengalami pembebahan lateral yang besar, seperti pada saat terjadinya gempa.

Respon non-linier komponen – komponen struktur yang terjadi secara umum dapat diwakili oleh hubungan *load-deformation* seperti yang ditunjukkan dalam gambar 6.1, berikut ini.



Gambar 6.1. Hubungan Load-Deformation yang telah digeneralisasi

Gambar tersebut menunjukkan suatu hubungan *load-deformation* yang telah digeneralisasi yang dapat diterapkan untuk kebanyakan elemen struktur beton. Q menunjukkan beban yang diakibatkan oleh gaya lateral, sebagai Q_{CE} adalah kemampuan / kapasitas struktur.

Seperti yang terlihat, terdapat dua cara untuk menjelaskan deformasi :

Type I : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan langsung sebagai regangan, kurvatur, rotasi, ataupun perpanjangan. Parameter a dan b mengacu pada bagian dari

deformasi yang terjadi setelah leleh, yaitu deformasi plastis. Parameter a , b , dan c didefinisikan secara numeris dalam tabel 6.1. dan 6.2. (*FEMA-273, chap 6*).

Type II : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan sebagai *shear angle* dan *tangential drift ratio*. Parameter d dan e mengacu pada deformasi total yang diukur dari awal. Parameter a , d , dan e juga didefinisikan secara numeris dalam tabel 6.1. dan 6.2. (*FEMA-273, chap 6*).

Adapun keterangan untuk gambar 6.1. adalah sebagai berikut :

- Titik A menunjukkan kondisi tanpa adanya beban.
- Garis A-B menunjukkan respon linier struktur, dengan turut memperhitungkan kekakuan retak masing – masing elemen struktur.
- Titik B adalah menyatakan kekuatan leleh efektif (*nominal yield strength*) elemen struktur
- Garis B-C biasanya memiliki kemiringan 5 % - 10 % dari kemiringan garis A-B. pada garis ini terjadi *strain hardening* yang biasanya dialami kebanyakan elemen struktur beton, dan memiliki efek penting dalam pendistribusian gaya – gaya internal antar elemen yang saling berdekatan.
- Titik C menyatakan kekuatan nominal (*nominal strength*) dari elemen struktur. Dimana pada titik ini bisa dianggap bahwa kemampuan untuk menahan gaya lateral telah hilang. Karena itu , komponen utama system penahanan gaya lateral dari struktur tidak diperbolehkan berdeformasi melewati titik ini.
- Penurunan secara drastis garis C-D menyatakan kegagalan inisial dari elemen. Biasanya kegagalan ini berkaitan dengan fenomena seperti retaknya tulangan longitudinal, pengelupasan beton, atau kegagalan geser mendadak.
- Ketahanan sisa (*residual resistance*) dari titik D-E mungkin bernilai nol dalam beberapa kasus atau tidak nol untuk kasus lainnya. Biasanya jika tidak terdapat informasi tambahan, diasumsikan ketahanan sisa ini sama dengan 20 % dari nilai kekuatan nominal. Tujuan utama dari adanya segmen ini adalah untuk memodelkan elemen struktur yang telah hilang kemampuan menahan gaya lateralnya, tapi masih mampu untuk menahan beban gravitasi.
- Titik E menyatakan kapasitas deformasi maksimum. Deformasi setelah melewati titik ini tidak diperbolehkan karena beban gravitasi tidak mampu lagi dipikul.

Selain itu, perlu dijelaskan pula sedikit tentang apa yang dimaksud dengan kriteria penerimaan (*acceptance criteria*). Kriteria penerimaan adalah batasan – batasan yang digunakan untuk mengevaluasi apakah suatu elemen telah mengalami kerusakan atau belum. Secara umum kriteria penerimaan ini ditentukan oleh dua jenis desain yaitu desain yang dikontrol oleh deformasi (*deformation controlled*) dan desain yang dikontrol oleh gaya (*force controlled*).

Pada desain yang dikontrol oleh deformasi, elemen diijinkan untuk berdeformasi melewati batas – batas elastisnya akibat beban lateral yang terjadi, tetapi dibatasi oleh kapasitas elemen tersebut. Sedangkan untuk desain yang dikontrol oleh gaya, elemen tidak diperbolehkan melewati batas elastisnya akibat beban lateral yang bekerja.



Conditions	Modelling Parameters ³			Acceptance Criteria ³					
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians					
				Component Type			Primary	Secondary	
				Performance Level			CP	LS	CP
Conditions	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
i. Beams controlled by flexural ¹									
$\rho - \rho'$	Trans. Reinf ²	$\frac{V}{b_w d_y f_c}$							
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.05	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹									
Stirup spacing $\leq d/2$	0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02	
Stirup spacing $\geq d/2$	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹									
Stirup spacing $\leq d/2$	0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02	
Stirup spacing $\geq d/2$	0.0	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹									
	0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03	

1. When more than one condition i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value for the table.

2. Under the heading "Transverse Reinforcement", 'C' and 'NC' are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for the component of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three – fourths of the design shear
Otherwise, the components is considered non-conforming

3. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Tabel 6.1 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Beams

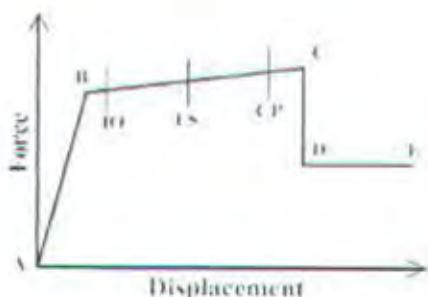
Conditions	Modelling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians			Component Type		
				Primary		Secondary		Performance Level	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
i. Columns controlled by flexural^{1,2}									
$\frac{P}{A_s f_y}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f_c}}$							
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.01
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.0005	0.0005	-	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.0005	-	0.0	0.0	0.005	0.0
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0
ii. Columns controlled by shear^{1,3}									
Hoop spacing ≤ d/2 or $\frac{P}{A_s f_y} \leq 0.1$									
$\frac{A_s f_y}{d}$		0.0	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
Other cases		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}									
Hoop spacing ≤ d/2		0.01	0.02	0.4	1.0	1.0	1.0	0.01	0.02
Stirrup spacing ≥ d/2		0.0	0.01	0.2	1.0	1.0	1.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70 P₀^{1,3}									
Conforming reinforcement over the entire length		0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
All other cases		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one condition i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value for the table.
- Under the heading "Transverse Reinforcement", 'C' and 'NC' are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for the component of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three – fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered non-conforming.
- To qualify, hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and hooks must have hook embedded in the core or other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Tabel 6.2 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Columns

6.2. Analisa Pushover Menggunakan SAP 2000

Seperti yang telah disinggung pada bab sebelumnya, analisa statik non-linier yang akan digunakan dalam tugas akhir ini adalah analisa Pushover dengan menggunakan program bantu komputer yaitu SAP 2000.



Keterangan Gambar :

- IO = Immediate Occupancy
- LS = Life Safety
- CP = Collapse Prevention

Gambar 6.2. Acceptance Criteria

Analisa Pushover adalah analisa displacement struktur dengan beban gempa statik ekuivalen yang besarnya beban ditingkatkan berangsur – angsur secara proporsional sampai struktur mencapai suatu *performance level* tertentu. Ada tiga hal penting yang akan dihasilkan oleh analisa pushover ini, yaitu kurva kapasitas struktur, mekanisme keruntuhan struktur tersebut, serta *performance point* yang merupakan perpotongan kurva *capacity* dan *demand*.

Kemampuan suatu struktur untuk menahan gaya lateral yang bekerja dapat dilihat dari kurva kapasitasnya. Sedangkan mekanisme keruntuhan struktur dapat dilihat melalui gambaran letak sendi – sendi plastis yang terjadi serta taraf kerusakan dari sendi plastis tersebut sesuai kriteria penerimaan seperti IO, LS atau CP.

Adapun langkah – langkah yang akan dilakukan untuk menjalankan analisa pushover dalam SAP 2000 adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model struktur di SAP 2000 yaitu balok dan kolom dimodelkan sebagai *frame*. Sekali lagi digunakan *end-offset* untuk menampilkan efek penampang.
2. Pendefinisian pembebanan dan kombinasinya.
3. Pemasangan tulangan lentur pada masing – masing komponen sesuai hasil perhitungan dari bab 5.
4. Pendefinisian beban pushover (beban PUSH)
5. Pendefinisian *hinge properties* dan letaknya.

6. Pendefinisian analisa pushover.
7. Running analisa static dilanjutkan dengan analisa pushover.

Berikut akan diberikan sedikit penjelasan untuk masing – masing langkah :

Langkah 1 : Langkah ini sama seperti yang dilakukan pada saat kita melakukan analisa linier pada bab sebelumnya. Struktur rangka, baik balok maupun kolom dimodelkan sebagai *frame*. Kemudian untuk efek kekakuan akibat pelat lantai diwakili oleh fasilitas *constraint-diaphragma*.

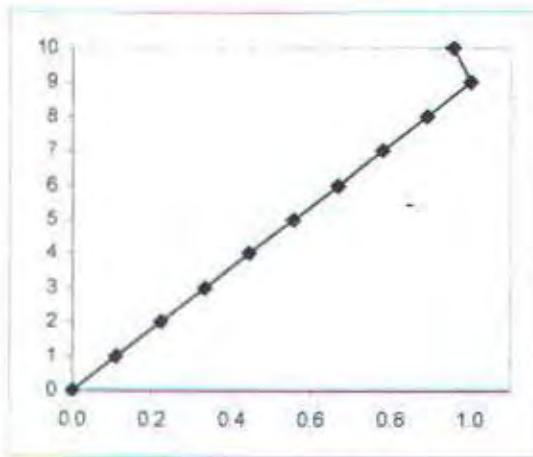
Langkah 2 : Beban – beban mati dan hidup beserta kombinasinya untuk balok masing – masing lantai akan dimasukkan dalam input SAP 2000, sama seperti yang dilakukan dalam analisa linier.

Langkah 3 : Hasil perhitungan penulangan lentur yang telah dilakukan pada bab sebelumnya dan telah direkap dalam Tabel 5.5. dan 5.7. dimasukkan dalam input SAP 2000.

Langkah 4 : Yang dimaksud sebagai beban pushover adalah beban lateral yang digunakan sebagai wakil beban gempa. Oleh sebab itu beban pushover ini harus dapat menggambarkan distribusi gaya gempa yang terjadi, yaitu berbentuk segitiga terbalik. Untuk itu akan digunakan gaya gempa hasil perhitungan bab 5.4. yang telah diskala. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 6.3. dan gambar 6.3. berikut :

Tingkat	Gaya Gempa (kg)	Rasio Beban Pushover
10	90748.4317	0.9547
9	95057.0151	1.0000
8	84495.1246	0.8889
7	73933.234	0.7778
6	63371.3434	0.6667
5	52809.4529	0.5556
4	42247.5623	0.4444
3	31685.6717	0.3333
2	21123.7811	0.2222
1	10561.8906	0.1111

Tabel 6.3. Perhitungan beban Pushover



Gambar 6.3. Grafik Rasio Beban Pushover terhadap lantai gedung

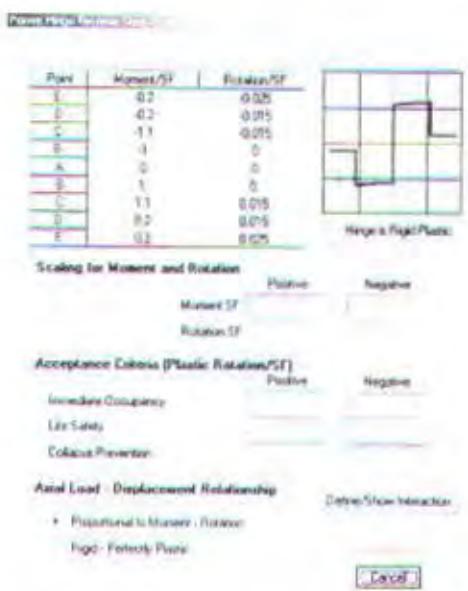
Langkah 5 : Jenis sendi plastis yang nantinya akan di-assign ke balok – kolom dalam pemodelan *frame* untuk SAP 2000 adalah sebagai berikut :

Elemen Struktur	Jenis Sendi Plastis
Balok	M3
Kolom	PMM

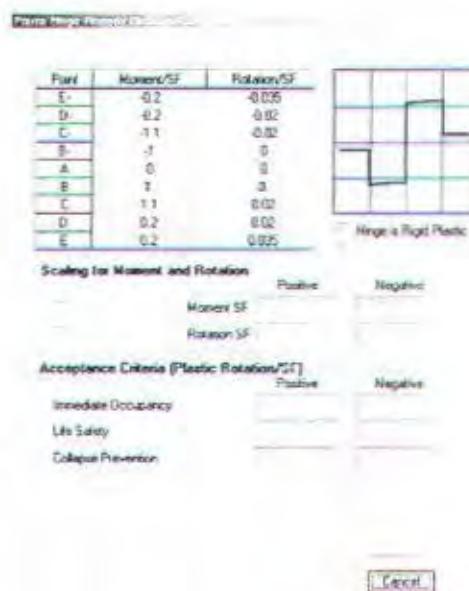
Tabel 6.4. Jenis – jenis Sendi Plastis untuk masing – masing elemen struktur

Setelah selesai dengan pendefinisian *hinge properties*, maka langkah selanjutnya adalah meng-assign masing – masing jenis sendi plastis untuk elemen yang sesuai. Dimana sendi plastis tersebut akan diletakkan diujung – ujung balok maupun kolom (dekat *beam-column joint*).

Pemodelan sendi plastis sesuai *default* SAP 2000 adalah sebagai berikut ;



Gambar 6.4. Hinge Property PMM



Gambar 6.5 Hinge Property M3

Langkah 6 : yang dimaksud dengan pendefinisan analisa pushover adalah pendefinisan kontrol yang akan dipakai, dimana criteria yang digunakan antara lain :

1. Analisa Pushover yang pertama disebut GRAV

Analisa ini merupakan kombinasi pembebatan $1.0D + 0.25L$ dan merupakan analisa yang dikontrol oleh gaya (*force-controlled analysis*)

2. Analisa Pushover kedua disebut PUSH2 / JOINT-n

Dimana n adalah joint kontrol yang kita gunakan sebagai parameter target displacement, dan biasanya joint ini terletak pada puncak gedung (*roof-top*). Analisa ini merupakan kelanjutan analisa GRAV dengan beban PUSH seperti yang telah disebutkan dalam tahap (4). Analisa ini merupakan analisa yang dikontrol oleh deformasi (*deformation-controlled analysis*). Member *Unloading method* yang akan digunakan dalam tugas akhir ini adalah *Unload Entire Structure*. Metode ini merupakan metode paling efisien dibanding kedua metode lainnya (*Apply Local Redistribution* dan *Restart Using Secant Stiffness*). Prinsip metode ini adalah jika pada suatu sendi plastis telah tercapai kondisi regangan yang berbalik arah (regangan negatif) komputer akan meng-unload seluruh struktur hingga pada sendi plastis tersebut benar – benar dalam kondisi

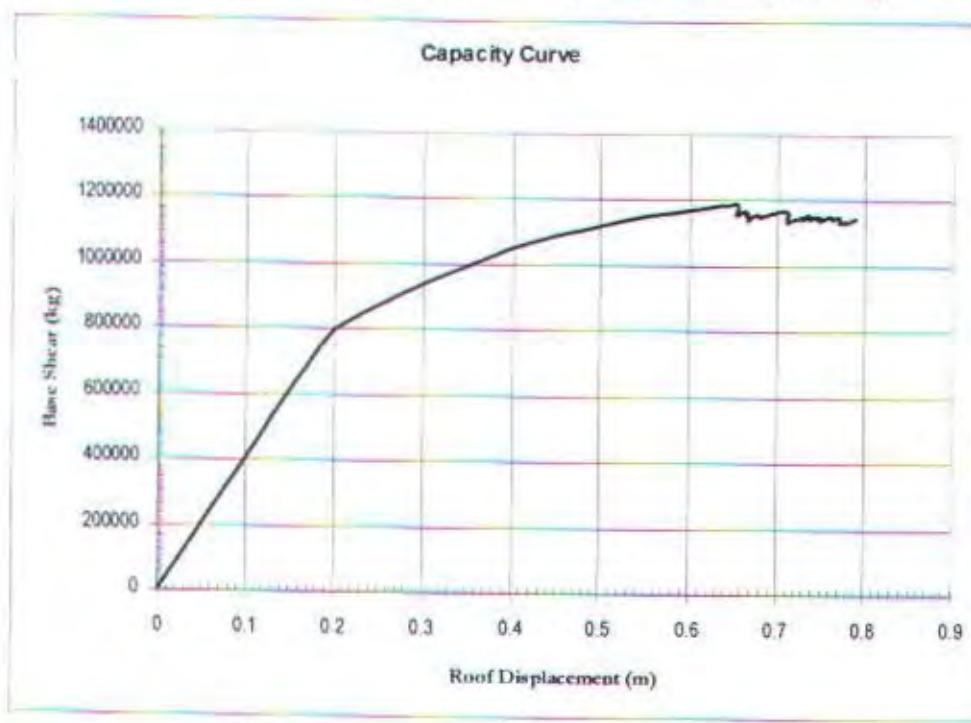
unloaded dan kemudian bagian struktur yang lain akan menerima beban yang dipindahkan dari sendi plastis tersebut.

Input SAP 2000 untuk analisa Pushover serta gambar letak dan jenis sendi plastis yang digunakan pada struktur dapat dilihat pada lampiran III

6.3. Hasil Analisa Pushover

Seperti yang disebutkan sebelumnya, ada 3 hal penting yang dihasilkan oleh analisa pushover pada SAP 2000 : kurva kapasitas, mekanisme pembentukan sendi plastis pada komponen – komponen struktur, serta kurva *Spectral Displacement vs Spectral Acceleration (performance point versi SAP 2000)*.

Kurva kapasitas adalah suatu kurva yang menunjukkan hubungan antara simpangan struktur (pada suatu titik kontrol, biasanya pada atap gedung) dan gaya gempa dasar (*base shear*). Untuk hasil running pushover yang dilakukan pada bab sebelumnya, diperoleh kurva kapasitas seperti yang ada pada gambar 6.6. Sedangkan untuk nilai – nilai nominal *performance-based design* langkahnya dapat dilihat pada table 6.7. Untuk gambar mekanisme pembentukan sendi plastis beserta gambar kurva *Spectral Displacement vs Spectral Acceleration*-nya dapat dilihat pada lampiran III.



Gambar 6.6 kurva kapasitas

Step	Displacement	Base Force	Base								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	0	0	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
1	0.1597	649090	1679	1	0	0	0	0	0	0	1680
2	0.2143	818864	1598	82	0	0	0	0	0	0	1680
3	0.4231	1066416	1375	183	114	8	0	0	0	0	1680
4	0.653	1189712	1294	88	142	153	0	3	0	0	1680
5	0.653	1155226	1294	85	143	155	0	0	3	0	1680
6	0.6625	1170188	1293	86	141	156	0	1	3	0	1680
7	0.6625	1156716	1293	86	140	157	0	0	4	0	1680
8	0.6657	1161389	1293	85	137	159	0	2	4	0	1680
9	0.6657	1139112	1293	85	137	158	0	0	7	0	1680
10	0.6684	1145937	1293	85	137	158	0	0	7	0	1680
11	0.6704	1149171	1293	85	137	158	0	0	7	0	1680
12	0.6783	1156268	1293	85	134	160	0	1	7	0	1680
13	0.6783	1148384	1293	85	134	160	0	0	8	0	1680
14	0.6809	1151709	1293	85	134	160	0	0	8	0	1680
15	0.7102	1169670	1289	82	125	175	0	1	8	0	1680
16	0.7102	1143802	1289	82	123	174	0	1	11	0	1680
17	0.7102	1137107	1289	82	123	173	0	1	12	0	1680
18	0.7102	1130793	1289	82	123	173	0	0	13	0	1680
19	0.7265	1151933	1289	80	121	176	0	1	13	0	1680
20	0.7265	1142601	1289	80	121	176	0	0	14	0	1680
21	0.7367	1154322	1289	80	117	179	0	1	14	0	1680
22	0.7367	1144645	1289	80	116	180	0	0	15	0	1680
23	0.7398	1148461	1289	79	117	180	0	0	15	0	1680
24	0.7449	1151981	1289	79	111	185	0	1	15	0	1680
25	0.7449	1145032	1289	79	111	185	0	0	16	0	1680
26	0.7484	1148752	1289	79	111	184	0	1	16	0	1680
27	0.7484	1141437	1289	79	111	184	0	0	17	0	1680
28	0.7506	1144555	1289	79	111	184	0	0	17	0	1680
29	0.761	1149932	1288	76	106	192	0	1	17	0	1680
30	0.761	1143503	1288	76	105	193	0	0	18	0	1680
31	0.764	1146768	1288	75	104	195	0	0	18	0	1680
32	0.7689	1149645	1287	75	104	193	0	3	18	0	1680
33	0.7689	1131910	1287	75	104	193	0	0	21	0	1680
34	0.7761	1141194	1287	74	104	193	0	1	21	0	1680
35	0.7762	1133705	1287	74	104	193	0	0	22	0	1680
36	0.7829	1139362	1287	74	102	195	0	0	22	0	1680
37	0.7891	1142565	1286	73	103	193	0	3	22	0	1680

Tabel 6.5. Tabel Capacity Curve hasil analisa Pushover

Dari gambar mekanisme pembentukan sendi plastis yang terjadi, terlihat bahwa sendi plastis yang terbentuk lebih dominan terjadi di balok daripada di kolom. Hal ini sesuai dengan perencanaan awal yaitu *beam sidesway mechanism*.

Perlu dijelaskan terlebih dahulu bahwa dalam Tugas Akhir ini tidak akan menggunakan nilai *performance Point* versi SAP2000 (lihat lampiran 3) yang terdapat pada kurva *Spectral Displ. Vs Spectral Acc.* sebagai pembanding *target displacement* yang telah kita tetapkan pada bab 5.9. Hal ini disebabkan karena perumusan dalam menentukan *target displacement* tersebut, didasarkan pada rotasi drift ultimate balok ($\theta_c = 0,025$) yaitu suatu kondisi dimana struktur berada diambang keruntuhannya. Sedangkan *Performance Point* versi SAP2000 merupakan suatu kecocokan antara *capacity* struktur dengan *demand* gempa yang akan terjadi. Oleh karena itu, yang akan dipergunakan dalam mengecek target perpindahan kita adalah kurva kapasitas struktur (*Displacement vs Base Shear*).

Dari gambar 6.6., terlihat bahwa awalnya hubungan antara nilai *displacement* dengan *shear* diwakili oleh suatu garis linier. Segmen garis inilah yang menunjukkan kondisi pada saat struktur berperilaku elastis, yaitu dimana penambahan gaya lateral akan berbanding lurus dengan penambahan *displacement* yang terjadi. Dari tabel 6.5., terlihat bahwa kondisi elastis ini berakhir pada saat $\Delta = 0,1597$ m dengan $V = 649090$ kg (step 1). Pada saat inilah pertama kalinya terbentuk sendi plastis pada elemen struktur , yang mengakibatkan garis tersebut tidak lagi linier. Jika gaya lateral terus ditambah, sendi plastis yang terjadi akan semakin banyak, dan kekeuatannya pun secara perlahan mulai menurun hingga pada suatu titik mengalami patahan secara tiba – tiba. Kondisi inilah yang disebut sebagai keadaan ambang batas keruntuhan struktur.

Meski pada tabel 6.5, terlihat bahwa nilai *displacement* mampu mencapai $\Delta = 0,7891$ m, namun nilai ini tidak dapat kita pergunakan sebagai pembanding target perpindahan rencana yang telah kita tetapkan sebelumnya. V_{max} telah tercapai pada step 4 ($V_{max} = 1189711,5$ kg), dan untuk step – step berikutnya nilai V mengalami penurunan secara bertahap. Jadi meskipun setelah step 4 struktur masih mampu berdeformasi, namun ada beberapa bagian struktur yang telah mengalami keruntuhan. Maka yang akan kita pakai adalah nilai *displacement* pada step 4 tersebut yaitu sebesar $\Delta = 0,6530$ m.

Tabel 6.6. menunjukkan perbandingan antara perpindahan target rencana (Δ_t) yang kita gunakan dengan perpindahan aktual struktur (Δ_a) akibat analisa pushover.

Tingkat	h (m)	Δ_a (m)	Δ_s (m)
10	40	0.581453	0.65302
9	36	0.54078	0.63732
8	32	0.492568	0.61128
7	28	0.442341	0.56888
6	24	0.390086	0.50661
5	20	0.335797	0.42551
4	16	0.279464	0.33017
3	12	0.22108	0.22831
2	8	0.160636	0.13037
1	4	0.098125	4.92E-02

Tabel 6.6. Harga Perpindahan Rencana dan Aktual Struktur tiap lantai

Ternyata simpangan struktur kita ($0,6530$ m) melebihi target rencana yang kita tetapkan ($0,5814$ m). Dari studi literatur dan data - data penelitian, hal ini di sebabkan karena perencanaan tulangan pengekangan balok berupa sengkang yang berlebih. Dalam perencanaan penulangan balok dan kolom, kita menggunakan konsep *strong column-weak beam*, yang mana perencanaan tulangan pengekangannya didasarkan pada momen leleh balok. Seharusnya kita cukup menulangi kebutuhan tulangan sengkang sesuai kebutuhan rotasinya saja. Sehingga dengan konsep *strong column-weak beam*, jumlah kebutuhan tulangan pengekangan sudah pasti berlebih.



Gambar 6.7. Efek penambahan tulangan pengekangan pada balok

Efek penambahan tulangan sengkang pada kemampuan komponen struktur tersebut dapat dilihat di gambar 6.7 diatas (contoh hasil eksperimen), dimana terlihat penambahan tulangan sengkang dapat menambah kemampuan berotasinya, tetapi tidak

menunjukkan penambahan kemampuan memikul gaya secara signifikan, yang mana penambahan kemampuan berotasi pada balok mengakibatkan penambahan kemampuan berdeformasi pada struktur. Seperti dapat dilihat pada bab 5 bahwa penulangan geser (sengkang) balok dan kolom direncanakan menurut persyaratan minimum, maka penulangan geser tidak akan dilakukan perubahan.

6.4. Hasil Akhir

Pada contoh kasus yang kita miliki, ternyata ada kecenderungan bahwa pada balok mengalami *collapse* pertama kalinya. Seperti yang diketahui, *performance* gedung kita telah melebihi target seperti yang kita inginkan. Mengingat penulangan geser gedung ini direncanakan menurut persyaratan minimum maka gedung tetap direncanakan menggunakan penulangan seperti perencanaan awal.

Untuk data tulangan selengkapnya bisa dilihat dari tabel 6-7 s/d 6-9.

Letak	Lantai	Tulangan	
		Atas	8 D 25
Tumpuan	1 s/d 5	Bawah	5 D 25
		Atas	7 D 25
	6 dan 7	Bawah	4 D 25
		Atas	5 D 25
	8 s/d 10	Bawah	3 D 25
		Atas	2 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Bawah	3 D 25

(a) $L = 7 \text{ meter}$ (melintang)

Letak	Lantai	Tulangan	
		Atas	5 D 25
Tumpuan	Semua Lantai	Bawah	3 D 25
		Atas	2 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Bawah	4 D 25
		Atas	2 D 25

(b) $L = 8 \text{ meter}$ (memanjang)

Tabel 6.7. Penulangan Lentur Balok

Letak	Lantai	Tipe	Tulangan
Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	$\varnothing 12 - 100$
		Memanjang	$\varnothing 12 - 100$
Luar Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	$\varnothing 12 - 200$
		Memanjang	$\varnothing 12 - 250$

Tabel 6.8. Penulangan Geser Balok

Lantai	Tipe	Tulangan Lentur	ρ (%)	Tulangan Transversal	
				$\leq l_o$	$> l_o$
1 - 4	A	12 D 28	1,31	$\text{Ø}12$ spasi 80 mm	$\text{Ø}12$ spasi 150 mm
	B	20 D 28	2,19		
	C	16 D 28	1,75		
	D	20 D 28	2,19		
5 - 8	A	12 D 25	1,05	$\text{Ø}12$ spasi 80 mm	$\text{Ø}12$ spasi 150 mm
	B	20 D 25	1,75		
	C	16 D 25	1,40		
	D	20 D 25	2,19		
9 - 10	A	12 D 25	1,05	$\text{Ø}12$ spasi 80 mm	$\text{Ø}12$ spasi 150 mm
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	12 D 25	1,05		

Keterangan :
 - l_o berjarak 600 mm diukur dari muka join
 - untuk tul.transversal, digunakan 2 tulangan silang selain tulangan sengkang biasa (lihat Gb.5.5)

Tabel 6.9. Penulangan Kolom

6.5. Performance Point

Dengan menggunakan tulangan *trial akhir* maka didapatkan kurva *performance point* yang terdapat pada lampiran. Disana terlihat bahwa *performance point* pada saat *displacement* mencapai 0,219 m dan gaya geser sebesar 824060,4 kg. Tetapi dalam menentukan *performance level* angka *performance point* tidak diperhatikan, karena sampai sat ini korelasi diantara keduanya belum ada.

BAB VII

KESIMPULAN DAN

SARAN

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1. KESIMPULAN

Analisa statik non-linear (dalam hal ini analisa Pushover) merupakan suatu salah satu metode yang amat berguna untuk mengetahui *performance* sesungguhnya gedung yang kita tinjau pada saat mengalami beban lateral akibat gaya gempa. Tidak seperti metode konvensional yang telah ada (*force-based design*) yang hanya mampu memberikan gambaran perilaku struktur pada saat dalam kondisi elastis, analisa Pushover mampu menunjukkan perilaku gedung baik ketika dalam kondisi elastis maupun pada saat inelastis, bahkan sampai keruntuhannya.

Analisa Pushover mensyaratkan *input* data tulangan elemen-elemen struktur yang akan dicek. Oleh sebab itu Tugas Akhir ini diawali dengan melakukan analisa linear (dengan pendekatan asumsi kondisi penampang retak struktur) untuk menghitung tulangan yang dibutuhkan masing-masing elemen struktur sesuai peraturan yang digunakan.

Setelah semua data terlengkapi, selanjutnya yang dilakukan adalah persiapan *running* analisa Pushover sesuai langkah-langkah yang telah dijelaskan dalam buku ini. Hasil dari analisa Pushover terbagi menjadi tiga komponen vital : kurva Kapasitas (*Displacement vs Base Shear*), kurva *performance-point* (*Spectral Acceleration vs Spectral Displacement*), dan gambar mekanisme pembentukan sendi plastis.

Dalam tugas akhir ini, kurva *performance-point* tidak kita pergunakan sebab belum ada suatu perumusan numerik secara pasti mengenai korelasi antara *performance-level* dan *performance-point* yang dihasilkan oleh analisa Pushover ini. Baik FEMA-273 maupun ATC-40 sendiri hanya menyatakan bahwa korelasi tersebut amatlah subjektif tergantung dari *engineering judgement* dan *engineering experience* dari para pemakai metode ini.

Oleh karena itu untuk menentukan *target performance* yang diinginkan dari struktur kita, digunakanlah perumusan Priestly dengan asumsi rotasi drift ultimate $\theta_c = 0.025$. Dimana nilai ini diambil dengan asumsi struktur kita berada pada ambang keruntuhannya.

Hasil *displacement* yang telah diperhitungkan melalui perumusan tersebut kita bandingkan dengan data dari kurva kapasitas hasil running analisa Pushover, yaitu *displacement* pada saat struktur akan mengalami kegagalan. Ternyata pada *running* diperoleh simpangan kritis struktur kita sebesar 0,6530 m. Simpangan ini melebihi simpangan yang telah kita rencanakan yaitu sebesar 0,5814. Ternyata dari studi literatur dan hasil penelitian, mengatakan penyebab salah satunya adalah karena kelebihan dalam penulangan pengekangan balok yang berupa begel. Penulangan yang berlebihan dapat menambah kemampuan rotasinya tanpa menambah kekuatan lenturnya. Dalam perencanaan penulangan balok dan kolom, kita menggunakan konsep *strong column-weak beam*, yang mana perencanaan tulangan pengekangannya didasarkan pada momen leleh balok. Sehingga dengan konsep ini, jumlah kebutuhan tulangan pengekangan sudah pasti berlebih. Seharusnya kita cukup menulangi kebutuhan tulangan sengkang sesuai kebutuhan rotasinya saja. Namun karena perencanaan yang dilakukan menggunakan persyaratan minimum, maka penulangan geser tetap akan menggunakan perencanaan seperti semula.

Dari penggerjaan Tugas Akhir ini, bisa disimpulkan beberapa kelebihan yang dimiliki oleh analisa Pushover :

- ❑ Analisa ini dapat memberikan gambaran secara menyeluruh tentang perilaku struktur pada saat sedang mengalami gaya gempa, mulai dari simpangan total yang mampu diterima struktur, gaya gempa dasar yang dialami struktur sebelum mengalami keruntuhan, hingga proses pembentukan sendi plastis pada masing-masing elemen struktur beserta *performance-level* masing-masing tahap.
- ❑ Dengan kemampuan untuk mengetahui *performance* gedung sesungguhnya akibat gempa yang terjadi, diharapkan kegagalan struktur di luar desain / perencanaan dapat dihindari. Sehingga keselamatan jiwa para penghuninya pun dapat semakin ditingkatkan.
- ❑ Metode ini tidak lagi membutuhkan faktor-faktor konversi dari respon elastis ke respon inelastis, seperti misalnya nilai *R* yang banyak dipakai dalam peraturan-peraturan gempa, untuk menebak / menggambarkan perilaku inelastis struktur.
- ❑ Analisa ini semakin lama semakin mudah dilakukan mengingat kini semakin banyak program bantu yang mampu melakukan analisa Pushover. Sehingga di masa mendatang diperkirakan metode ini akan berkembang pesat.

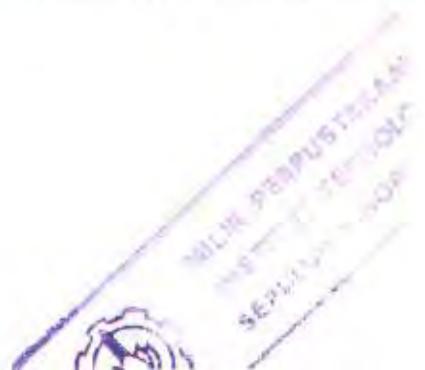
7.2. SARAN

Dalam Tugas Akhir ini banyak diambil asumsi-asumsi penyederhanaan dan aspek yang dikaji pun terbatas. Oleh karena itu, ada beberapa saran yang dirasa perlu diajukan oleh Penulis sehubungan dengan topik yang ada dalam buku ini antara lain :

- ✓ Dalam metode *performance-based design* kekakuan pondasi amatlah menentukan *performance* sebuah struktur, dimana dalam Tugas Akhir ini analisa pondasi diabaikan. Disarankan di masa mendatang analisa non-linear ini bisa mencakup analisa pondasi. Baik ATC maupun FEMA memiliki ketentuan khusus mengenai perancangan pondasi.
- ✓ Peraturan ATC-40 yang digunakan dalam buku ini sebenarnya lebih banyak dititik beratkan pada tujuan pengecekan *performance* gedung yang telah ada. Menurut berita dan laporan dari internet, saat ini sedang disusun ATC-55 yang khusus menangani pendesainan struktur. Oleh karena itu di masa mendatang perlu dicek kembali peraturan yang digunakan dalam buku ini dengan peraturan yang ada pada ATC-55.

DAFTAR PUSTAKA

1. Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings vol. 1*, California Seismic Safety Commission
2. ACI 318 - 99, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, Portland Cement Association
3. Badan Standarisasi Nasional, *SNI 03 - 1726 - 2002 - Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Gedung*
4. Chu Kia Wang, Charles G. Salmon, Binsar Hariandja, *Desain Beton Bertulang*, Penerbit Erlangga, 1986
5. Computer and Structures Inc., *SAP2000 Manual*, Computer and Structures Inc., Berkley, California, 1998
6. Departemen Pekerjaan Umum, *SK SNI 03 - xxxx - 2001 - Tata Cara Perencanaan Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung*
7. FEMA-273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, 2000
8. Gideon Kusuma, Takim Andriono, *Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa*, Erlangga
9. Hendrik Tanaka, 2002, *Analisa Perbandingan Perencanaan Struktur Dual System dengan Statik-Nonlinear dan Dinamik-Nonlinear*, Tugas Akhir, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, 2003
10. M.J.N. Priestly, *Performance Based Seismic Design*, Paper for the 12WCEE (2000), University of California, San Diego.
11. Saudyono, *Desain Struktur Berbasis Kinerja dengan Menggunakan Pushover Analysis pada Gedung Kartika Hotel*, Tugas Akhir, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, 2003
12. T.Pauly, M.J.N.Priestly, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, A Wiley Interscience Publication, 1992.
13. UBC, *Uniform Building Code 1997*, International Conference of Building Officials, 1997

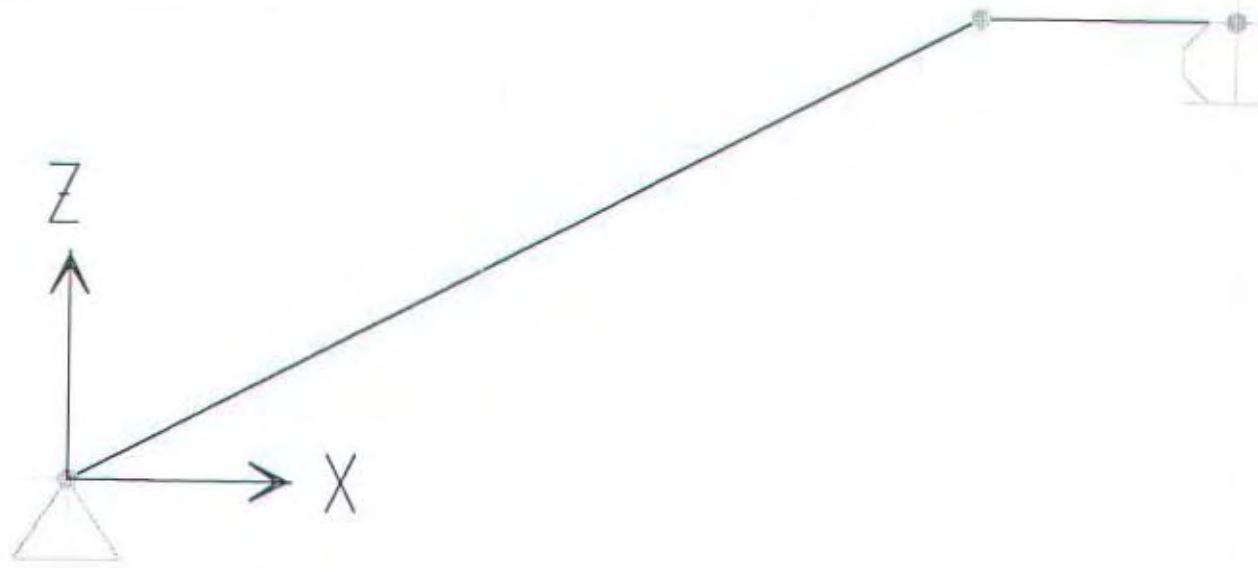


LAMPIRAN

LAMPIRAN I



LAMPIRAN II

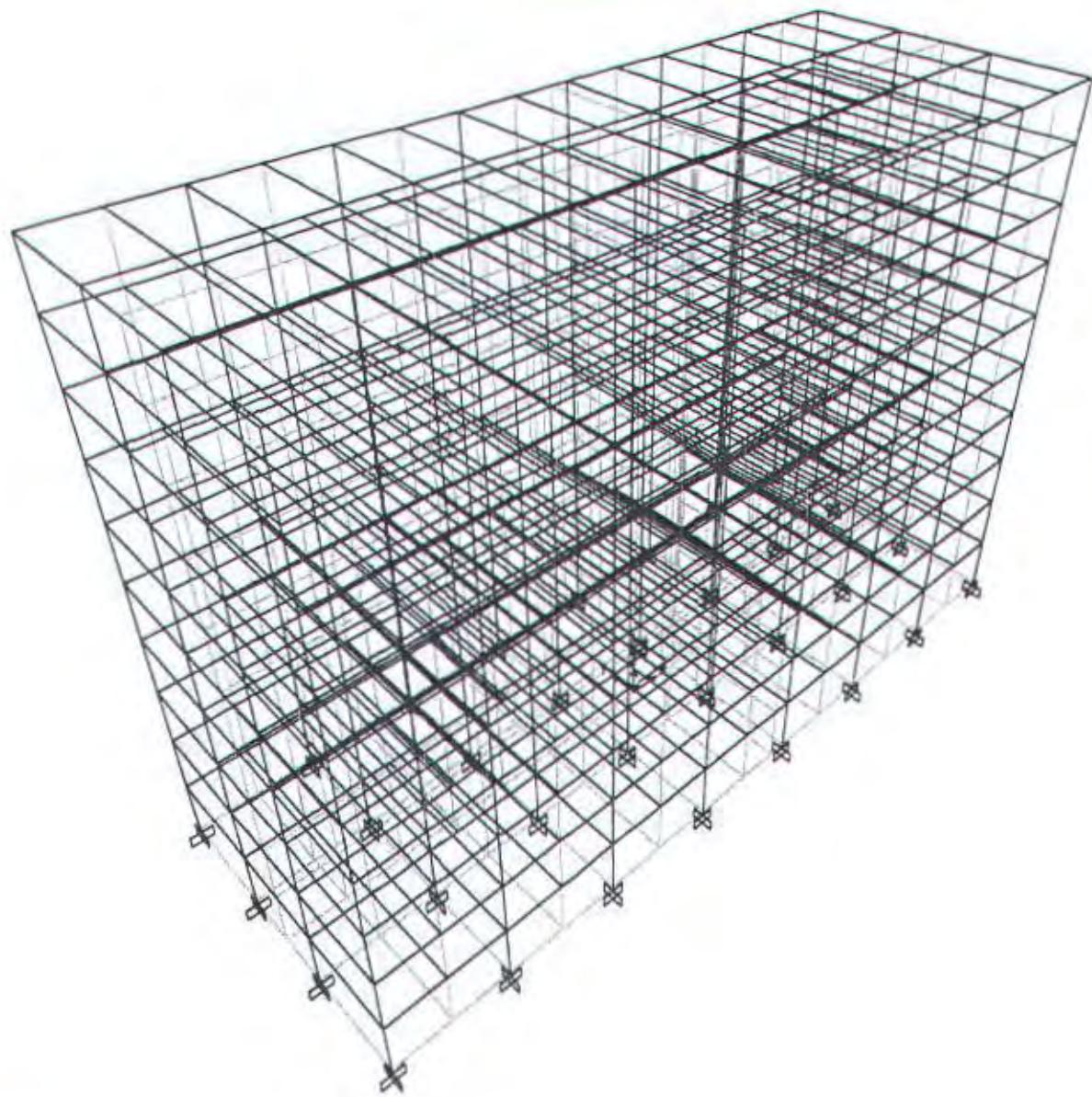


2 - File:ondo - X-Z Plane @ Y=6 - Kgf-m Units

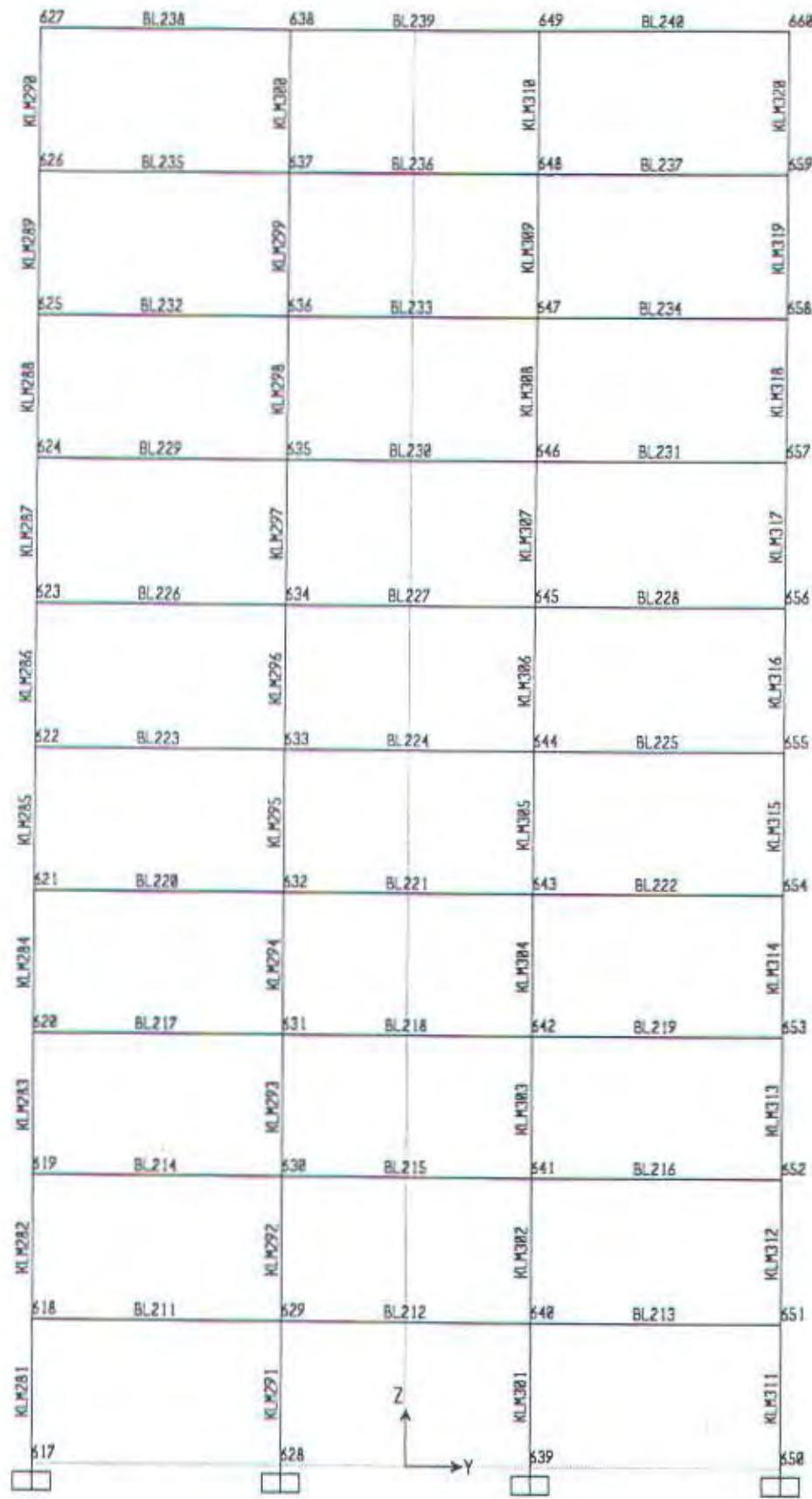
FRAME ELEMENT FORCES

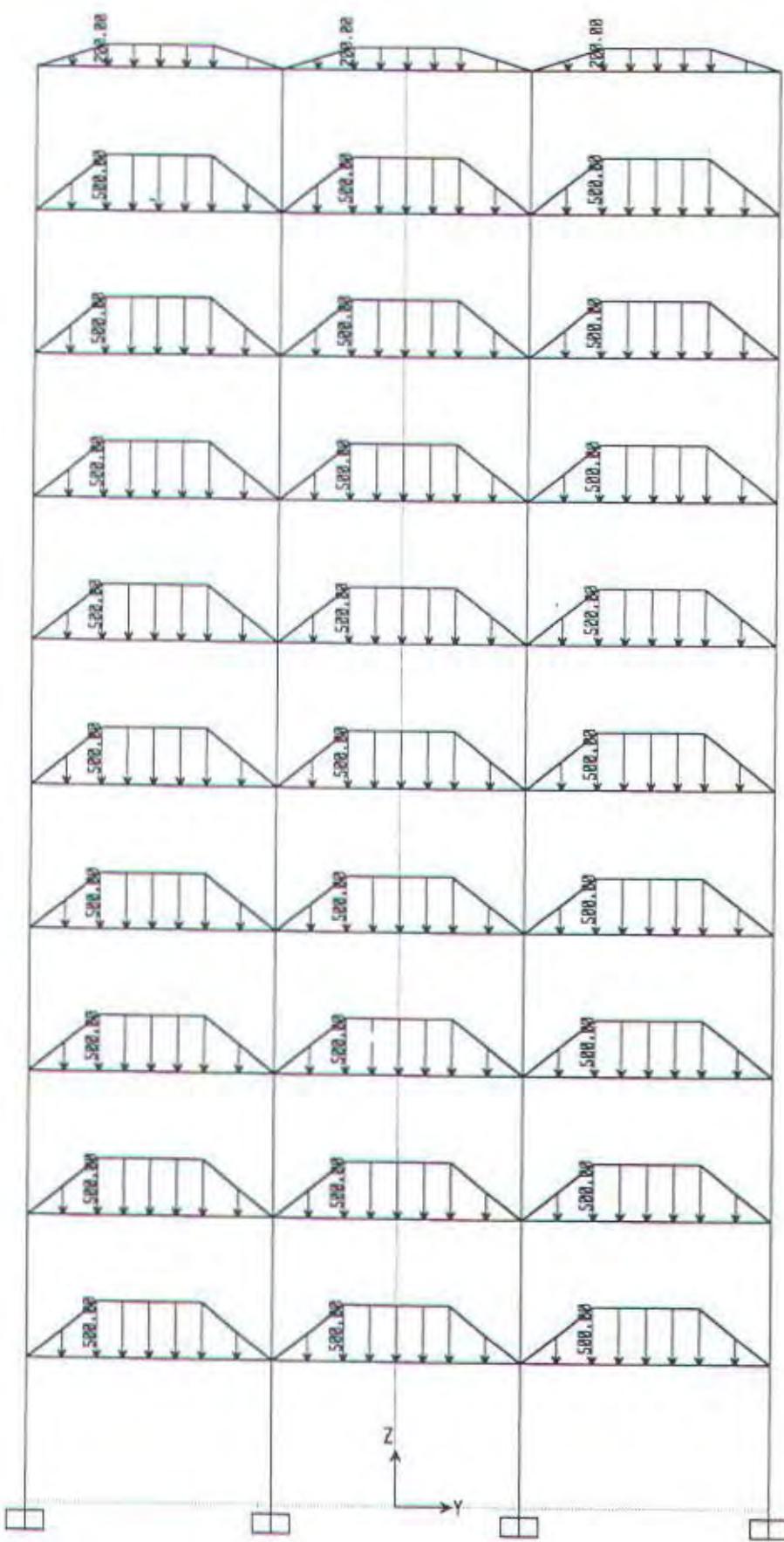
FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
BORDES1	MATI		0 -5.82E-11	1999.907	-8.00E-14		0 -1.36E-13	2835.873
BORDES1	MATI		0.275 -5.82E-11	2288.987	-1.15E-13		0 -1.09E-13	2246.151
BORDES1	MATI		0.55 -5.82E-11	2578.067	-1.50E-13		0 -7.29E-14	1576.931
BORDES1	MATI		0.825 -5.82E-11	2867.147	-1.85E-13		0 -2.68E-14	828.2139
BORDES1	MATI		1.1 -5.82E-11	3156.227	-2.20E-13		0 2.89E-14	-2.85E-13
TANGGA1	MATI		0 -1576.209	-3073.608	3.23E-13		0 1.39E-13	-9.09E-13
TANGGA1	MATI		2.191461 -331.8093	-647.0281	2.89E-14		0 -2.46E-13	4076.814
TANGGA1	MATI		4.382921 912.5907	1779.552	-2.65E-13		0 1.22E-14	2835.873

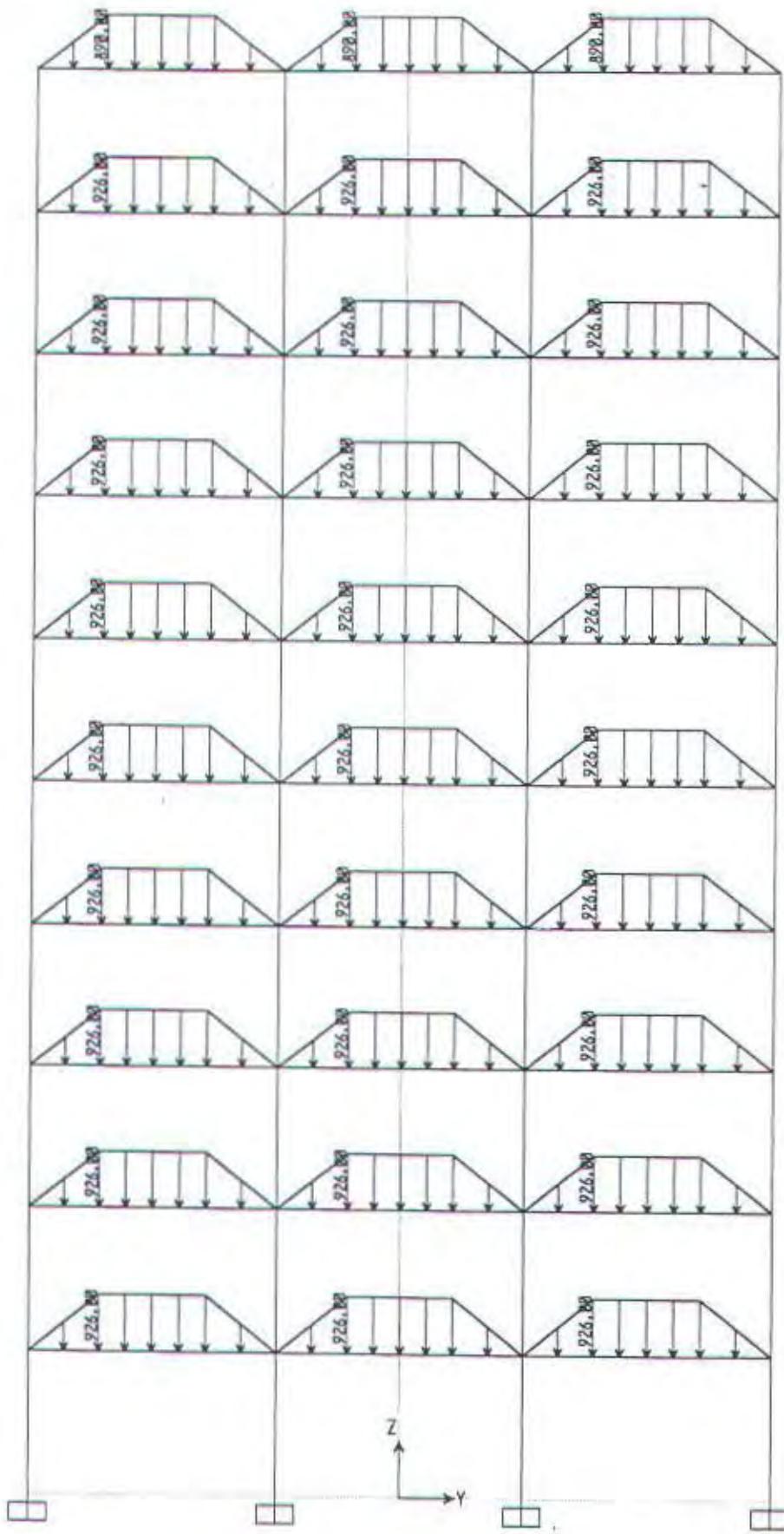
OUTPUT TANGGA

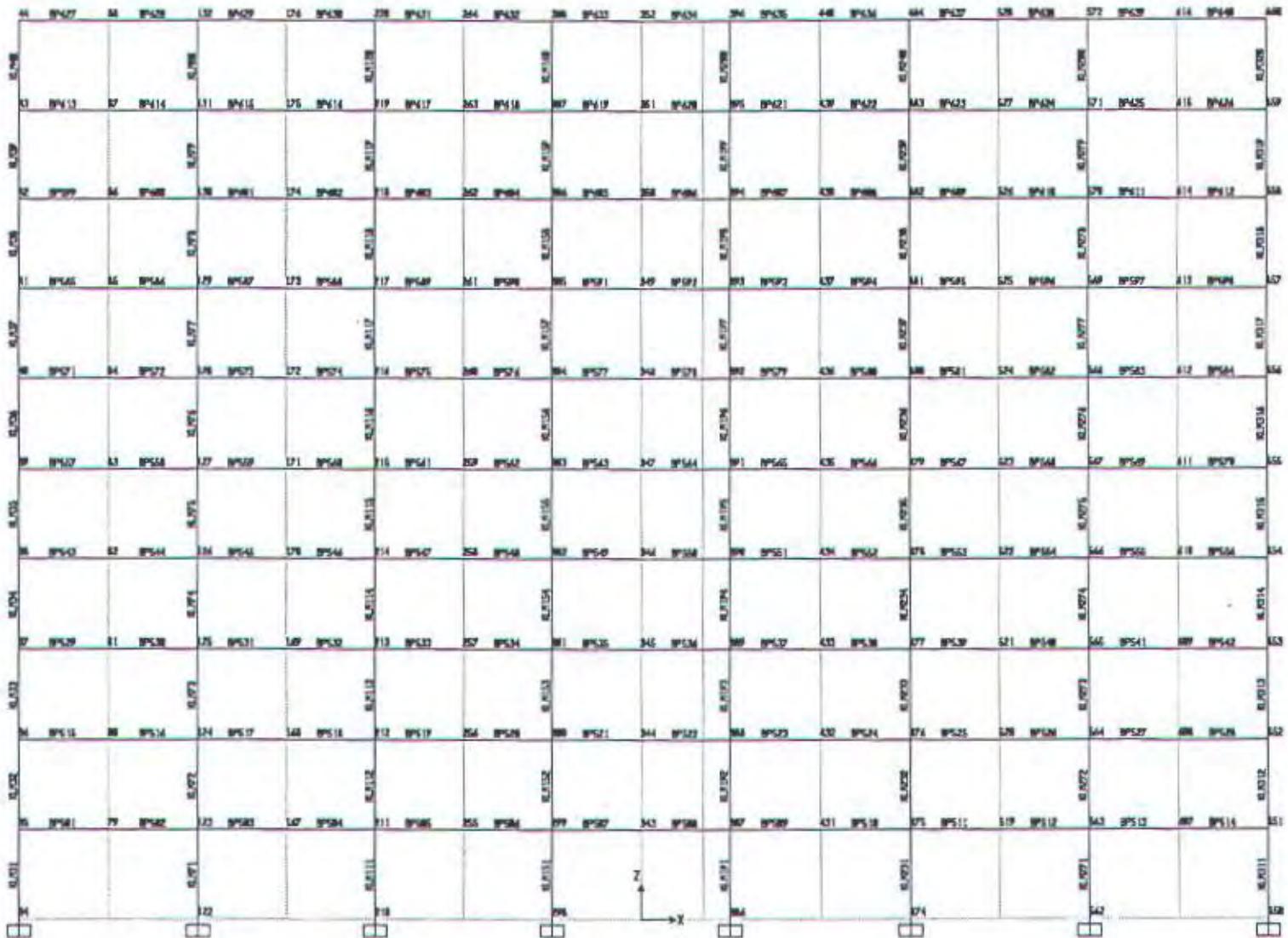


File:TA-2(Ray)_V8 - 3-D View - Kgf, m, C Units





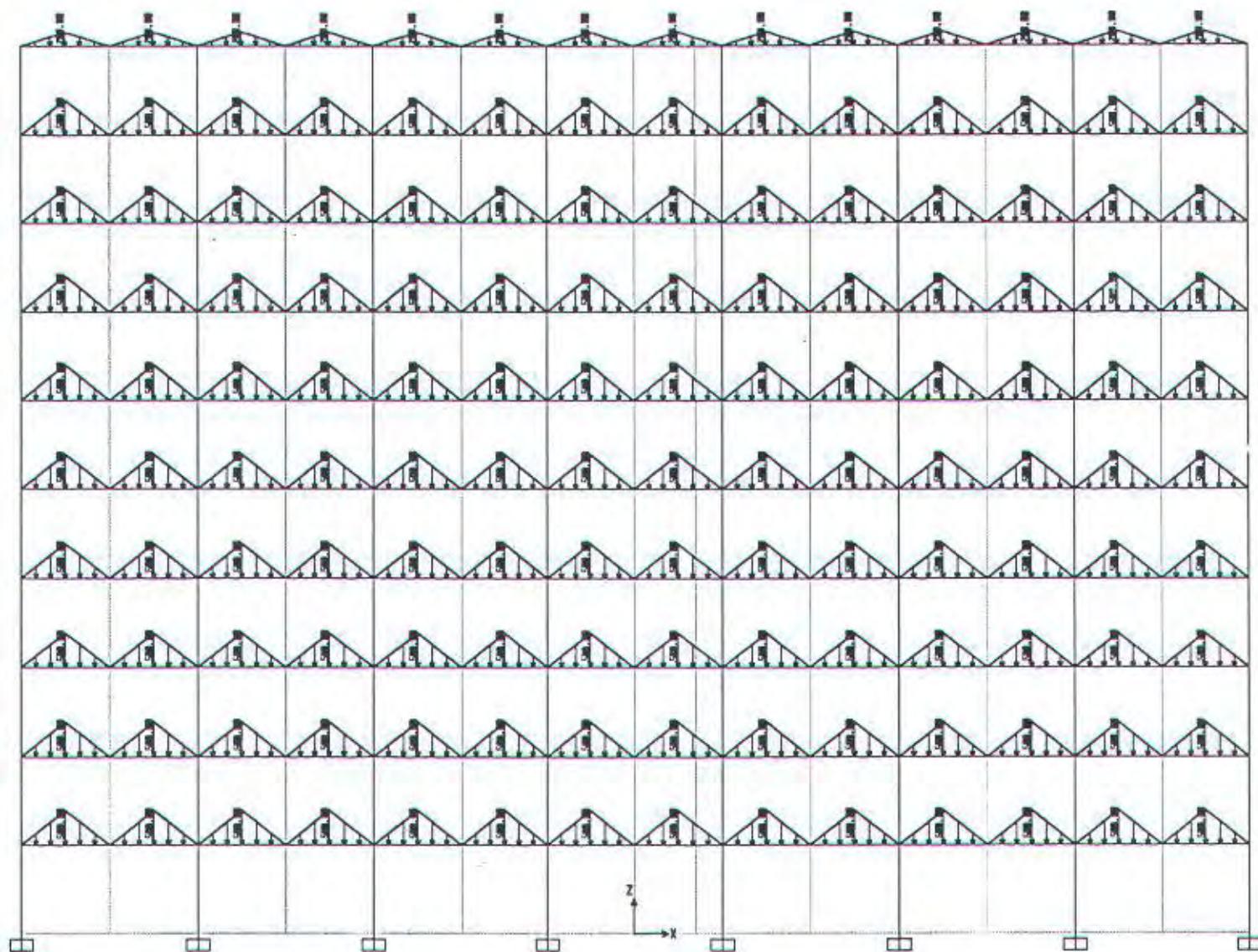




8 - File:TA-2(Ray)_V8 - X-Z Plane @ Y=10.5 - Kgf, m, C Units



- File:TA-2(Ray)_V8 - Frame Span Loads (MATI) (As Defined) - Kgf, m, C Units



- File:TA-2(Ray)_V8 - Frame Span Loads (HIDUP) (As Defined) - Kgf, m, C Units

2020 RELEASE UNDER E.O. 14176

1.4.1 Constraint Definitions + Diagram

Name Text	Secondary Text	Axle Text	MultiLevel Text	Yes/No
DIAPH1	GLOBAL			No
DIAPH2	GLOBAL			No
DIAPH3	GLOBAL			No
DIAPH4	GLOBAL			No
DIAPES	GLOBAL			No
DIAPM6	GLOBAL			No
DIAPH7	GLOBAL			No
DIAPHS	GLOBAL			No
DIAPH9	GLOBAL			No
DIAPH10	GLOBAL			No

Re: Frame Loads - Distributed, Part 1 of 2

Frame Text	LoadCase Text	CoordSys Text	Type Text	Dir Text	DistType Text	RelDist Unitless
BP591	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP591	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP591	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP591	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP627	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP627	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP627	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP627	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP502	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP502	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP502	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP502	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP628	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP628	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP628	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP628	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP503	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP503	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP503	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP503	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP629	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP629	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP629	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP629	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP429	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP629	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP504	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP504	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP504	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP504	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP630	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP630	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP630	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP630	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP505	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP505	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP505	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP505	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP631	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP631	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP631	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP631	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP506	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP506	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP506	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP506	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP632	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP632	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP632	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP632	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP507	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP507	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP507	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP507	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP633	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP633	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP633	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP633	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000
BP508	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BP508	MATI	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.5000

BP500	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP508	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP534	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP534	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP634	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP634	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP509	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP509	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP509	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP509	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP635	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP635	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP635	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP635	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP510	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP510	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP510	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP510	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP636	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP636	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP636	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP636	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP511	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP511	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP511	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP511	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP637	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP637	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP637	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP637	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP512	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP512	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP512	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP512	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP638	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP638	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP638	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP638	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP513	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP513	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP513	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP513	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP639	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP639	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP639	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP639	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP514	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP514	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP514	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP514	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP640	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP640	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BP640	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BP640	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.5000
BL211	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL211	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL211	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL211	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL211	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL211	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL238	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL238	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL238	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL238	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL212	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL212	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL212	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL212	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL212	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL212	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL212	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL212	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL212	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL239	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL239	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL239	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL239	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL239	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL239	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL213	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000
BL213	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.2857
BL213	MATI	GLOBAL	Force		RelDist	0.7143
BL213	HIDUP	GLOBAL	Force		RelDist	0.0000

BL213	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.2857
BL213	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.7143
BL240	MAT1	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BL240	MAT1	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.2857
BL240	MAT1	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.7143
BL240	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000
BL240	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.2857
BL240	HIDUP	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.7143

Net Frame Loads - Distributed, Part 2 of 2

Frame Text:	LoadCase Text:	RelDistB Unitless	AbsDistA =	AbsDistB =	FOverL1A KgF/m	FOverL2B KgF/m
BP501	MAT1	0.3000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP501	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-926.00	0.00
BP501	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP501	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP627	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP627	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP627	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP627	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP502	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP502	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-926.00	0.00
BP502	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP502	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP628	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP628	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP628	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP628	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP629	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP629	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP629	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP629	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP503	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP503	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP503	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP629	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP629	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP629	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP629	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP504	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP504	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP504	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP630	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP630	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP630	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP630	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP505	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP505	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-926.00	0.00
BP505	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP505	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP631	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP631	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP631	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP631	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP632	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP632	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP632	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP632	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP506	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP506	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP506	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP632	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP632	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP632	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP632	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP507	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP507	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-926.00	0.00
BP507	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP507	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP633	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP633	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP633	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP633	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP508	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP508	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-926.00	0.00
BP508	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00
BP508	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-500.00	0.00
BP634	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-890.00
BP634	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-890.00	0.00
BP634	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-200.00
BP634	HIDUP	1.0000	2.00000	4.00000	-200.00	0.00
BP509	MAT1	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-926.00
BP509	MAT1	1.0000	2.00000	4.00000	-926.00	0.00
BP509	HIDUP	0.5000	0.00000	2.00000	0.00	-500.00

Table: Frame Section Properties 1 - General, Part 1 of 3

SectionName Text	Material Text	Shape Text	t in	b in	Area in ²	TorsDInet in ⁴
BLANK	CONC	Rectangular	0.500000	0.300000	0.150000	0.002813
BLKLT	CONC	Rectangular	0.500000	0.300000	0.150000	0.002817
BLKLIG	CONC	Rectangular	0.550000	0.350000	0.175000	0.004058
BLKPJS	CONC	Rectangular	0.600000	0.400000	0.240000	0.007512
KOLOM	CONC	Rectangular	0.750000	0.750000	0.562500	0.044561

Table: Frame Section Properties 1 - General, Part 2 of 3

SectionName Text	I33 in ⁴	I22 in ⁴	AS2 in ²	AS3 in ²	S13 in ³	S12 in ³	S33 in ³
BLANK	0.003125	0.001125	0.125000	0.125000	0.012500	0.007500	0.018750
BLKLT	0.003125	0.001125	0.125000	0.125000	0.012500	0.007500	0.018750
BLKLIG	0.003648	0.001786	0.145833	0.145833	0.014583	0.010208	0.021875
BLKPJS	0.007200	0.003200	0.200000	0.200000	0.024000	0.016000	0.036000
KOLOM	0.024367	0.006367	0.468750	0.468750	0.070319	0.070319	0.165469

Table: Frame Section Properties 1 - General, Part 3 of 3

SectionName Text	TotalMass kgf-s ² /m	FromFile Type/No	AMod Unitless	AMod Unitless	AMod Unitless	DMod Unitless	DMod Unitless
BLANK	53970.66	No	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
BLKLT	10281.65	No	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
BLKLIG	71971.55	No	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
BLKPJS	131605.13	No	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
KOLOM	176256.86	No	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000

Table: Joint Constraint Assignments

Joint Text	Constraint Text	Type Text
13	DIAPH1	Diaphragm
14	DIAPH2	Diaphragm
15	DIAPH3	Diaphragm
16	DIAPH4	Diaphragm
17	DIAPH5	Diaphragm
18	DIAPH6	Diaphragm
19	DIAPH7	Diaphragm
20	DIAPH8	Diaphragm
21	DIAPH9	Diaphragm
22	DIAPH10	Diaphragm
57	DIAPH1	Diaphragm
58	DIAPH2	Diaphragm
59	DIAPH3	Diaphragm
60	DIAPH4	Diaphragm
61	DIAPH5	Diaphragm
62	DIAPH6	Diaphragm
63	DIAPH7	Diaphragm
64	DIAPH8	Diaphragm
65	DIAPH9	Diaphragm
66	DIAPH10	Diaphragm
101	DIAPH1	Diaphragm
102	DIAPH2	Diaphragm
103	DIAPH3	Diaphragm
104	DIAPH4	Diaphragm
105	DIAPH5	Diaphragm
106	DIAPH6	Diaphragm
107	DIAPH7	Diaphragm
108	DIAPH8	Diaphragm
109	DIAPH9	Diaphragm
110	DIAPH10	Diaphragm
145	DIAPH1	Diaphragm
146	DIAPH2	Diaphragm
147	DIAPH3	Diaphragm
148	DIAPH4	Diaphragm
149	DIAPH5	Diaphragm
150	DIAPH6	Diaphragm
151	DIAPH7	Diaphragm
152	DIAPH8	Diaphragm
153	DIAPH9	Diaphragm
154	DIAPH10	Diaphragm
189	DIAPH1	Diaphragm
190	DIAPH2	Diaphragm
191	DIAPH3	Diaphragm
192	DIAPH4	Diaphragm

718	DIAPH8	Diaphragm
720	DIAPH9	Diaphragm
722	DIAPHS	Diaphragm
724	DIAPHR	Diaphragm
726	DIAPH9	Diaphragm
728	DIAPH9	Diaphragm
730	DIAPH9	Diaphragm
732	DIAPHS	Diaphragm
734	DIAPH10	Diaphragm
736	DIAPH10	Diaphragm
738	DIAPH10	Diaphragm
740	DIAPH10	Diaphragm
MJ1	DIAPH1	Diaphragm
MJ2	DIAPH2	Diaphragm
MJ3	DIAPHS	Diaphragm
MJ4	DIAPHS	Diaphragm
MJ5	DIAPHS	Diaphragm
MJ6	DIAPHS	Diaphragm
MJ7	DIAPHT	Diaphragm
MJ8	DIAPHS	Diaphragm
MJ9	DIAPH9	Diaphragm
MJ10	DIAPH10	Diaphragm

le: Joint Coordinates, Part 1 of 3

Joint Text	CoordSys Text	CoordType Text	XorR m	Y m	Z m	SpecialJt Yes/No	GlobalX m
MJ1	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	4.00000	Yes	2.80000
MJ2	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	8.00000	Yes	2.80000
MJ3	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	12.00000	Yes	2.80000
MJ4	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	16.00000	Yes	2.80000
MJ5	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	20.00000	Yes	2.80000
MJ6	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	24.00000	Yes	2.80000
MJ7	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	28.00000	Yes	2.80000
MJ8	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	32.00000	Yes	2.80000
MJ9	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	36.00000	Yes	2.80000
MJ10	GLOBAL	Cartesian	2.80000	5.143E-16	40.00000	Yes	2.80000

le: Joint Coordinates, Part 2 of 3

Joint Text	Globally m	GlobalZ m
MJ1	5.143E-16	4.00000
MJ2	5.143E-16	8.00000
MJ3	5.143E-16	12.00000
MJ4	5.143E-16	16.00000
MJ5	5.143E-16	20.00000
MJ6	5.143E-16	24.00000
MJ7	5.143E-16	28.00000
MJ8	5.143E-16	32.00000
MJ9	5.143E-16	36.00000
MJ10	5.143E-16	40.00000

le: Joint Loads - Force,

Joint Text	LoadCase Text	CoordSys Text	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m
MJ1	GEMPA	GLOBAL	3168.57	10561.89	0.00	0.00	0.00
MJ2	GEMPA	GLOBAL	6337.13	21123.78	0.00	0.00	0.00
MJ3	GEMPA	GLOBAL	9505.70	31685.67	0.00	0.00	0.00
MJ4	GEMPA	GLOBAL	12674.27	42247.56	0.00	0.00	0.00
MJ5	GEMPA	GLOBAL	15842.84	52809.45	0.00	0.00	0.00
MJ6	GEMPA	GLOBAL	19011.40	63371.34	0.00	0.00	0.00
MJ7	GEMPA	GLOBAL	22179.97	73933.23	0.00	0.00	0.00
MJ8	GEMPA	GLOBAL	25348.54	84495.13	0.00	0.00	0.00
MJ9	GEMPA	GLOBAL	28517.10	95057.02	0.00	0.00	0.00
MJ10	GEMPA	GLOBAL	27224.53	90748.43	0.00	0.00	0.00

le: Joint Restraint Assignments

Joint Text	U1 Yes/No	U2 Yes/No	U3 Yes/No	R1 Yes/No	R2 Yes/No	R3 Yes/No
12	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
100	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
188	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
276	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
364	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
452	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes

540	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
611	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
628	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
639	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
640	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes

16: Load Case Definitions

LoadCase	DesignType	SelfWeight	Autoload
TEXT	TEXT	Unitless	TEXT
MATT	DEAD	1.000000	
HICUP	LIVE	0.000000	
GEMPA	DUNE	0.000000	None

17: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
TEXT	TEXT	TEXT	TEXT	Unitless
COMB1	Linear Add	Linear Static	MATT	1.400000
COMB2	Linear Add	Linear Static	MATT	1.200000
COMB3	Linear Add	Linear Static	HICUP	1.600000
COMB4	Linear Add	Linear Static	MATT	1.200000
COMB5	Linear Add	Linear Static	HICUP	0.500000
COMB6	Linear Add	Linear Static	ANGIN	1.300000
COMB7	Linear Add	Linear Static	MATT	0.900000
COMB8	Linear Add	Linear Static	ANGIN	1.300000
COMB9	Linear Add	Linear Static	MATT	1.200000
COMB10	Linear Add	Linear Static	HICUP	0.500000
COMB11	Linear Add	Linear Static	GEMPA	1.100000
COMB12	Linear Add	Linear Static	MATT	0.900000
COMB13	Linear Add	Linear Static	GEMPA	1.100000



LAMPIRAN III

SAP2000 v7.4.0 TA(PUSH) Kip-m Units PAGE 1
7/27/04 12:00:14

CIVIL Engineering - CTS

STRUCTURAL LOADS

STATIC TYPE	CASE TYPE	SELF WT FACTOR
MAT1	SEAD	1.0000
RIGID	LIVE	0.0000
WINDA	WIND	0.0000
WINDB	WIND	0.0000

SAP2000 v7.4.0 File: TA(PUSH) Kip-m Units PAGE 2
7/27/04 12:00:14

CIVIL Engineering - CTS

POINT CONSTRAINT DATA

POINT	TYPE
MJ1	DIAPR1
MJ2	DIAPR2
MJ3	DIAPR3
MJ4	DIAPR4
MJ5	DIAPR5
MJ6	DIAPR6
MJ7	DIAPR7
MJ8	DIAPR8
MJ9	DIAPR9
MJ10	DIAPR10

SAP2000 v7.4.0 File: TA(PUSH) Kip-m Units PAGE 3
7/27/04 12:00:14

Civil Engineering - CTS

FRAME ELEMENT DATA

FRAME	INT-1	CNT-2	SECTION	ANGLE	RELEASES-	SEGMENTS	R1	R2	FACTOR	LENGTH
BL235	626	637	BLKLTG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	7.000
BL236	637	648	BLKLTG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	7.000
BL237	648	659	BLKLTG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	7.000
BL238	657	638	BLKLTG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	7.000
BL239	638	649	BLKLTG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	7.000
BL240	649	660	BLKLTG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	7.000
BP113	19	54	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP114	54	98	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP115	98	142	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP116	142	186	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP117	186	230	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP118	230	274	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP119	274	318	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP120	318	362	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP121	362	406	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP122	406	450	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP123	450	494	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP124	494	538	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP125	538	582	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP126	582	626	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP127	626	56	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP128	56	99	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP129	99	143	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP130	143	187	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP131	187	231	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP132	231	275	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP133	275	319	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP134	319	363	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP135	363	407	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP136	407	451	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP137	451	495	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP138	495	539	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000
BP139	539	583	BLKPJG	0.000	000000	4	0.000	0.000	1.000	4.000

KLM140	620	617	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM201	613	618	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM202	614	619	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM203	619	620	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM204	620	621	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM205	621	622	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM206	622	623	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM207	623	624	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM208	624	625	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM209	625	626	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000
KLM209	626	627	KOLOM	0.000	000000		4	0.000	0.000	1.000	4.000

SAP2000 v7.42 File: TA(PUSH) Kgf-m Units PAGE 4
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

JOINT FORCE DATA

JOINT	GLOBAL-X	GLOBAL-Y	GLOBAL-Z	GLOBAL-XX	GLOBAL-YY	GLOBAL-ZZ
MJ19	0.000	2.933	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ20	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ21	0.000	3.889	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ22	0.000	0.773	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ23	0.000	2.167	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ24	0.000	0.773	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ25	0.000	2.167	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ26	0.000	0.773	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ27	0.000	2.167	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ28	0.000	0.773	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ29	0.000	2.167	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ30	0.000	0.773	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ31	0.000	2.167	0.000	0.000	0.000	0.000

SAP2000 v7.42 File: TA(PUSH) Kgf-m Units PAGE 4
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

MATERIAL PROPERTY DATA

MAT LABEL	MODULUS OF ELASTICITY	Poisson's Ratio	THERMAL COEFF	WEIGHT PER UNIT VOL	MASS PER UNIT VOL
STEEL	2.039E+10	0.300	1.170E-03	7830.414	798.142
CONC	2.531E+09	0.150	9.800E-06	2400.000	244.801
OTHER	2.531E+09	0.200	9.800E-06	2402.616	244.801

SAP2000 v7.42 File: TA(PUSH) Kgf-m Units PAGE 5
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

MATERIAL DESIGN DATA

MAT LABEL	DESIGN CODE	STEEL FY	CONCRETE FC	REBAR FY	CONCRETE FCS	REBAR FYS
STEEL	S 2351055e?					
CONC	C	2811271.60	4230417.00	2812278.50	2812278.50	
OTHER	N					

SAP2000 v7.42 File: TA(PUSH) Kgf-m Units PAGE 6
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	MAT LABEL	SECTION TYPE	DEPTH	FLANGE WIDTH	FLANGE THICK	WEB THICK	FLANGE WIDTH	FLANGE THICK
KOLOM	CONC		0.750	0.750	0.000	0.000	0.300	0.000
BLKPLG	CONC		0.600	0.400	0.000	0.000	0.300	0.000
BLKLIG	CONC		0.550	0.350	0.000	0.000	0.300	0.000
BLKANK	CONC		0.500	0.300	0.000	0.000	0.300	0.000
BLKLFT	CONC		0.500	0.300	0.000	0.000	0.300	0.000

SAP2000 v7.42 File: TA(FISH) Rgt-m Units PAGE 7
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	AREA	LONGITUDINAL INERTIA	MOMENTS OF INERTIA	SEPARATE AREAS	
		Ixx	Iyy	A2 A3	
KOLOM	0.560	1.450E-02	2.637E-02	2.637E-02	0.469 0.469
BLKFGJG	0.330	7.712E-03	1.209E-03	3.200E-03	0.200 0.200
BKLKLG	0.193	4.732E-03	4.853E-03	1.960E-03	0.160 0.160
BKLKNG	0.150	2.317E-03	3.125E-03	1.125E-03	0.125 0.125
BKLKFT	0.150	2.317E-03	3.125E-03	1.125E-03	0.125 0.125

SAP2000 v7.42 File: TA(FISH) Rgt-m Units PAGE 8
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	SECTION MODULUS	PLASTIC MODULUS	RADIUS OF GYRATION	
	Ixx	Iyy	Rxx Ryy	
KOLOM	7.051E-02	7.431E-02	0.105 0.105	0.217 0.217
BLKFGJG	3.400E-02	1.600E-02	0.600E-02	0.173 0.113
BKLKLG	1.765E-02	1.135E-02	2.647E-02	1.684E-02 0.159 0.101
BKLKNG	1.425E-02	7.500E-03	1.475E-02	1.125E-02 0.144 8.860E-02
BKLKFT	1.110E-02	7.500E-03	1.835E-02	1.125E-02 0.144 8.000E-02

SAP2000 v7.42 File: TA(FISH) Rgt-m Units PAGE 9
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	TOTAL WEIGHT	TOTAL MASS
KOLOM	1726000.00	176256.664
BLKFGJG	1290240.00	131011.128
BKLKLG	776160.000	79169.700
BKLKNG	528200.000	53978.665
BKLKFT	100800.000	10281.650

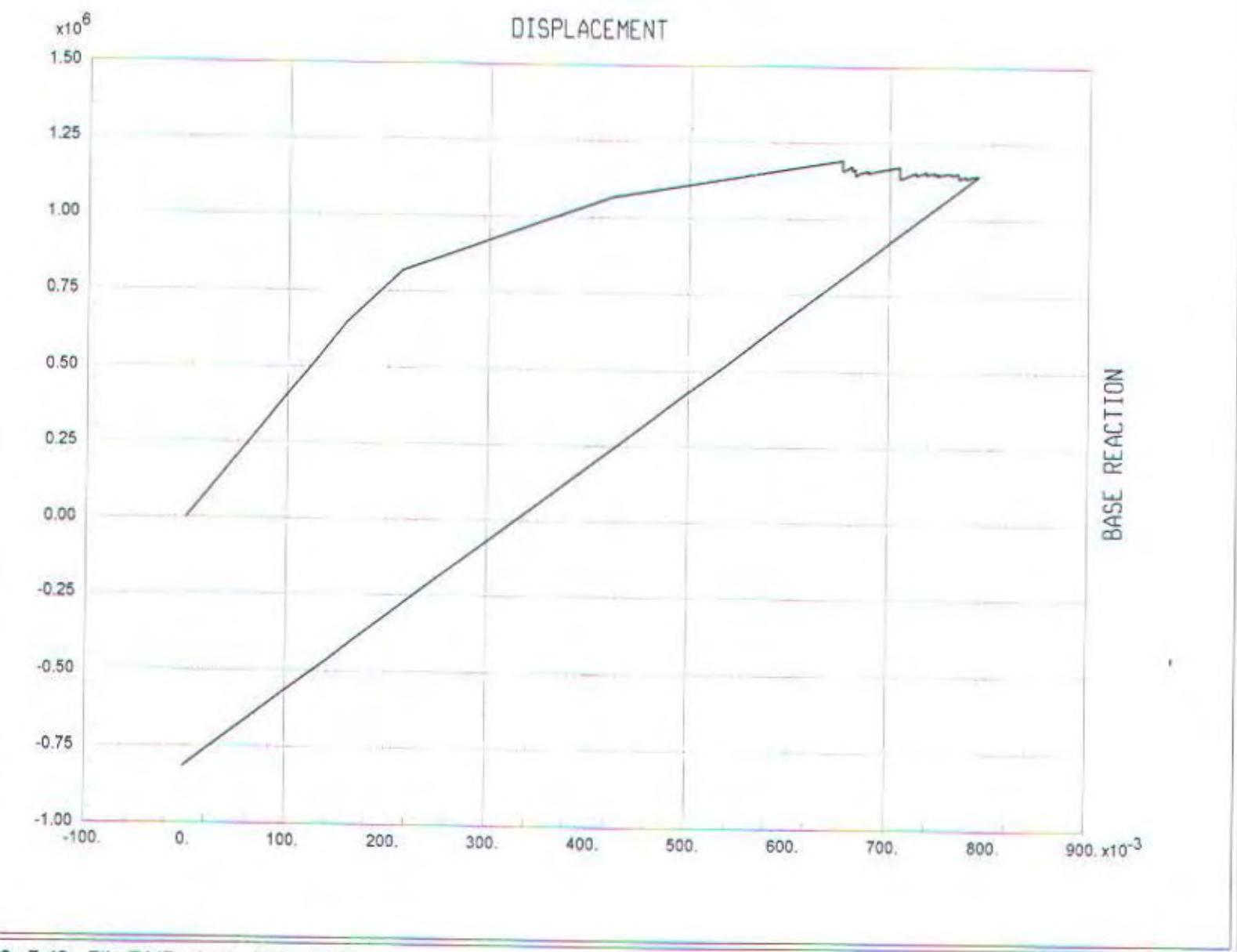
SAP2000 v7.42 File: TA(FISH) Rgt-m Units PAGE 12
7/27/04 12:49:14

Civil Engineering - ITS

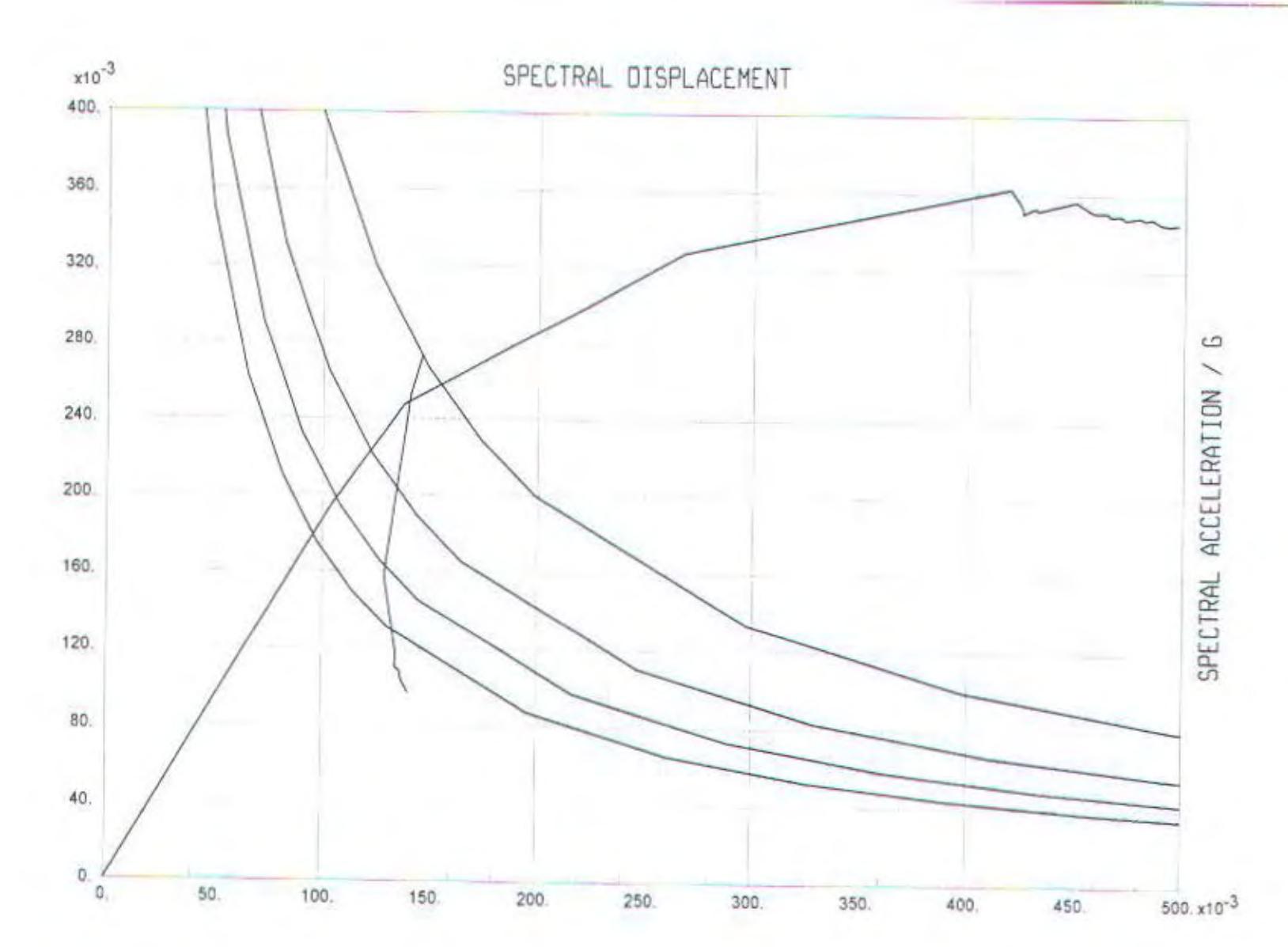
POINT FORCES Load Case: GEMPA

POINT	GLOBAL-X	GLOBAL-Y	GLOBAL-Z	GLOBAL-X	GLOBAL-Y	GLOBAL-Z
MJ10	0.000	0.955	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ9	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ8	0.000	0.858	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ7	0.000	0.778	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ6	0.000	0.667	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ5	0.000	0.556	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ4	0.000	0.444	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ3	0.000	0.333	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ2	0.000	0.222	0.000	0.000	0.000	0.000
MJ1	0.000	0.111	0.000	0.000	0.000	0.000

DISPLACEMENT



0 v7.42 - File:TA(Push-x) - Kgf-m Units
Case PUSH2



00 v7.42 - File:TA(Push-x) - Kgf-m Units
er Case PUSH2

SAP 2000 (OUTPUT PUSHOVER)

SAP2000 v7.42 File: TA(PUSH-X) Kgf-m Units PAGE 1
7/28/04 23:38:52

Civil Engineering - ITS

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH2

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
1	0.1597	649090.0000	1679	1	0	0	0	0	0	0	1680
2	0.2143	818864.0000	1598	82	0	0	0	0	0	0	1680
3	0.4231	1066415.8750	1375	183	114	8	0	0	0	0	1680
4	0.6530	1189711.5000	1294	88	142	153	0	3	0	0	1680
5	0.6530	1155225.5000	1294	85	143	155	0	0	3	0	1680
6	0.6625	1170187.6250	1293	86	141	156	0	1	3	0	1680
7	0.6625	1156715.7500	1293	86	140	157	0	0	4	0	1680
8	0.6657	1161389.1250	1293	85	137	159	0	2	4	0	1680
9	0.6657	1139112.1250	1293	85	137	158	0	0	7	0	1680
10	0.6684	1145937.0000	1293	85	137	158	0	0	7	0	1680
11	0.6704	1149170.6250	1293	85	137	158	0	0	7	0	1680
12	0.6783	1156267.6250	1293	85	134	160	0	1	7	0	1680
13	0.6783	1148384.3750	1293	85	134	160	0	0	8	0	1680
14	0.6809	1151709.3750	1293	85	134	160	0	0	8	0	1680
15	0.7102	1169670.1250	1289	82	125	175	0	1	8	0	1680
16	0.7102	1143802.1250	1289	82	123	174	0	1	11	0	1680
17	0.7102	1137107.0000	1289	82	123	173	0	1	12	0	1680
18	0.7102	1130792.8750	1289	82	123	173	0	0	13	0	1680
19	0.7265	1151932.8750	1289	80	121	176	0	1	13	0	1680
20	0.7265	1142601.2500	1289	80	121	176	0	0	14	0	1680
21	0.7367	1154321.7500	1289	80	117	179	0	1	14	0	1680
22	0.7367	1144644.7500	1289	80	116	180	0	0	15	0	1680
23	0.7399	1148460.5000	1289	79	117	180	0	0	15	0	1680
24	0.7449	1151980.6250	1289	79	111	185	0	1	15	0	1680
25	0.7449	1145032.0000	1289	79	111	185	0	0	16	0	1680
26	0.7484	1148752.1250	1289	79	111	184	0	1	16	0	1680
27	0.7484	1141436.8750	1289	79	111	184	0	0	17	0	1680
28	0.7506	1144555.0000	1289	79	111	184	0	0	17	0	1680
29	0.7610	1145932.2500	1288	76	106	192	0	1	17	0	1680
30	0.7610	1143303.2500	1288	76	105	193	0	0	18	0	1680
31	0.7640	1146767.7500	1288	75	104	195	0	0	18	0	1680
32	0.7689	1149645.1250	1287	75	104	193	0	3	18	0	1680
33	0.7689	1131910.3750	1287	75	104	193	0	0	21	0	1680
34	0.7761	1141193.7500	1287	74	104	193	0	1	21	0	1680
35	0.7762	1133705.3750	1287	74	104	193	0	0	22	0	1680
36	0.7829	1139362.0000	1287	74	102	195	0	0	22	0	1680
37	0.7891	1142564.7500	1286	73	103	193	0	3	22	0	1680
38	-0.0013	-817640.4375	1286	73	103	192	0	3	23	0	1680

SAP2000 v7.42 File: TA(PUSH-X) Kgf-m Units PAGE 1
7/28/04 23:39:16

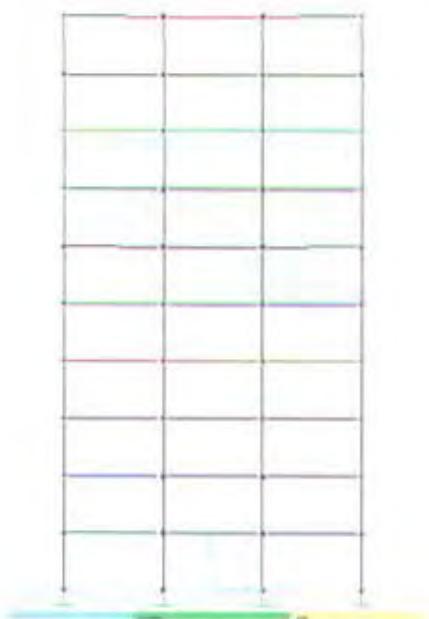
Civil Engineering - ITS

P U S H O V E R C A P A C I T Y / D E M A N D C O M P A R I S O N

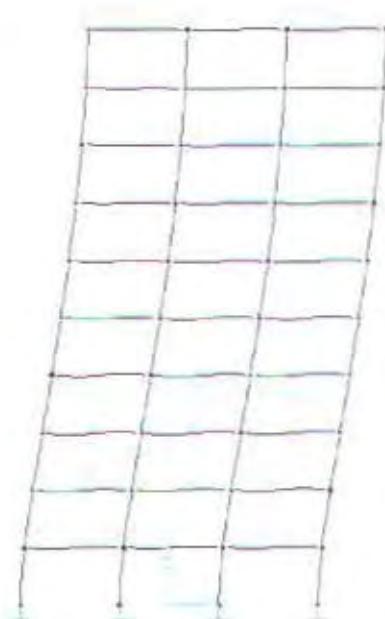
Pushover Case PUSH2

Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*0
0	1.470	0.050	0.000	0.000	0.146	0.272	1.000	1.000
1	1.470	0.050	0.105	0.195	0.146	0.272	0.753	1.527
2	1.498	0.062	0.138	0.247	0.141	0.252	0.749	1.555

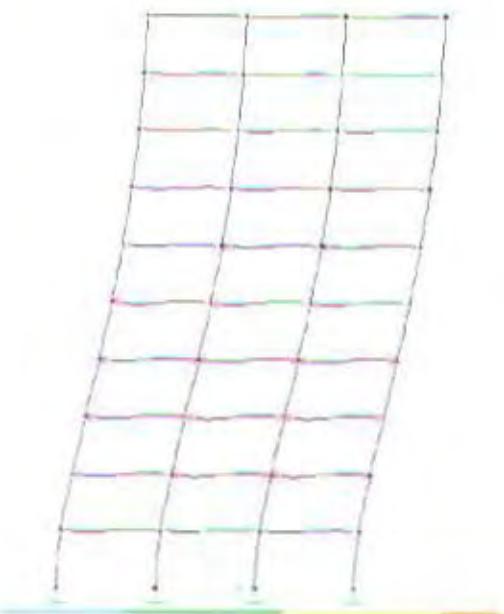
3	1.812	0.157	0.266	0.320	0.129	0.158	0.735	1.581
4	2.156	0.223	0.419	0.363	0.135	0.117	0.741	1.560
6	2.185	0.232	0.423	0.356	0.134	0.113	0.742	1.568
8	2.197	0.235	0.424	0.354	0.134	0.112	0.742	1.570
10	2.211	0.240	0.425	0.350	0.134	0.110	0.741	1.574
11	2.211	0.239	0.426	0.351	0.134	0.111	0.741	1.575
12	2.216	0.239	0.430	0.353	0.135	0.110	0.741	1.576
14	2.223	0.240	0.432	0.351	0.135	0.110	0.740	1.578
15	2.252	0.241	0.449	0.356	0.136	0.108	0.742	1.581
19	2.292	0.249	0.457	0.351	0.137	0.105	0.743	1.588
21	2.307	0.251	0.464	0.351	0.137	0.104	0.744	1.589
23	2.319	0.254	0.465	0.349	0.137	0.103	0.745	1.589
24	2.325	0.254	0.469	0.349	0.138	0.103	0.745	1.588
26	2.333	0.255	0.471	0.348	0.138	0.102	0.745	1.589
28	2.340	0.257	0.472	0.347	0.138	0.101	0.745	1.590
29	2.353	0.257	0.479	0.348	0.139	0.101	0.746	1.588
31	2.362	0.259	0.481	0.347	0.139	0.100	0.747	1.588
32	2.369	0.259	0.485	0.348	0.139	0.100	0.747	1.587
34	2.388	0.262	0.489	0.345	0.140	0.099	0.747	1.589
36	2.401	0.264	0.493	0.344	0.140	0.098	0.748	1.589
37	2.409	0.264	0.497	0.345	0.140	0.097	0.749	1.588



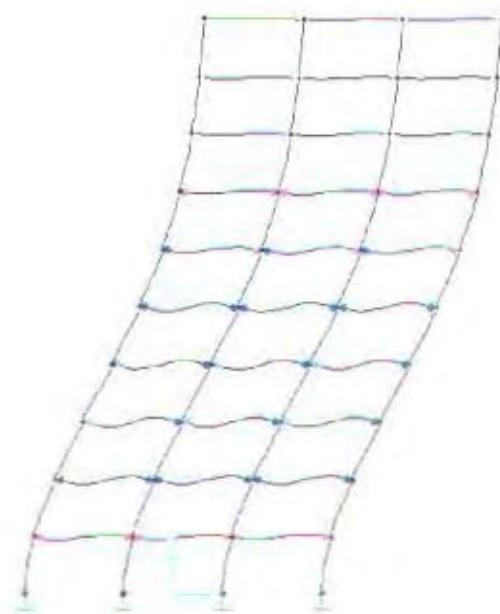
Step 0



Step 1



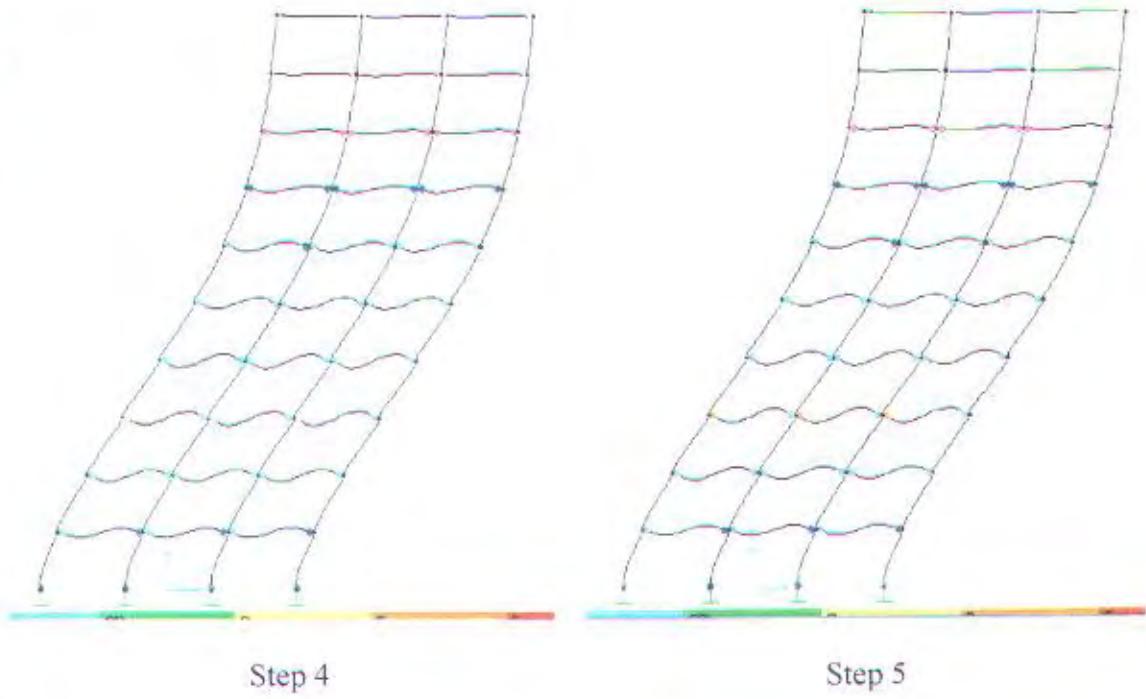
Step 2



Step 3

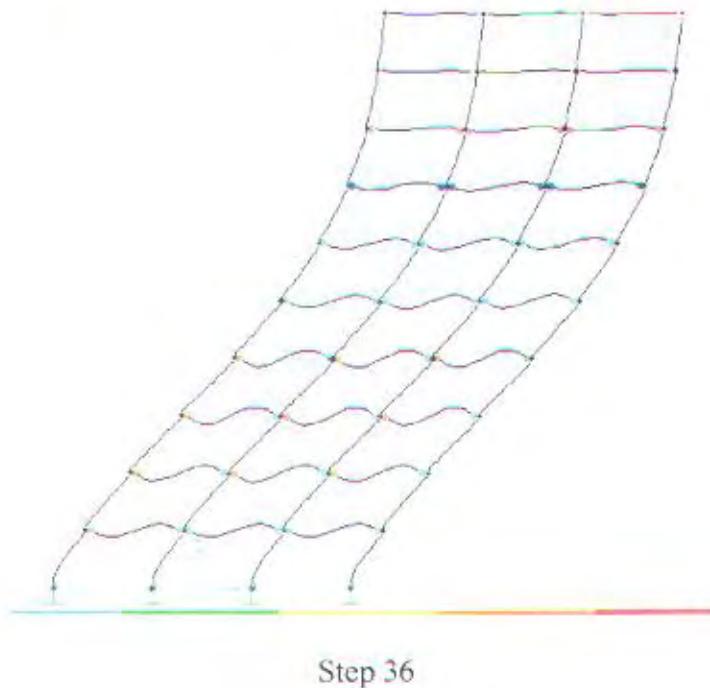


Mekanisme Pembentukan Sendi Plastis



Step 4

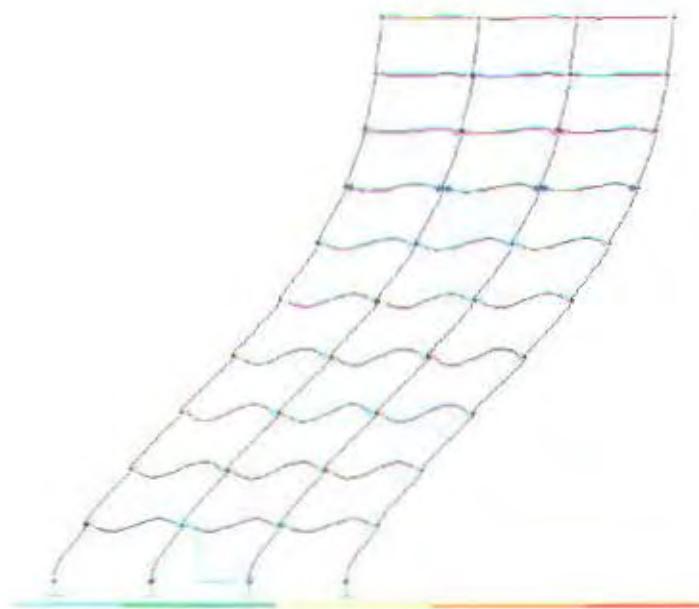
Step 5



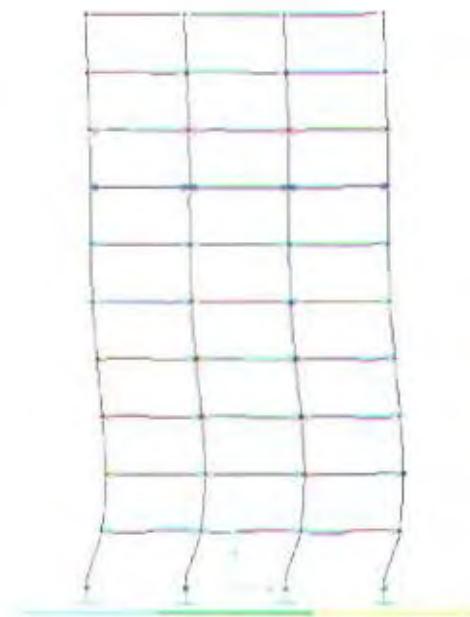
Step 36



Mekanisme Pembentukan Sendi Plastis



Step 37



Step 38



Mekanisme Pembentukan Sendi Plastis