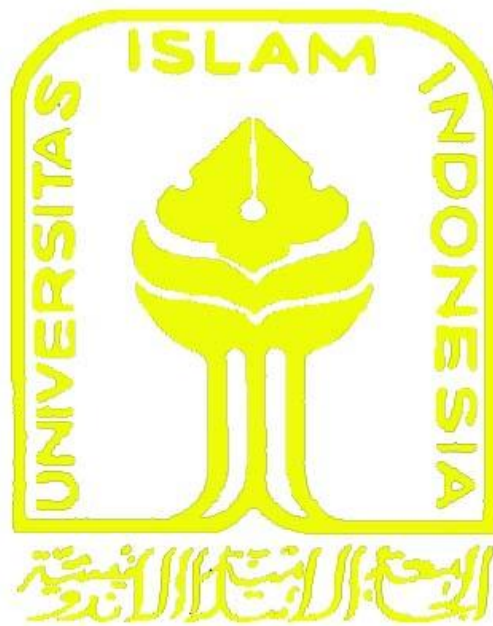


TUGAS AKHIR

EVALUASI KINERJA BANGUNAN GEDUNG YANG SUDAH BERDIRI

(Performance Evaluation to Existing Building)

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



M. RIDZKY KURNIAWAN IKSAN

04.511.041

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

YOGYAKARTA

2011

***“I dedicated this little masterpiece
for my parents (mak Ros & babe Ipong)
and my entire family,
and for all these people who ever doubt me”***

TUGAS AKHIR

EVALUASI KINERJA BANGUNAN GEDUNG YANG SUL

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Pers,
Memperoleh Derajat Sarjana Satu (S1) Teknik Sipil



Disusun oleh :
MUHAMMAD RIDZKY KURNIAWAN IKSAN
04 511 041

Disetujui Oleh:

Pembimbing :
(Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D)

Penguji :
(Ir. H. Much. Samsudin, MT)

Penguji :
(Ir. H. A Kadir Aboc, MT)

LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR

EVALUASI KINERJA BANGUNAN GEDUNG YANG SUDAH BERDIRI

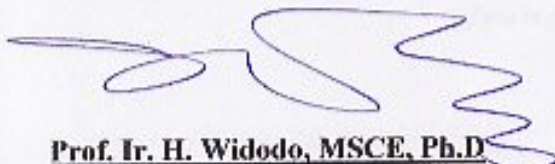
Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Satu (S1) Teknik Sipil



Disusun oleh :

MUHAMMAD RIDZKY KURNIAWAN IKSAN
04 511 041

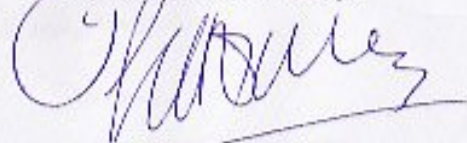
Telah diperiksa dan disetujui Oleh,
Dosen Pembimbing



Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D.

Tanggal:

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Sipil



Ir. H. Suharyatmo, MT

Tanggal: 8/6/2011

= MOTTO =

Orang-orang yang kurang akalinya diantara manusia akan berkata: "Apakah yang memalingkan mereka dari kiblatnya yang dahulu mereka telah ber kiblat kepadanya?" Katakanlah: "Kepunyaan Allah-lah timur dan barat; Dia memberi petunjuk kepada siapa yang dikehendaki-Nya ke jalan yang lurus "

(Q.S. Al-Baqarah 142)

Dan sesungguhnya hari kemudian itu lebih baik bagimu daripada yang sekarang. Dan kelak Tuhanmu pasti memberikan karunia-Nya kepadamu , lalu kamu menjadi puas

(Q.S. Adh Dhuhaa 4-5)

Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Maka apabila kamu telah selesai (dari sesuatu urusan), kerjakanlah dengan sungguh-sungguh urusan yang lain, dan hanya kepada Tuhanlah hendaknya kamu berharap

(Q.S. Alam Nasyrah, 6-8)

Dan jika semua lintasan dan jalan yang terbentang dihadapanmu ditutupNya, akan diperlihatkanNya jalan tersembunyi yang belum pernah dilihat oleh siapapun (Salaludin Poumi)

"If you're gonna die, then die trying"

(Penulis)

***“I dedicated this little masterpiece
for my parents (mak Ros & babe Ipong)
and my entire family,
and for all these people who ever doubt me”***

= MOTTO =

Orang-orang yang kurang akalinya diantara manusia akan berkata: "Apakah yang memalingkan mereka dari kiblatnya yang dahulu mereka telah ber kiblat kepadanya?" Katakanlah: "Kepunyaan Allah-lah timur dan barat; Dia memberi petunjuk kepada siapa yang dikehendaki-Nya ke jalan yang lurus "

(Q.S. Al-Baqarah 142)

Dan sesungguhnya hari kemudian itu lebih baik bagimu daripada yang sekarang. Dan kelak Tuhanmu pasti memberikan karunia-Nya kepadamu , lalu kamu menjadi puas

(Q.S. Adh Dhuhaa 4-5)

Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Maka apabila kamu telah selesai (dari sesuatu urusan), kerjakanlah dengan sungguh-sungguh urusan yang lain, dan hanya kepada Tuhanlah hendaknya kamu berharap

(Q.S. Alam Nasyrah, 6-8)

Dan jika semua lintasan dan jalan yang terbentang dihadapanmu ditutupNya, akan diperlihatkanNya jalan tersembunyi yang belum pernah dilihat oleh siapapun (Salaludin Poumi)

"If you're gonna die, then die trying"

(Penulis)

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya. Tak lupa shalawat dan salam selalu tercurahkan kepada junjungan Nabi Muhammad SAW, keluarga para sahabat dan para pengikutnya, karena keridhaan_nya, penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Evaluasi Kinerja Terhadap Bangunan Gedung Yang Telah Berdiri* ini dengan baik.

Laporan Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh untuk menyelesaikan pendidikan jenjang Strata Satu (S1) pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Selanjutnya, izinkanlah penyusun mengucapkan terima kasih yang tak terhingga kepada pihak-pihak yang telah membimbing dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Ucapan terima kasih tersebut penyusun sampaikan kepada :

1. Bapak Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D, selaku dosen pembimbing, atas bimbingan, nasehat, diskusi dan arahan yang tiada henti.
2. Bapak Ir. H. Much. Samsudin, MT, selaku dosen penguji I.
3. Bapak Ir. H. A. Kadir Aboe, MS, selaku dosen penguji II.
4. Bapak Ir. Achmad Marzuko, MT, selaku Dosen Pembimbing Akademik.
5. Seluruh dosen dan karyawan yang telah membantu.

Disadari bahwa laporan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangannya. Oleh karena itu, diharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun demi perbaikan Tugas Akhir ini dan semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi banyak pihak.

Yogyakarta, April 2011

Penyusun

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	ii
Kata Pengantar	iii
Daftar Isi	iv
Daftar Notasi	
Daftar Tabel.....	
Daftar Gambar	
Abstraksi	
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan Penelitian	4
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat Penelitian	5
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 6
2.1 Tinjauan Umum.....	6
2.2 Penelitian Yang Berhubungan Dengan Tugas Akhir.....	6
2.2.1 Arie Wardhono, Travio dan Imam Wimbadi (2008).....	6
2.2.2 Yosafat Aji Pranata (2006)	7
2.2.3 Benjamin Lumantarna dan Ima Muljati Ginsar (2007)	7
2.2.4 Wiryanto Dewobroto (2005).....	8
2.3 Keaslian Penelitian	9
 BAB III LANDASAN TEORI.....	 10
3.1 Pendahuluan	10
3.2 <i>Strength Based Design</i>	10
3.3 <i>Performance Based Design</i>	11
3.4 Pembebanan Struktur	12

3.4.1 Kombinasi Pembebanan	12
3.4.2 Kuat Rencana	13
3.5 Beban Gempa	14
3.5.1 Analisis Beban Statik Ekuivalen	14
3.5.2 Distribusi Beban Geser Akibat Gempa Sepanjang Tinggi Gedung	18
3.6 Redistribusi Momen	19
3.7 Analisis Kuat Elemen Berdasarkan Data Struktur Dari Lapangan	21
3.7.1 Analisis Balok Lentur	21
3.7.2 Geser Balok	23
3.7.3 Kolom Lentur	23
3.7.4 Geser Kolom	26
3.7.5 <i>Beam-Column Joint</i>	26
3.8 Desain Balok Tulangan Rangkap	27
3.8.1 Komponen Tulangan Sebelah	27
3.8.2 Komponen Tulangan Rangkap	28
3.8.3 Analisis balok bertulang rangkap dengan tulangan tekan sudah leleh	30
3.8.4 Analisis balok bertulang rangkap dengan tulangan tekan belum leleh	30
3.8.5 Momen kapasitas balok	31
1. Momen kapasitas negatif	31
2. Momen kapasitas positif	32
3.8.6 Desain Penulangan Geser Balok Terlentur	33
3.9 Perencanaan Kolom	36
3.9.1 Momen Rencana Kolom	37
3.9.2 Gaya Aksial Kolom	38
3.9.3 Penulangan Kolom 2 muka	39
3.9.4 Gaya Geser Rencana Kolom	46
3.10 <i>Beam-Column Joint</i>	48

3.11	Langkah-langkah <i>Performance Based Design</i>	49
3.11.1	<i>Performance Definition</i> (defini kinerja)	49
3.11.2	Pendekatan Evaluasi	52
3.11.3	Analisis Struktur	55
3.11.4	Model Matematis Struktur	61
BAB IV	METODE PENELITIAN	62
4.1	Data Daerah Gempa.....	62
4.2	Perhitungan Struktur	62
4.3	Waktu Penelitian	62
4.4	Data Struktur	62
4.5	Model Struktur	63
4.6	Tahapan Analisis	65
BAB V	ANALISIS STRUKTUR DAN DESAIN	67
5.1	Data Gedung BPD DIY	67
5.1.1	Data Umum.....	68
5.1.2	Data Struktur.....	68
5.2	Pembebanan Struktur.....	72
5.2.1	Peraturan Pembebanan	72
5.2.2	Kombinasi Pembebanan	72
5.2.3	Analisis Pembebanan Struktur	72
5.3	Analisis Awal	76
5.3.1	Analisis Struktur Bangunan.....	76
5.3.2	Analisis Kuat Elemen Berdasarkan Data Struktur dari Lapangan.....	78
	1. Analisis Balok Induk Lantai	78
	2. Analisis Kolom.....	96
5.4	Redesain	118
5.4.1	Perencanaan Tulangan Balok Lentur	118
	1. Penulangan Balok	118
	2. Momen Kapasitas Balok Induk	124
	3. Perencanaan Geser Balok.....	127

5.4.2 Evaluasi Kolom pada M_n-P_n	131
1. Diagram M_n-P_n	131
a. Kolom dengan beban sentris ($M_n=0$).....	132
b. Kolom kondisi <i>balance</i>	133
c. Kondisi patah desak	135
d. Kondisi patah tarik.....	136
e. Batang lentur murni.....	136
2. Momen rencana kolom	138
3. Perencanaan tulangan geser kolom.....	140
a. Tulangan pengekang	141
b. Tulangan geser kolom.....	138
5.4.3 Perhitungan <i>Beam-Column Joint</i>	143
5.5 <i>Acceptance Criteria</i>	149
5.5.1 Prosedur statik linier.....	149
5.5.2 Prosedur statik nonlinier (<i>pushover</i>)	154
5.5.2.1 Prosedur analisis struktur dengan ETABS	154
5.5.2.2 Formasi sendi plastis.....	162
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	165
6.1 Kesimpulan	165
6.2 Saran	166
DAFTAR PUSTAKA	167

ABSTRACT

Indonesia is a territory of the confluence of three major tectonic plates, Indo-Australian plate, Eurasian plate and Pacific plate. Around the confluence of these plates the collision energy accumulation collected until at a point where the layer of earth no longer able to hold off the stack of the energy so it becomes earthquakes. The amount of the impact of earthquakes on the buildings depends on several things, including the scale of the quake epicenter distance, source mechanism, type of soil in the building location and building quality.

Earthquake resistant building design in Indonesia is very important because most of its territory is an area of moderate earthquakes that have a high intensity. The structure design to earthquakes loads commonly used in Indonesia is more emphasis to the strength of the structure or more known as strength based design. In fact, strength based design is not much enough, however designing based on its performance, or more known as performance based design.

The study was conducted to BPD DIY Centre building, which located on the seismic zone 3 with soft soil conditions based on SNI 03-172-2002. The performance criteria based on FEMA 356 and ATC-40 with procedure B, which structure behavior would be analysed by pushover with software ETABS.

Based on this study showed that BPD DIY building performance after redesigned by using the Static Linear methods are Immediate Occupancy (IO) while the Static Nonlinear Methods/Pushover is Life Safety (LS). The quality of building that have been re-design based on Hazard Level and Performance Level was much enough for minimum criteria.

Key words : static linear, static nonlinear, performance criteria, performance based design, strength based design.

ABSTRAKSI

Indonesia merupakan daerah pertemuan tiga lempeng tektonik besar, yaitu lempeng Indo-Australia, Eurasia dan lempeng Pasific. Disekitar lokasi pertemuan lempeng ini akumulasi energi tabrakan terkumpul sampai disuatu titik dimana lapisan bumi tidak lagi sanggup menahan tumpukan energi sehingga lepas berupa gempa bumi. Besarnya dampak gempa bumi terhadap bangunan bergantung pada beberapa hal, diantaranya adalah skala gempa, jarak episenter, mekanisme sumber, jenis lapisan tanah dilokasi bangunan dan kualitas bangunan.

Perencanaan gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya merupakan wilayah gempa yang mempunyai intensitas moderat tinggi. Perencanaan struktur terhadap beban gempa yang umum digunakan di Indonesia lebih mengutamakan kepada kekkuatan struktur atau lebih dikenal dengan *strenght based design*. Kenyataannya, perencanaan berdasarkan kekuatan struktur tidaklah cukup, tetapi dengan cara merencanakan berdasarkan kinerjanya yang saat ini dikenal dengan nama *performance based design*.

Penelitian dilakukan pada bangunan gedung BPD Pusat DIY yang berada pada wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 03-172-2002. Kriteria kinerjanya menggunakan FEMA 356 dan ATC-40 dengan prosedur B, dimana perilaku struktur dianalisis dengan menggunakan pushover analysis dengan bantuan piranti lunak ETABS.

Berdasarkan penelitian ini diperoleh hasil bahwa gedung kinerja BPD DIY setelah dilakukan redisain dengan menggunakan metode Linier Statik adalah Immediate Occupancy(IO) sedangkan metode Nonlinier Statik/Pushover adalah Damage Control(DC). Kualitas desain yang didasarkan atas *Hazard Level* dan *Perfromance Level* menunjukan bahwa bangunan yang telah diredisain cukup memenuhi syarat berdasarkan *Normal/Basic Objective*.

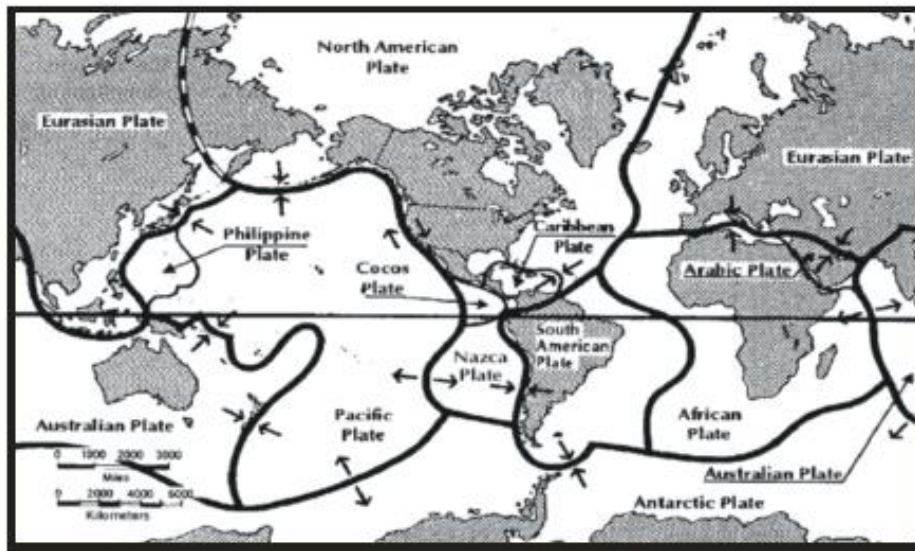
Kata kunci : linier statik, nonlinier statik/pushover, kriteria kinerja, *performance based design*, *strenght based design*.

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan daerah pertemuan tiga lempeng tektonik besar, yaitu lempeng Indo-Australia, Eurasia dan lempeng Pasifik (Gambar 1.1). Lempeng Indo-Australia bertabrakan dengan lempeng Eurasia di lepas pantai Sumatra, Jawa dan Nusa Tenggara, sedangkan dengan pasifik di utara Irian dan Maluku Utara. Di sekitar lokasi pertemuan lempeng ini akumulasi energi tabrakan terkumpul sampai di suatu titik di mana lapisan bumi tidak lagi sanggup menahan tumpukan energi sehingga lepas berupa gempa bumi. Pelepasan energi sesaat ini menimbulkan berbagai dampak terhadap bangunan karena percepatan gelombang seismic, tsunami, longsor, dan likuifaksi. Besarnya dampak gempa bumi terhadap bangunan bergantung pada beberapa hal, diantaranya adalah skala gempa, jarak episenter, mekanisme sumber, jenis lapisan tanah di lokasi bangunan dan kualitas bangunan.



Gambar 1.1 Lempeng Benua

Indonesia sebagai daerah rawan gempa telah mengalami beberapa kali gempa besar. Kerugian akibat gempa bumi tidak langsung disebabkan oleh gempa bumi, namun disebabkan oleh kerentanan bangunan sehingga terjadi runtuhnya bangunan, kejatuhan peralatan dalam bangunan, kebakaran, tsunami dan tanah longsor. Faktor kerentanan bangunan sangat erat hubungannya untuk perhitungan bencana gempa bumi di masa yang akan datang. Faktor gempa bumi tidak dapat dielakkan tapi harus dihadapi dengan merencanakan bangunan beserta lingkungannya yang tahan terhadap gempa bumi.

Perencanaan gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya merupakan wilayah gempa yang mempunyai intensitas moderat hingga tinggi. Perencanaan struktur terhadap beban gempa yang umum digunakan di Indonesia lebih mengutamakan kepada kekuatan struktur atau lebih dikenal dengan *strength based design*. Selama ini *strength based design* (dengan konsep desain kapasitasnya) lebih menitikberatkan pada kekuatan struktur bangunan dan keselamatan jiwa manusia, sehingga apabila terjadi gempa kecil maupun gempa sedang struktur pada bangunan masih dapat diperbaiki dan bangunan masih dapat beroperasi, dan apabila terjadi gempa besar bangunan tidak mengalami keruntuhan sebagian maupun keruntuhan total.

Pada kenyataan yang terjadi, kekuatan daripada struktur saja tidaklah cukup. Beberapa peristiwa gempa besar yang terjadi, seperti gempa Papua (26 November 2004), gempa Aceh (26 Desember 2004) yang disertai tsunami dan gempa Yogyakarta (26 Mei 2006), menimbulkan kerusakan cukup parah dan kerugian ekonomi yang cukup besar. Kejadian tersebut menunjukkan bahwa memperhitungkan kekuatan dari struktur saja masih belum cukup, tetapi juga harus memperhatikan kerusakan struktur yang terjadi dengan cara merencanakan bangunan berdasarkan kinerjanya.

Perencanaan berdasarkan kinerja bangunan ini merupakan suatu metode pendekatan yang relatif baru dan dikenal sebagai Perencanaan Berbasis Kinerja (*Performance Based Design*). *Performance Based Design* merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap

resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.

Meskipun istilah *Performanced Based Design* masih baru, namun konsepnya bukanlah hal baru. Standar perencanaan di berbagai Negara termasuk Indonesia, telah menerapkan falsafah perencanaan bangunan tahan gempa sebagai berikut:

1. Akibat gempa kecil atau sedang, struktur bangunan harus dijamin tidak rusak.
2. Akibat gempa kuat yang jarang terjadi, struktur tersebut harus direncanakan agar mampu mengalami perubahan bentuk secara daktail, namun tidak sampai roboh.

Dalam melakukan desain perencanaan dipilih bangunan dengan struktur portal terbuka (*open frame*) dengan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dikarenakan bahwa struktur portal terbuka dinilai lebih mewakili sebagai struktur gedung beraturan sehingga pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statis ekuivalen. Analisis juga dilakukan sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2002 serta peraturan *complement* seperti ATC-40 dan FEMA-356 dengan memakai *software* ETABS v9.

1.2 Rumusan Masalah

Mengacu pada latar belakang masalah di atas maka permasalahan yang akan diteliti adalah:

1. Bagaimana hasil evaluasi analisis terhadap bangunan lama yang sudah berdiri apakah memenuhi syarat aman atau tidak? Jika tidak maka akan dilakukan redesain.
2. Bagaimana hasil redesain terhadap bangunan lama yang sudah berdiri jika tidak memenuhi syarat aman?
3. Bagaimana *performance-based* dapat digunakan untuk mengetahui kriteria kinerja pada gedung, termasuk menentukan parameter hubungan *base shear* dengan *displacement, performance point*?

4. Bagaimana hasil desain bangunan lama yang telah berdiri setelah dianalisis, lalu dikontrol terhadap *drift* dan *performance level*, apakah memenuhi kriteria atau tidak?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah :

1. Untuk mengevaluasi analisis untuk mengetahui syarat aman terhadap bangunan lama yang sudah berdiri.
2. Untuk melakukan redesain terhadap suatu bangunan, apabila bangunan tersebut tidak memenuhi syarat kekuatan maksimum.
3. Untuk mengaplikasikan desain struktur beton bertulang berdasarkan *Performance Based Design* dengan menggunakan analisis *pushover*.
4. Untuk mengetahui tingkat *performance* yang dihasilkan analisis statik linier dan analisis statik non-linier (*pushover*) pada suatu gedung.
5. Untuk menentukan hubungan *base shear* dengan *displacement*, pada kurva *pushover* dan kurva *seismic demand*.

1.4 Batasan Masalah

Yang menjadi batasan pokok masalah dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Gedung yang akan didesain adalah gedung BPD Pusat DIY.
2. Gedung direncanakan berada pada wilayah gempa 3 berdasarkan SK SNI 03-1726-2002, pada tanah lunak dengan konsep *strong column weak beam*.
3. Perencanaan beton bertulang berdasarkan pada peraturan SNI 03-2847-2002.
4. Kriteria kinerja menggunakan FEMA 356 dan ATC-40, dengan prosedur B.
5. Perilaku struktur dianalisis dengan menggunakan *Pushover Analysis* dengan bantuan program ETABS 9.0

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini diharapkan akan sangat membantu para perencana struktur bangunan dalam merencanakan bangunan berdasarkan metode *performance based design*.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Penelitian-penelitian mengenai perencanaan berbasis kinerja (*Performance Based Design*) telah banyak dilakukan dan memberikan referensi yang sangat bernilai dalam perencanaan bangunan bertingkat banyak.

2.2 Penelitian Yang Berhubungan Dengan Tugas Akhir

2.2.1 Arie Wardhono, Travio dan Imam Wimbadi (2008), melakukan penelitian dgn judul “Studi Perbandingan Metoda Analisis Untuk Menentukan Safety Margin Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus Beton”

Permasalahan yang diangkat pada penelitian ini adalah tentang keruntuhan portal. Keruntuhan banyak terjadi pada beberapa struktur lama yang dirancang menggunakan tata cara perancangan yang saat ini dianggap tidak mencukupi. Penyebab lain adalah perancangan dan pelaksanaan konstruksi yang buruk. Namun, beberapa dari keruntuhan yang terjadi menunjukkan bahwa bangunan telah dirancang berdasarkan prinsip-prinsip perancangan gempa yang berlaku saat ini. Kemungkinan keruntuhan tersebut sebagai akibat dari kurangnya pengetahuan terhadap bahaya gempa setempat, perilaku material struktur akibat beban dinamis dan perilaku pasca-elastis sistem struktur tersebut (Villaverde, 2007).

Pemecahan permasalahan melakukan analisis perbandingan terhadap beberapa macam struktur dengan memberikan gaya gempa berdasarkan metode analisis statis ekuivalen, analisis *Pushover* dan analisis dinamis riwayat waktu.

Hasil penelitian, nilai *base force* (gaya gempa dasar) yang terjadi menunjukkan adanya suatu penyimpangan nilai *base* pada struktur 12 lantai. Yaitu penyimpangan nilai *base force* terhadap keruntuhan struktur akibat nilai *base force* hasil analisis statis ekuivalen melebihi nilai *base force* kinerja struktur hasil *Pushover Analysis*. Sedangkan nilai *base force* pada analisis

dinamis tidak menunjukkan penyimpangan dan tetap berada pada batas kondisi *Life Safety*. Sehingga analisis statis ekuivalen hanya dapat digunakan secara efektif pada struktur dengan tinggi maksimum 10 lantai (40 m). Untuk struktur dengan tinggi lebih dari 10 lantai (40 m) lebih baik menggunakan analisis dinamis.

2.2.2 Yosafat Aji Pranata (2006), melakukan penelitian dgn judul “Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa dengan *PUSHOVER ANALYSIS*”

Pada penelitian ini, Yosafat(2006) mengangkat permasalahan di Indonesia wilayahnya merupakan wilayah gempa yang mempunyai intensitas moderat hingga tinggi. Untuk itu dilakukan studi pada tiga buah gedung beton bertulang dengan sistem struktur rangka khusus dan menengah pemikul momen, bertingkat sepuluh dan beraturan

Pemecahan permasalahan adalah dengan melakukan analisis terhadap 3 struktur gedung beton bertulang 10 lantai. Gedung pertama dan kedua terletak pada gempa wilayah 4, sedangkan gedung ketiga pada wilayah 6, dengan jenis tanah keras. Analisis dilakukan pada gedung dengan sistem Struktur Rangka Khusus dan Menengah Pemikul Momen beraturan, dengan metode analisis dinamis riwayat waktu dan analisis beban dorong(*Pushover*). Beban gempa yang digunakan adalah El Centro 1940, Bucharest 1977, Flores 1992 dan Pacoima Dam 1971.

Hasil penelitian evaluasi kinerja memberikan informasi sejauh mana gempa akan mempengaruhi struktur bangunan gedung. Hal ini penting untuk evaluasi perilaku struktur gedung pasca leleh.

Gempa El Centro, Flores dan Pacoima apabila dibandingkan dengan analisis beban dorong, hasil peralihan, *drift* dan rotasi sendi plastis yang terjadi jauh lebih kecil, maka analisis beban dorong cukup rasional dan dapat diandalkan untuk evaluasi perilaku seismik.

2.2.3 Benjamin Lumantarna dan Ima Muljati Ginsar (2007), melakukan penelitian dengan judul “*Seismic Performance Evaluation of Building With PUSHOVER ANALYSIS*”

Permasalahan yang diangkat penulis adalah pada gempa besar yang terjadi, seperti gempa Loma Prieta 1989 dan Northridge 1994, menunjukkan bahwa perencanaan tahan gempa berbasis kekuatan (*force based*) telah berhasil mengurangi korban jiwa, tetapi tidak berfungsinya gedung dan fasilitas umum karena kerusakan yang terjadi, telah menyebabkan kerugian ekonomi yang cukup besar. Pada perencanaan berbasis kekuatan, kinerja struktur hanya terjamin pada dua level yaitu pada gempa nominal (gempa kecil) bangunan berada dalam keadaan siap pakai (*serviceability limit state*) sedangkan pada gempa rencana (gempa besar) bangunan berada dalam keadaan tidak hancur (*safety limit state*). Tidak diketahui dengan jelas kinerja (*performance*) bangunan dalam keadaan gempa sedang. Asian Concrete Model Code (ACMC) dan *Applied Technology Council* (ATC 40) mengusulkan perencanaan dengan berbagai tingkat kinerja (*multiple performance levels*) yang diharapkan dipenuhi pada saat struktur menerima beban gempa dengan berbagai tingkat intensitas.

Pemecahan permasalahan adalah dengan melakukan analisis terhadap suatu model gedung 10 lantai dengan menggunakan metode *capacity spectrum method*. Analisis pada bangunan perkantoran yang didirikan wilayah 2 pada tanah lunak.

Hasil penelitian ini, dengan *Capacity Spectrum Method* menunjukkan kinerja bangunan yang telah direncanakan terhadap gempa dengan berbagai periode ulang. Bila kinerja yang dikehendaki tidak dapat dicapai, dengan memperhatikan kerusakan serta letak sendi plastis yang terjadi bagian-bagian tersebut, bangunan direncanakan kembali dan diperkuat untuk kemudian dilakukan pengujian ulang terhadap kinerja struktur sampai memenuhi kinerja yang diinginkan.

2.2.4 Wiryanto Dewobroto (2005), melakukan penelitian dengan judul "Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa *Pushover*"

Pokok permasalahan yang diangkat penulis pada penelitian ini adalah, Indonesia merupakan daerah rawan terjadinya gempa. Bangunan pada daerah rawan gempa harus direncanakan mampu bertahan terhadap gempa. Trend perencanaan yang terkini yaitu *performance based seismic design*, yang memanfaatkan teknik analisa non-linier berbasis komputer untuk menganalisa perilaku inelastis struktur dari berbagai macam intensitas gerakan tanah (gempa), sehingga dapat diketahui kinerjanya pada kondisi kritis.

Pemecahan permasalahan pada penelitian ini adalah dengan melakukan analisis terhadap suatu model gedung struktur baja 6 lantai dengan analisis *pushover* mengacu pada FEMA 356.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode Koefisien Perpindahan FEMA 273/356 dan persyaratan Kinerja Batas Ultimit SNI 1726 menghasilkan nilai δT menentukan. Perencanaan berbasis kinerja memberikan informasi sejauh mana suatu gempa akan mempengaruhi struktur. Dengan demikian sejak awal pemilik bangunan, insinyur perencana maupun pemakai mendapat informasi bagaimana bangunan tersebut berperilaku bila ada gempa.

2.3 Keaslian Penelitian

Pada keseluruhan penelitian diatas, rata-rata melakukan analisis terhadap suatu model bangunan beton, khusus pada penelitian Wiryanto Dewobroto pada bangunan baja, dan bukan pada bangunan yang sudah ada.

Pada penelitian ini, penulis menggunakan bangunan yang sudah ada atau bangunan lama yang sudah berdiri dan akan diuji apakah bangunan tersebut memenuhi kriteria kinerja atau tidak. Dengan demikian keaslian penelitian dapat dipertanggungjawabkan.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Sebagian besar bangunan tahan gempa di Indonesia direncanakan dengan prosedur yang ditulis dalam peraturan perencanaan bangunan (*building codes*). Peraturan dibuat untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi, dan untuk menghindari atau mengurangi kerusakan atau kerugian harta benda terhadap gempa sedang yang sering terjadi. Meskipun demikian, prosedur yang digunakan dalam peraturan tersebut tidak dapat secara langsung menunjukkan kinerja bangunan terhadap suatu gempa yang sebenarnya, kinerja tadi tentu terkait dengan resiko yang dihadapi pemilik bangunan dan investasi yang dibelanjakan terkait dengan resiko diambil.

3.2 *Strength Based Design*

Selama ini perencanaan struktur terhadap gempa memakai konsep *strength based design* di mana setiap struktur harus direncanakan mampu menahan suatu beban geser dasar akibat gempa. Konsep ini diterjemahkan dalam suatu metode desain kapasitas di mana pengendalian pola keruntuhan struktur dilakukan melalui pemanfaatan sifat daktil dari struktur secara maksimal.

Dua macam batasan kinerja struktur dalam konsep *Strength Based Design* (Paulay, 1992) adalah sebagai berikut:

1. *Serviceability Limit State*

Pada kriteria ini dilakukan pengontrolan dan pembatasan *drift* yang terjadi selama gempa berlangsung. Kekuatan tambahan harus dapat dipastikan tersedia pada semua komponen struktur untuk menahan gempa, sementara komponen tersebut tetap berperilaku elastis. Diiijinkan terjadi kerusakan-kerusakan minor pada elemen non struktur. Dalam kriteria ini, intensitas gempa sangat berhubungan erat dengan faktor penggunaan bangunan. Misalnya, seorang perencana struktur cukup memakai batasan gempa dengan

periode ulang 50 tahun untuk bangunan perkantoran, namun ia dituntut untuk menggunakan batasan gempa dengan periode ulang yang lebih tinggi untuk bangunan yang memiliki taraf fungsional lebih tinggi dari perkantoran, seperti: rumah sakit, pusat telekomunikasi, dan lain-lain.

2. *Survival Limit State*

Prinsip utama dari kriteria ini adalah sedapat mungkin mencegah kehilangan nyawa manusia ketika terjadi gempa yang paling kuat. Ketika suatu struktur mengalami perpindahan lateral yang besar, kehilangan kekuatan untuk menahan gaya lateral harus sesedikit mungkin dan kemampuan struktur untuk menahan beban gravitasi masih harus tetap dapat dipertahankan.

Dalam konsep *strength based design*, *demand* harus lebih kecil daripada kapasitas. Pada konsep tersebut, desain ini mengutamakan kekuatan struktur tetapi kurang memperhatikan kontrol terhadap kerusakan yang terjadi akibat gempa seperti kontrol terhadap *drift* dan *performance level*. Konsep tersebut kemudian disempurnakan dengan pendekatan lain yang dinamakan *performance based design*, dimana pada pendekatan ini menambahkan tingkat kinerja struktur *damage control* pada kondisi inelastis.

3.3 *Performance Based Design*

Performance based design merupakan suatu konsep desain bangunan dimana perilaku bangunan pada saat terjadi gempa dengan tingkat kinerja tertentu dijadikan sebagai acuan. Konsep ini merupakan lanjutan dari perencanaan *strength based design* yang kemudian dilakukan pengecekan terhadap *performance* atau tingkat kinerja. Tingkat kinerja ini merupakan suatu pilihan yang harus ditentukan oleh perencana struktur pada tahapan awal, dimana tingkat kinerja ini dapat dievaluasi dari beberapa kondisi batas. Kondisi batas ini bersifat fleksibel, dimana merupakan kesepakatan dari pihak perencana struktur dengan pihak pemilik bangunan (*owner*). Dengan demikian pemilik gedung dapat menentukan tujuan perencanaan beserta resiko/konsekuensi yang harus dihadapi.

Elemen utama dari *performance based design* adalah *demand* dan *capacity*. *Demand* adalah tuntutan yang harus dipenuhi oleh struktur, dapat digambarkan sebagai beban gempa. Sedangkan *capacity* adalah kapasitas yang dimiliki struktur. Salah satu analisis yang dapat menggambarkan kapasitas struktur secara keseluruhan adalah analisis *pushover*. Suatu *performance point* yang dihasilkan dari analisis *pushover* berupa titik perpotongan antara kurva *demand* dan kurva *capacity*. *Performance point* adalah suatu estimasi untuk keadaan dimana *demand* sama dengan *capacity*. Tingkat kerusakan dari struktur berupa simpangan antar tingkat yang dibaca dari *performance point* ini dibandingkan dengan sasaran *performance* yang telah direncanakan sebelumnya (ATC 40).

3.4 Pembebanan Struktur

3.4.1 Kombinasi Pembebanan

Pada SNI 03-2847-2002 terdapat 9 kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan ini didasarkan pada beban apa yang akan dilayani bangunan tersebut.

SNI 03-2847-2002 Pasal 11.2

1). Kuat perlu U untuk menahan beban mati D

$$U = 1,4 D \quad (3.01)$$

Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L dan juga beban atap A atau beban hujan R

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.02)$$

2). Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.03)$$

Kombinasi pembebanan juga harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi paling berbahaya:

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \quad (3.04)$$

3). Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa **E** harus diperhitungkan

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \quad (3.05)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \quad (3.06)$$

4). Bila ketahanan terhadap tekanan tanah **H** diperhitungkan dalam perancangan, maka pada persamaan (3.04), (3.05) dan (3.06) ditambahkan **1,6 H**. kecuali bahwa pada keadaan dimana aksi struktur akibat **H** mengurangi pengaruh **W** atau **E**, maka beban **H** tidak perlu ditambah kan pada persamaan (3.04) dan (3.05)

5). Bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat dan tekanan fluida **F**.

$$U = 1,4 (D + F) \quad (3.07)$$

6). Bila ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh tersebut harus disertakan pada perhitungan beban hidup **L**.

7). Bila pengaruh struktural **T** dari perbedaan penurunan pondasi, rangkai, susut, ekspansi beton, dan perubahan suhu sangat menentukan dalam perencanaan, maka:

$$U = 1,2 (D + T) + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.08)$$

8). Untuk perencanaan daerah pengakurn pasca tarik harus digunakan faktor beban **1,2** terhadap gaya penarikan tendon maksimum.

9). Jika pada bangunan terjadi benturan yang besarnya **P**, maka pengaruh beban tersebut dikalikan dengan faktor **1,2**.

3.4.2 Kuat Rencana

SNI 03-2847-2002 menyatakan kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban nominal, geser dan torsi. Harus dikali sebagai hasil

kali kuat nominal, yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi dari tata cara ini, dengan suatu faktor reduksi kekuatan ϕ .

SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3

Tabel 3.1 Faktor reduksi kekuatan (SNI 03-2847-2002)

No	ϕ	Fungsi
1	0,80	Untuk tulangan lentur tanpa beban aksial.
2	0,80	Untuk aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur
3	0,70	Untuk aksial tekan dan aksial lentur dengan tulangan sepiral.
4	0,65	Untuk aksial tekan dan aksial lentur dengan komponen struktur lainnya.
5	0,75	Untuk geser dan torsi.
6	0,55	Untuk geser pada struktur penahan gempa yang kuat
7	0,80	Untuk geser pada hubungan balok-kolom dan pada perangkai yang diberi tulangan diagonal.
8	0,65	Untuk tumpuan pada beton kecuali untuk daerah pengukuran pasca tarik.
9	0,85	Untuk geser pada daerah pasca tarik.
10	0,75	Untuk lentur tanpa beban aksial pada komponen struktur pratarik.
11	0,55	Untuk lentur, tekan, geser dan tumpu pada beton polos struktural.

3.5 Beban Gempa

3.5.1 Analisis Beban Statik Ekuivalen

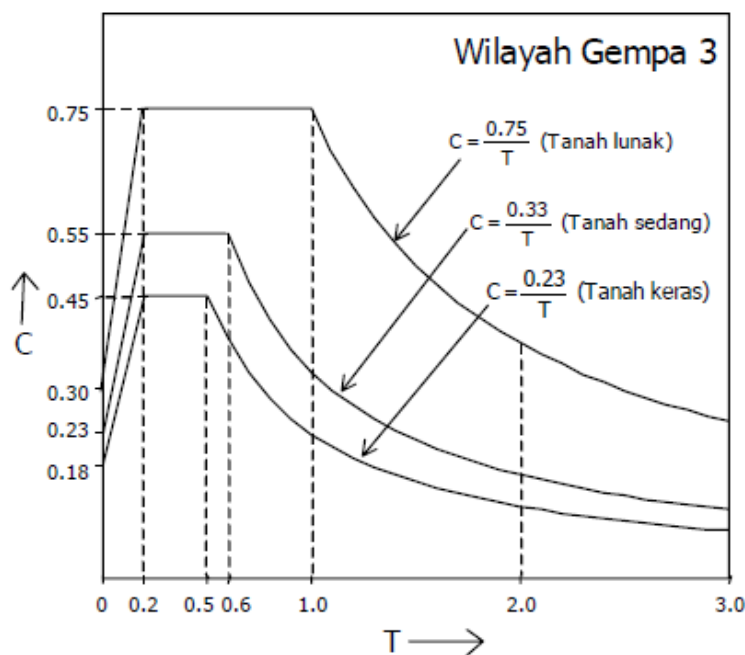
Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat beban gempa (V). Menurut pedoman Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung SNI-03-1726-2002 besarnya V ditentukan menurut persamaan:

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t \quad (3.09)$$

Dimana :

- V = Gaya gempa/gaya geser total
 C = Koefisien gempa dasar yang berlaku untuk wilayah gempa tertentu dan untuk jenis tanah tertentu
 I = Faktor keutamaan.
 R = Faktor reduksi gempa.
 W_t = Berat total struktur kombinasi beban mati ditambah beban hidup yang direduksi.

Nilai koefisien gempa dasar (C_1) diperoleh dari spektrum respons gempa rencana menurut gambar 3.6. Koefisien C bergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah yang bersifat sangat merusak, yang berbeda-beda pada setiap daerah wilayah gempa, waktu getar alami struktur, dan kondisi tanah setempat. Besarnya koefisien gempa dasar (C) di Indonesia dinyatakan dalam TPCKGUBG SNI-03-1726-2002 yang merupakan plot antara C terhadap T (waktu getar gedung). Pada penelitian ini, bangunan direncanakan berada pada wilayah gempa III pada kondisi tanah keras.



Gambar 3.1 Faktor Respon Gempa Pada Wilayah 3

Periode getar alami struktur (T) untuk struktur portal baja tanpa pengaku dapat ditentukan dengan rumus pendekatan :

$$T = 0,085H^{3/4} \quad (\text{untuk portal baja}) \quad (3.10)$$

$$T = 0,06H^{3/4} \quad (\text{untuk portal beton}) \quad (3.11)$$

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{B}} \quad (\text{untuk struktur gedung lainnya}) \quad (3.12)$$

Kontrol waktu getar alami struktur menggunakan metode *Rayleigh* dengan persamaan:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.13)$$

dimana, W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai, F_i adalah beban gempa nominal statik ekuivalen, d_i adalah simpangan horizontal lantai tingkat ke- i yang dinyatakan dalam satuan mm, dan g adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det^2 . Nilai d_i dihitung dengan persamaan berikut :

$$d_i = \sum_{j=1}^n \frac{F_j}{k_j} \quad (3.14)$$

Faktor keutamaan digunakan untuk memperbesar beban gempa rencana, agar struktur tersebut tetap berfungsi setelah terjadi gempa besar. Nilai faktor keutamaan didasarkan pada tingkat kepentingan fungsi suatu struktur terhadap bahaya gempa. Dalam penelitian numeris ini digunakan faktor keutamaan sesuai dalam SNI 03-1726-2002.

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Catatan :

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.

Sumber SNI-03-1726-2002

Faktor daktilitas stuktur (R) dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia, pada saat terjadi gempa kuat. Faktor ini tergantung pada jenis struktur dan bahan konstruksi yang digunakan. Dalam penelitian numeris ini digunakan faktor daktilitas sesuai dalam SNI-03-1726-2002.

Tabel 3.3 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktil parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktil penuh	5,3	8,5

Sumber SNI-03-1726-2002

3.5.2 Distribusi Beban Geser Dasar Akibat Gempa Sepanjang Tinggi Gedung

Beban geser akibat gempa didistribusikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horizontal terpusat yang dikonsentrasikan pada setiap tingkat. Beban geser dasar dihitung dengan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} V \quad (3.15)$$

Dengan h_i adalah ketinggian sampai tingkat I diukur dari tingkat penjepit lateral seperti yang ditentukan dalam Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung. Distribusi gaya horizontal akibat gempa (F_i) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar stuktur (B) pada arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

1. Struktur bangunan yang memiliki $H/B < 3$, maka gaya horizontal akibat beban gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} V \quad (3.16)$$

2. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B > 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horizontal akibat gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$F_i = 0,1.V + \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} 0,9V \quad (3.17)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} 0,9V \quad (3.18)$$

Dengan F_i gaya horizontal akibat gempa tingkat ke I , h_i tinggi lantai ke I , h_n tinggi atap, V gaya geser dasar, W_i berat lantai ke i .

3.6 Redistribusi Momen

Dari hasil superposisi momen akibat beban lateral akan diperoleh momen tumpuan (negatif) yang bertambah besar dan momen lapangan (positif yang lebih kecil). Disamping itu, dapat pula terjadi perbedaan momen pada muka tumpuan balok disamping kanan dan disamping kiri kolom interior.

Tidak berimbangnya momen lentur dari daerah tumpuan dan lapangan seringkali dapat menyebabkan tinggi balok tidak dimanfaatkan secara optimal untuk memperoleh kekuatan lentur yang diperlukan. Momen tumpuan yang terlalu besar dan adanya perbedaan momen tumpuan balok disamping kiri dan disamping kolom interior dapat mengakibatkan diperlukannya tulangan lentur pada balok secara berlebihan dari yang benar-benar dibutuhkan. Hal ini mengingat balok

sebenarnya mampu mendistribusikan melalui inelastisitas. Tulangan lentur yang berlebihan membawa konsekuensi pada pembesaran momen kolom dan pondasi. Dan apabila momen perlu untuk momen negatif besar akan mengakibatkan momen perlu untuk mendisain kolom juga akan cenderung lebih besar.

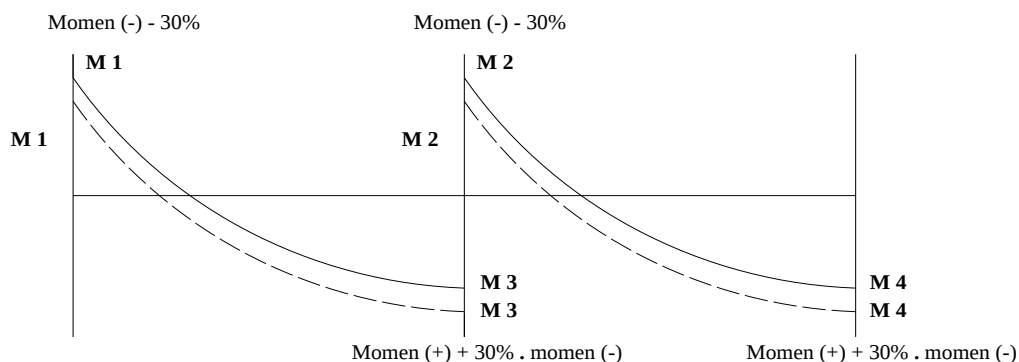
Guna mengatasi masalah-masalah tersebut dapat teknik mendistribusikan momen dalam proses perencanaan dengan tujuan sebagai berikut:

1. Mengurangi besarnya momen maksimum tumpuan dan mengalihkannya di lapangan sehingga didapatkan distribusi kekuatan lentur yang lebih merata.
2. Menyamakan momen akibat gempa bolak-balik yang bekerja pada balok di kiri dan di kanan kolom interior.
3. Memanfaatkan secara penuh tulangan lentur positif di daerah tumpuan yang jumlahnya disyaratkan minimum 50% dari jumlah tulangan negatif. Sehingga perencanaan menjadi lebih ekonomis.
4. Mengurangi besarnya momen yang masuk dalam kolom.

Pada dasarnya dalam melakukan redistribusi momen harus diusahakan agar :

1. Prinsip keseimbangan statis selalu terpenuhi.
2. Kemampuan portal dalam menahan beban lateral tidak berubah.
3. Tidak terjadi sendi plastis pada ujung-ujung kolom diatas lantai dasar.

Disamping itu perlu diperhatikan pembatasan besar momen yang boleh diredistribusi, sebab redistribusi yang terjadi jauh berbeda dari hasil analisa elastis struktur yang dapat mengakibatkan retak yang berlebihan saat struktur dilanda gempa kecil, sehingga nilai maksimum redistribusi momen dibatasi sebesar 30 %.



Gambar 3.2 Redistribusi Momen

Redistribusi momen negatif pada SNI 03-2847-2002 boleh dilakukan, bila :

1. Bila tidak digunakan nilai momen pendekatan maka momen negatif tumpuan yang didapat dari metode pergitungan elastis pada balok-balok lentur non-prategang menerus untuk semua konfigurasi pembebanan dapat direduksi atau diperbesar tidak lebih dari nilai berikut ini:

$$\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right) \times 20\% \quad (3.19)$$

2. Momen negatif yang telah dimodifikasi harus digunakan untuk menghitung momen lapangan dari bentang yang ditinjau.
3. Reduksi momen momen negatif hanya boleh dilakukan bila penampang yang momennya direduksi direncanakan sedemikian sehingga $\rho - \rho'$ tidak melebihi $0,50 \rho_b$ dimana,

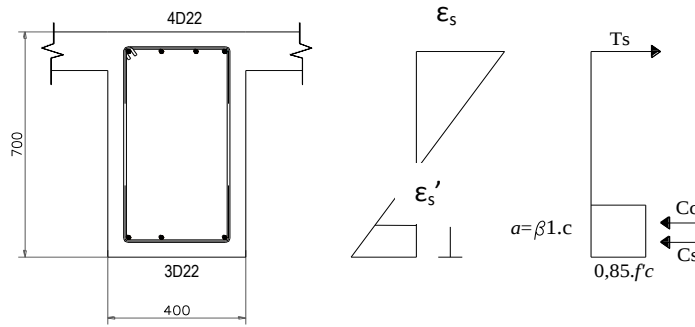
$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.20)$$

3.7 Analisis Kuat Elemen Berdasarkan Data Struktur dari Lapangan

Pada penelitian ini penulis membandingkan data pada struktur eksisting dengan data hasil analisis pada program ETABS. Ketersediaan kekuatan balok dari data eksisting akan dibandingkan terhadap kebutuhan kekuatan dari analisis struktur, sehingga dapat diketahui apakah data eksisting tersebut aman terhadap beban rencana dari hasil analisis struktur. Pengecekan ketersediaan data eksisting dapat di hitung berdasarkan persamaan-persamaan berikut ini :

3.7.1 Analisis Balok Lentur

Momen Negatif



Gambar 3.3 Regangan-tegangan balok

Diketahui luas tulangan desak (A_s) dan tarik (A_s') dari data lapangan

$$a = \frac{(A_{s_{ada}} - A'_{s_{ada}}) \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.45)$$

$$a_{leleh} = \frac{\varepsilon_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot d'}{\varepsilon_c \cdot E_s - f_y}, \quad a \geq a_{baja \ desak \ leleh} \quad (3.46)$$

Jika baja desak leleh, maka momen nominal :

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (3.47)$$

$$M_{n2} = A'_{s_{ada}} \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.48)$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.49)$$

Jika belum leleh, maka :

$$A_{s_{ada}} \cdot f_y = A'_{s_{ada}} \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.50)$$

Dari persamaan kuadrat didapat nilai a

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.51)$$

Dipakai f_s

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (3.52)$$

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (3.53)$$

$$M_{n2} = A'_{s_{ada}} \cdot f_s \cdot (d - d') \quad (3.54)$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.55)$$

$$M_t = \phi M_n, \quad (3.56)$$

$$M_t \geq M_u \quad (3.57)$$

Untuk analisis lentur positif memakai persamaan seperti diatas dengan luas tulangan balok desak (A_s) dan tarik (A_s') ditukar.

3.7.2 Geser Balok

Diketahui jarak sengkang (s) dan luas tulangan (A_s) dari data lapangan

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{s} \quad (3.58)$$

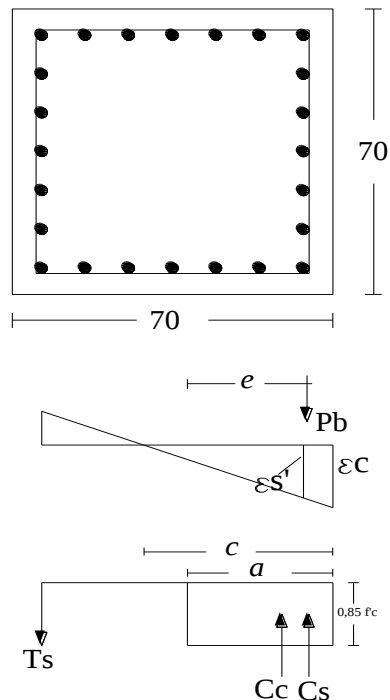
$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b \cdot h \quad (3.59)$$

$$(V_s + V_c) 0.8 \geq V_u \quad (3.60)$$

3.7.3 Kolom Lentur

Diketahui nilai A_s dan A_s' dari data lapangan dan nilai M_u dan P_u .

Kondisi *balance*



Gambar 3.4 Gaya-gaya Pada Kondisi *Balance*

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot h \quad (3.61)$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot c_b \cdot b \quad (3.62)$$

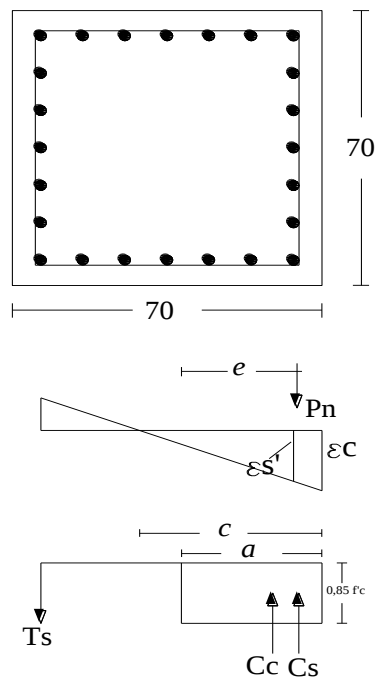
$$C_{sb} = A_s \cdot (f_y - (0,85 \cdot f'_c)) \quad (3.63)$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_y \quad (3.64)$$

$$P_b = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \quad (3.65)$$

Jika P_b lebih kecil dari $\frac{P_u}{\phi}$ maka kondisi kolom adalah patah desak dan jika sebaliknya maka kondisi kolom adalah patah tarik.

Kondisi Patah Desak



Gambar 3.5 Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Desak

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.66)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.67)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \quad (3.68)$$

$\sum M$ terhadap garis kerja P_n

$$C_c \left[\frac{\beta_1 c}{2} - \left(\frac{h}{2} - e \right) \right] - C_s \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) - d_w \right] - T_s \left[\left(\frac{h}{2} - d_w \right) + e \right] = 0 \quad (3.69)$$

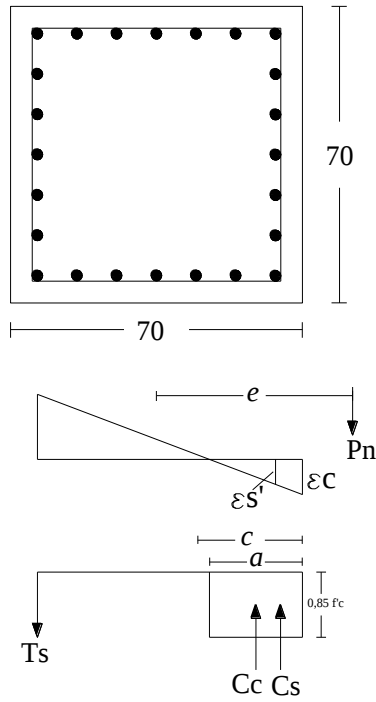
setelah dicoba-coba diperoleh c

$$a = c \cdot 0,85 \quad (3.70)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.71)$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d_w \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_w \right) \quad (3.72)$$

Kondisi Patah Tarik



Gambar 3.6 Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Tarik

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.73)$$

$$a = \frac{P_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.74)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.75)$$

Dengan mengambil statik momen gaya-gaya terhadap garis kerja C_c maka,

$$\begin{aligned}
 P_n \left\{ e - \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right\} &= A_s' \cdot f_y \cdot \left(\frac{a}{2} - d_w \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= A_s \cdot f_y \left\{ d - \frac{a}{2} + \frac{a}{2} - d_w \right\}
 \end{aligned} \tag{3.76}$$

$$M_n = P_n \cdot e \tag{3.77}$$

3.7.4 Geser Kolom

Diketahui nilai jarak sengkang (s), dan A_s dari data lapangan

$$V_{sn} = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{s} \tag{3.78}$$

$$V_t = V_{sn} \cdot \phi \tag{3.79}$$

$$V_t = V_u \tag{3.80}$$

3.7.5 Beam-Column Joint

Pada konsep dari SNI 03-2847-2002, gaya geser pada *bcj* tidak berdasarkan gaya-gaya geser dan rumus-rumus eksplisit, tetapi berdasarkan pengekan (*confinement*) kolom sehingga gaya geser dianggap diterima oleh beton. Sementara pada SNI 1991 gaya geser *bcj* berdasarkan mekanika dan gaya-gaya geser sesuai dengan rumus-rumus eksplisit.

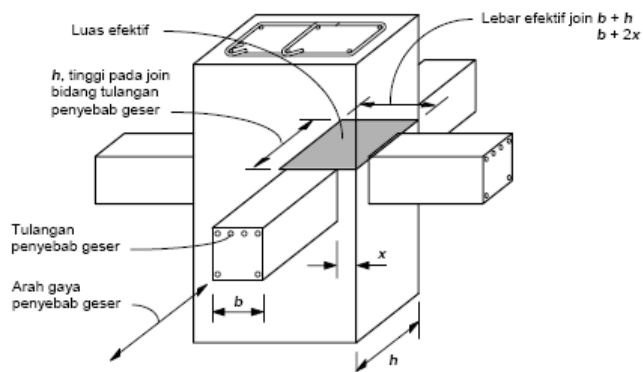
Diketahui luas tulangan efektif (A_j) dari data lapangan, dan sengkang lapangan.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.5.3.1, kuat geser nominal join yang dikekan keempat sisinya tidak boleh lebih besar dari :

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'_c} A_j \tag{3.81}$$

$$\phi V_n \geq V_u \tag{3.82}$$

Pada konsep ini gaya geser diterima oleh beton, yaitu pada luas efektif (A_j). Luas efektif (A_j) ditunjukkan pada gambar :



Gambar 3.7 Luas efektif balok-kolom

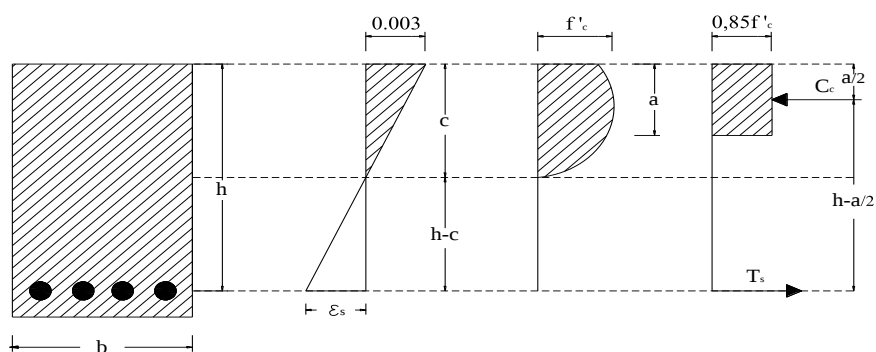
3.8 Desain Balok Tulangan Rangkap

Apabila analisis elemen terhadap struktur yang ada yang prosedurnya disesuaikan sebelumnya tidak memenuhi syarat, maka akan dilakukan desain ulang. Desain ulang yang dimaksud dimulai dari desain balok.

3.8.1 Komponen tulangan sebelah

Beban luar akan menyebabkan balok melentur. Tegangan internal suatu serat penampang akan tetap sebesar tegangan karakteristiknya, dan retak pada serat atas tidak terjadi karena adanya distribusi tegangan keserat sebelah dalamnya. Distribusi tegangan dan regangan beton bias diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lainnya.

Secara teoritis balok bertulangan sebelah ini digunakan bila hanya dengan tulangan tarik saja mampu menghasilkan gaya dalam yang dapat menahan momen yang terjadi.



Gambar 3.8 Distribusi Tegangan Regangan Balok Bertulangan Sebelah

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \frac{\varepsilon_c \cdot E_s}{\varepsilon_c \cdot E_s + f_y} \quad (3.83)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (3.84)$$

$$\rho_{mak} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.85)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.86)$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \rho \cdot m\right) \quad (3.87)$$

SNI menetapkan nilai β_1 sebesar 0,85 untuk $f'_c \leq 30$ Mpa. Dan berkurang sebesar 0,008 untuk setiap kenaikan 1 Mpa kuat beton, sarta tidak boleh kurang dari 0,65.

$$M_n = R_n \cdot b \cdot h^2 \quad (3.88)$$

Berdasarkan keseimbangan gaya $C_c = T_{s1}$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_{s1} \cdot f_y \quad (3.89)$$

$$A_{s1} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (3.90)$$

$$\text{Jumlah tulangan sebelah, } n_1 = \frac{A_{s1}}{A_d}$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.91)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a\right) = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a\right) \quad (3.92)$$

3.8.2 Komponen tulangan rangkap

Dalam praktek, sistem tulangan tunggal hampir tidak pernah dimanfaatkan untuk balok, karena pemasangan tulangan tambahan didaerah tekan misalnya ditepi atas penampang tengah lapangan akan mempermudah pengaitan sengkang. Secara struktural, tulangan tekan ini diperlukan antara lain:

1. Meningkatkan momen tambahan penampang karena dimensi penampang yang terbatas secara arsitektural.

2. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang yang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang.
3. Meningkatkan kekuatan penampang, sehingga mempengaruhi defleksi struktur.

Dalam perencanaan balok tulangan sebelah digunakan

$$R_{n1} = (0,3s / d 0,8).R_n \quad (3.93)$$

$$M_{n1} = R_{n1}.b.h^2 \quad (3.94)$$

$$M_{n2} = \frac{M_n}{\phi} - M_{n1} \quad (3.95)$$

$$T_{s2} = C_{s2} \quad (3.96)$$

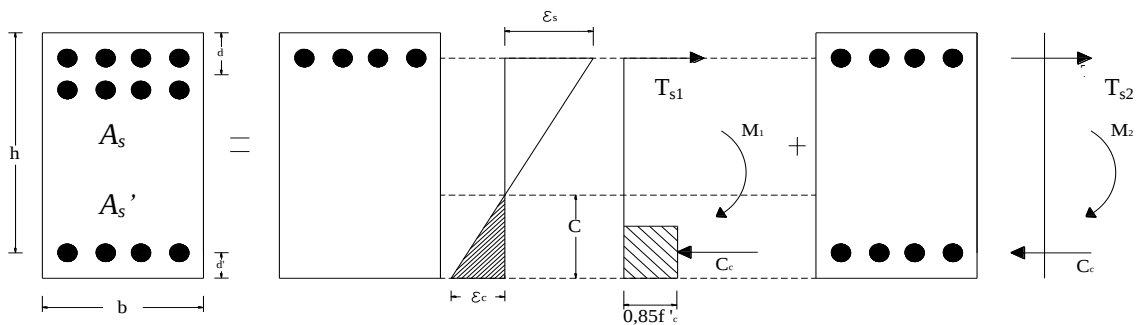
$$A_{s2} \cdot f_y = \frac{M_{n2}}{(d - d')} \quad (3.97)$$

$$\text{Jumlah tulangan rangkap, } n_2 = \frac{A_{s2}}{A_d}$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.98)$$

Kontrol jarak antar tulangan :

$$s = \frac{b - 2.(pb + \phi_s) - (n.\phi)}{n - 1} \quad (3.99)$$



Gambar 3.9 Distribusi Tegangan Balok Bertulangan Rangkap

3.8.3 Analisis balok bertulangan rangkap dengan tulangan tekan telah leleh

Pada kondisi ini diasumsikan tulangan tarik dan desak telah luluh paling tidak pada saat regangan beton mencapai 0,003, dengan menggap $f_s = f'_s = f_y$. Untuk kondisi ini $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, sedangkan $A_{s2} = A_{s'}$, sehingga tinggi balok tegangan tekan.

$$a = \frac{(A_s - A_{s'}) \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.100)$$

atau,

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.101)$$

Sebagai kontrol asumsi yang dipakai benar, maka dilakukan pemeriksaan tegangan sebagai berikut :

$$a_{leleh} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_c \cdot d' \cdot \beta_1}{E_s \cdot \varepsilon_c - f_y} \quad (3.102)$$

biar a lebih besar sama dengan dari a_{leleh} maka asumsi benar bahwa tulangan tarik dan tulangan desak telah leleh, selanjutnya menghitung momen tahanan nominalnya dengan persamaan :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.103)$$

$$M_{n1} = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.104)$$

Atau jika blm leleh, $f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$

$$M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.105)$$

$$M_{n2} = A_{s2} \cdot f_s \cdot (h - d') \quad (3.106)$$

3.8.4 Analisis balok bertulangan dengan tulangan tekan belum leleh

Kondisi ini merupakan kondisi dimana anggapan tulangan baja tarik telah luluh sedangkan tulangan baja desak belum luluh pada saat regangan beton

mencapai 0,003. jika a kurang dari a_{leleh} ($a < a_{leleh}$), untuk mendapatkan nilai C digunakan persamaan :

$$A_s \cdot f_y = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) \varepsilon_{cu} \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.107)$$

Dari persamaan kuadrat diatas, maka didapat nilai a dengan

$$C = \frac{a}{0,85} \quad (3.108)$$

$$f_s = \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) E_s \cdot \varepsilon_c = \frac{C - d'}{C} E_s \cdot \varepsilon_c \quad (3.109)$$

Kuat momen tahanan ideal dari pasangan kopel tulangan baja tekan dengan baja tarik tambahan serta kopel gaya beton tekan dengan tulangan baja tarik dihitung dengan persamaan :

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.110)$$

$$M_{n2} = A_s \cdot f_s' \cdot (h - d') \quad (3.111)$$

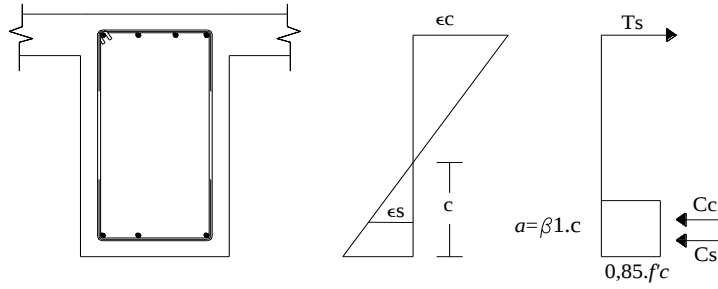
$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.112)$$

3.8.5 Momen kapasitas balok

Momen kapasitas balok ini dihitung berdasarkan tegangan tarik $1,25 f_y$.

1. Momen kapasitas negatif

Dianggap tulangan desak sudah leleh. Pada umumnya saat tulangan tarik mencapai kekuatan maksimum (*overstrength*) regangan baja desak masih didaerah *yield plateau*. Oleh karena itu tegangan baja desak belum mencapai kekuatan maksimum.



Gambar 3.10 Distribusi Tegangan Momen Kapasitas Negatif

$$f_y \cdot \phi_o = f_{yk} \quad (3.113)$$

Keseimbangan gaya-gaya

$$T_s = T_c + C_c \quad (3.114)$$

$$(A_s \cdot f_{yk}) = A_s \cdot f_y + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.115)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y \cdot 1,25 + A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.116)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.117)$$

$$f_{s'} = \left(\frac{a - \beta \cdot d'}{a} \right) \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.118)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(h - \frac{a}{2} \right) \quad (3.119)$$

$$M_2 = (A_s \cdot f_y) (h - d') \quad (3.120)$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \quad (3.121)$$

2. Momen kapasitas positif

Anggap tulangan desak tidak luluh

$$T_s = T_{s'} + C_c \quad (3.122)$$

$$(A_s \cdot f_{yk}) = A_{s'} \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot \epsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.123)$$

$$(A_s \cdot f_{yk}) a = (A_{s'} \cdot (a - \beta_1 \cdot d') \cdot \epsilon_c \cdot E_s) + (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) a$$

$$\begin{aligned}
(A_s \cdot f_{yk})a &= (A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot (a - \beta_1 \cdot d')) + (0,85 \cdot f'_c \cdot b)a^2 \\
(0,85 \cdot f'_c \cdot b)a^2 &+ ((A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s)a - (A_s \cdot f_{yk})a) - (A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot d') \\
a^2 + \frac{((A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s) - (A_s \cdot f_{yk}))}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \cdot a - \frac{A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot d'}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} &= 0
\end{aligned}$$

menggunakan rumua a b c

$$(a)a^2 + (b)a - c = 0$$

Mencari nilai a dengan persamaan kuadrat :

$$a = \frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2.a} \quad (3.124)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left((ht - d') - \frac{a}{2} \right) \quad (3.125)$$

$$M_2 = (A_s \cdot f_s) \cdot ((ht - d') - d) \quad (3.126)$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \quad (3.127)$$

3.8.6 Desain Penulangan Geser Balok Terlentur

Dasar perencanaan tulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih besar. Perencanaan geser untuk komponen struktur lentur dilaksanakan berdasarkan anggapan bahwa beton menahan sebagian gaya geser dan selebihnya dilimpahkan pada tulangan geser.

Pada SNI 03-2847-2002 memiliki persyaratan dalam menentukan gaya geser struktur lentur yang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u \cdot L}{2} \quad (3.128)$$

yang mana M_{pr} adalah momen kapasitas balok $\frac{W_u \cdot L}{2}$ adalah gaya geser yang diakibatkan oleh beban mati dan beban hidup sehingga persamaan 3.125 dapat ditulis kembali dalam persamaan 3.126 berikut :

$$V_{ub} = \frac{M_{kap}^{-} + M_{kap}^{+}}{L_b} + (1,2V_D + 1,0V_L) \quad (3.129)$$

Dasar perencanaan tulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih. Gaya geser ditahan oleh dua komponen yaitu beton dan baja tulangan. Baja tulangan menahan sisa gaya geser yang tidak dapat ditahan beton. Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.3 ayat 1 menyatakan bahwa kuat geser yang ditahan beton adalah sesuai persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (3.130)$$

yang mana V_c adalah gaya geser yang dapat ditahan oleh beton, f'_c adalah kuat desak beton, b_w adalah lebar penampang balok, h adalah jarak pusat berat tulangan tarik ke tepi beton desak terluar.

Momen kapasitas balok merupakan unsur pokok untuk merencanakan gaya geser balok. Hubungan antara suplai gaya geser dan kebutuhan gaya geser adalah sebagai berikut:

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.131)$$

yang mana kuat geser nominal (V_n) balok merupakan gabungan antara kuat geser nominal beton (V_{cn}) dan kuat geser nominal tulangan sengkang (V_{sn}), ϕ adalah faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami gaya geser. Hubungan kedua gaya geser tersebut dituliskan dalam persamaan **3.129** berikut :

$$V_{cn} + V_{sn} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.132)$$

Kuat geser sengkang dalam daerah sendi plastis (2.h) adalah:

$$V_{sn1} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.133)$$

Gaya geser di luar sendi plastis ditahan oleh kuat geser beton dan kuat geser sengkang, maka persamaan geser di luar sendi plastis adalah seperti persamaan **3.131** berikut :

$$V_{sn2} = \frac{V_u}{\phi} - V_{cn} \quad (3.134)$$

tetapi gaya geser yang harus ditahan oleh baja tulangan tidak boleh lebih dari persamaan **3.132** berikut :

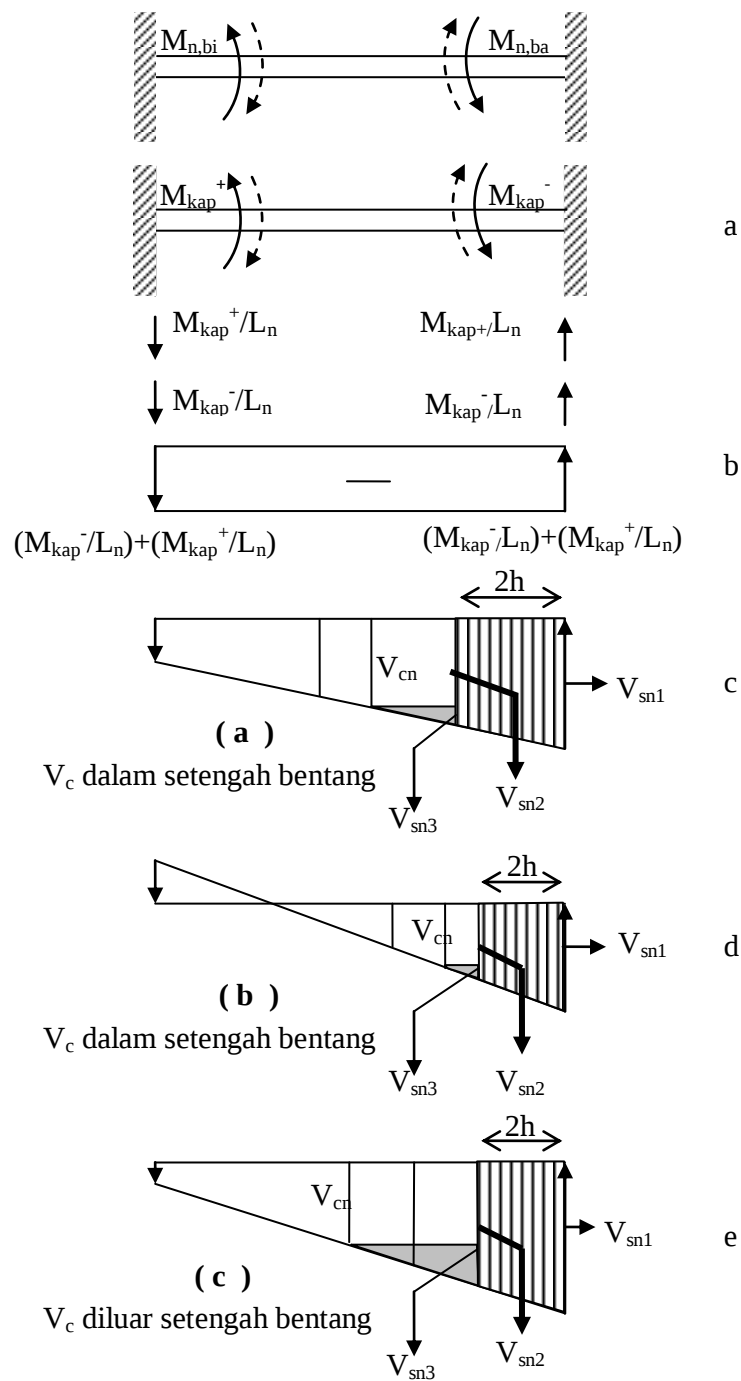
$$V_{sn} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{b_w \cdot h} \quad (3.135)$$

yang mana V_{sn1} adalah gaya geser yang terjadi di daerah sendi plastis, V_{sn2} adalah gaya geser yang terjadi di luar sendi plastis, h adalah tinggi efektif balok.

Kontrol jarak sengkang pada geser balok dapat diperoleh berdasarkan persamaan berikut:

$$s = \frac{n \cdot A_d \cdot f_y \cdot d}{V_{s1}} \quad (3.136)$$

Dimana n adalah jumlah kaki sengkang (minimal 2 kaki). Syarat kontrol jarak maksimum sengkang adalah tidak boleh melebihi $d/4$, $8.d_{tul. pokok}$, $24.d_{tul. sengkang}$, dan 300 mm.



Gambar 3.11 Balok Portal Dengan Sendi Plastis Dikedua Ujungnya

3.9 Perencanaan Kolom

Kolom adalah komponen struktur dengan rasio tertinggi terhadap dimensi lateral terkecil sama dengan 3 atau lebih digunakan terutama untuk mendukung

beban aksial tekan. Sebagai bagian struktur dengan peran dan fungsi seperti tersebut di atas, kolom menempati posisi terpenting dalam suatu sistem struktur. Oleh karena itu perencanaan kolom terutama pada sistem struktur tahan gempa harus diperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan yang lebih daripada komponen struktur lainnya, sehingga saat struktur menerima beban gempa besar, kolom-kolom struktur tersebut masih dalam kondisi elastis, kecuali kolom pada lantai dasar dan pada ujung-ujung baliknya telah terbentuk sendi-sendi plastis.

Ketentuan mengenai kolom tahan gempa dalam SNI 03-2847-2002 adalah kolom harus memiliki dimensi terpendek yang harus diukur pada suatu garis lurus melalui titik berat penampang, tidak boleh kurang dari 300 mm; rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus padanya tidak kurang dari 0,40; rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh lebih dari 2,50; dan untuk kolom yang mengalami momen yang berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih dari 16.

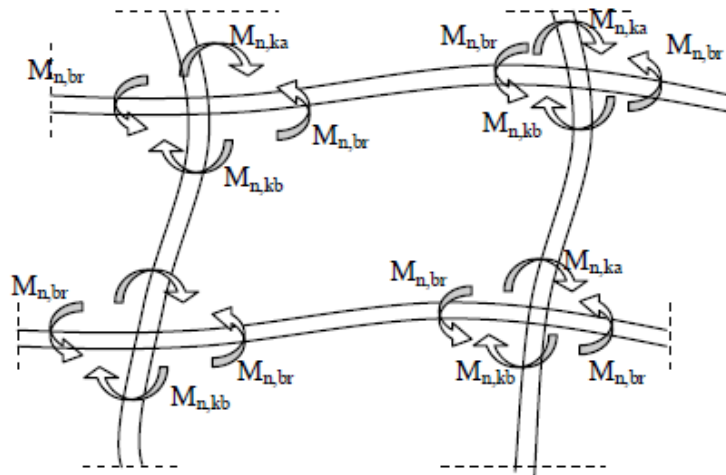
3.9.1 Momen Rencana Kolom

Untuk struktur rangka daktilitas penuh, kuat lentur bidang muka balok Mu.k harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis kedua ujung balok sebagai berikut :

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.2

Kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut :

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_g \quad (3.137)$$



Gambar 3.12 Momen nominal rata-rata balok ($M_{n,br}$) dan momen nominal kolom ($M_{n,k}$) (Widodo)

3.9.2 Gaya Aksial Kolom

Setelah momen ultimit kolom (M_u,k) maka untuk keperluan desain kolom besaran yang harus diketahui berikutnya adalah gaya aksial yang bekerja pada kolom.

Pada SNI 03-2847-2002 gaya aksial kolom didapat dari hasil analisis struktur dengan kombinasi beban terfaktor, tetapi tidak dijelaskan cara perhitungan gaya aksial kolom. Gaya aksial kolom ini dihitung dengan bantuan program *software* ETABS. Hasil analisis struktur diambil dari hasil kombinasi beban yang menghasilkan gaya aksial paling besar.

3.9.3 Penulangan Kolom 2 muka

Kolom yang sangat umum terjadi adalah kolom dengan beban eksentris yaitu beban memiliki eksentrisitas terhadap pusat titik berat penampang kolom. Eksentrisitas beban dapat terjadi akibat timbulnya momen yang antara lain disebabkan oleh kekangan pada ujung-ujung kolom yang dicetak secara monolit dengan komponen struktur balok, pelaksanaan pemasangan yang kurang akurat, dan penggunaan mutu bahan yang tidak sama pada setiap penampang.

Kolom kemungkinan akan mengalami beberapa kondisi antara lain :

1. Kolom pendek dengan beban sentris

Park dan Paulay (1975) mengatakan bahwa menurut penelitian terdahulu (Richard dan Brown 1934, Hognestad 1951) tegangan desak beton maksimum dapat diambil sebesar $0,85.f'_c$. Karena beban desak tepat berada pada titik berat potongan, maka baja desak dan baja tarik diasumsikan bersama-sama mencapai tegangan leleh f_y saat beton mencapai tegangan desak beton maksimum.

Pada Gambar 3.13 b) akibat beban sentries, maka tegangan yang terjadi adalah sebagai beban merata dan tidak terjadi momen ($M_n = 0$). Menurut keseimbangan gaya dalam maka diperoleh persamaan

$$P_{n0} = C_c + C_{s1} + C_{s2} \quad (3.138)$$

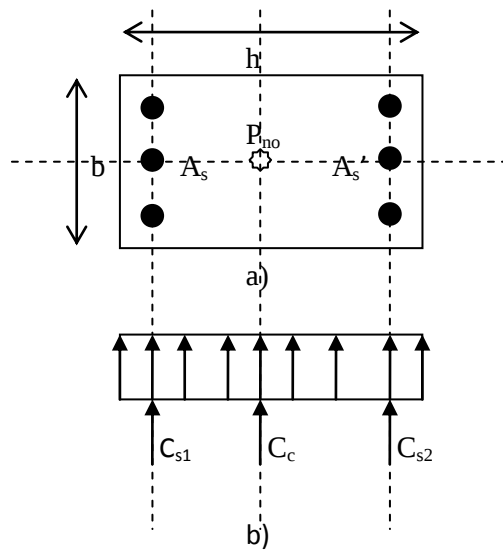
Dengan,

$$C_c = 0,85.f'_c.b.h \quad (3.139)$$

$$C_{s1} = A_s.f_y \quad (3.140)$$

$$C_{s2} = A_s'.f_y \quad (3.141)$$

yang mana h adalah panjang penampang kolom dan b adalah lebar penampang kolom, C_c adalah gaya beton desak, C_{s1} dan C_{s2} adalah gaya baja tarik dan desak, A_s adalah luas baja tarik, A_s' adalah luas baja desak, f_y adalah kuat leleh baja, P_{n0} adalah gaya aksial nominal.



Gambar 3.13 a) Penampang kolom dan b) Digram tegangan kolom

2. Kolom pendek dalam kondisi *balance*

Kondisi *balance* adalah kondisi saat regangan desak beton mencapai regangan ultimit (ϵ_{cu}) dan baja tarik mulai leleh.

Sesuai Gambar 3.14 c) maka persamaan gaya dalam dinyatakan dalam persamaan :

$$P_b = C_c + C_s - T_s \quad (3.142)$$

$$C_c = 0,85.f'_c.a_b.b \quad (3.143)$$

$$C_s = A_s'.(f_y - 0,85.f'_c) \quad (3.144)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (3.145)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak.

Berdasarkan Gambar 3.15 a) dan b) maka nilai c_b dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut :

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s}.d \quad (3.146)$$

$$a_b = \beta_1.c_b \quad (3.147)$$

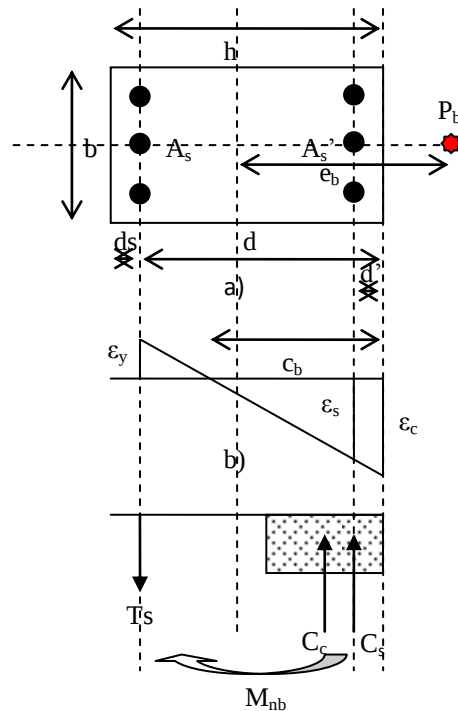
dengan mensubstitusikan persamaan 3.143, 3.144, dan 3.145 ke dalam persamaan 3.142 maka nilai gaya aksial kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$P_b = 0,85.f'_c.a_b.b + A_s'.(f_y - 0,85.f'_c) - A_s.f_y \quad (3.148)$$

Momen yang dikerahkan material dapat dihitung dengan menjumlahkan momen gaya desak beton dan gaya baja tulangan desak terhadap gaya baja tulangan tarik sesuai gambar momen kopel pada Gambar 3.15 c) dengan persamaan berikut :

$$M_{nb} = C_c.(h/2-a/2) + C_s.(h/2-d') + T_s.(h/2-d_s) \quad (3.149)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, M_{nb} adalah momen nominal kolom.



Gambar 3.14 a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam

3. Kolom pendek dalam kondisi patah desak

Kolom dengan kondisi patah desak mempunyai kriteria sebagai berikut :

1. $P > P_b$
2. $e < e_b$
3. $c > c_b$

Kolom patah desak memiliki sifat baja tarik belum leleh tetapi baja desak sudah leleh. Sesuai Gambar 3.15 c) dapat ditentukan persamaan keseimbangan gaya dalam

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.150)$$

yang mana

$$C_c = 0,85.f'_c.a_b.b \quad (3.151)$$

$$C_s = A_s'.f_y \quad (3.152)$$

$$T_s = A_s.\frac{d-c}{c}.\epsilon_c.E_s \quad (3.153)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak.

Dengan mengestimasi bahwa nilai c lebih besar daripada c_b maka nilai P_n dapat dihitung dengan mensubstitusikan persamaan 3.151, 3.152, dan 3.153 ke dalam persamaan 3.150 sehingga diperoleh persamaan berikut :

$$P_n = 0,85.f'_c.a_b.b + A_s'.f_y - A_s.\frac{d-c}{c}.\epsilon_c.E_s \quad (3.154)$$

dan nilai M_n dapat dihitung dengan menjumlahkan momen gaya desak beton, gaya baja tulangan desak, dan gaya baja tulangan tarik terhadap sumbu kolom dalam persamaan berikut :

$$M_n = C_c.(h/2-a/2) + C_s.(h/2-d') + T_s.(h/2-d_s) \quad (3.155)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, M_{nb} adalah momen nominal kolom.

4. Kolom dalam kondisi patah tarik

Kolom dengan kondisi patah tarik memiliki kriteria sebagai berikut :

1. $P_n < P_b$
2. $e > e_b$
3. $c < c_b$

Kolom dengan kondisi patah tarik memiliki sifat baja tarik telah leleh tetapi baja desak belum tentu leleh, maka perlu diadakan pengecekan terhadap kondisi baja desak. Sesuai Gambar 3.15 c) dapat ditentukan persamaan keseimbangan gaya dalam yang dapat ditulis sebagai persamaan **3.156** berikut ini :

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.156)$$

yang mana C_c , C_s , dan T_s adalah sesuai persamaan berikut ini :

$$C_c = 0,85.f'_c.a_b.b \quad (3.157)$$

$$C_s = A_s'.f_s' \quad (3.158)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (3.159)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} . \varepsilon_c \quad (3.160)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak, ε_s' adalah regangan baja desak.

Bila hasil dari persamaan **3.160** lebih besar daripada ε_y , maka baja desak telah leleh sehingga nilai kuat leleh baja desak sama dengan f_y . Bila hasil dari persamaan **3.160** lebih kecil daripada ε_y maka baja desak belum leleh sehingga nilai kuat leleh desak baja ditentukan oleh persamaan berikut:

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} . \varepsilon_c . E_s \quad (3.161)$$

Dengan mengestimasi bahwa nilai c lebih kecil daripada c_b maka nilai P_n dapat dihitung dengan mensubstitusikan persamaan 3.157, 3.158, dan 3.159 ke dalam persamaan 3.156 sehingga diperoleh persamaan berikut :

$$P_n = 0,85.f'_c.a_b.b + A_s'.f_s' - A_s.f_y \quad (3.162)$$

dan nilai M_n dalam persamaan

$$M_n = C_c.(h/2-a/2) + C_s.(h/2-d') + T_s.(h/2-d_s) \quad (3.163)$$

yang mana P_n adalah gaya aksial nominal, M_n adalah momen nominal kolom.

5. Kolom dalam kondisi lentur murni

Kolom dalam kondisi lentur murni mengalami baja desak belum leleh dan kolom tidak menahan gaya aksial ($P_n = 0$) sehingga analisis kolom sama seperti analisis balok dengan mengansumsikan baja desak belum leleh.

Sesuai Gambar 3.15 c) dapat ditentukan persamaan keseimbangan gaya dalam

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 0 \quad (3.164)$$

yang mana

$$C_c = 0,85.f'_c.a.b \quad (3.165)$$

$$C_s = A_s'.f_s' \quad (3.166)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (3.167)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - \beta_1.d'}{c} . \varepsilon_c \quad (3.168)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak, ε_s' adalah regangan baja desak.

Nilai a diperoleh dari persamaan kuadrat hasil substitusi persamaan 3.165, 3.166, 3.167 ke persamaan 3.164. Nilai c dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$c = \beta_1.a \quad (3.169)$$

nilai c digunakan untuk mengontrol keadaan baja desak sesuai persamaan **3.169**. Bila hasil dari persamaan **3.169** lebih besar daripada ε_y , maka baja desak telah leleh sehingga nilai kuat baja desak sama dengan f_y . Bila hasil dari persamaan **3.169** lebih kecil daripada ε_y maka baja desak belum leleh sehingga nilai kuat desak baja ditentukan oleh persamaan berikut :

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \quad (3.170)$$

Baja desak dalam penampang kolom diabaikan maka diperoleh persamaan berikut :

$$M_n = C_c \cdot (d - a/2) + T_s \cdot (d - d') \quad (3.171)$$

yang mana P_n adalah gaya aksial nominal, M_n adalah momen nominal kolom.

Perencanaan tulangan kolom dapat dilakukan dengan beberapa metode antara lain :

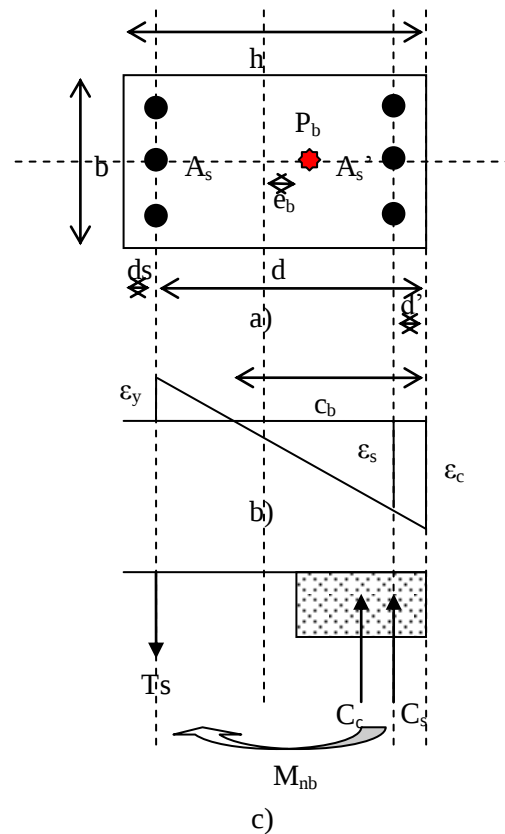
1. Metode Analitik
2. Metode Keseimbangan Gaya
3. Metode Grafis

Perencanaan tulangan kolom berdasarkan kelima kondisi kolom di atas merupakan langkah perencanaan dengan metode grafis. Nilai M_n dan P_n kolom hasil perhitungan kolom dengan kelima kondisi di atas dihubungkan menjadi grafik yang berfungsi untuk menghitung jumlah tulangan kolom. Kuat rencana kolom harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal dengan faktor reduksi kekuatan ϕ senilai 0,65. Momen nominal kolom (M_{nk}) dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$M_{nk} = \frac{M_{uk}}{\phi} \quad (3.172)$$

$$P_{nk} = \frac{N_{uk}}{\phi} \quad (3.173)$$

Yang mana M_{nk} adalah momen nominal kolom, P_{nk} adalah gaya aksial nominal kolom, M_{uk} adalah momen ultimit kolom, N_{uk} adalah gaya aksial ultimit kolom, dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan struktur kolom yang mana mengalami gaya aksial dan lentur.



Gambar 3.15 a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam kolom

3.9.4 Gaya Geser Rencana Kolom

Pada SNI 03-2847-2002 mensyaratkan besarnya gaya geser kolom seperti yang telah ditetapkan dalam pasal 23.3.4.2 dengan persamaan :

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H} \quad (3.174)$$

yang mana V_e adalah gaya geser rencana kolom, M_{pr3} dan M_{pr4} adalah momen ultimit kolom atas dan bawah, dan H adalah tinggi netto kolom, dimana momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom didasarkan pada tegangan tarik $1,25 f_y$ dan tidak

perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh Mpr balok yang merangka pada *beam-column joint*. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial adalah (SNI 03-2847-2002, pasal 13.3.1.2) :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.175)$$

dimana $\frac{N_u}{A_g}$ harus dinyatakan dalam Mpa. Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa desain tulangan geser menurut SNI 03-2847-2002 tidak memakai rumus eksplisit tetapi memakai prinsip pengekangan sehingga luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang daripada yang ditentukan pada persamaan (SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.4.1) :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3.176)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (3.177)$$

Tulangan geser kolom harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk. Tulangan pengikat silang dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi sengkang tertutup boleh dipergunakan. Tiap ujung tulangan pengikat silang harus saling terkait pada tulangan lentur terluar. Pengikat silang yang berurutan harus ditempatkan secara berselang-selang berdasarkan bentuk kait ujungnya.

Tulangan geser kolom sepanjang l_o harus diletakkan dengan spasi tidak lebih daripada $\frac{1}{4}$ dari dimensi terkecil kolom, $6.d_{b \text{ tul. pokok}}$ dan s_x , dimana $s_x = 100 + \frac{350 - h_g}{3}$, dengan s_x tidak perlu lebih besar 150 mm dan tidak perlu lebih kecil daripada 100 mm. Diluar daerah l_o harus dipasang tulangan sengkang tertutup dengan spasi tidak lebih daripada $6.d_{b \text{ tul. pokok}}$ dan 150 mm (SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.4.2).

Tulangan geser pada kolom harus dipasang sepanjang l_o dari setiap muka *beam-column joint*, sepanjang l_o pada kedua sisi dari setiap penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur akibat deformasi lateral inelastik struktur rangka, sepanjang sambungan lewatan dan ke dalam pondasi sejauh minimum 300 mm. Panjang l_o ditentukan tidak kurang daripada tinggi penampang komponen struktur pada muka *beam-column joint*, satu per enam tinggi bersih kolom dan 500 mm (SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.4.4).

Gaya geser rencana V_e , harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka *beam-column joint* pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya pada muka *beam-column joint* tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} , dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang berkerja. Gaya geser rencana tersebut tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat *beam-column joint* berdasarkan kuat momen maksimum M_{pr} , dari komponen struktur transversal yang merangka pada *beam-column joint* tersebut. Gaya geser rencana V_e , tidak boleh kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur.

Tulangan geser kolom sepanjang l_o harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

1. Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan M_{pr} mewakili 50% atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang l_o tersebut.
2. Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui

$$\frac{A_g \cdot f'_c}{20}.$$

3.10 Beam-Colomn Joint

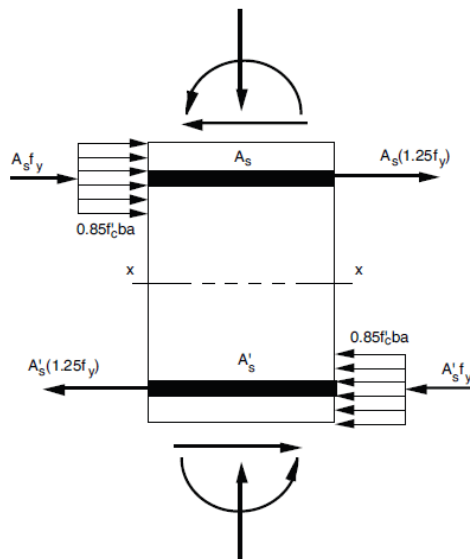
Beam-column joint harus direncanakan hingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal dan vertikal perlu yang berhubungan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis dikedua ujung balok yang bertemu pada kolom. Gaya pada tulangan lentur dimuka *beam-column joint* ditentukan berdasarkan tegangan $1,25 f_y$ (SNI 03-2847-2002, pasal 23.5.1.1) dan faktor reduksi ditetapkan sebesar

0,8 (SNI 03-2847-2007, pasal 23.5.1.2). Sedangkan untuk persyaratan geometri beton normal, dimensi kolom pada *beam-column joint* dalam arah paralel tulangan lentur balok harus ≥ 20 kali diameter tulangan lentur terbesar balok (SNI 03-2847-2002, pasal 23.5.1.4) dan data tulangan lapangan terhadap A_{sh} minimum = 0,5 dari yang digunakan pada tulangan sengkang tumpuan kolom.

$$V_u = V_j = V_{sway} - T_1 - C_2 \quad (3.178)$$

Kuat geser nominal *beam-column joint* tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$V_n = 1,7\sqrt{f'_c} A_j \quad (3.179)$$



Gambar 3.16 Geser *beam column joint*

3.11 Langkah-langkah *Performance Based Design*

Berikut adalah langkah-langkah analisis dalam *performance based design*:

3.11.1 *Performance Definition (Definisi Kinerja)*

Pada definisi kinerja terdapat dua komponen penting sebagai berikut :

a. *Hazard Level*

Dikarakteristikan sebagai kurva resiko yang menunjukkan probabilitas nilai tertentu dari parameter gerakan tanah, misalnya percepatan tanah puncak akan terlampaui selama jangka waktu tertentu.

Tabel 3.4 Hubungan antara *Hazard Level* dengan *Performance Level*

HAZARD LEVEL			PERFORMANCE LEVEL			
Intensitas Gempa	Resiko Tahunan	Periode Gempa	Tanpa Kerusakan	Kerusakan Kecil	Bisa Diperbaiki	Hampir Runtuh
			OP	IO	LS	CP
			Batasan <i>drift</i>			
			< 0,2 %	< 0,5 %	< 1,5 %	< 2,5 %
Kecil/ Sering	$p_a=0.01$ $P_o=50\%$	73 Thn	N/BO			
Sedang/ Sesekali	$p_a=0.006$ $P_o=30\%$	140 Thn	EO	N/BO		
Kuat/ Langka	$p_a=0.002$ $P_o=10\%$	475 Thn	CO	EO	N/BO	
Sangat kuat/ sangat langka	$p_a=0.001$ $P_o=5\%$	975 Thn	NR	CO	EO	N/BO

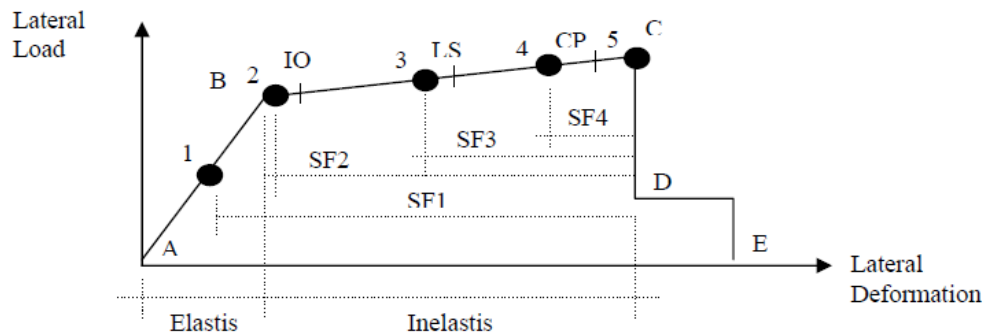
BO = *Basic Objective* (untuk bangunan-bangunan biasa)

EO = *Essential Objective* (untuk bangunan penting : Rumah Sakit, Sekolah dll)

CO = *Critical Objective* (untuk bangunan yang lebih penting peruntukannya)

b. *Performance Level* (Level Kinerja)

Performance level (tingkat kinerja) adalah batasan tingkat kerusakan bangunan atau kondisi bangunan yang digambarkan oleh kerusakan fisik bangunan, keamanan (*life safety*) bangunan untuk digunakan setelah terjadi kerusakan, dan kinerja layannya setelah beban gempa.



Gambar 3.17 Penentuan Kondisi Batas (ATC-40)

Tingkat kinerja suatu bangunan menurut ATC-40 dibagi menjadi beberapa tingkat berikut :

1. *Immediate Occupancy (IO)*

Bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa tersebut. Struktur tidak mengalami kerusakan struktural dan tidak mengalami kerusakan non struktural. Sehingga bangunan masih bisa beroperasi penuh.

2. *Life Safety (LS)*

Bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa dengan sedikit kerusakan struktural. Keselamatan pengguna gedung terjaga, gedung masih digunakan walaupun tidak dapat dioperasikan sepenuhnya, tingkat kerusakan menengah hingga tinggi.

3. *Collapse Pervention (CP)*

Bila gempa terjadi, struktur mengalami kerusakan struktural yang sangat berat. Keselamatan pengguna gedung terancam, gedung berbahaya untuk digunakan karena hampir runtuh. Tingkat kerusakan parah, walaupun keruntuhan struktur masih bisa dihindari.

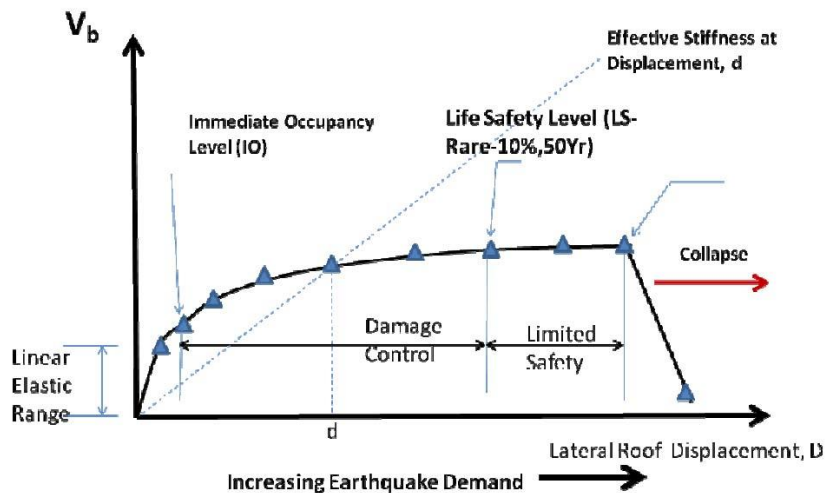
4. *Collapse (C)*

Kondisi maksimum yang dimiliki oleh struktur sebelum struktur tersebut mengalami keruntuhan.

Pada umumnya *performance level* yang diinginkan adalah *Life Safety* untuk gempa kuat/jarang (periode ulang 475 tahun), atau *Colapse Pervention* pada

gempa sangat jarang (periode ulang >970 tahun). Di Indonesia, *performance level* yang umum dijadikan acuan adalah *life safety* pada gempa kuat.

Performance level suatu bangunan dapat ditentukan dari kapasitasnya (gambar 3.17), dimana batas-batas tingkatannya ditentukan oleh pembatasan *roof displacement ratio* dari bangunan tersebut.



Gambar 3.18 Level Kinerja Struktur (ATC 40)

Pada gambar dapat diketahui level kinerja struktur yang baik dan ekonomis adalah level kinerja pada *damage control* dimana struktur boleh plastis pada saat gempa kuat terjadi, namun tidak mengalami keruntuhan.

3.11.2 Pendekatan Evaluasi

Pendekatan evaluasi terhadap tingkat kinerja adalah sebagai berikut :

Nilai-nilai Tingkat Kinerja

Tabel 3.5 Batasan *drift ratio* ATC-40

Parameter	Performance Level			
	IO	Damage Control	LS	Structural Stability
Maksimum Total Drift	0,01	0,01 s.d 0,02	0,02	$0,33 \frac{V_i}{P_i}$
Maksimum Inelastik Drift	0,005	0,005 s.d 0,015	no limit	no limit

Untuk menentukan besarnya *drift ratio* setelah titik kinerja diketahui didapatkan melalui persamaan:

$$drift\ ratio = \frac{X_{roof}}{H_t} \quad (3.180)$$

Untuk stabilitas struktur, *maximum total drift* lantai ke-i pada *performance point* tidak boleh melebihi nilai $0,33 \frac{V_i}{P_i}$, dimana V_i adalah total gaya geser lateral pada lantai ke-i dan P_i adalah total beban yang bekerja pada lantai ke-i termasuk beban mati dan hidup.

Kontrol deformasi yang dihitung dengan analisis statik linier, yang akan dijelaskan pada butir 3, mencakup beban gempa dan beban gravitasi seperti persamaan berikut (FEMA 356) :

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3.181)$$

Dimana,

Q_{UD} = kontrol deformasi

Q_G = beban gravitasi

Q_E = beban gempa

Penerimaan kriteria pada kontrol deformasi dihitung melalui persamaan berikut :

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3.182)$$

dimana,

m = daktilitas yang diharapkan pada tiap komponen yang diverifikasi ke tingkat kinerja yang dipilih.

Q_{CE} = kekuatan yang dapat dikerahkan dari setiap komponen atau elemen pada tingkat deformasi

κ = *knowledge factor*, nilai faktor diperoleh dari berdasarkan konstruksi asli dapat diketahui melalui tabel, *knowledge factor* pada beton adalah 0.75

jika pada komponen diperkirakan terdapat kerusakan, dan pada ujicoba selanjutnya tidak dapat dilakukan maka nilainya 1.

Tabel 3.6 Kriteria Prosedur Linier pada Balok (FEMA 356)

Kondisi			m-faktor				
			Level Kinerja				
			IO	Komponen			
				Primer		Sekunder	
				LS	CP	LS	CP
$\rho - \rho' / \rho_{bal}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≤ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1.25	2	3	2	4
≤ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≤ 0.5	NC	≥ 6	1.25	2	2	2	5

Tabel 3.7 Kriteria Prosedur Linier pada Kolom (FEMA 356)

Kondisi		m-faktor				
		Level Kinerja				
		IO	Komponen			
			Primer		Sekunder	
			LS	CP	LS	CP

Tabel 3.7 Lanjutan Kriteria Prosedur Linier pada Kolom (FEMA 356)

$\rho - \rho' / \rho_{bal}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	4	5
≤ 0.1	C	≥ 6	2	2.4	3.2	3.2	4
≤ 0.4	C	≤ 3	1.25	2	3	3	4
≤ 0.4	C	≥ 6	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	1.6	2.4	1.6	2.4
≤ 0.4	NC	≤ 3	1.25	1.5	2	1.5	2
≤ 0.4	NC	≥ 6	1.25	1.5	1.75	1	1.6

Penjelasan tabel :

“C” dan “NC” adalah singkatan dari *conforming* dan *nonconforming*. Suatu komponen dikatakan *conforming* apabila jarak sengkang $\leq d/3$ dan sebaliknya. Interpolasi linier diperbolehkan dalam menentukan kriteria, apabila diketahui hasil $\rho - \rho' / \rho_{bal} \geq 0,0$ dan $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} \leq 0,5$ (pada tabel balok), maka diinterpolasi dengan nilai kriteria yg ditentukan, dan seterusnya.

3.11.3 Analisis Struktur

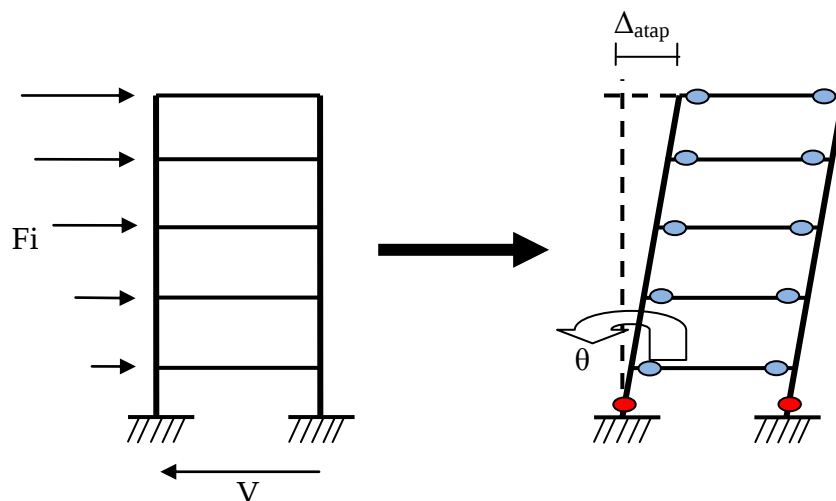
Pada *performance based design*, ada beberapa prosedur analisis yang bisa digunakan yaitu prosedur statik linier, prosedur dinamik linier, prosedur statik nonlinier, dan prosedur dinamik nonlinier. Pada penelitian ini prosedur yang dipakai adalah prosedur statik linier (*linear static procedure*) dan prosedur statik nonlinier (*nonlinear static procedure*) atau disebut juga analisis *pushover*.

1. Prosedur statik linier (LSP)

Prosedur statik linier merupakan metode umum yang dipakai dalam menganalisis struktur bangunan, dengan memberikan gaya lateral yang menyerupai gaya inersia teratur secara linier.

2. Prosedur statik nonlinier (NSP)

Analisa *pushover* atau analisis statik nonlinier dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan(sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai kondisi plastik.



Gambar 3.19 Gedung Mengalami Sendi Plastis

Salah satu metode kenaikan beban dalam analisa *pushover* adalah sebagai berikut :

1. Terbentuknya sendi plastis tahap pertama

Pada tahap pertama, yaitu pada saat gempa membebani struktur portal secara horizontal dengan $K=1$, maka pada portal tersebut terjadi pada tahap pertama belum mampu melampaui momen kapasitas balok atau kolom portal, maka tidak terjadi leleh. Selanjutnya besar beban

vertical (yaitu beban mati dan beban hidup struktur) adalah tetap, sedangkan beban gempa dapat berubah sesuai perubahan nilai K. besar nilai momen perlu balok atau kolom dirumuskan dengan persamaan :

$$M_{u,i} = 1,05 (M_D + M_{L,R})_i \pm 1,05 K \cdot M_{E,i} \quad (3.183)$$

Jika pada balok/kolom terjadi gempa (nilai K) besar, maka nilai M_u dapat mencapai M_u maksimal (M_u balok > momen kapasitas) sehingga sendi plastis balok atau kolom mengalami leleh. Kemudian menghitung nilai K kanan dan K kiri secara bergantian dengan rumus berikut :

$$K_{1,i} = \frac{M_{kap} - 1,05 (M_D + M_{L,R})_i}{1,05 \cdot M_{E,i}} \quad (3.184)$$

Dengan : i = nomor batang = 1,2,3,...,n

n = jumlah batang

$K_{1,i}$ = nilai K pada suatu batang pada saat terjadi leleh pertama dengan nilai K_1 yaitu :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (3.185)$$

2. Terbentuknya sendi plastis tahap kedua

Pada tahap I, dapat diketahui nilai momen pada balok/kolom yang hampir mendekati momen kapasitas ($M_{u,i} \approx M_{kap,i}$).

Perubahan momen akibat gaya horizontal pada portal dihitung dengan ETABS. Perubahan momen ini mengakibatkan perubahan nilai K sebesar ΔK pada ujung balok maupun ujung kolom. ΔK dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut :

$$\Delta K_j = \frac{\Delta M_j}{M_{E,j}} \quad (3.186)$$

Dengan : ΔK_j = Nilai ΔK pada saat sendi plastis 2,3,4....dst.

$M_{E,j}$ = Perubahan Momen

Bidang momen sendi plastis digambar setelah dihitung momen ujung dengan rumus sebagai berikut :

$$M_{U(i,j)} = M_{U(i,j-1)} + \Delta K_j \cdot M_{E(i,j)} \quad (3.187)$$

Pada keadaan ini sudah terjadi sendi plastis di dua tempat sehingga terjadi nilai K_j .

$$K_j = K_{(i,j)} + \Delta K_j \quad (3.188)$$

Besar gaya geser horizontal dasar pada tahap kedua sebesar :

$$V_j = C \cdot I \cdot K_j \cdot W_t \quad (3.189)$$

3. Terbentuknya sendi plasti tahap tiga sampai runtuh

Sama seperti akhir tahap I, pada akhir tahap II terjadi momen pada balok/kolom yang nilainya mendekati momen kapasitas balok/kolom. Untuk tahap III ini digunakan rumus (3.10), sehingga diperoleh nilai ΔK_j dan nilai $K_j = K_{(i,j)} + \Delta K_j$.

Kemudian untuk tahap-tahap selanjutnya sampai tahap dimana terjadi keruntuhan (yaitu tahap dimana telah terjadi sejumlah sendi plastis pada elemen batang yang dapat mengakibatkan portal tidak stabil atau runtuh). Menurut Yuan Yu Hsieh pada bukunya yg berjudul *Elementary Theory of Structures* teori kestabilan struktur yaitu :

1. Apabila $3b + r < 3j + c$, struktur tidak stabil(runtuh)
2. Apabila $3b + r = 3j + c$, struktur statis tertentu dan juga stabil
3. Apabila $3b + r > 3j + c$, struktur statis tak tentu

dengan :

b : jumlah batang

j : Jumlah joint

r : Jumlah reaksi

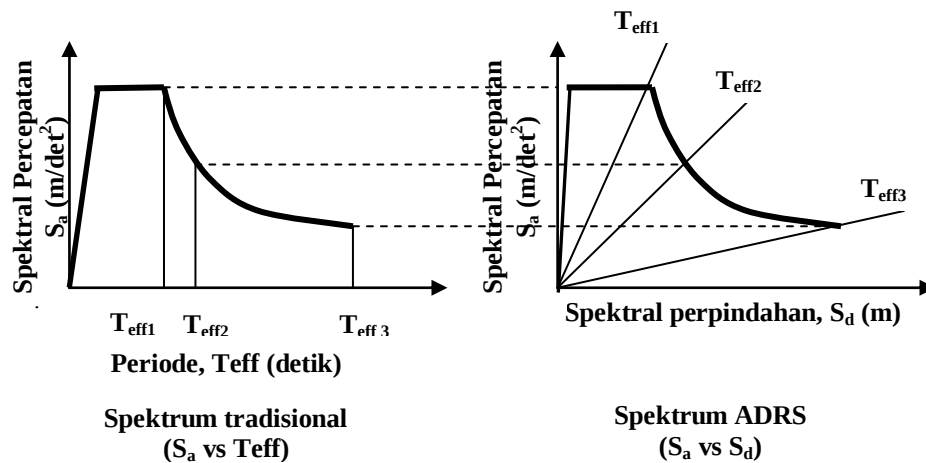
c : Jumlah sendi plastis

Analisa *pushover* akan menghasilkan kurva kapasitas yang nanti akan di plot bersamaan dengan *demand spectrum*, untuk mengetahui titik kinerja (*performance point*).

- *Demand Spectrum*

Gerakan tanah dasar pada saat terjadi gempa menghasilkan pola perpindahan lantai (*displacement*) horizontal yang rumit dan berubah-ubah seiring perubahan waktu.

Demand adalah respons maksimum suatu struktur terhadap gempa yang terjadi. *Demand spectrum* didapatkan dari mengubah kurva tradisional spektrum (S_a vs T_{eff}) menjadi ADRS spectrum (S_a vs S_d). Ketika menjalankan *pushover* pada program ETABS harus memasukan parameter C_a dan C_v , berdasarkan tabel dan grafik respon spektrum pada SNI 03-1726-2002.



Gambar 3.20 Transformasi respons tradisional menjadi ADRS (ATC-40)

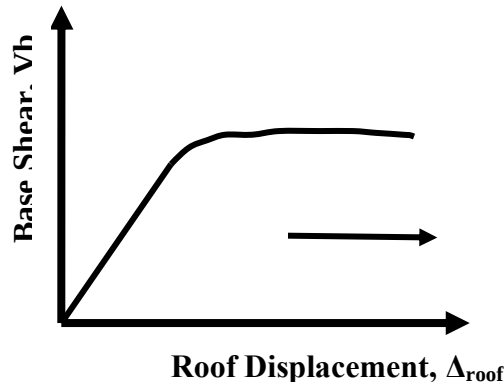
Perpindahan spektrum respon menjadi spektrum *demand* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (3.190)$$

$$S_d = \left(\frac{T_{eff}}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (3.191)$$

- *Capacity Curve* (Kurva Kapasitas)

Kapasitas merupakan kemampuan struktur dalam memikul beban gempa. Kemampuan struktur amat bergantung pada kekuatan (*strength*) dan kemampuan deformasi dari masing-masing elemen stuktur. Analisa *pushover* akan menghasilkan kurva kapasitas.



Gambar 3.21 Kurva Kapasitas Secara Umum

Kurva kapasitas lalu dikonversikan menjadi *capacity spectrum* (spektrum kapasitas). Konversi kurva kapasitas hasil analisis *pushover* menjadi spektrum kapasitas menggunakan persamaan sebagai berikut (ATC-40) :

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (3.192)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{atap}}{PF_1 \phi_{atap,1}} \quad (3.193)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (3.194)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.195)$$

Dimana,

PF_1 = faktor partisipasi ragam (*modal participation*) untuk ragam ke-1

α_1 = koefisien massa ragam untuk ragam ke-1

w_i/g = massa lantai i

ϕ_{i1} = perpindahan pada lantai i ragam ke-1

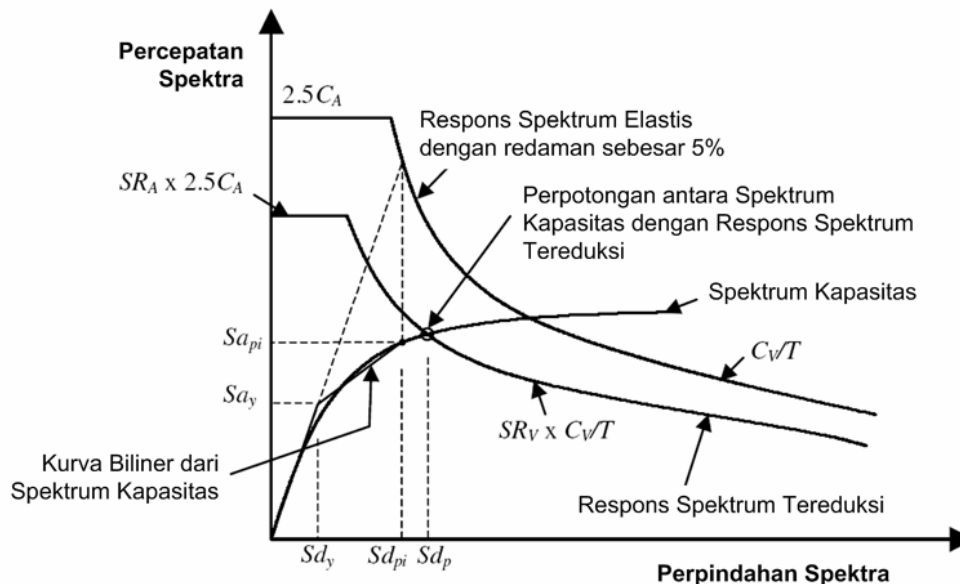
N = jumlah lantai

V = gaya geser dasar

- W = berat struktur (akibat beban mati dan beban hidup tereduksi)
 Δ_{atap} = perpindahan atap (yang digunakan pada kurva kapasitas)
 S_a = spektrum percepatan
 S_d = spektrum perpindahan

- Penentuan *Performance Point* (Titik Kinerja)

Setelah *demand spectrum* dan *capacity spectrum* didapatkan lalu diplot menjadi satu untuk kemudian menentukan *performance point* (titik kinerja), seperti pada gambar 3.22 :



Gambar 3.22 Penentuan Titik Kinerja (Wiryanto Dewobroto 2002)

3.11.4 Model Matematis Struktur

Pada penelitian ini, model matematisnya adalah sebagai berikut :

1. Struktur beton bertulang dengan *fully-restrained*
2. *Diaphragms*
3. Efek P-delta di perhitungkan
4. Gaya arah gempa dari 1 arah
5. Tidak memperhitungkan gerakan tanah vertikal

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Data Daerah Gempa

Pada penelitian, wilayah gempa yang digunakan adalah gempa 3 dan struktur dibangun di atas tanah keras. *Code* kegempaan yang digunakan adalah Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI-02-1726-2002).

4.2 Perhitungan Struktur

Pada penelitian ini, perhitungan struktur beton memakai *code* Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2874-2002), dan analisis *pushover* mengacu pada ATC-40.

4.3 Waktu Penelitian

Waktu penelitian ini direncanakan dimulai pada bulan Maret 2009 dan selesai pada bulan Januari 2011.

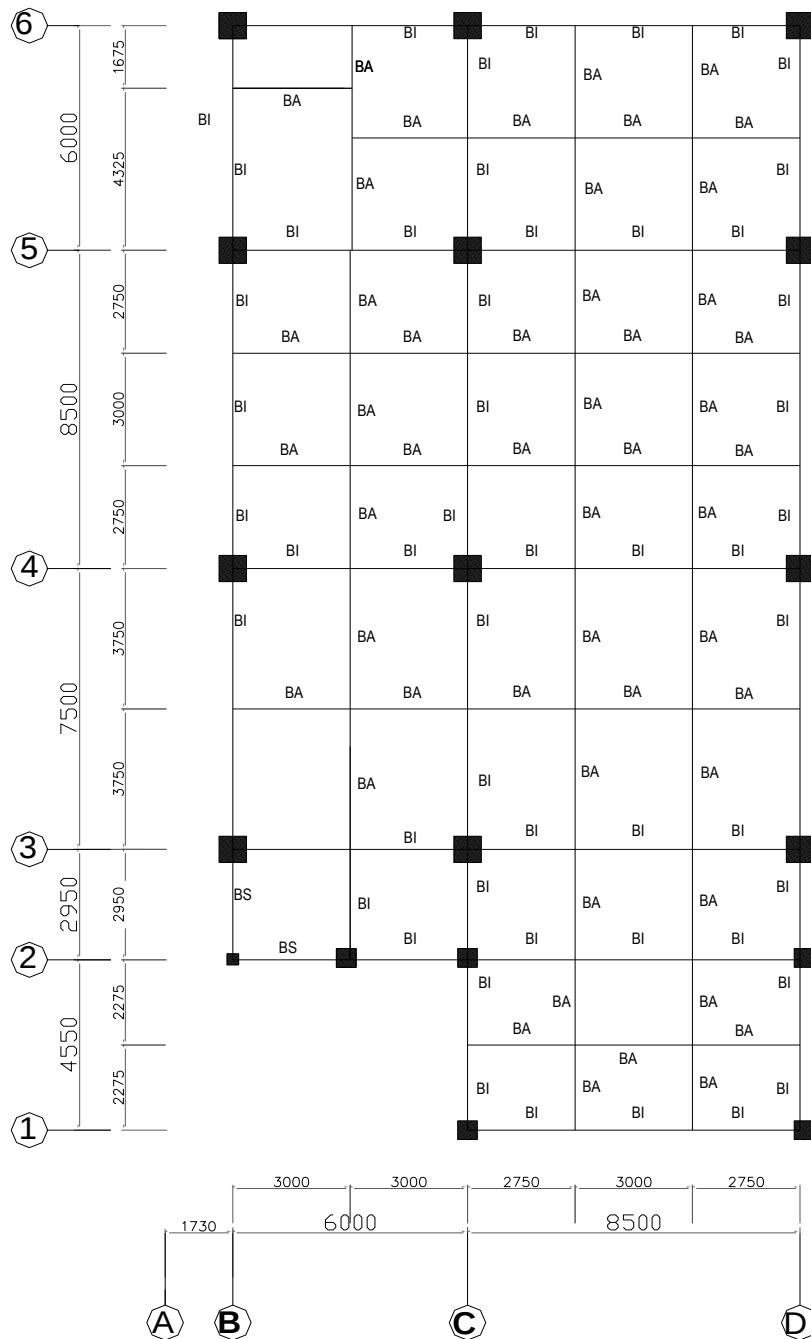
4.4 Data Struktur

Struktur bangunan yang ditinjau adalah bangunan BPD DIY Pusat yang memiliki spesifikasi sebagai berikut :

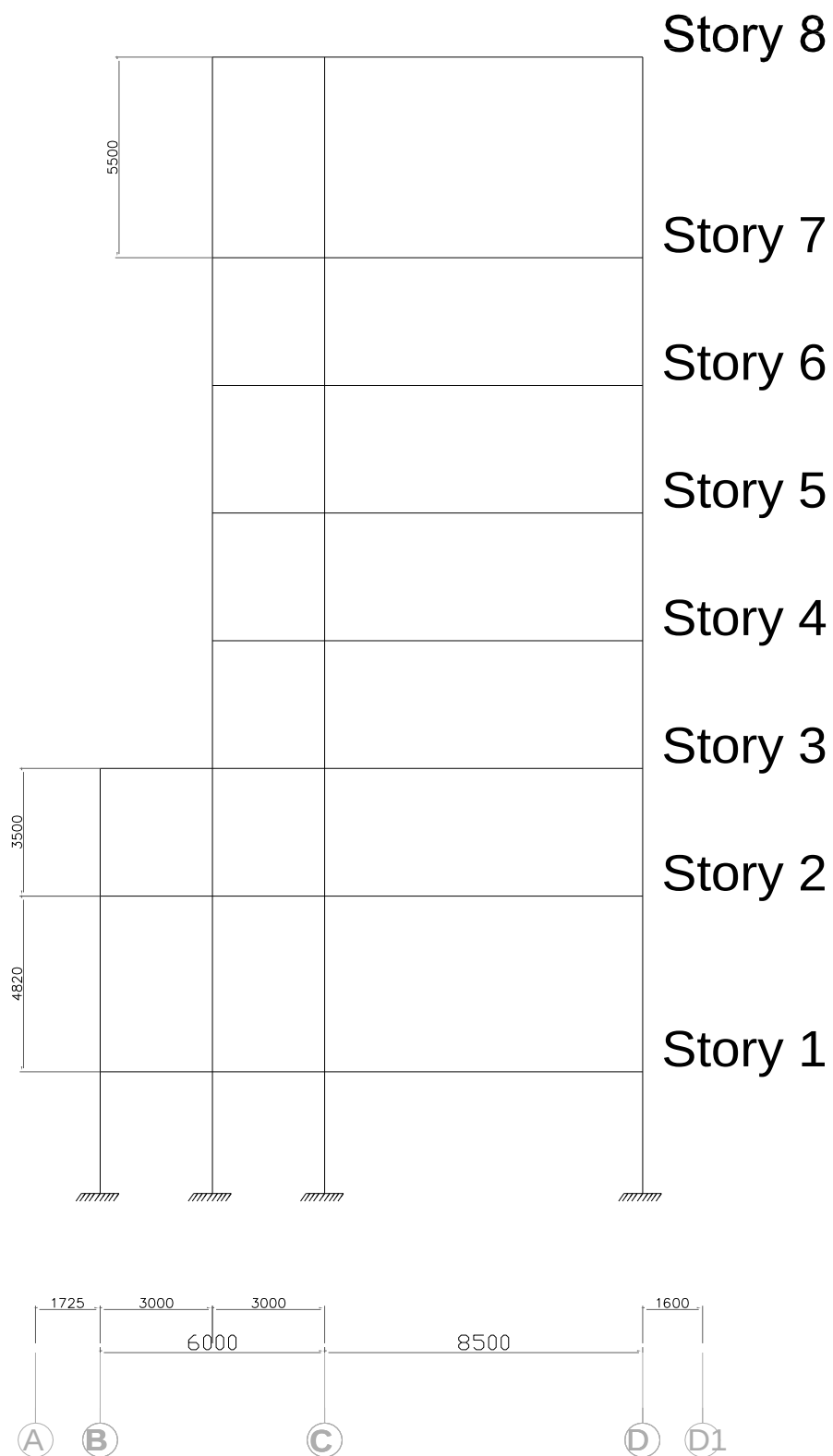
1. Mutu beton f'_c pada bangunan tersebut adalah 30 MPa
2. Menggunakan $f_y = 400$ MPa
3. Gedung yang akan di disain bertingkat 8 lantai
4. Gedung direncanakan di Yogyakarta dengan wilayah gempa 3 berdiri di atas tanah lunak
5. Struktur direncanakan sebagai gedung perkantoran dengan beban hidup 250 kg/m² (PPI 1983)

4.5 Model Struktur

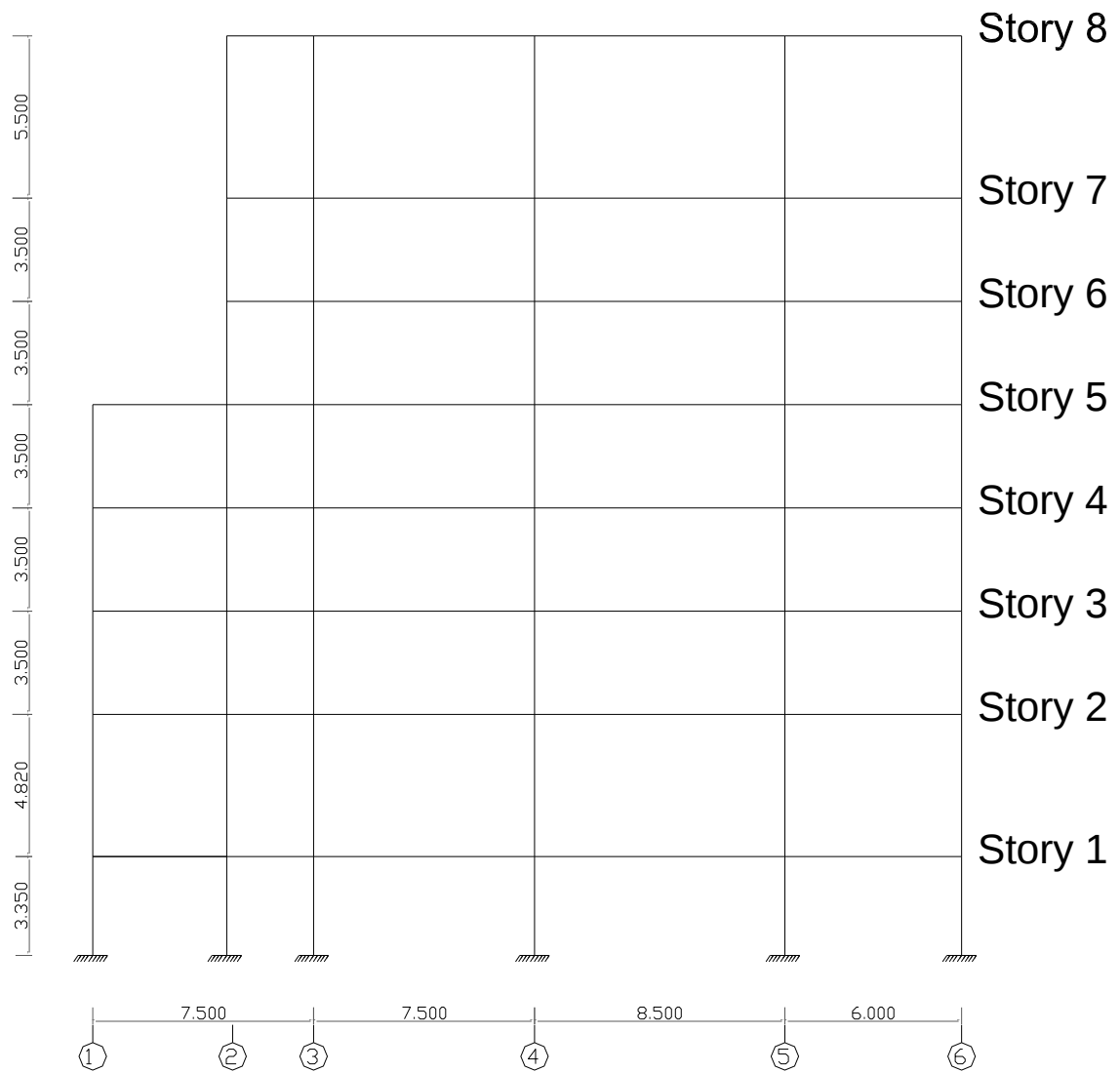
Model yang digunakan adalah bangunan 8 lantai dengan stuktur gambar di bawah ini.



Gambar 4.1 Denah Struktur



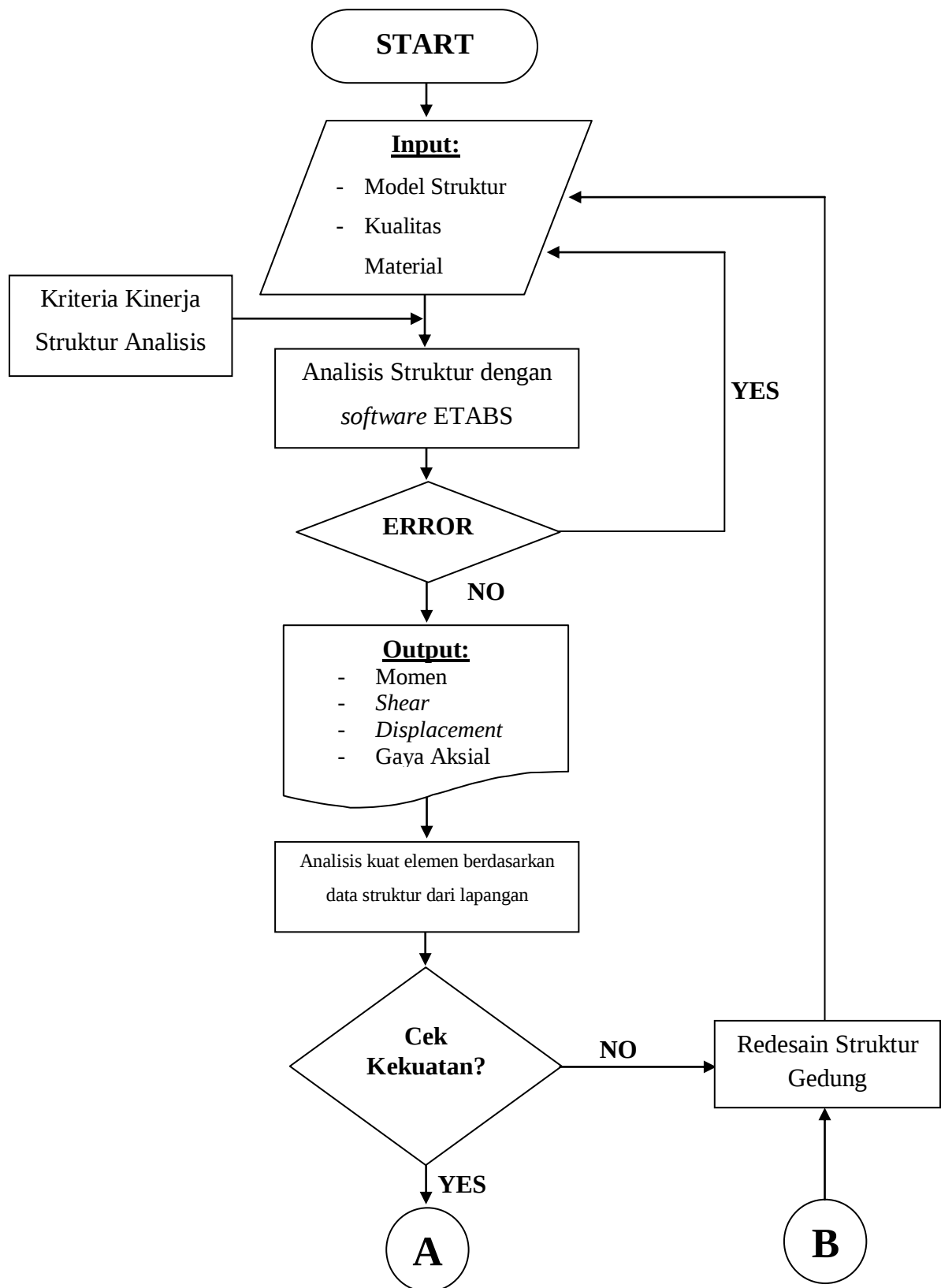
Gambar 4.2 Portal Melintang Struktur

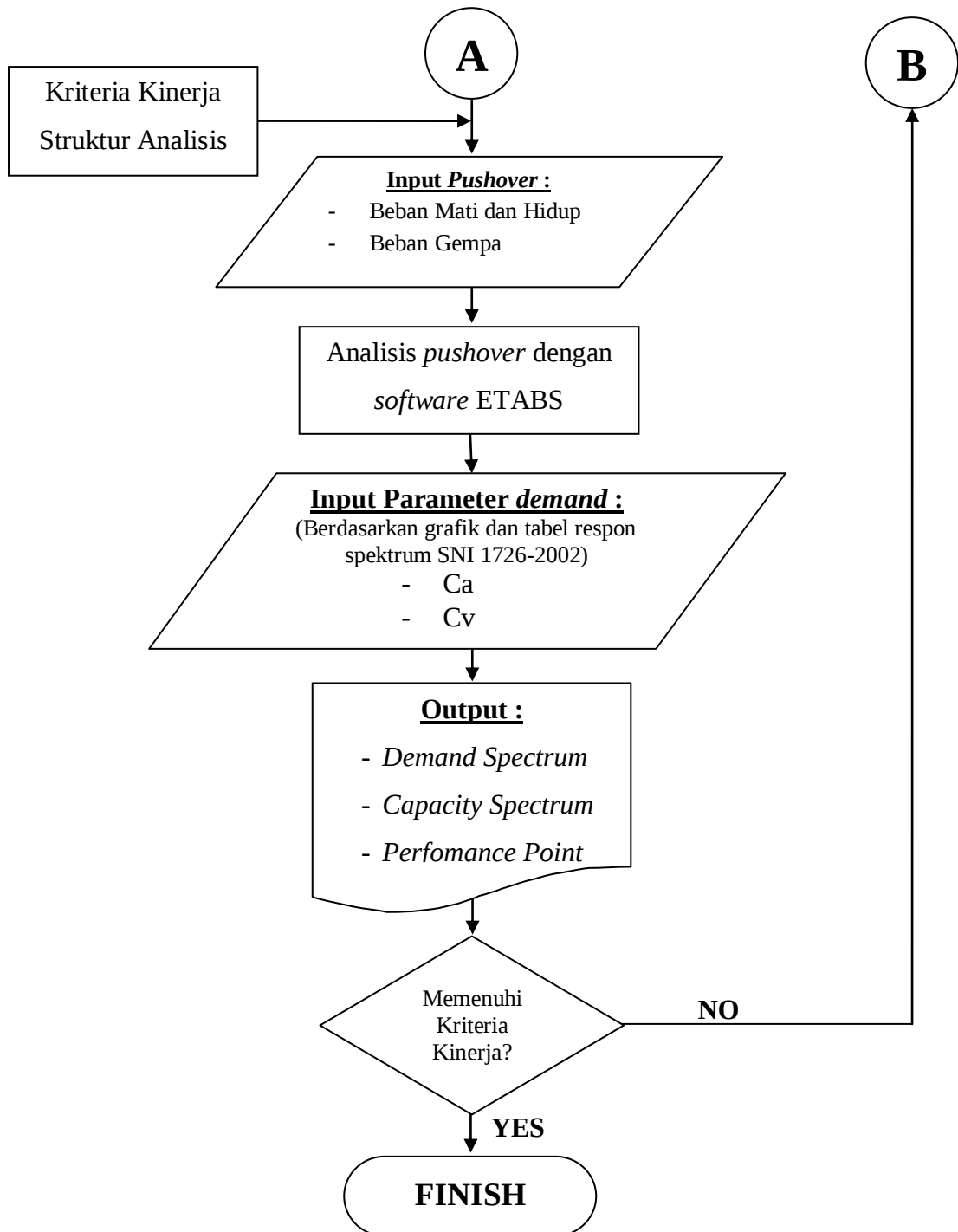


Gambar 4.3 Portal Memanjang Struktur

4.6 Tahapan Analisis

Pengolahan data dilakukan dengan langkah-langkah sesuai dengan bagan di bawah ini, analisis menggunakan software dengan pendekatan 3 dimensi.





Gambar 4.4 *Flow Chart* tahapan Analisis dan Desain

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Sebagian besar bangunan tahan gempa di Indonesia direncanakan dengan prosedur yang ditulis dalam peraturan perencanaan bangunan (*building codes*). Peraturan dibuat untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi, dan untuk menghindari atau mengurangi kerusakan atau kerugian harta benda terhadap gempa sedang yang sering terjadi. Meskipun demikian, prosedur yang digunakan dalam peraturan tersebut tidak dapat secara langsung menunjukkan kinerja bangunan terhadap suatu gempa yang sebenarnya, kinerja tadi tentu terkait dengan resiko yang dihadapi pemilik bangunan dan investasi yang dibelanjakan terkait dengan resiko diambil.

3.2 *Strength Based Design*

Selama ini perencanaan struktur terhadap gempa memakai konsep *strength based design* di mana setiap struktur harus direncanakan mampu menahan suatu beban geser dasar akibat gempa. Konsep ini diterjemahkan dalam suatu metode desain kapasitas di mana pengendalian pola keruntuhan struktur dilakukan melalui pemanfaatan sifat daktil dari struktur secara maksimal.

Dua macam batasan kinerja stuktur dalam konsep *Strength Based Design* (Paulay, 1992) adalah sebagai berikut:

1. *Serviceability Limit State*

Pada kriteria ini dilakukan pengontrolan dan pembatasan *drift* yang terjadi selama gempa berlangsung. Kekuatan tambahan harus dapat dipastikan tersedia pada semua komponen struktur untuk menahan gempa, sementara komponen tersebut tetap berperilaku elastis. Diiijinkan terjadi kerusakan-kerusakan minor pada elemen non struktur. Dalam kriteria ini, intensitas gempa sangat berhubungan erat dengan faktor penggunaan bangunan. Misalnya, seorang perencana struktur cukup memakai batasan gempa dengan

periode ulang 50 tahun untuk bangunan perkantoran, namun ia dituntut untuk menggunakan batasan gempa dengan periode ulang yang lebih tinggi untuk bangunan yang memiliki taraf fungsional lebih tinggi dari perkantoran, seperti: rumah sakit, pusat telekomunikasi, dan lain-lain.

2. *Survival Limit State*

Prinsip utama dari kriteria ini adalah sedapat mungkin mencegah kehilangan nyawa manusia ketika terjadi gempa yang paling kuat. Ketika suatu struktur mengalami perpindahan lateral yang besar, kehilangan kekuatan untuk menahan gaya lateral harus sesedikit mungkin dan kemampuan struktur untuk menahan beban gravitasi masih harus tetap dapat dipertahankan.

Dalam konsep *strength based design*, *demand* harus lebih kecil daripada kapasitas. Pada konsep tersebut, desain ini mengutamakan kekuatan struktur tetapi kurang memperhatikan kontrol terhadap kerusakan yang terjadi akibat gempa seperti kontrol terhadap *drift* dan *performance level*. Konsep tersebut kemudian disempurnakan dengan pendekatan lain yang dinamakan *performance based design*, dimana pada pendekatan ini menambahkan tingkat kinerja struktur *damage control* pada kondisi inelastis.

3.3 *Performance Based Design*

Performance based design merupakan suatu konsep desain bangunan dimana perilaku bangunan pada saat terjadi gempa dengan tingkat kinerja tertentu dijadikan sebagai acuan. Konsep ini merupakan lanjutan dari perencanaan *strength based design* yang kemudian dilakukan pengecekan terhadap *performance* atau tingkat kinerja. Tingkat kinerja ini merupakan suatu pilihan yang harus ditentukan oleh perencana struktur pada tahapan awal, dimana tingkat kinerja ini dapat dievaluasi dari beberapa kondisi batas. Kondisi batas ini bersifat fleksibel, dimana merupakan kesepakatan dari pihak perencana struktur dengan pihak pemilik bangunan (*owner*). Dengan demikian pemilik gedung dapat menentukan tujuan perencanaan beserta resiko/konsekuensi yang harus dihadapi.

Elemen utama dari *performance based design* adalah *demand* dan *capacity*. *Demand* adalah tuntutan yang harus dipenuhi oleh struktur, dapat digambarkan sebagai beban gempa. Sedangkan *capacity* adalah kapasitas yang dimiliki struktur. Salah satu analisis yang dapat menggambarkan kapasitas struktur secara keseluruhan adalah analisis *pushover*. Suatu *performance point* yang dihasilkan dari analisis *pushover* berupa titik perpotongan antara kurva *demand* dan kurva *capacity*. *Performance point* adalah suatu estimasi untuk keadaan dimana *demand* sama dengan *capacity*. Tingkat kerusakan dari struktur berupa simpangan antar tingkat yang dibaca dari *performance point* ini dibandingkan dengan sasaran *performance* yang telah direncanakan sebelumnya (ATC 40).

3.4 Pembebanan Struktur

3.4.1 Kombinasi Pembebanan

Pada SNI 03-2847-2002 terdapat 9 kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan ini didasarkan pada beban apa yang akan dilayani bangunan tersebut.

SNI 03-2847-2002 Pasal 11.2

1). Kuat perlu U untuk menahan beban mati D

$$U = 1,4 D \quad (3.01)$$

Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L dan juga beban atap A atau beban hujan R

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.02)$$

2). Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.03)$$

Kombinasi pembebanan juga harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi paling berbahaya:

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \quad (3.04)$$

- 3). Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa **E** harus diperhitungkan

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \quad (3.05)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \quad (3.06)$$

- 4). Bila ketahanan terhadap tekanan tanah **H** diperhitungkan dalam perancangan, maka pada persamaan (3.04), (3.05) dan (3.06) ditambahkan **1,6 H**. kecuali bahwa pada keadaan dimana aksi struktur akibat **H** mengurangi pengaruh **W** atau **E**, maka beban **H** tidak perlu ditambah kan pada persamaan (3.04) dan (3.05)
- 5). Bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat dan tekanan fluida **F**.

$$U = 1,4 (D + F) \quad (3.07)$$

- 6). Bila ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh tersebut harus disertakan pada perhitungan beban hidup **L**.
- 7). Bila pengaruh struktural **T** dari perbedaan penurunan pondasi, rangkai, susut, ekspansi beton, dan perubahan suhu sangat menentukan dalam perencanaan, maka:

$$U = 1,2 (D + T) + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.08)$$

- 8). Untuk perencanaan daerah pengakurn pasca tarik harus digunakan faktor beban **1,2** terhadap gaya penarikan tendon maksimum.
- 9). Jika pada bangunan terjadi benturan yang besarnya **P**, maka pengaruh beban tersebut dikalikan dengan faktor **1,2**.

3.4.2 Kuat Rencana

SNI 03-2847-2002 menyatakan kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban nominal, geser dan torsi. Harus dikali sebagai hasil

kali kuat nominal, yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi dari tata cara ini, dengan suatu faktor reduksi kekuatan ϕ .

SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3

Tabel 3.1 Faktor reduksi kekuatan (SNI 03-2847-2002)

No	ϕ	Fungsi
1	0,80	Untuk tulangan lentur tanpa beban aksial.
2	0,80	Untuk aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur
3	0,70	Untuk aksial tekan dan aksial lentur dengan tulangan sepiral.
4	0,65	Untuk aksial tekan dan aksial lentur dengan komponen struktur lainnya.
5	0,75	Untuk geser dan torsi.
6	0,55	Untuk geser pada struktur penahan gempa yang kuat
7	0,80	Untuk geser pada hubungan balok-kolom dan pada perangkai yang diberi tulangan diagonal.
8	0,65	Untuk tumpuan pada beton kecuali untuk daerah pengukuran pasca tarik.
9	0,85	Untuk geser pada daerah pasca tarik.
10	0,75	Untuk lentur tanpa beban aksial pada komponen struktur pratarik.
11	0,55	Untuk lentur, tekan, geser dan tumpu pada beton polos struktural.

3.5 Beban Gempa

3.5.1 Analisis Beban Statik Ekuivalen

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat beban gempa (V). Menurut pedoman Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung SNI-03-1726-2002 besarnya V ditentukan menurut persamaan:

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t \quad (3.09)$$

Dimana :

V = Gaya gempa/gaya geser total

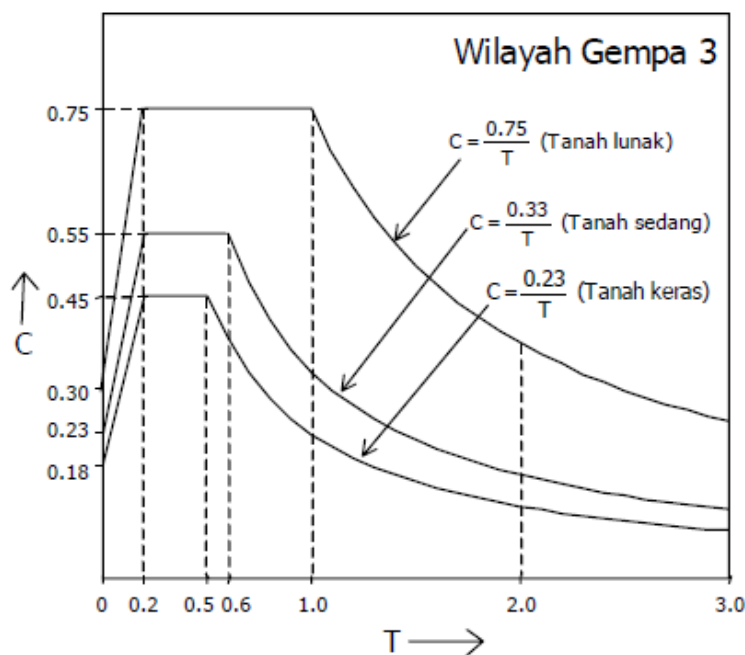
C = Koefisien gempa dasar yang berlaku untuk wilayah gempa tertentu dan untuk jenis tanah tertentu

I = Faktor keutamaan.

R = Faktor reduksi gempa.

W_t = Berat total struktur kombinasi beban mati ditambah beban hidup yang direduksi.

Nilai koefisien gempa dasar (C_1) diperoleh dari spektrum respons gempa rencana menurut gambar 3.6. Koefisien C bergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah yang bersifat sangat merusak, yang berbeda-beda pada setiap daerah wilayah gempa, waktu getar alami struktur, dan kondisi tanah setempat. Besarnya koefisien gempa dasar (C) di Indonesia dinyatakan dalam TPCKGUBG SNI-03-1726-2002 yang merupakan plot antara C terhadap T (waktu getar gedung). Pada penelitian ini, bangunan direncanakan berada pada wilayah gempa III pada kondisi tanah keras.



Gambar 3.1 Faktor Respon Gempa Pada Wilayah 3

Periode getar alami struktur (T) untuk struktur portal baja tanpa pengaku dapat ditentukan dengan rumus pendekatan :

$$T = 0,085H^{3/4} \quad (\text{untuk portal baja}) \quad (3.10)$$

$$T = 0,06H^{3/4} \quad (\text{untuk portal beton}) \quad (3.11)$$

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{B}} \quad (\text{untuk struktur gedung lainnya}) \quad (3.12)$$

Kontrol waktu getar alami struktur menggunakan metode *Rayleigh* dengan persamaan:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.13)$$

dimana, W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai, F_i adalah beban gempa nominal statik ekuivalen, d_i adalah simpangan horizontal lantai tingkat ke- i yang dinyatakan dalam satuan mm, dan g adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det^2 . Nilai d_i dihitung dengan persamaan berikut :

$$d_i = \sum_{j=1}^n \frac{F_j}{k_i} \quad (3.14)$$

Faktor keutamaan digunakan untuk memperbesar beban gempa rencana, agar struktur tersebut tetap berfungsi setelah terjadi gempa besar. Nilai faktor keutamaan didasarkan pada tingkat kepentingan fungsi suatu struktur terhadap bahaya gempa. Dalam penelitian numeris ini digunakan faktor keutamaan sesuai dalam SNI 03-1726-2002.

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Catatan :

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.

Sumber SNI-03-1726-2002

Faktor daktilitas stuktur (R) dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia, pada saat terjadi gempa kuat. Faktor ini tergantung pada jenis struktur dan bahan konstruksi yang digunakan. Dalam penelitian numeris ini digunakan faktor daktilitas sesuai dalam SNI-03-1726-2002.

Tabel 3.3 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktil parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktil penuh	5,3	8,5

Sumber SNI-03-1726-2002

3.5.2 Distribusi Beban Geser Dasar Akibat Gempa Sepanjang Tinggi Gedung

Beban geser akibat gempa didistribusikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horizontal terpusat yang dikonsentrasikan pada setiap tingkat. Beban geser dasar dihitung dengan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} V \quad (3.15)$$

Dengan h_i adalah ketinggian sampai tingkat I diukur dari tingkat penjepit lateral seperti yang ditentukan dalam Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung. Distribusi gaya horizontal akibat gempa (F_i) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar stuktur (B) pada arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

1. Struktur bangunan yang memiliki $H/B < 3$, maka gaya horizontal akibat beban gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} V \quad (3.16)$$

2. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B > 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horizontal akibat gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$F_i = 0,1.V + \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} 0,9V \quad (3.17)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} 0,9V \quad (3.18)$$

Dengan F_i gaya horizontal akibat gempa tingkat ke I , h_i tinggi lantai ke I , h_n tinggi atap, V gaya geser dasar, W_i berat lantai ke i .

3.6 Redistribusi Momen

Dari hasil superposisi momen akibat beban lateral akan diperoleh momen tumpuan (negatif) yang bertambah besar dan momen lapangan (positif yang lebih kecil). Disamping itu, dapat pula terjadi perbedaan momen pada muka tumpuan balok disamping kanan dan disamping kiri kolom interior.

Tidak berimbangnya momen lentur dari daerah tumpuan dan lapangan seringkali dapat menyebabkan tinggi balok tidak dimanfaatkan secara optimal untuk memperoleh kekuatan lentur yang diperlukan. Momen tumpuan yang terlalu besar dan adanya perbedaan momen tumpuan balok disamping kiri dan disamping kolom interior dapat mengakibatkan diperlukannya tulangan lentur pada balok secara berlebihan dari yang benar-benar dibutuhkan. Hal ini mengingat balok

sebenarnya mampu mendistribusikan melalui inelastisitas. Tulangan lentur yang berlebihan membawa konsekuensi pada pembesaran momen kolom dan pondasi. Dan apabila momen perlu untuk momen negatif besar akan mengakibatkan momen perlu untuk mendisain kolom juga akan cenderung lebih besar.

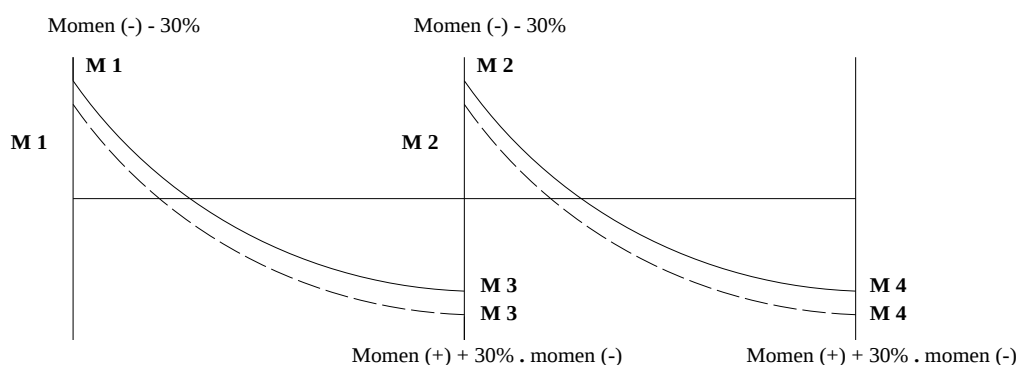
Guna mengatasi masalah-masalah tersebut dapat teknik mendistribusikan momen dalam proses perencanaan dengan tujuan sebagai berikut:

1. Mengurangi besarnya momen maksimum tumpuan dan mengalihkannya di lapangan sehingga didapatkan distribusi kekuatan lentur yang lebih merata.
2. Menyamakan momen akibat gempa bolak-balik yang bekerja pada balok di kiri dan di kanan kolom interior.
3. Memanfaatkan secara penuh tulangan lentur positif di daerah tumpuan yang jumlahnya disyaratkan minimum 50% dari jumlah tulangan negatif. Sehingga perencanaan menjadi lebih ekonomis.
4. Mengurangi besarnya momen yang masuk dalam kolom.

Pada dasarnya dalam melakukan redistribusi momen harus diusahakan agar :

1. Prinsip keseimbangan statis selalu terpenuhi.
2. Kemampuan portal dalam menahan beban lateral tidak berubah.
3. Tidak terjadi sendi plastis pada ujung-ujung kolom diatas lantai dasar.

Disamping itu perlu diperhatikan pembatasan besar momen yang boleh diredistribusi, sebab redistribusi yang terjadi jauh berbeda dari hasil analisa elastis struktur yang dapat mengakibatkan retak yang berlebihan saat struktur dilanda gempa kecil, sehingga nilai maksimum redistribusi momen dibatasi sebesar 30 %.



Gambar 3.2 Redistribusi Momen

Redistribusi momen negatif pada SNI 03-2847-2002 boleh dilakukan, bila :

1. Bila tidak digunakan nilai momen pendekatan maka momen negatif tumpuan yang didapat dari metode pergitungan elastis pada balok-balok lentur non-prategang menerus untuk semua konfigurasi pembebanan dapat direduksi atau diperbesar tidak lebih dari nilai berikut ini:

$$\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right) \times 20\% \quad (3.19)$$

2. Momen negatif yang telah dimodifikasi harus digunakan untuk menghitung momen lapangan dari bentang yang ditinjau.
3. Reduksi momen momen negatif hanya boleh dilakukan bila penampang yang momennya direduksi direncanakan sedemikian sehingga $\rho - \rho'$ tidak melebihi $0,50 \rho_b$ dimana,

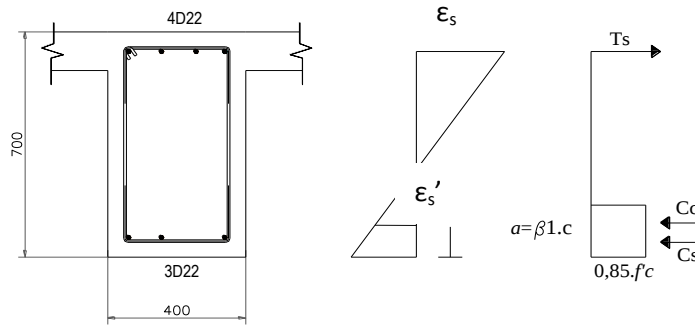
$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.20)$$

3.7 Analisis Kuat Elemen Berdasarkan Data Struktur dari Lapangan

Pada penelitian ini penulis membandingkan data pada struktur eksisting dengan data hasil analisis pada program ETABS. Ketersediaan kekuatan balok dari data eksisting akan dibandingkan terhadap kebutuhan kekuatan dari analisis struktur, sehingga dapat diketahui apakah data eksisting tersebut aman terhadap beban rencana dari hasil analisis struktur. Pengecekan ketersediaan data eksisting dapat di hitung berdasarkan persamaan-persamaan berikut ini :

3.7.1 Analisis Balok Lentur

Momen Negatif



Gambar 3.3 Regangan-tegangan balok

Diketahui luas tulangan desak (A_s) dan tarik (A_s') dari data lapangan

$$a = \frac{(A_{s_{ada}} - A'_s) f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.45)$$

$$a_{leleh} = \frac{\varepsilon_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot d'}{\varepsilon_c \cdot E_s - f_y} \quad , \quad a \geq a_{baja \ desak \ leleh} \quad (3.46)$$

Jika baja desak leleh, maka momen nominal :

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (3.47)$$

$$M_{n2} = A'_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.48)$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.49)$$

Jika belum leleh, maka :

$$A_{s_{ada}} \cdot f_y = A'_s \cdot f_y \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.50)$$

Dari persamaan kuadrat didapat nilai a

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.51)$$

Dipakai f_s

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (3.52)$$

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (3.53)$$

$$M_{n2} = A'_s \cdot f_s \cdot (d - d') \quad (3.54)$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.55)$$

$$M_t = \phi M_n, \quad (3.56)$$

$$M_t \geq M_u \quad (3.57)$$

Untuk analisis lentur positif memakai persamaan seperti diatas dengan luas tulangan balok desak (A_s) dan tarik (A_s') ditukar.

3.7.2 Geser Balok

Diketahui jarak sengkang (s) dan luas tulangan (A_s) dari data lapangan

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{s} \quad (3.58)$$

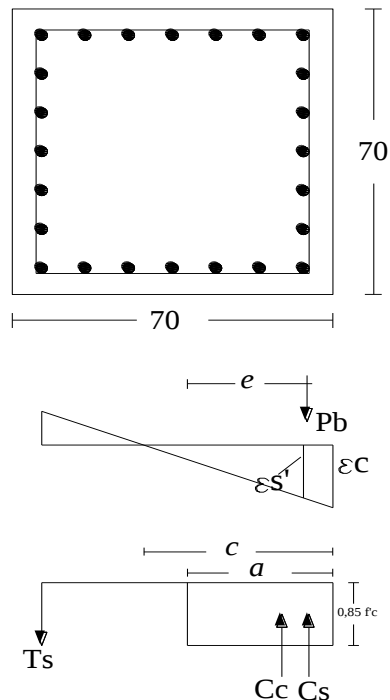
$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b \cdot h \quad (3.59)$$

$$(V_s + V_c) 0.8 \geq V_u \quad (3.60)$$

3.7.3 Kolom Lentur

Diketahui nilai A_s dan A_s' dari data lapangan dan nilai M_u dan P_u .

Kondisi *balance*



Gambar 3.4 Gaya-gaya Pada Kondisi *Balance*

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot h \quad (3.61)$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot c_b \cdot b \quad (3.62)$$

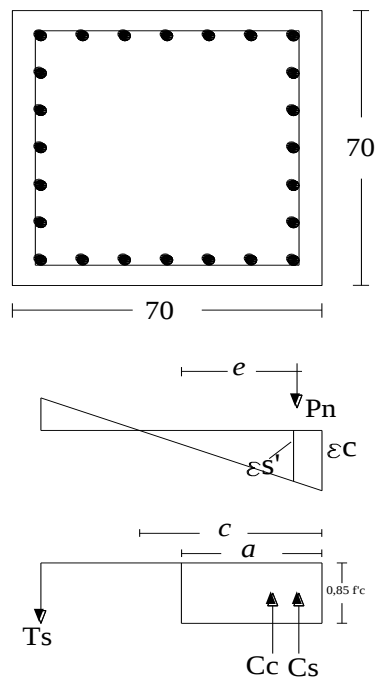
$$C_{sb} = A_s \cdot (f_y - (0,85 \cdot f'_c)) \quad (3.63)$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_y \quad (3.64)$$

$$P_b = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \quad (3.65)$$

Jika P_b lebih kecil dari $\frac{P_u}{\phi}$ maka kondisi kolom adalah patah desak dan jika sebaliknya maka kondisi kolom adalah patah tarik.

Kondisi Patah Desak



Gambar 3.5 Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Desak

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.66)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.67)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \quad (3.68)$$

$\sum M$ terhadap garis kerja P_n

$$C_c \left[\frac{\beta_1 c}{2} - \left(\frac{h}{2} - e \right) \right] - C_s \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) - d_w \right] - T_s \left[\left(\frac{h}{2} - d_w \right) + e \right] = 0 \quad (3.69)$$

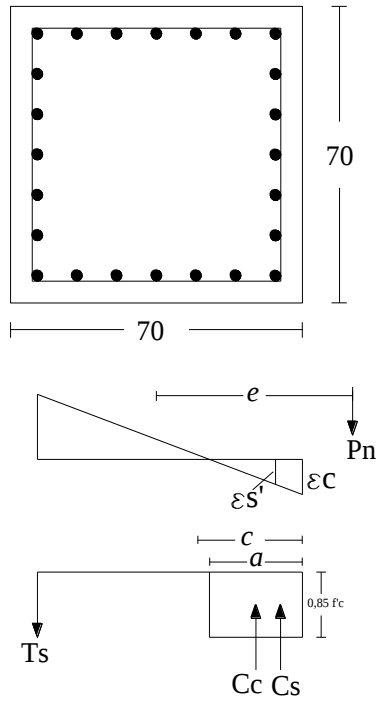
setelah dicoba-coba diperoleh c

$$a = c \cdot 0,85 \quad (3.70)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.71)$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d_w \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_w \right) \quad (3.72)$$

Kondisi Patah Tarik



Gambar 3.6 Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Tarik

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.73)$$

$$a = \frac{P_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.74)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.75)$$

Dengan mengambil statik momen gaya-gaya terhadap garis kerja C_c maka,

$$\begin{aligned}
P_n \left\{ e - \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right\} &= A_s' \cdot f_y \cdot \left(\frac{a}{2} - d_w \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= A_s \cdot f_y \left\{ d - \frac{a}{2} + \frac{a}{2} - d_w \right\}
\end{aligned} \tag{3.76}$$

$$M_n = P_n \cdot e \tag{3.77}$$

3.7.4 Geser Kolom

Diketahui nilai jarak sengkang (s), dan A_s dari data lapangan

$$V_{sn} = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{s} \tag{3.78}$$

$$V_t = V_{sn} \cdot \phi \tag{3.79}$$

$$V_t = V_u \tag{3.80}$$

3.7.5 Beam-Column Joint

Pada konsep dari SNI 03-2847-2002, gaya geser pada *bcj* tidak berdasarkan gaya-gaya geser dan rumus-rumus eksplisit, tetapi berdasarkan pengekan (*confinement*) kolom sehingga gaya geser dianggap diterima oleh beton. Sementara pada SNI 1991 gaya geser *bcj* berdasarkan mekanika dan gaya-gaya geser sesuai dengan rumus-rumus eksplisit.

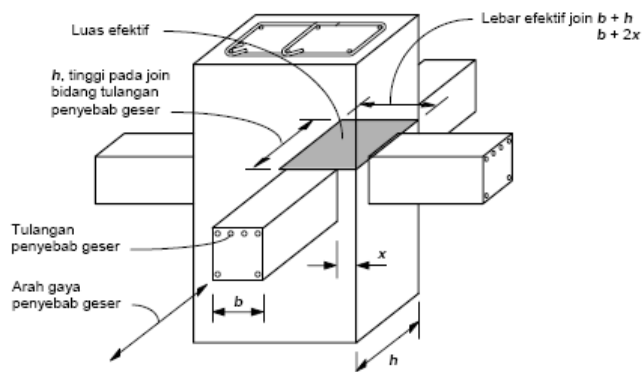
Diketahui luas tulangan efektif (A_j) dari data lapangan, dan sengkang lapangan.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.5.3.1, kuat geser nominal join yang dikekan keempat sisinya tidak boleh lebih besar dari :

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'_c} A_j \tag{3.81}$$

$$\phi V_n \geq V_u \tag{3.82}$$

Pada konsep ini gaya geser diterima oleh beton, yaitu pada luas efektif (A_j). Luas efektif (A_j) ditunjukkan pada gambar :



Gambar 3.7 Luas efektif balok-kolom

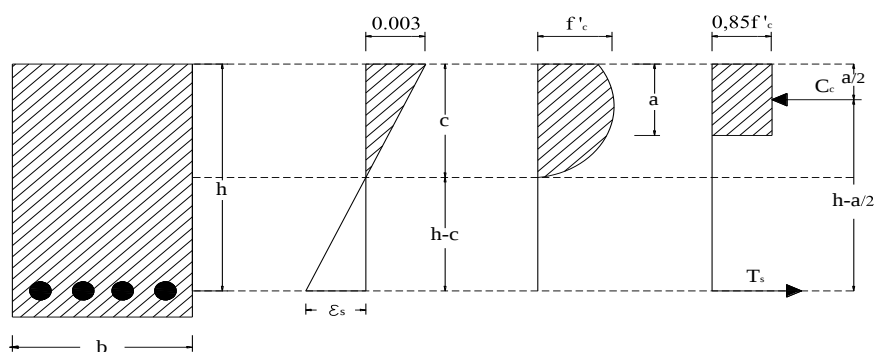
3.8 Desain Balok Tulangan Rangkap

Apabila analisis elemen terhadap struktur yang ada yang prosedurnya disesuaikan sebelumnya tidak memenuhi syarat, maka akan dilakukan desain ulang. Desain ulang yang dimaksud dimulai dari desain balok.

3.8.1 Komponen tulangan sebelah

Beban luar akan menyebabkan balok melentur. Tegangan internal suatu serat penampang akan tetap sebesar tegangan karakteristiknya, dan retak pada serat atas tidak terjadi karena adanya distribusi tegangan keserat sebelah dalamnya. Distribusi tegangan dan regangan beton bias diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lainnya.

Secara teoritis balok bertulangan sebelah ini digunakan bila hanya dengan tulangan tarik saja mampu menghasilkan gaya dalam yang dapat menahan momen yang terjadi.



Gambar 3.8 Distribusi Tegangan Regangan Balok Bertulangan Sebelah

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \frac{\varepsilon_c \cdot E_s}{\varepsilon_c \cdot E_s + f_y} \quad (3.83)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (3.84)$$

$$\rho_{mak} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.85)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.86)$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \rho \cdot m\right) \quad (3.87)$$

SNI menetapkan nilai β_1 sebesar 0,85 untuk $f'_c \leq 30$ Mpa. Dan berkurang sebesar 0,008 untuk setiap kenaikan 1 Mpa kuat beton, sarta tidak boleh kurang dari 0,65.

$$M_n = R_n \cdot b \cdot h^2 \quad (3.88)$$

Berdasarkan keseimbangan gaya $C_c = T_{s1}$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_{s1} \cdot f_y \quad (3.89)$$

$$A_{s1} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (3.90)$$

$$\text{Jumlah tulangan sebelah, } n_1 = \frac{A_{s1}}{A_d}$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.91)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a\right) = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a\right) \quad (3.92)$$

3.8.2 Komponen tulangan rangkap

Dalam praktek, sistem tulangan tunggal hampir tidak pernah dimanfaatkan untuk balok, karena pemasangan tulangan tambahan didaerah tekan misalnya ditepi atas penampang tengah lapangan akan mempermudah pengaitan sengkang. Secara struktural, tulangan tekan ini diperlukan antara lain:

1. Meningkatkan momen tambahan penampang karena dimensi penampang yang terbatas secara arsitektural.

2. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang yang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang.
3. Meningkatkan kekuatan penampang, sehingga mempengaruhi defleksi struktur.

Dalam perencanaan balok tulangan sebelah digunakan

$$R_{n1} = (0,3s / d 0,8).R_n \quad (3.93)$$

$$M_{n1} = R_{n1}.b.h^2 \quad (3.94)$$

$$M_{n2} = \frac{M_n}{\phi} - M_{n1} \quad (3.95)$$

$$T_{s2} = C_{s2} \quad (3.96)$$

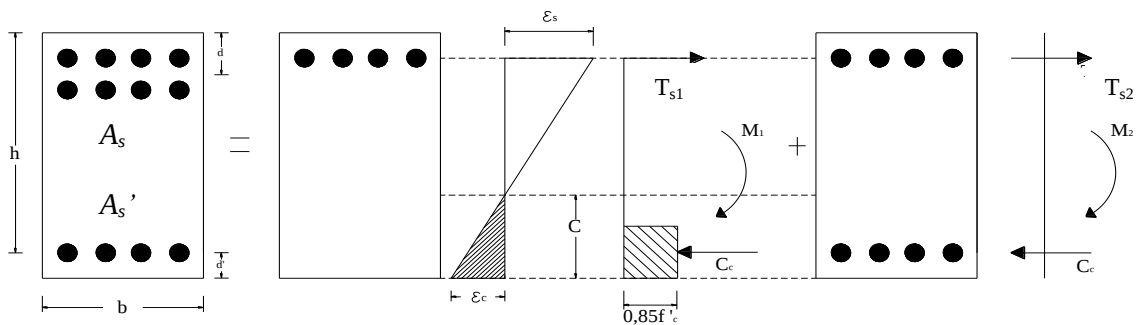
$$A_{s2} \cdot f_y = \frac{M_{n2}}{(d - d')} \quad (3.97)$$

$$\text{Jumlah tulangan rangkap, } n_2 = \frac{A_{s2}}{A_d}$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.98)$$

Kontrol jarak antar tulangan :

$$s = \frac{b - 2.(pb + \phi_s) - (n.\phi)}{n - 1} \quad (3.99)$$



Gambar 3.9 Distribusi Tegangan Balok Bertulangan Rangkap

3.8.3 Analisis balok bertulangan rangkap dengan tulangan tekan telah leleh

Pada kondisi ini diasumsikan tulangan tarik dan desak telah luluh paling tidak pada saat regangan beton mencapai 0,003, dengan menggap $f_s = f'_s = f_y$. Untuk kondisi ini $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, sedangkan $A_{s2} = A_{s'}$, sehingga tinggi balok tegangan tekan.

$$a = \frac{(A_s - A_{s'}) \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.100)$$

atau,

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.101)$$

Sebagai kontrol asumsi yang dipakai benar, maka dilakukan pemeriksaan tegangan sebagai berikut :

$$a_{leleh} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_c \cdot d' \cdot \beta_1}{E_s \cdot \varepsilon_c - f_y} \quad (3.102)$$

biar a lebih besar sama dengan dari a_{leleh} maka asumsi benar bahwa tulangan tarik dan tulangan desak telah leleh, selanjutnya menghitung momen tahanan nominalnya dengan persamaan :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.103)$$

$$M_{n1} = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.104)$$

Atau jika blm leleh, $f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$

$$M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.105)$$

$$M_{n2} = A_{s2} \cdot f_s \cdot (h - d') \quad (3.106)$$

3.8.4 Analisis balok bertulangan dengan tulangan tekan belum leleh

Kondisi ini merupakan kondisi dimana anggapan tulangan baja tarik telah luluh sedangkan tulangan baja desak belum luluh pada saat regangan beton

mencapai 0,003. jika a kurang dari a_{leleh} ($a < a_{leleh}$), untuk mendapatkan nilai C digunakan persamaan :

$$A_s \cdot f_y = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) \varepsilon_{cu} \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.107)$$

Dari persamaan kuadrat diatas, maka didapat nilai a dengan

$$C = \frac{a}{0,85} \quad (3.108)$$

$$f_s = \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) E_s \cdot \varepsilon_c = \frac{C - d'}{C} E_s \cdot \varepsilon_c \quad (3.109)$$

Kuat momen tahanan ideal dari pasangan kopel tulangan baja tekan dengan baja tarik tambahan serta kopel gaya beton tekan dengan tulangan baja tarik dihitung dengan persamaan :

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(h - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.110)$$

$$M_{n2} = A_s \cdot f_s' \cdot (h - d') \quad (3.111)$$

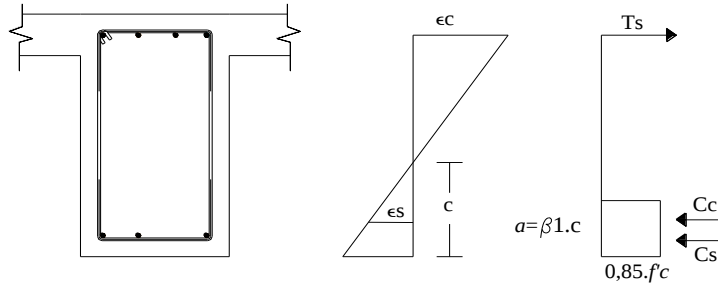
$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.112)$$

3.8.5 Momen kapasitas balok

Momen kapasitas balok ini dihitung berdasarkan tegangan tarik $1,25 f_y$.

1. Momen kapasitas negatif

Dianggap tulangan desak sudah leleh. Pada umumnya saat tulangan tarik mencapai kekuatan maksimum (*overstrength*) regangan baja desak masih didaerah *yield plateau*. Oleh karena itu tegangan baja desak belum mencapai kekuatan maksimum.



Gambar 3.10 Distribusi Tegangan Momen Kapasitas Negatif

$$f_y \cdot \phi_o = f_{yk} \quad (3.113)$$

Keseimbangan gaya-gaya

$$T_s = T_c + C_c \quad (3.114)$$

$$(A_s \cdot f_{yk}) = A_s \cdot f_y + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.115)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y \cdot 1,25 + A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.116)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.117)$$

$$f_{s'} = \left(\frac{a - \beta \cdot d'}{a} \right) \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.118)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(h - \frac{a}{2} \right) \quad (3.119)$$

$$M_2 = (A_s \cdot f_y) (h - d') \quad (3.120)$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \quad (3.121)$$

2. Momen kapasitas positif

Anggap tulangan desak tidak luluh

$$T_s = T_{s'} + C_c \quad (3.122)$$

$$(A_s \cdot f_{yk}) = A_{s'} \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot \epsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.123)$$

$$(A_s \cdot f_{yk}) a = (A_{s'} \cdot (a - \beta_1 \cdot d') \cdot \epsilon_c \cdot E_s) + (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) a$$

$$\begin{aligned}
(A_s \cdot f_{yk})a &= (A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot (a - \beta_1 \cdot d')) + (0,85 \cdot f'_c \cdot b)a^2 \\
(0,85 \cdot f'_c \cdot b)a^2 &+ ((A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s)a - (A_s \cdot f_{yk})a) - (A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot d') \\
a^2 + \frac{((A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s) - (A_s \cdot f_{yk}))}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \cdot a - \frac{A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot d'}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} &= 0
\end{aligned}$$

menggunakan rumua a b c

$$(a)a^2 + (b)a - c = 0$$

Mencari nilai a dengan persamaan kuadrat :

$$a = \frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2.a} \quad (3.124)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left((ht - d') - \frac{a}{2} \right) \quad (3.125)$$

$$M_2 = (A_s \cdot f_s) \cdot ((ht - d') - d) \quad (3.126)$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \quad (3.127)$$

3.8.6 Desain Penulangan Geser Balok Terlentur

Dasar perencanaan tulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih besar. Perencanaan geser untuk komponen struktur lentur dilaksanakan berdasarkan anggapan bahwa beton menahan sebagian gaya geser dan selebihnya dilimpahkan pada tulangan geser.

Pada SNI 03-2847-2002 memiliki persyaratan dalam menentukan gaya geser struktur lentur yang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u \cdot L}{2} \quad (3.128)$$

yang mana M_{pr} adalah momen kapasitas balok $\frac{W_u \cdot L}{2}$ adalah gaya geser yang diakibatkan oleh beban mati dan beban hidup sehingga persamaan 3.125 dapat ditulis kembali dalam persamaan 3.126 berikut :

$$V_{ub} = \frac{M_{kap}^{-} + M_{kap}^{+}}{L_b} + (1,2V_D + 1,0V_L) \quad (3.129)$$

Dasar perencanaan tulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih. Gaya geser ditahan oleh dua komponen yaitu beton dan baja tulangan. Baja tulangan menahan sisa gaya geser yang tidak dapat ditahan beton. Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.3 ayat 1 menyatakan bahwa kuat geser yang ditahan beton adalah sesuai persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (3.130)$$

yang mana V_c adalah gaya geser yang dapat ditahan oleh beton, f'_c adalah kuat desak beton, b_w adalah lebar penampang balok, h adalah jarak pusat berat tulangan tarik ke tepi beton desak terluar.

Momen kapasitas balok merupakan unsur pokok untuk merencanakan gaya geser balok. Hubungan antara suplai gaya geser dan kebutuhan gaya geser adalah sebagai berikut:

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.131)$$

yang mana kuat geser nominal (V_n) balok merupakan gabungan antara kuat geser nominal beton (V_{cn}) dan kuat geser nominal tulangan sengkang (V_{sn}), ϕ adalah faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami gaya geser. Hubungan kedua gaya geser tersebut dituliskan dalam persamaan **3.129** berikut :

$$V_{cn} + V_{sn} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.132)$$

Kuat geser sengkang dalam daerah sendi plastis (2.h) adalah:

$$V_{sn1} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.133)$$

Gaya geser di luar sendi plastis ditahan oleh kuat geser beton dan kuat geser sengkang, maka persamaan geser di luar sendi plastis adalah seperti persamaan **3.131** berikut :

$$V_{sn2} = \frac{V_u}{\phi} - V_{cn} \quad (3.134)$$

tetapi gaya geser yang harus ditahan oleh baja tulangan tidak boleh lebih dari persamaan **3.132** berikut :

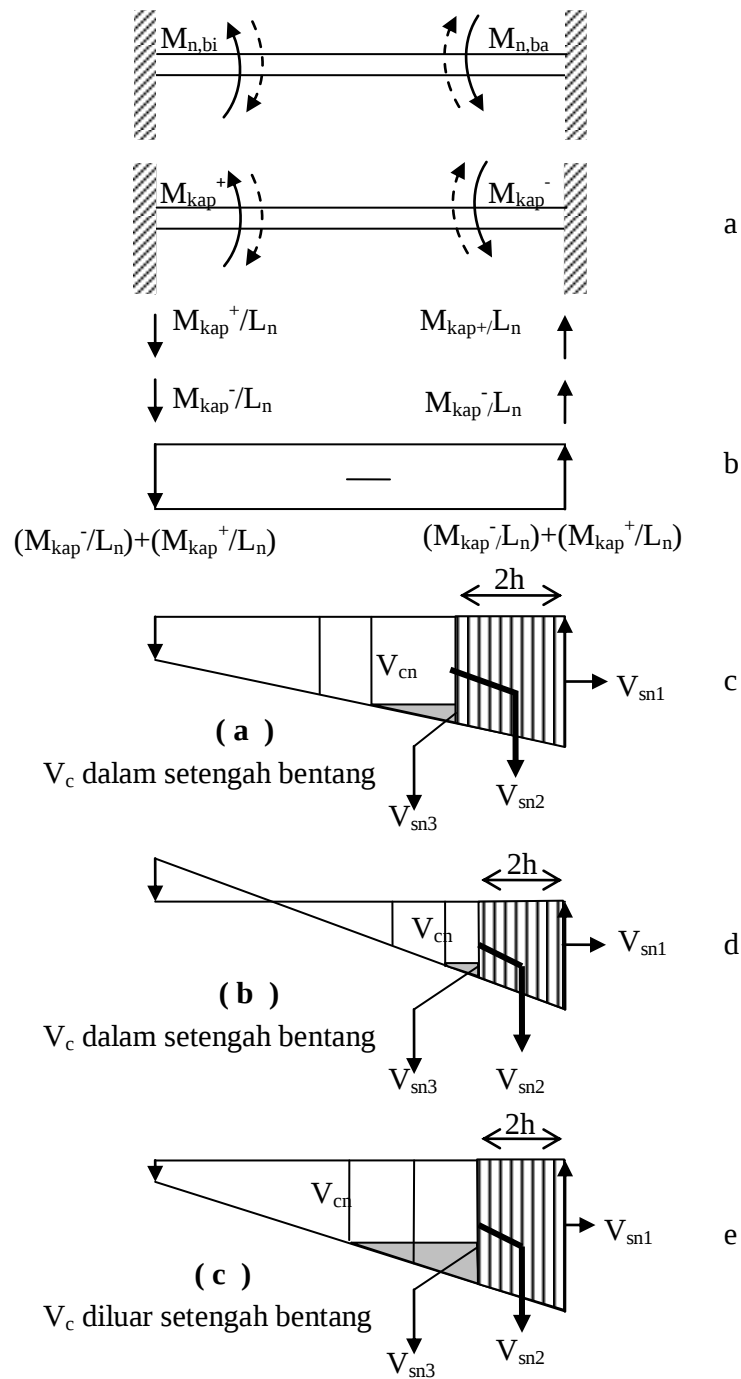
$$V_{sn} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{b_w \cdot h} \quad (3.135)$$

yang mana V_{sn1} adalah gaya geser yang terjadi di daerah sendi plastis, V_{sn2} adalah gaya geser yang terjadi di luar sendi plastis, h adalah tinggi efektif balok.

Kontrol jarak sengkang pada geser balok dapat diperoleh berdasarkan persamaan berikut:

$$s = \frac{n \cdot A_d \cdot f_y \cdot d}{V_{s1}} \quad (3.136)$$

Dimana n adalah jumlah kaki sengkang (minimal 2 kaki). Syarat kontrol jarak maksimum sengkang adalah tidak boleh melebihi $d/4$, $8.d_{tul. pokok}$, $24.d_{tul. sengkang}$, dan 300 mm.



Gambar 3.11 Balok Portal Dengan Sendi Plastis Dikedua Ujungnya

3.9 Perencanaan Kolom

Kolom adalah komponen struktur dengan rasio tertinggi terhadap dimensi lateral terkecil sama dengan 3 atau lebih digunakan terutama untuk mendukung

beban aksial tekan. Sebagai bagian struktur dengan peran dan fungsi seperti tersebut di atas, kolom menempati posisi terpenting dalam suatu sistem struktur. Oleh karena itu perencanaan kolom terutama pada sistem struktur tahan gempa harus diperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan yang lebih daripada komponen struktur lainnya, sehingga saat struktur menerima beban gempa besar, kolom-kolom struktur tersebut masih dalam kondisi elastis, kecuali kolom pada lantai dasar dan pada ujung-ujung baliknya telah terbentuk sendi-sendi plastis.

Ketentuan mengenai kolom tahan gempa dalam SNI 03-2847-2002 adalah kolom harus memiliki dimensi terpendek yang harus diukur pada suatu garis lurus melalui titik berat penampang, tidak boleh kurang dari 300 mm; rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus padanya tidak kurang dari 0,40; rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh lebih dari 2,50; dan untuk kolom yang mengalami momen yang berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih dari 16.

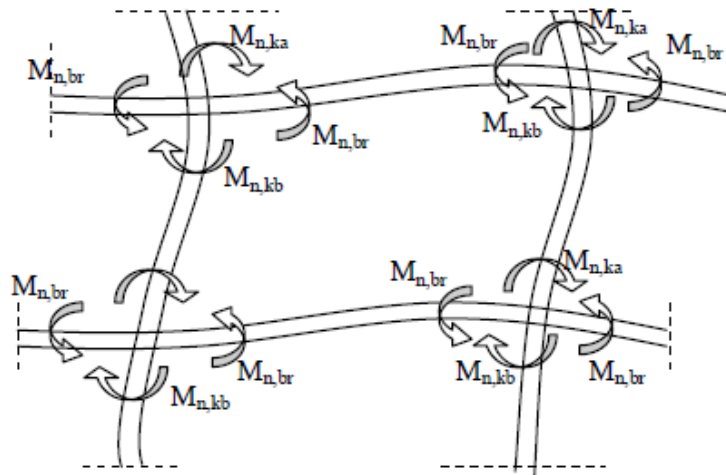
3.9.1 Momen Rencana Kolom

Untuk struktur rangka daktilitas penuh, kuat lentur bidang muka balok Mu.k harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis kedua ujung balok sebagai berikut :

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.2

Kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut :

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_g \quad (3.137)$$



Gambar 3.12 Momen nominal rata-rata balok ($M_{n,br}$) dan momen nominal kolom ($M_{n,k}$) (Widodo)

3.9.2 Gaya Aksial Kolom

Setelah momen ultimit kolom (M_u,k) maka untuk keperluan desain kolom besaran yang harus diketahui berikutnya adalah gaya aksial yang bekerja pada kolom.

Pada SNI 03-2847-2002 gaya aksial kolom didapat dari hasil analisis struktur dengan kombinasi beban terfaktor, tetapi tidak dijelaskan cara perhitungan gaya aksial kolom. Gaya aksial kolom ini dihitung dengan bantuan program *software* ETABS. Hasil analisis struktur diambil dari hasil kombinasi beban yang menghasilkan gaya aksial paling besar.

3.9.3 Penulangan Kolom 2 muka

Kolom yang sangat umum terjadi adalah kolom dengan beban eksentris yaitu beban memiliki eksentrisitas terhadap pusat titik berat penampang kolom. Eksentrisitas beban dapat terjadi akibat timbulnya momen yang antara lain disebabkan oleh kekangan pada ujung-ujung kolom yang dicetak secara monolit dengan komponen struktur balok, pelaksanaan pemasangan yang kurang akurat, dan penggunaan mutu bahan yang tidak sama pada setiap penampang.

Kolom kemungkinan akan mengalami beberapa kondisi antara lain :

1. Kolom pendek dengan beban sentris

Park dan Paulay (1975) mengatakan bahwa menurut penelitian terdahulu (Richard dan Brown 1934, Hognestad 1951) tegangan desak beton maksimum dapat diambil sebesar $0,85.f'_c$. Karena beban desak tepat berada pada titik berat potongan, maka baja desak dan baja tarik diasumsikan bersama-sama mencapai tegangan leleh f_y saat beton mencapai tegangan desak beton maksimum.

Pada Gambar 3.13 b) akibat beban sentries, maka tegangan yang terjadi adalah sebagai beban merata dan tidak terjadi momen ($M_n = 0$). Menurut keseimbangan gaya dalam maka diperoleh persamaan

$$P_{n0} = C_c + C_{s1} + C_{s2} \quad (3.138)$$

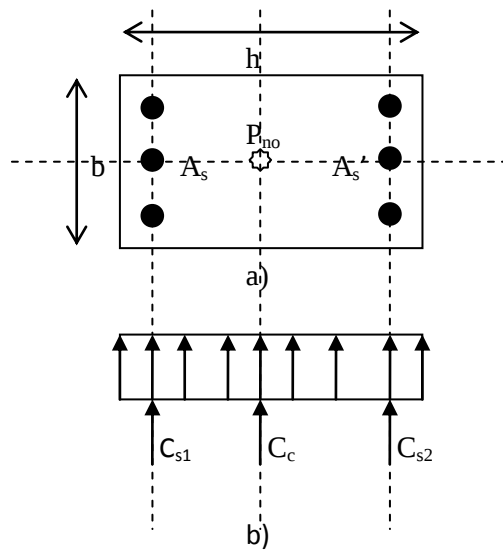
Dengan,

$$C_c = 0,85.f'_c.b.h \quad (3.139)$$

$$C_{s1} = A_s.f_y \quad (3.140)$$

$$C_{s2} = A_s'.f_y \quad (3.141)$$

yang mana h adalah panjang penampang kolom dan b adalah lebar penampang kolom, C_c adalah gaya beton desak, C_{s1} dan C_{s2} adalah gaya baja tarik dan desak, A_s adalah luas baja tarik, A_s' adalah luas baja desak, f_y adalah kuat leleh baja, P_{n0} adalah gaya aksial nominal.



Gambar 3.13 a) Penampang kolom dan b) Digram tegangan kolom

2. Kolom pendek dalam kondisi *balance*

Kondisi *balance* adalah kondisi saat regangan desak beton mencapai regangan ultimit (ϵ_{cu}) dan baja tarik mulai leleh.

Sesuai Gambar 3.14 c) maka persamaan gaya dalam dinyatakan dalam persamaan :

$$P_b = C_c + C_s - T_s \quad (3.142)$$

$$C_c = 0,85.f'_c.a_b.b \quad (3.143)$$

$$C_s = A_s'.(f_y - 0,85.f'_c) \quad (3.144)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (3.145)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak.

Berdasarkan Gambar 3.15 a) dan b) maka nilai c_b dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut :

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s}.d \quad (3.146)$$

$$a_b = \beta_1.c_b \quad (3.147)$$

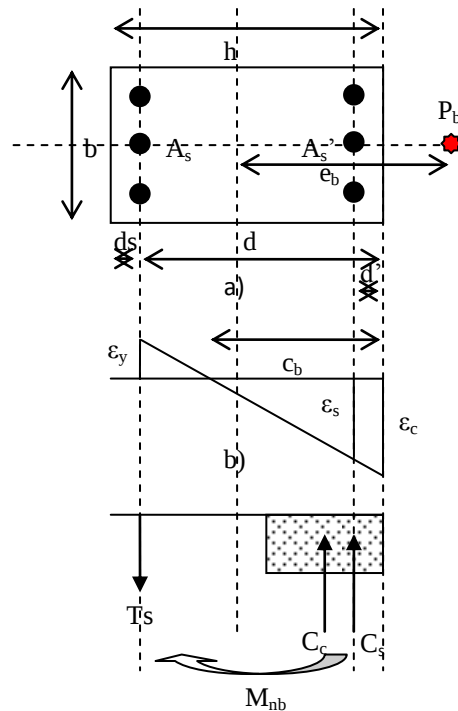
dengan mensubstitusikan persamaan 3.143, 3.144, dan 3.145 ke dalam persamaan 3.142 maka nilai gaya aksial kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$P_b = 0,85.f'_c.a_b.b + A_s'.(f_y - 0,85.f'_c) - A_s.f_y \quad (3.148)$$

Momen yang dikerahkan material dapat dihitung dengan menjumlahkan momen gaya desak beton dan gaya baja tulangan desak terhadap gaya baja tulangan tarik sesuai gambar momen kopel pada Gambar 3.15 c) dengan persamaan berikut :

$$M_{nb} = C_c.(h/2-a/2) + C_s.(h/2-d') + T_s.(h/2-d_s) \quad (3.149)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, M_{nb} adalah momen nominal kolom.



Gambar 3.14 a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam

3. Kolom pendek dalam kondisi patah desak

Kolom dengan kondisi patah desak mempunyai kriteria sebagai berikut :

1. $P > P_b$
2. $e < e_b$
3. $c > c_b$

Kolom patah desak memiliki sifat baja tarik belum leleh tetapi baja desak sudah leleh. Sesuai Gambar 3.15 c) dapat ditentukan persamaan keseimbangan gaya dalam

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.150)$$

yang mana

$$C_c = 0,85.f'_c.a_b.b \quad (3.151)$$

$$C_s = A_s'.f_y \quad (3.152)$$

$$T_s = A_s.\frac{d-c}{c}.\epsilon_c.E_s \quad (3.153)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak.

Dengan mengestimasi bahwa nilai c lebih besar daripada c_b maka nilai P_n dapat dihitung dengan mensubstitusikan persamaan 3.151, 3.152, dan 3.153 ke dalam persamaan 3.150 sehingga diperoleh persamaan berikut :

$$P_n = 0,85.f'_c.a_b.b + A_s'.f_y - A_s.\frac{d-c}{c}.\epsilon_c.E_s \quad (3.154)$$

dan nilai M_n dapat dihitung dengan menjumlahkan momen gaya desak beton, gaya baja tulangan desak, dan gaya baja tulangan tarik terhadap sumbu kolom dalam persamaan berikut :

$$M_n = C_c.(h/2-a/2) + C_s.(h/2-d') + T_s.(h/2-d_s) \quad (3.155)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, M_{nb} adalah momen nominal kolom.

4. Kolom dalam kondisi patah tarik

Kolom dengan kondisi patah tarik memiliki kriteria sebagai berikut :

1. $P_n < P_b$
2. $e > e_b$
3. $c < c_b$

Kolom dengan kondisi patah tarik memiliki sifat baja tarik telah leleh tetapi baja desak belum tentu leleh, maka perlu diadakan pengecekan terhadap kondisi baja desak. Sesuai Gambar 3.15 c) dapat ditentukan persamaan keseimbangan gaya dalam yang dapat ditulis sebagai persamaan **3.156** berikut ini :

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.156)$$

yang mana C_c , C_s , dan T_s adalah sesuai persamaan berikut ini :

$$C_c = 0,85.f'_c.a_b.b \quad (3.157)$$

$$C_s = A_s'.f_s' \quad (3.158)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (3.159)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} . \varepsilon_c \quad (3.160)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak, ε_s' adalah regangan baja desak.

Bila hasil dari persamaan **3.160** lebih besar daripada ε_y , maka baja desak telah leleh sehingga nilai kuat leleh baja desak sama dengan f_y . Bila hasil dari persamaan **3.160** lebih kecil daripada ε_y maka baja desak belum leleh sehingga nilai kuat leleh desak baja ditentukan oleh persamaan berikut:

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} . \varepsilon_c . E_s \quad (3.161)$$

Dengan mengestimasi bahwa nilai c lebih kecil daripada c_b maka nilai P_n dapat dihitung dengan mensubstitusikan persamaan **3.157**, **3.158**, dan **3.159** ke dalam persamaan **3.156** sehingga diperoleh persamaan berikut :

$$P_n = 0,85.f'_c.a_b.b + A_s'.f_s' - A_s.f_y \quad (3.162)$$

dan nilai M_n dalam persamaan

$$M_n = C_c.(h/2-a/2) + C_s.(h/2-d') + T_s.(h/2-d_s) \quad (3.163)$$

yang mana P_n adalah gaya aksial nominal, M_n adalah momen nominal kolom.

5. Kolom dalam kondisi lentur murni

Kolom dalam kondisi lentur murni mengalami baja desak belum leleh dan kolom tidak menahan gaya aksial ($P_n = 0$) sehingga analisis kolom sama seperti analisis balok dengan mengansumsikan baja desak belum leleh.

Sesuai Gambar 3.15 c) dapat ditentukan persamaan keseimbangan gaya dalam

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 0 \quad (3.164)$$

yang mana

$$C_c = 0,85.f'_c.a.b \quad (3.165)$$

$$C_s = A_s'.f_s' \quad (3.166)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (3.167)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - \beta_1.d'}{c} . \varepsilon_c \quad (3.168)$$

yang mana P_b adalah gaya aksial nominal, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak, ε_s' adalah regangan baja desak.

Nilai a diperoleh dari persamaan kuadrat hasil substitusi persamaan **3.165**, **3.166**, **3.167** ke persamaan **3.164**. Nilai c dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$c = \beta_1.a \quad (3.169)$$

nilai c digunakan untuk mengontrol keadaan baja desak sesuai persamaan **3.169**. Bila hasil dari persamaan **3.169** lebih besar daripada ε_y , maka baja desak telah leleh sehingga nilai kuat baja desak sama dengan f_y . Bila hasil dari persamaan **3.169** lebih kecil daripada ε_y maka baja desak belum leleh sehingga nilai kuat desak baja ditentukan oleh persamaan berikut :

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \quad (3.170)$$

Baja desak dalam penampang kolom diabaikan maka diperoleh persamaan berikut :

$$M_n = C_c \cdot (d - a/2) + T_s \cdot (d - d') \quad (3.171)$$

yang mana P_n adalah gaya aksial nominal, M_n adalah momen nominal kolom.

Perencanaan tulangan kolom dapat dilakukan dengan beberapa metode antara lain :

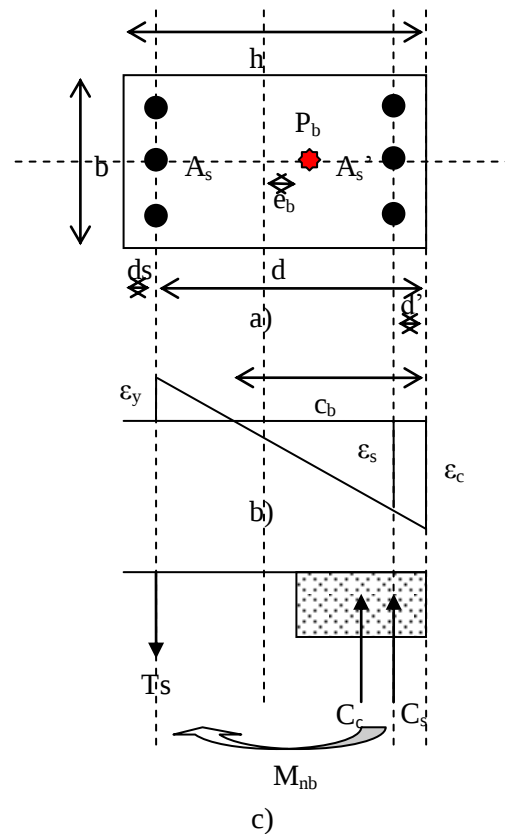
1. Metode Analitik
2. Metode Keseimbangan Gaya
3. Metode Grafis

Perencanaan tulangan kolom berdasarkan kelima kondisi kolom di atas merupakan langkah perencanaan dengan metode grafis. Nilai M_n dan P_n kolom hasil perhitungan kolom dengan kelima kondisi di atas dihubungkan menjadi grafik yang berfungsi untuk menghitung jumlah tulangan kolom. Kuat rencana kolom harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal dengan faktor reduksi kekuatan ϕ senilai 0,65. Momen nominal kolom (M_{nk}) dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$M_{nk} = \frac{M_{uk}}{\phi} \quad (3.172)$$

$$P_{nk} = \frac{N_{uk}}{\phi} \quad (3.173)$$

Yang mana M_{nk} adalah momen nominal kolom, P_{nk} adalah gaya aksial nominal kolom, M_{uk} adalah momen ultimit kolom, N_{uk} adalah gaya aksial ultimit kolom, dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan struktur kolom yang mana mengalami gaya aksial dan lentur.



Gambar 3.15 a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam kolom

3.9.4 Gaya Geser Rencana Kolom

Pada SNI 03-2847-2002 mensyaratkan besarnya gaya geser kolom seperti yang telah ditetapkan dalam pasal 23.3.4.2 dengan persamaan :

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H} \quad (3.174)$$

yang mana V_e adalah gaya geser rencana kolom, M_{pr3} dan M_{pr4} adalah momen ultimit kolom atas dan bawah, dan H adalah tinggi netto kolom, dimana momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom didasarkan pada tegangan tarik $1,25 f_y$ dan tidak

perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh Mpr balok yang merangka pada *beam-column joint*. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial adalah (SNI 03-2847-2002, pasal 13.3.1.2) :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.175)$$

dimana $\frac{N_u}{A_g}$ harus dinyatakan dalam Mpa. Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa desain tulangan geser menurut SNI 03-2847-2002 tidak memakai rumus eksplisit tetapi memakai prinsip pengekangan sehingga luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang daripada yang ditentukan pada persamaan (SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.4.1) :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3.176)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (3.177)$$

Tulangan geser kolom harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk. Tulangan pengikat silang dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi sengkang tertutup boleh dipergunakan. Tiap ujung tulangan pengikat silang harus saling terkait pada tulangan lentur terluar. Pengikat silang yang berurutan harus ditempatkan secara berselang-selang berdasarkan bentuk kait ujungnya.

Tulangan geser kolom sepanjang l_o harus diletakkan dengan spasi tidak lebih daripada $\frac{1}{4}$ dari dimensi terkecil kolom, $6.d_{b \text{ tul. pokok}}$ dan s_x , dimana $s_x = 100 + \frac{350 - h_g}{3}$, dengan s_x tidak perlu lebih besar 150 mm dan tidak perlu lebih kecil daripada 100 mm. Diluar daerah l_o harus dipasang tulangan sengkang tertutup dengan spasi tidak lebih daripada $6.d_{b \text{ tul. pokok}}$ dan 150 mm (SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.4.2).

Tulangan geser pada kolom harus dipasang sepanjang l_o dari setiap muka *beam-column joint*, sepanjang l_o pada kedua sisi dari setiap penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur akibat deformasi lateral inelastik struktur rangka, sepanjang sambungan lewatan dan ke dalam pondasi sejauh minimum 300 mm. Panjang l_o ditentukan tidak kurang daripada tinggi penampang komponen struktur pada muka *beam-column joint*, satu per enam tinggi bersih kolom dan 500 mm (SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.4.4).

Gaya geser rencana V_e , harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka *beam-column joint* pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya pada muka *beam-column joint* tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} , dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang berkerja. Gaya geser rencana tersebut tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat *beam-column joint* berdasarkan kuat momen maksimum M_{pr} , dari komponen struktur transversal yang merangka pada *beam-column joint* tersebut. Gaya geser rencana V_e , tidak boleh kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur.

Tulangan geser kolom sepanjang l_o harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

1. Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan M_{pr} mewakili 50% atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang l_o tersebut.
2. Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui

$$\frac{A_g \cdot f'_c}{20}.$$

3.10 Beam-Colomn Joint

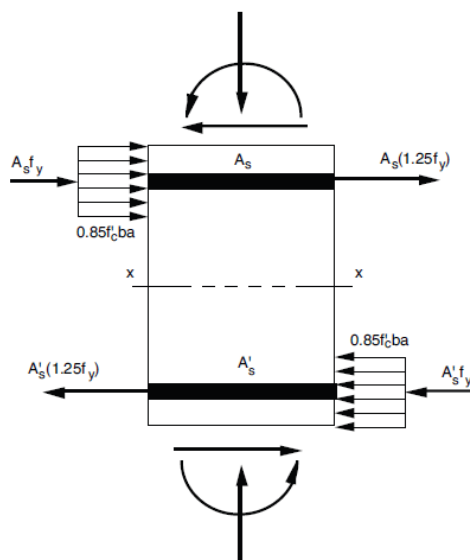
Beam-column joint harus direncanakan hingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal dan vertikal perlu yang berhubungan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis dikedua ujung balok yang bertemu pada kolom. Gaya pada tulangan lentur dimuka *beam-column joint* ditentukan berdasarkan tegangan $1,25 f_y$ (SNI 03-2847-2002, pasal 23.5.1.1) dan faktor reduksi ditetapkan sebesar

0,8 (SNI 03-2847-2007, pasal 23.5.1.2). Sedangkan untuk persyaratan geometri beton normal, dimensi kolom pada *beam-column joint* dalam arah paralel tulangan lentur balok harus ≥ 20 kali diameter tulangan lentur terbesar balok (SNI 03-2847-2002, pasal 23.5.1.4) dan data tulangan lapangan terhadap A_{sh} minimum = 0,5 dari yang digunakan pada tulangan sengkang tumpuan kolom.

$$V_u = V_j = V_{sway} - T_1 - C_2 \quad (3.178)$$

Kuat geser nominal *beam-column joint* tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$V_n = 1,7\sqrt{f'_c} A_j \quad (3.179)$$



Gambar 3.16 Geser *beam column joint*

3.11 Langkah-langkah *Performance Based Design*

Berikut adalah langkah-langkah analisis dalam *performance based design*:

3.11.1 *Performance Definition (Definisi Kinerja)*

Pada definisi kinerja terdapat dua komponen penting sebagai berikut :

a. *Hazard Level*

Dikarakteristikan sebagai kurva resiko yang menunjukkan probabilitas nilai tertentu dari parameter gerakan tanah, misalnya percepatan tanah puncak akan terlampaui selama jangka waktu tertentu.

Tabel 3.4 Hubungan antara *Hazard Level* dengan *Performance Level*

HAZARD LEVEL			PERFORMANCE LEVEL			
Intensitas Gempa	Resiko Tahunan	Periode Gempa	Tanpa Kerusakan	Kerusakan Kecil	Bisa Diperbaiki	Hampir Runtuh
			OP	IO	LS	CP
			Batasan <i>drift</i>			
			< 0,2 %	< 0,5 %	< 1,5 %	< 2,5 %
Kecil/Sering	$p_a=0.01$ $P_o=50\%$	73 Thn	N/BO			
Sedang/Sesekali	$p_a=0.006$ $P_o=30\%$	140 Thn	EO	N/BO		
Kuat/Langka	$p_a=0.002$ $P_o=10\%$	475 Thn	CO	EO	N/BO	
Sangat kuat/sangat langka	$p_a=0.001$ $P_o=5\%$	975 Thn	NR	CO	EO	N/BO

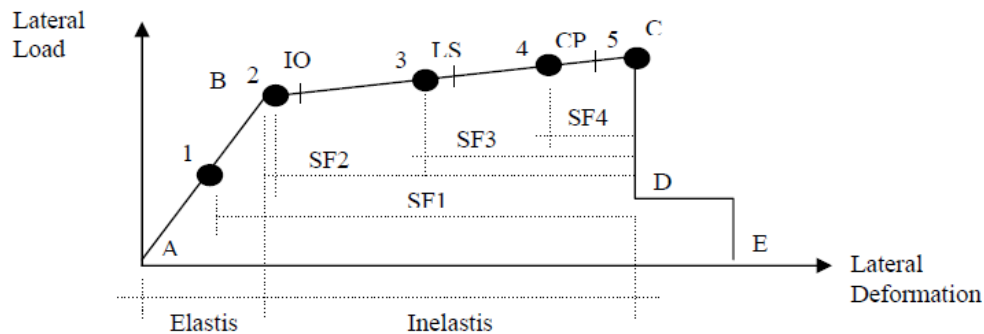
BO = *Basic Objective* (untuk bangunan-bangunan biasa)

EO = *Essential Objective* (untuk bangunan penting : Rumah Sakit, Sekolah dll)

CO = *Critical Objective* (untuk bangunan yang lebih penting peruntukannya)

b. *Performance Level* (Level Kinerja)

Performance level (tingkat kinerja) adalah batasan tingkat kerusakan bangunan atau kondisi bangunan yang digambarkan oleh kerusakan fisik bangunan, keamanan (*life safety*) bangunan untuk digunakan setelah terjadi kerusakan, dan kinerja layannya setelah beban gempa.



Gambar 3.17 Penentuan Kondisi Batas (ATC-40)

Tingkat kinerja suatu bangunan menurut ATC-40 dibagi menjadi beberapa tingkat berikut :

1. *Immediate Occupancy (IO)*

Bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa tersebut. Struktur tidak mengalami kerusakan struktural dan tidak mengalami kerusakan non struktural. Sehingga bangunan masih bisa beroperasi penuh.

2. *Life Safety (LS)*

Bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa dengan sedikit kerusakan struktural. Keselamatan pengguna gedung terjaga, gedung masih digunakan walaupun tidak dapat dioperasikan sepenuhnya, tingkat kerusakan menengah hingga tinggi.

3. *Collapse Pervention (CP)*

Bila gempa terjadi, struktur mengalami kerusakan struktural yang sangat berat. Keselamatan pengguna gedung terancam, gedung berbahaya untuk digunakan karena hampir runtuh. Tingkat kerusakan parah, walaupun keruntuhan struktur masih bisa dihindari.

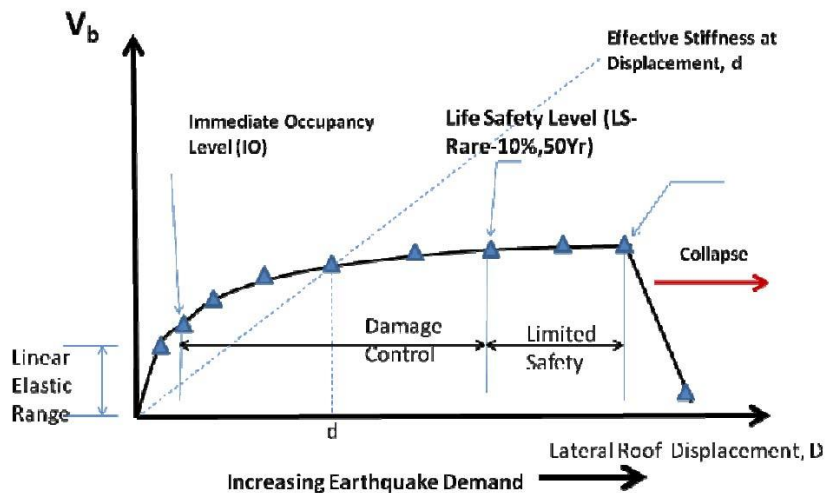
4. *Collapse (C)*

Kondisi maksimum yang dimiliki oleh struktur sebelum struktur tersebut mengalami keruntuhan.

Pada umumnya *performance level* yang diinginkan adalah *Life Safety* untuk gempa kuat/jarang (periode ulang 475 tahun), atau *Colapse Pervention* pada

gempa sangat jarang (periode ulang >970 tahun). Di Indonesia, *performance level* yang umum dijadikan acuan adalah *life safety* pada gempa kuat.

Performance level suatu bangunan dapat ditentukan dari kapasitasnya (gambar 3.17), dimana batas-batas tingkatannya ditentukan oleh pembatasan *roof displacement ratio* dari bangunan tersebut.



Gambar 3.18 Level Kinerja Struktur (ATC 40)

Pada gambar dapat diketahui level kinerja struktur yang baik dan ekonomis adalah level kinerja pada *damage control* dimana struktur boleh plastis pada saat gempa kuat terjadi, namun tidak mengalami keruntuhan.

3.11.2 Pendekatan Evaluasi

Pendekatan evaluasi terhadap tingkat kinerja adalah sebagai berikut :

Nilai-nilai Tingkat Kinerja

Tabel 3.5 Batasan *drift ratio* ATC-40

Parameter	Performance Level			
	IO	Damage Control	LS	Structural Stability
Maksimum Total Drift	0,01	0,01 s.d 0,02	0,02	$0,33 \frac{V_i}{P_i}$
Maksimum Inelastik Drift	0,005	0,005 s.d 0,015	no limit	no limit

Untuk menentukan besarnya *drift ratio* setelah titik kinerja diketahui didapatkan melalui persamaan:

$$drift\ ratio = \frac{X_{roof}}{H_t} \quad (3.180)$$

Untuk stabilitas struktur, *maximum total drift* lantai ke-i pada *performance point* tidak boleh melebihi nilai $0,33 \frac{V_i}{P_i}$, dimana V_i adalah total gaya geser lateral pada lantai ke-i dan P_i adalah total beban yang bekerja pada lantai ke-i termasuk beban mati dan hidup.

Kontrol deformasi yang dihitung dengan analisis statik linier, yang akan dijelaskan pada butir 3, mencakup beban gempa dan beban gravitasi seperti persamaan berikut (FEMA 356) :

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3.181)$$

Dimana,

Q_{UD} = kontrol deformasi

Q_G = beban gravitasi

Q_E = beban gempa

Penerimaan kriteria pada kontrol deformasi dihitung melalui persamaan berikut :

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3.182)$$

dimana,

m = daktilitas yang diharapkan pada tiap komponen yang diverifikasi ke tingkat kinerja yang dipilih.

Q_{CE} = kekuatan yang dapat dikerahkan dari setiap komponen atau elemen pada tingkat deformasi

κ = *knowledge factor*, nilai faktor diperoleh dari berdasarkan konstruksi asli dapat diketahui melalui tabel, *knowledge factor* pada beton adalah 0.75

jika pada komponen diperkirakan terdapat kerusakan, dan pada ujicoba selanjutnya tidak dapat dilakukan maka nilainya 1.

Tabel 3.6 Kriteria Prosedur Linier pada Balok (FEMA 356)

Kondisi			m-faktor				
			Level Kinerja				
			IO	Komponen			
				Primer		Sekunder	
				LS	CP	LS	CP
$\rho - \rho' / \rho_{bal}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≤ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1.25	2	3	2	4
≤ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≤ 0.5	NC	≥ 6	1.25	2	2	2	5

Tabel 3.7 Kriteria Prosedur Linier pada Kolom (FEMA 356)

Kondisi		m-faktor				
		Level Kinerja				
		IO	Komponen			
			Primer		Sekunder	
			LS	CP	LS	CP

Tabel 3.7 Lanjutan Kriteria Prosedur Linier pada Kolom (FEMA 356)

$\rho - \rho' / \rho_{bal}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	4	5
≤ 0.1	C	≥ 6	2	2.4	3.2	3.2	4
≤ 0.4	C	≤ 3	1.25	2	3	3	4
≤ 0.4	C	≥ 6	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	1.6	2.4	1.6	2.4
≤ 0.4	NC	≤ 3	1.25	1.5	2	1.5	2
≤ 0.4	NC	≥ 6	1.25	1.5	1.75	1	1.6

Penjelasan tabel :

“C” dan “NC” adalah singkatan dari *conforming* dan *nonconforming*. Suatu komponen dikatakan *conforming* apabila jarak sengkang $\leq d/3$ dan sebaliknya. Interpolasi linier diperbolehkan dalam menentukan kriteria, apabila diketahui hasil $\rho - \rho' / \rho_{bal} \geq 0,0$ dan $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} \leq 0,5$ (pada tabel balok), maka diinterpolasi dengan nilai kriteria yg ditentukan, dan seterusnya.

3.11.3 Analisis Struktur

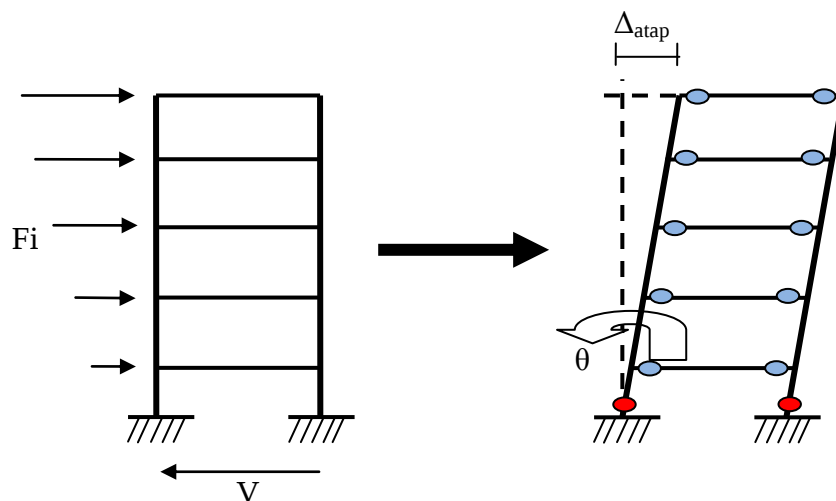
Pada *performance based design*, ada beberapa prosedur analisis yang bisa digunakan yaitu prosedur statik linier, prosedur dinamik linier, prosedur statik nonlinier, dan prosedur dinamik nonlinier. Pada penelitian ini prosedur yang dipakai adalah prosedur statik linier (*linear static procedure*) dan prosedur statik nonlinier (*nonlinear static procedure*) atau disebut juga analisis *pushover*.

1. Prosedur statik linier (LSP)

Prosedur statik linier merupakan metode umum yang dipakai dalam menganalisis struktur bangunan, dengan memberikan gaya lateral yang menyerupai gaya inersia teratur secara linier.

2. Prosedur statik nonlinier (NSP)

Analisa *pushover* atau analisis statik nonlinier dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan(sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai kondisi plastik.



Gambar 3.19 Gedung Mengalami Sendi Plastis

Salah satu metode kenaikan beban dalam analisa *pushover* adalah sebagai berikut :

1. Terbentuknya sendi plastis tahap pertama

Pada tahap pertama, yaitu pada saat gempa membebani struktur portal secara horizontal dengan $K=1$, maka pada portal tersebut terjadi pada tahap pertama belum mampu melampaui momen kapasitas balok atau kolom portal, maka tidak terjadi leleh. Selanjutnya besar beban

vertical (yaitu beban mati dan beban hidup struktur) adalah tetap, sedangkan beban gempa dapat berubah sesuai perubahan nilai K. besar nilai momen perlu balok atau kolom dirumuskan dengan persamaan :

$$M_{u,i} = 1,05 (M_D + M_{L,R})_i \pm 1,05 K \cdot M_{E,i} \quad (3.183)$$

Jika pada balok/kolom terjadi gempa (nilai K) besar, maka nilai M_u dapat mencapai M_u maksimal (M_u balok > momen kapasitas) sehingga sendi plastis balok atau kolom mengalami leleh. Kemudian menghitung nilai K kanan dan K kiri secara bergantian dengan rumus berikut :

$$K_{1,i} = \frac{M_{kap} - 1,05 (M_D + M_{L,R})_i}{1,05 \cdot M_{E,i}} \quad (3.184)$$

Dengan : i = nomor batang = 1,2,3,...n

n = jumlah batang

$K_{1,i}$ = nilai K pada suatu batang pada saat terjadi leleh pertama dengan nilai K_1 yaitu :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (3.185)$$

2. Terbentuknya sendi plastis tahap kedua

Pada tahap I, dapat diketahui nilai momen pada balok/kolom yang hampir mendekati momen kapasitas ($M_{u,i} \approx M_{kap,i}$).

Perubahan momen akibat gaya horizontal pada portal dihitung dengan ETABS. Perubahan momen ini mengakibatkan perubahan nilai K sebesar ΔK pada ujung balok maupun ujung kolom. ΔK dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut :

$$\Delta K_j = \frac{\Delta M_j}{M_{E,j}} \quad (3.186)$$

Dengan : ΔK_j = Nilai ΔK pada saat sendi plastis 2,3,4....dst.

$M_{E,j}$ = Perubahan Momen

Bidang momen sendi plastis digambar setelah dihitung momen ujung dengan rumus sebagai berikut :

$$M_{U(i,j)} = M_{U(i,j-1)} + \Delta K_j \cdot M_{E(i,j)} \quad (3.187)$$

Pada keadaan ini sudah terjadi sendi plastis di dua tempat sehingga terjadi nilai K_j .

$$K_j = K_{(i,j)} + \Delta K_j \quad (3.188)$$

Besar gaya geser horizontal dasar pada tahap kedua sebesar :

$$V_j = C \cdot I \cdot K_j \cdot W_t \quad (3.189)$$

3. Terbentuknya sendi plasti tahap tiga sampai runtuh

Sama seperti akhir tahap I, pada akhir tahap II terjadi momen pada balok/kolom yang nilainya mendekati momen kapasitas balok/kolom. Untuk tahap III ini digunakan rumus (3.10), sehingga diperoleh nilai ΔK_j dan nilai $K_j = K_{(i,j)} + \Delta K_j$.

Kemudian untuk tahap-tahap selanjutnya sampai tahap dimana terjadi keruntuhan (yaitu tahap dimana telah terjadi sejumlah sendi plastis pada elemen batang yang dapat mengakibatkan portal tidak stabil atau runtuh). Menurut Yuan Yu Hsieh pada bukunya yg berjudul *Elementary Theory of Structures* teori kestabilan struktur yaitu :

1. Apabila $3b + r < 3j + c$, struktur tidak stabil(runtuh)
2. Apabila $3b + r = 3j + c$, struktur statis tertentu dan juga stabil
3. Apabila $3b + r > 3j + c$, struktur statis tak tentu

dengan :

b : jumlah batang

j : Jumlah joint

r : Jumlah reaksi

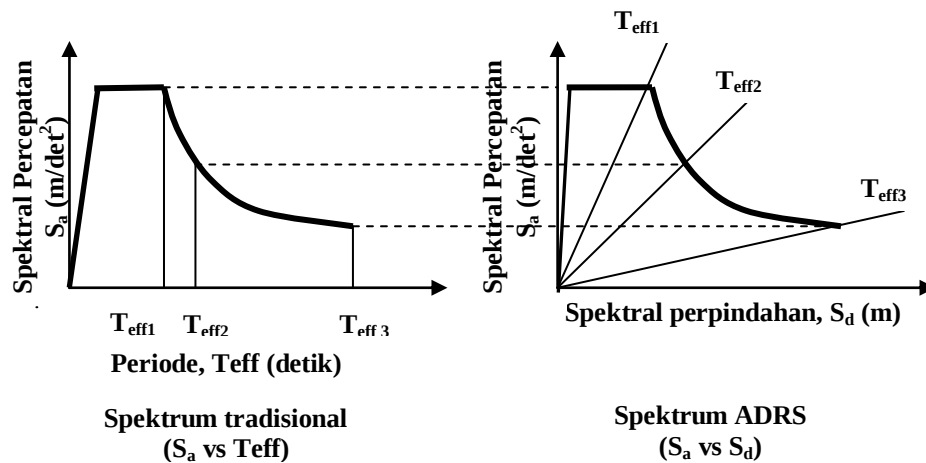
c : Jumlah sendi plastis

Analisa *pushover* akan menghasilkan kurva kapasitas yang nanti akan di plot bersamaan dengan *demand spectrum*, untuk mengetahui titik kinerja (*performance point*).

- *Demand Spectrum*

Gerakan tanah dasar pada saat terjadi gempa menghasilkan pola perpindahan lantai (*displacement*) horizontal yang rumit dan berubah-ubah seiring perubahan waktu.

Demand adalah respons maksimum suatu struktur terhadap gempa yang terjadi. *Demand spectrum* didapatkan dari mengubah kurva tradisional spektrum (S_a vs T_{eff}) menjadi ADRS spectrum (S_a vs S_d). Ketika menjalankan *pushover* pada program ETABS harus memasukan parameter C_a dan C_v , berdasarkan tabel dan grafik respon spektrum pada SNI 03-1726-2002.



Gambar 3.20 Transformasi respons tradisional menjadi ADRS (ATC-40)

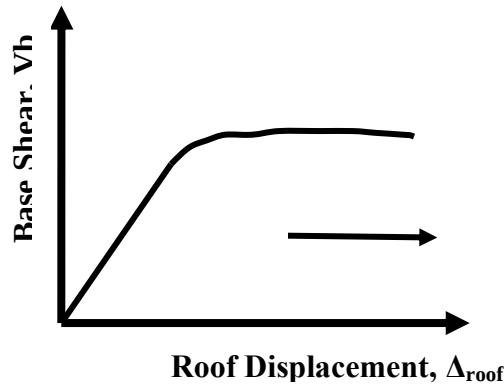
Perpindahan spektrum respon menjadi spektrum *demand* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (3.190)$$

$$S_d = \left(\frac{T_{eff}}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (3.191)$$

- *Capacity Curve* (Kurva Kapasitas)

Kapasitas merupakan kemampuan struktur dalam memikul beban gempa. Kemampuan struktur amat bergantung pada kekuatan (*strength*) dan kemampuan deformasi dari masing-masing elemen struktur. Analisa *pushover* akan menghasilkan kurva kapasitas.



Gambar 3.21 Kurva Kapasitas Secara Umum

Kurva kapasitas lalu dikonversikan menjadi *capacity spectrum* (spektrum kapasitas). Konversi kurva kapasitas hasil analisis *pushover* menjadi spektrum kapasitas menggunakan persamaan sebagai berikut (ATC-40) :

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (3.192)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{atap}}{PF_1 \phi_{atap,1}} \quad (3.193)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (3.194)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.195)$$

Dimana,

PF_1 = faktor partisipasi ragam (*modal participation*) untuk ragam ke-1

α_1 = koefisien massa ragam untuk ragam ke-1

w_i/g = massa lantai i

ϕ_{i1} = perpindahan pada lantai i ragam ke-1

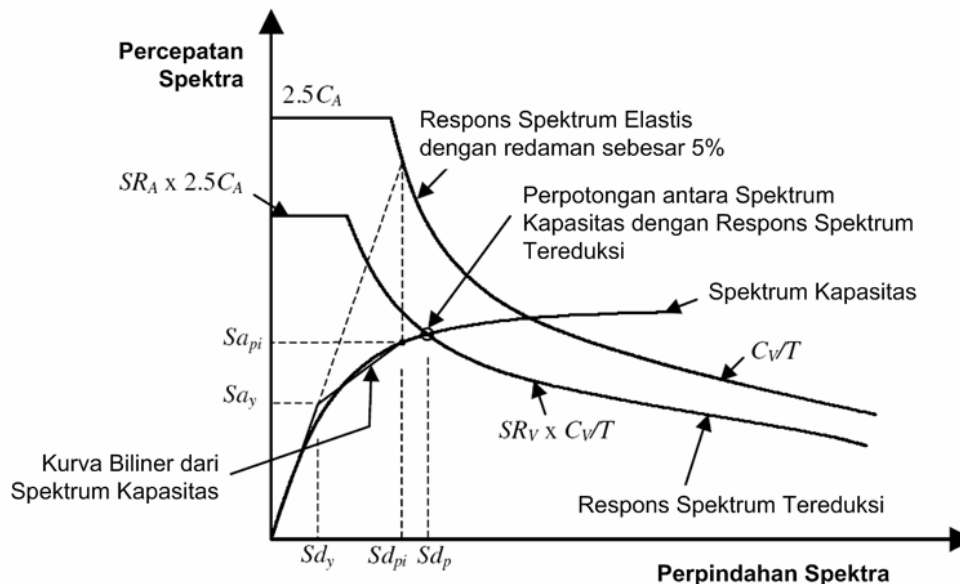
N = jumlah lantai

V = gaya geser dasar

- W = berat struktur (akibat beban mati dan beban hidup tereduksi)
 Δ_{atap} = perpindahan atap (yang digunakan pada kurva kapasitas)
 S_a = spektrum percepatan
 S_d = spektrum perpindahan

- Penentuan *Performance Point* (Titik Kinerja)

Setelah *demand spectrum* dan *capacity spectrum* didapatkan lalu diplot menjadi satu untuk kemudian menentukan *performance point* (titik kinerja), seperti pada gambar 3.22 :



Gambar 3.22 Penentuan Titik Kinerja (Wiryanto Dewobroto 2002)

3.11.4 Model Matematis Struktur

Pada penelitian ini, model matematisnya adalah sebagai berikut :

1. Struktur beton bertulang dengan *fully-restrained*
2. *Diaphragms*
3. Efek P-delta di perhitungkan
4. Gaya arah gempa dari 1 arah
5. Tidak memperhitungkan gerakan tanah vertikal

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Data Daerah Gempa

Pada penelitian, wilayah gempa yang digunakan adalah gempa 3 dan struktur dibangun di atas tanah keras. *Code* kegempaan yang digunakan adalah Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI-02-1726-2002).

4.2 Perhitungan Struktur

Pada penelitian ini, perhitungan struktur beton memakai *code* Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2874-2002), dan analisis *pushover* mengacu pada ATC-40.

4.3 Waktu Penelitian

Waktu penelitian ini direncanakan dimulai pada bulan Maret 2009 dan selesai pada bulan Januari 2011.

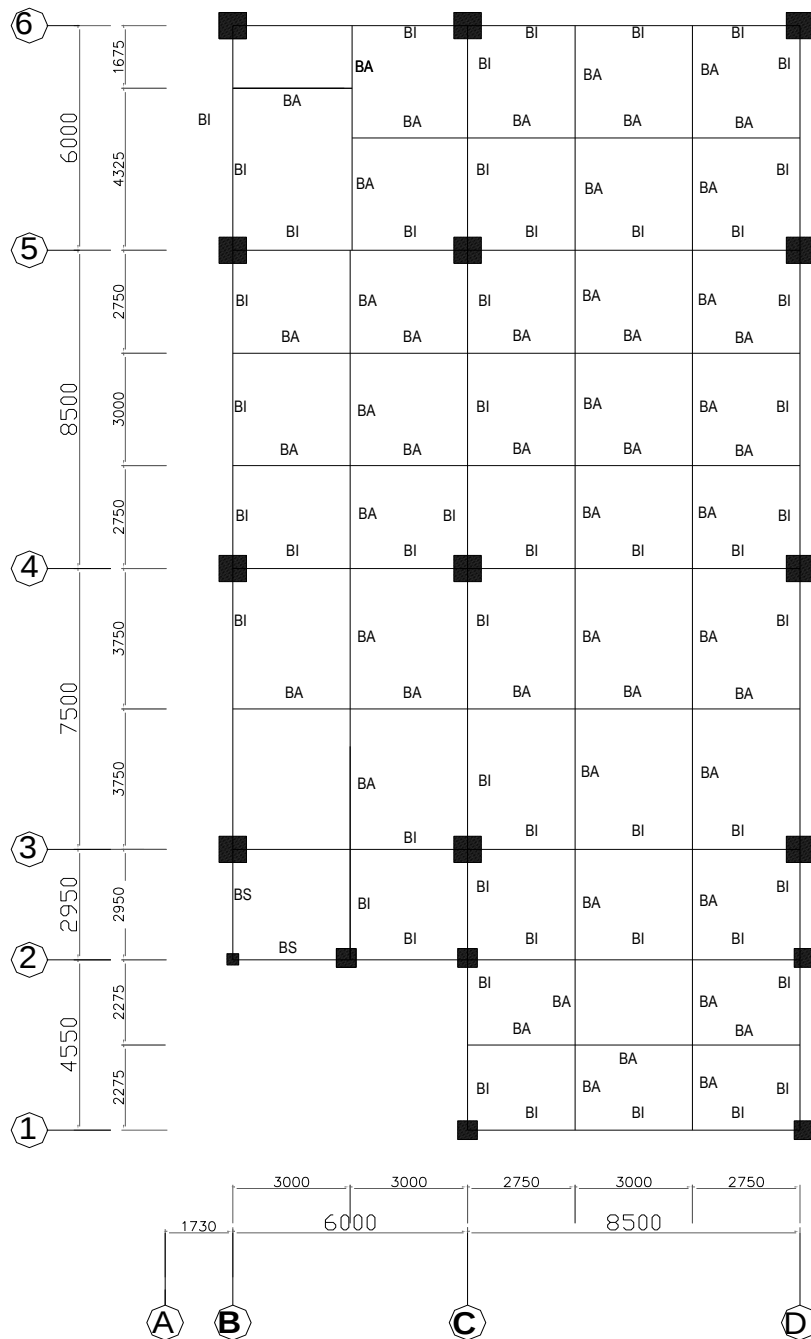
4.4 Data Struktur

Struktur bangunan yang ditinjau adalah bangunan BPD DIY Pusat yang memiliki spesifikasi sebagai berikut :

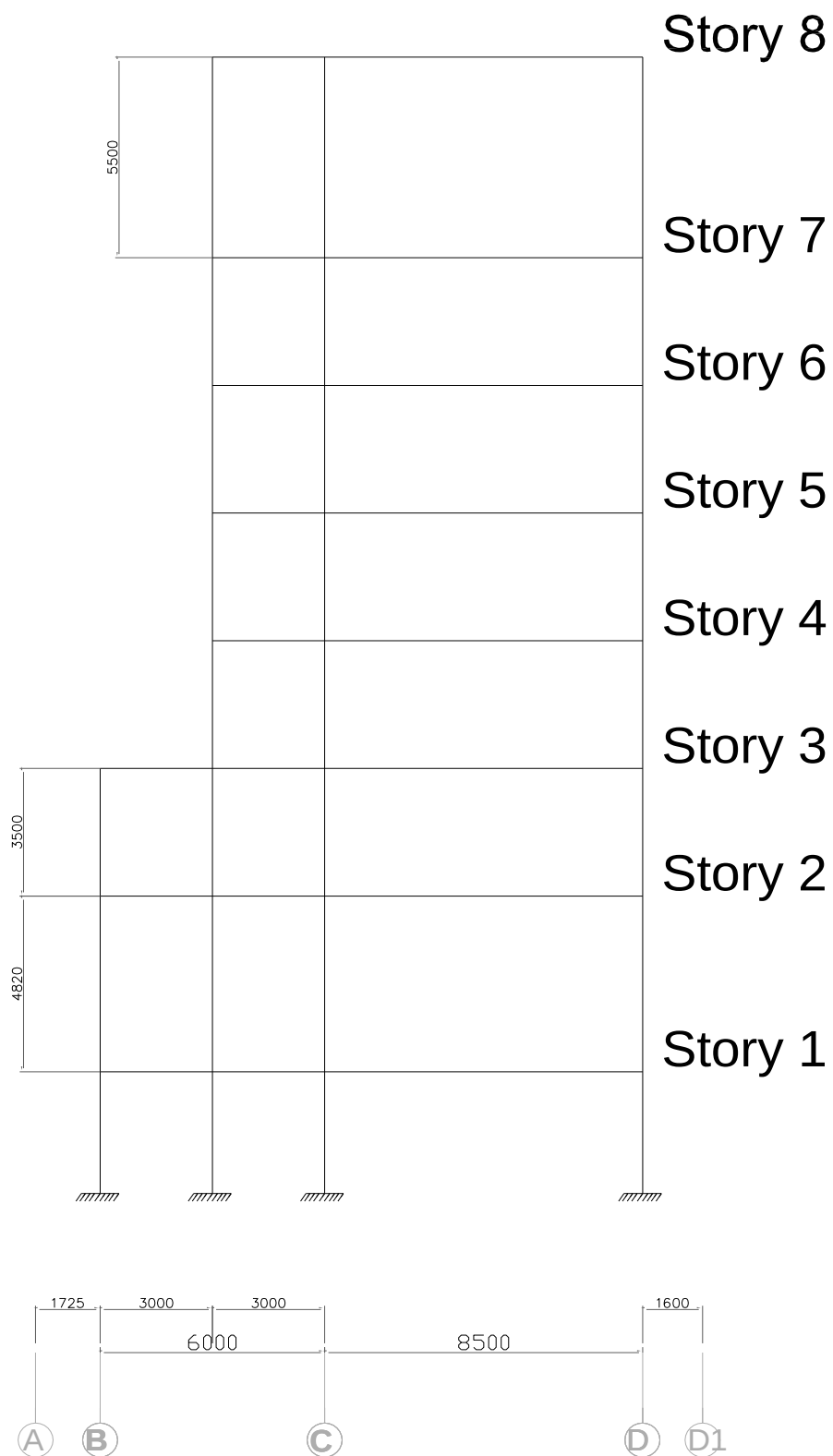
1. Mutu beton f'_c pada bangunan tersebut adalah 30 MPa
2. Menggunakan $f_y = 400$ MPa
3. Gedung yang akan di disain bertingkat 8 lantai
4. Gedung direncanakan di Yogyakarta dengan wilayah gempa 3 berdiri di atas tanah lunak
5. Struktur direncanakan sebagai gedung perkantoran dengan beban hidup 250 kg/m² (PPI 1983)

4.5 Model Struktur

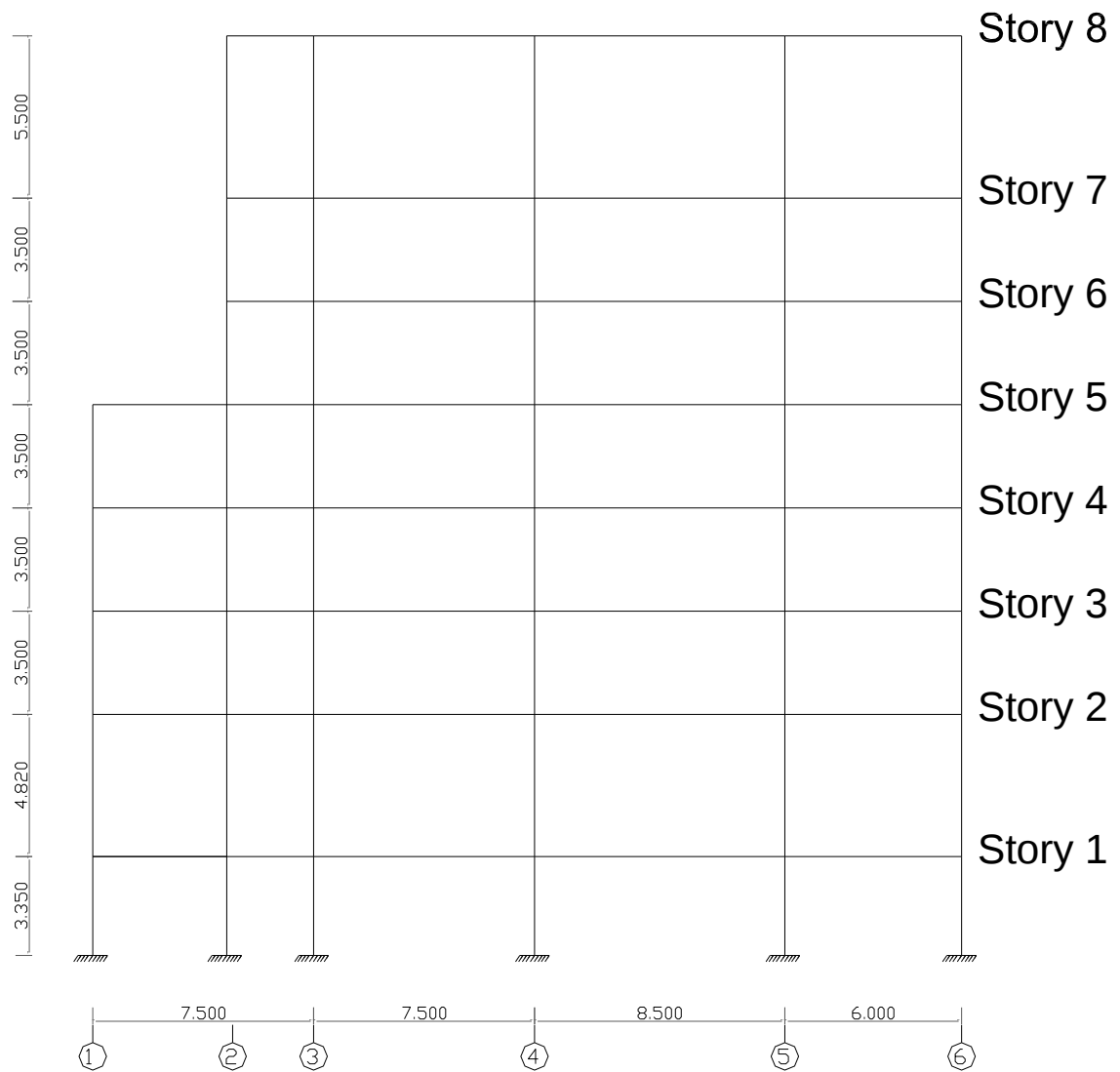
Model yang digunakan adalah bangunan 8 lantai dengan stuktur gambar di bawah ini.



Gambar 4.1 Denah Struktur



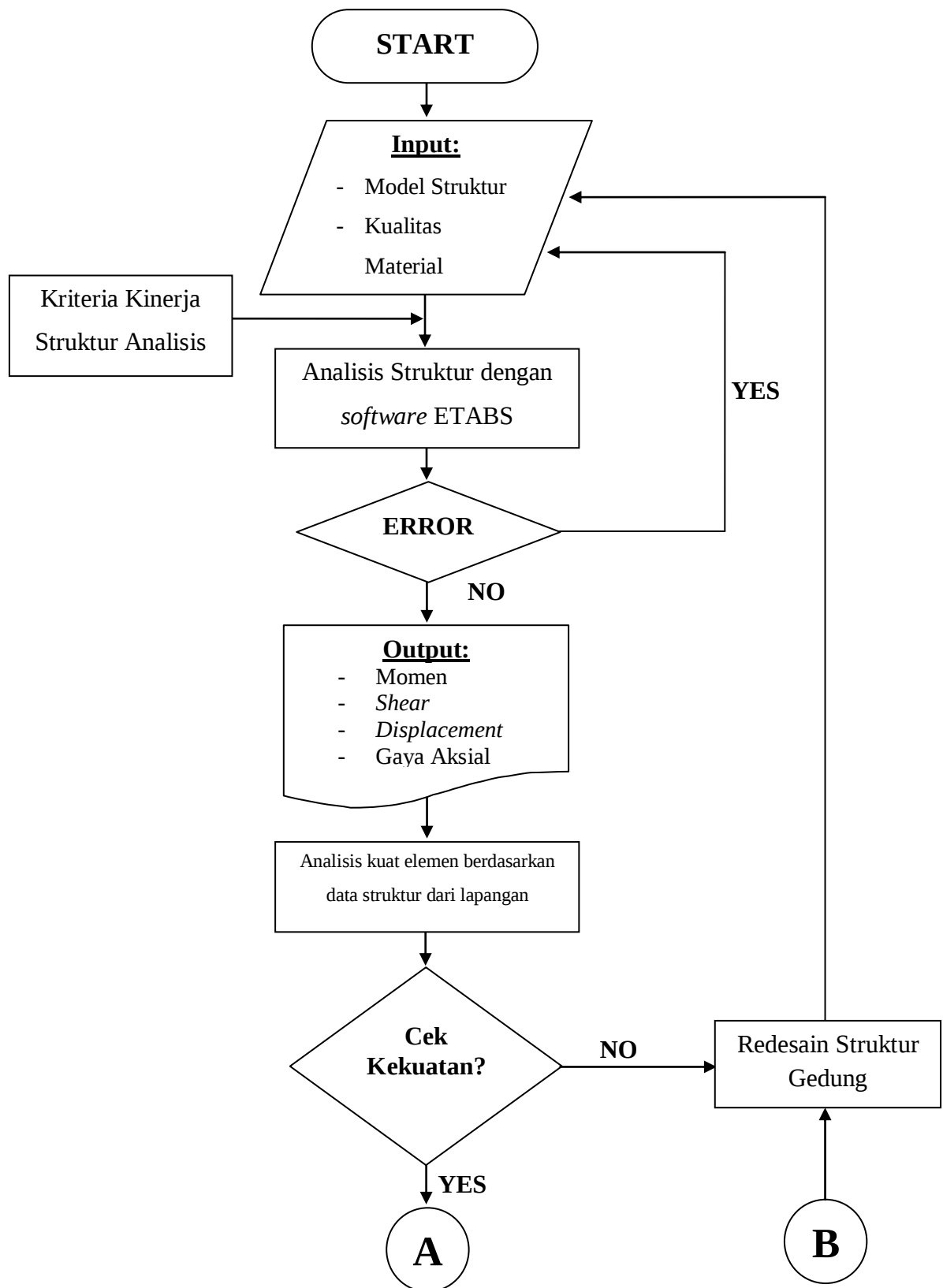
Gambar 4.2 Portal Melintang Struktur

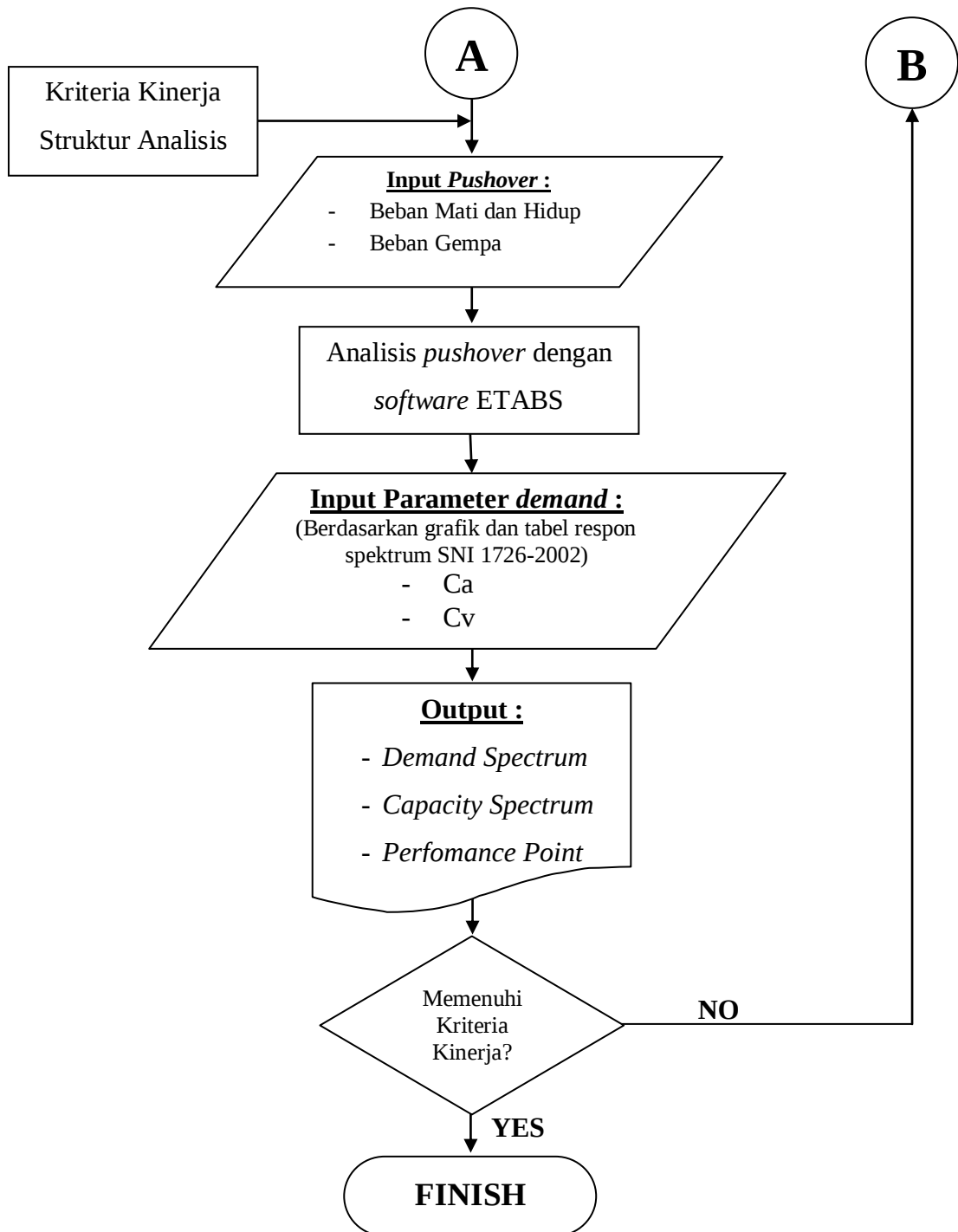


Gambar 4.3 Portal Memanjang Struktur

4.6 Tahapan Analisis

Pengolahan data dilakukan dengan langkah-langkah sesuai dengan bagan di bawah ini, analisis menggunakan software dengan pendekatan 3 dimensi.





Gambar 4.4 *Flow Chart* tahapan Analisis dan Desain

BAB V

ANALISIS STRUKTUR DAN DESAIN

5.1 Data Gedung BPD DIY

Pembangunan gedung Bank BPD Daerah Istimewa Yogyakarta dilaksanakan dengan tujuan agar para karyawan dan nasabah lebih nyaman dengan sarana dan pra sarana yang ada. Gedung ini terletak di Jl. Tentara Pelajar No. 7, Yogyakarta. Struktur utama berupa portal beton bertulang. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Gedung Bank BPD DIY

Pembangunan gedung Bank BPD DIY adalah merupakan pengembangan fisik Bank BPD DIY. Besarnya dana yang diperlukan untuk pembangunan gedung ini sebanyak $\pm$ Rp. 19.000.000.000 (sembilan belas milyar rupiah) harga borongan. Masa pelaksanaan pembangunan gedung ini dilakukan selama 305 (tiga ratus lima) hari, terhitung mulai Februari 2007 sampai November 2007.

Gedung Bank BPD DIY ini terdiri dari terdiri dari 8 lantai dengan luas bangunan total kurang lebih 1300 m^2 dengan karakteristik seperti tersebut seperti di bawah ini :

5.1.1 Data Umum

Pembangunan Bank BPD DIY memiliki data sebagai berikut ini.

- a) Nama proyek : Proyek Pembangunan Gedung Bank BPD DIY
- b) Lokasi : Jalan Tentara Pelajar No 7 Yogyakarta
- c) Konsultan perencana : PT. Catur Guna Persada, Jl Kemang Raya no 17 A Jakarta
- d) Kontraktor : PT. Pembangunan Perumahan, Jl. Letjen TB Simatupang no 57 Pasar Rebo, Jakarta.
- e) Konsultan pengawas : PT. Ganes Engineering Konsultan, Jl Ciputat Raya Jakarta.
- f) Dana : Rp. 19.000.000.000 (sembilan belas milyar rupiah).
- g) Konstruksi bagian atas : Struktur beton bertulang
- h) Konstruksi bagian bawah : Pondasi tiang bor (*bored pile*)
- i) Sumber dana : Bank BPD DIY
- j) Waktu Pelaksanaan : Mulai 12 Agustus 2004 sampai dengan 8 Juli 2005 (360 hari kalender).
- k) Masa Pemeliharaan : 180 hari kalender.

5.1.2 Data Struktur

Struktur bangunan atas adalah bagian struktur yang berada di atas muka tanah, yang terdiri atas kolom, balok, pelat lantai, dan pelat atap. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Pekerjaan stuktur atas

1. Kolom

Pada proyek ini semua kolom berupa kolom beton bertulang berbentuk persegi, dengan mutu beton K-375, dengan nilai *slump* ± 8 cm. Tipe dan dimensi kolom yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Dimensi dan penulangan kolom gedung Bank BPD DIY

Type	Dimensi (mm)	Tul. Atas Tumpuan	Tul. Utama Lapangan	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
K1	700 x 700	24D25	24D25	2P12-100	2P12-150
K2	700 x 700	20D25	20D25	4P12-100	3P12-100
K3	700 x 700	20D22	12D22	4P12-100	2P12-100
K4	600 x 600	20D25	20D25	4P12-100	3P12-150
K5	600 x 600	20D22	20D22	4P12-100	3P12-150
K6	500 x 500	16D22	16D22	2P12-100	2P12-150
K7	500 x 500	16D19	16D19	2P12-100	2P12-150
K8	400 x 400	12D22	12D22	3P12-100	4P12-150
K9	400 x 400	12D19	12D19	3P12-100	4P12-150
K10	300 x 800	16D22	16D22	3P12-100	3P12-150

2. Balok

Pada gedung ini terdiri dari 3 jenis yaitu: balok induk, balok anak, dan balok slope. Digunakan balok beton bertulang berbentuk persegi dengan mutu beton K375, dengan nilai *slump* ± 8 cm. Tipe dan dimensi balok yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.2.

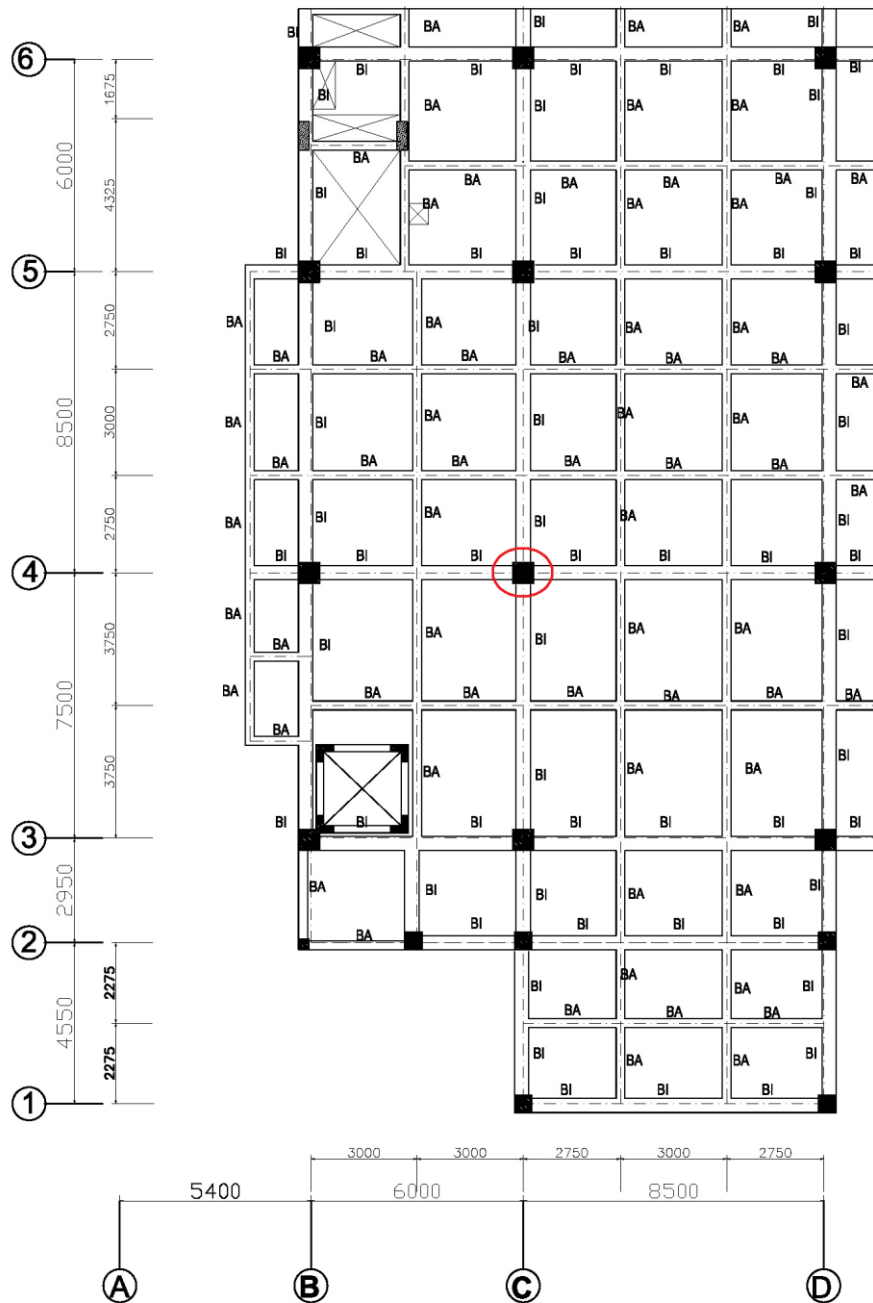
Tabel 5.2 Dimensi dan penulangan balok gedung Bank BPD DIY

Type	Dimensi (mm)	Tul. Atas	Tul. Torsi	Tul. Bawah	Senggang (mm)
BI Lt. 1-3	400 x 700	4D22	4P12	3D22	3P10-100
BA Lt. 1-3	250 x 400	3D16	-	3D16	2P10-100
BS Lt. 1-3	250 x 350	3D16	-	3D16	2P10-100
BI Lt. 4-8	300 x 600	4D22	4P12	3D22	3P10-100
BA Lt. 4-8	250 x 350	3D16	-	3D16	2P10-100

3. Pelat

Pelat merupakan unsur struktur yang langsung menerima beban hidup dan beban mati, sehingga harus memperhitungkan beban tersebut. Pada gedung ini tebal pelat lantai 120 mm dan tebal untuk pelat atap 100 mm. Pelat lantai dan pelat atap terbuat dari beton bertulang dengan mutu beton K375, dengan nilai *slump* ± 8 cm.

Gambar detail gedung yang diperlukan adalah gambar detail dan denah kolom, balok, dan pelat tiap lantai. Berikut adalah gambar denah lantai 3, dan selebihnya terdapat pada lampiran.



Gambar 5.3 Denah lantai 3

Portal yang ditinjau adalah portal 4, dengan balok dan kolom yang ditinjau adalah balok induk bentang kanan dan kolom tengah.

5.2 Pembebanan Struktur

Pada sub-bab ini menjelaskan mengenai perhitungan pembebanan analisis struktur atas yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa dengan menggunakan program ETABS.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Dalam analisis pembebanan, peraturan yang dipakai adalah Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung tahun 2002 (SNI 03-2874-2002).

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan ini dipakai dua macam kombinasi pembebanan yaitu kombinasi beban hidup dengan beban mati dan kombinasi beban gempa. Beban rencana dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut:

$$\text{Komb. 1} = 1,4 \text{ DL}$$

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

$$\text{Komb. 3} = 1,2 \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 1,0 \text{ ExL} + 0,3 \text{ EyL}$$

$$\text{Komb. 4} = 1,2 \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 1,0 \text{ EyL} + 0,3 \text{ ExL}$$

$$\text{Komb. 5} = 0,9 \text{ DL} \pm 1,0 \text{ ExL} + 0,3 \text{ EyL}$$

$$\text{Komb. 6} = 0,9 \text{ DL} \pm 1,0 \text{ EyL} + 0,3 \text{ ExL}$$

dengan,

DL = Beban Mati

LL = Beban Hidup

ExL = Beban Gempa arah x

EyL = Beban Gempa arah y

5.2.3 Analisis Pembebanan Struktur

Tinjauan dasar yang digunakan dalam perencanaan struktur adalah kekuatan dan kestabilan struktur dalam menahan beban-beban yang terjadi.

Berikut ini analisa perhitungan pembebanan struktur pada gedung Bank BPD DIY:

1. Beban Mati

Dalam piranti lunak ETABS v9, terdapat salah satu kemudahan dalam menganalisis struktur, yaitu dengan memodelkan pelat sebagai komponen tersendiri (*shell*) sehingga berat sendiri pelat lantai akan terhitung secara otomatis. Beban gravitasi yang bekerja pada pelat lantai berupa beban merata (*uniform surface loads*), akan didistribusikan kemasing-masing balok pada setiap panel pelat. Beban mati yang bekerja merupakan beban mati pelat lantai dikurangi dengan berat sendiri pelat lantai, sedangkan beban hidup sama dengan beban pada masing-masing pelat. Maka pembebanan yang diambil sebagai berikut:

a) Plat Lantai

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pasir} &= 0,050 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 0,90 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ Spesi} &= 0,025 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 = 0,58 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ Keramik} &= 0,010 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 0,24 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ Plafond} &= 0,11 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ MEP} &= 0,40 \text{ kN/m}^2 \\
 \sum q_d &= 2,23
 \end{aligned}$$

b) Plat Atap

$$\begin{aligned}
 - \text{ Waterproofing} &= 0,02 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ Plafond} &= 0,11 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ MEP} &= 0,40 \text{ kN/m}^2 \\
 \sum q_d &= 0,87 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

a) Plat Lantai

$$q_l = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

b) Plat Atap

$$q_l = 1 \text{ kN/m}^2$$

3. Beban Gempa Statik Ekuivalen

a) Waktu getar alami Struktur (T)

Untuk struktur portal beton, persamaan untuk mencari waktu getar alami struktur adalah sebagai berikut:

$$T = 0,06 \times H^{3/4}$$

$$\begin{aligned} T &= 0,06 \times 31,15^{3/4} \\ &= 0,79 \text{ detik} \end{aligned}$$

b) Koefisien Gempa Dasar (C_1)

Bangunan yang direncanakan terletak di wilayah gempa 3 dengan jenis tanah lunak. Dengan $T = 0,79$ maka didapat $C_1 = 0,75$ (Gambar 3.1).

c) Faktor Keutamaan Struktur (I)

Sesuai dengan kategori gedung yang digunakan yaitu perkantoran, menurut SNI 03-1726-2002, maka digunakan faktor keutamaan sebesar 1,0.

d) Faktor Reduksi Gempa (R)

Nilai R yang digunakan sesuai dengan sistem struktur gedung yang digunakan dengan SRMPK beton bertulang, menurut SNI 03-1726-2002, maka nilai R adalah 8,5.

Peng-*input*-an beban lateral ekuivalen (F_i) dapat dilakukan secara otomatis pada piranti lunak ETABS v9, tanpa harus menghitung berat struktur. Proses peng-*input*-an beban lateral ekuivalen (F_i) pada piranti lunak ETABS v9 menggunakan menu *Static Load Cases* dengan *Auto Lateral Load* yang dipakai adalah *UBC 97*, agar beban lateral ekuivalen (F_i) ditempatkan tepat pada titik pusat massa tiap lantai, seperti yang diperlihatkan Gambar 5.4 dan 5.5.

1997 UBC Seismic Loading

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir
☒ X Dir + Eccen Y ☐ Y Dir + Eccen X
☐ X Dir - Eccen Y ☐ Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

☐ Method A Ct (ft) =
☐ Program Calc Ct (ft) =
☒ User Defined T =

Story Range

Top Story

Bottom Story

Factors

Overstrength Factor, R

Seismic Coefficients

☐ Per Code ☒ User Defined
 Soil Profile Type
 Seismic Zone Factor
 User Defined Ca
 User Defined Cv

Near Source Factor

☒ Per Code ☐ User Defined
 Seismic Source Type
 Dist. to Source (km)
 User Defined Na
 User Defined Nv

Other Factors

Importance Factor I

Gambar 5.4 Beban lateral ekuivalen (F_i) arah x

1997 UBC Seismic Loading

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir
☐ X Dir + Eccen Y ☒ Y Dir + Eccen X
☐ X Dir - Eccen Y ☐ Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

☐ Method A Ct (ft) =
☐ Program Calc Ct (ft) =
☒ User Defined T =

Story Range

Top Story

Bottom Story

Factors

Overstrength Factor, R

Seismic Coefficients

☐ Per Code ☒ User Defined
 Soil Profile Type
 Seismic Zone Factor
 User Defined Ca
 User Defined Cv

Near Source Factor

☒ Per Code ☐ User Defined
 Seismic Source Type
 Dist. to Source (km)
 User Defined Na
 User Defined Nv

Other Factors

Importance Factor I

Gambar 5.5 Beban lateral ekuivalen (F_i) arah y

Beban lateral statik ekuivalen yang didapat pada *software* ETABS adalah sebagai berikut :

Tabel 5.3 Beban statik ekuivalen arah x dan y

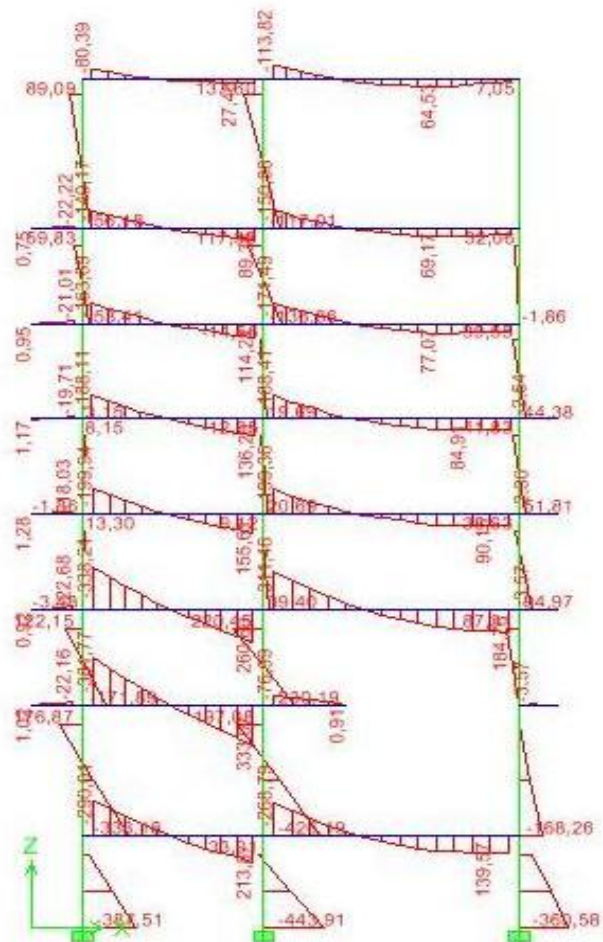
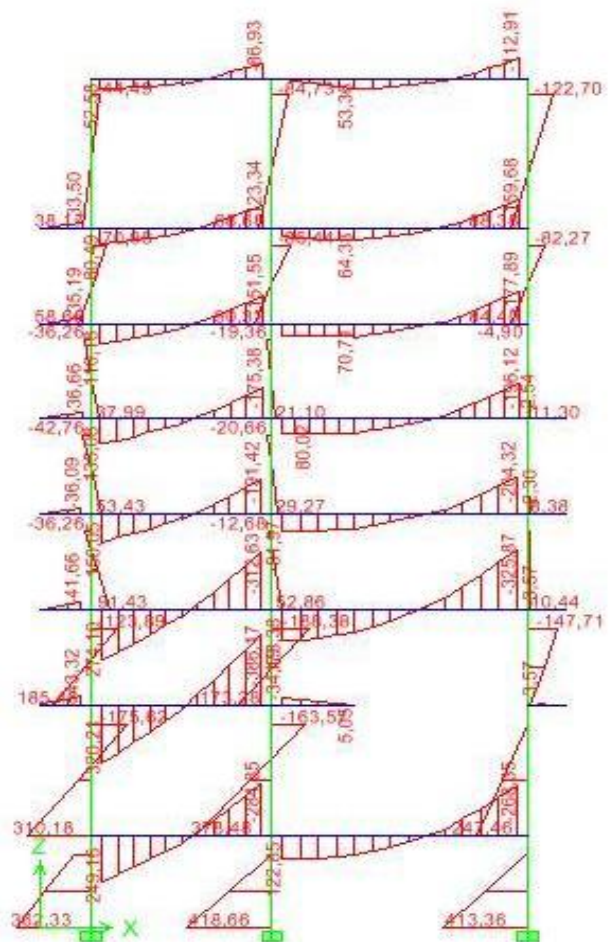
Lantai	F_i (kNm)
Atap	442,80
7	332,82
6	270,17
5	253,84
4	211,54
3	195,24
2	129,67
1	55,61

5.3 Analisis Awal

5.3.1 Analisis Struktur Bangunan

Pada sub-bab awal sudah diketahui data-data dimensi serta tulangan balok dan kolom lapangan pada bangunan BPD, dengan data-data tersebut lalu dilakukan analisis struktur dengan memakai program piranti lunak ETABS v9.

Dari hasil analisis struktur pada piranti lunak ETABS v9, lalu diperoleh momen struktur (M_u), geser struktur (V_u), *displacement*, dan aksial struktur. Berikut adalah hasil *output* momen struktur (M_u) dan tabel data beban dari kombinasi 3 yang diperoleh dari ETABS v9 pada portal 4 struktur :

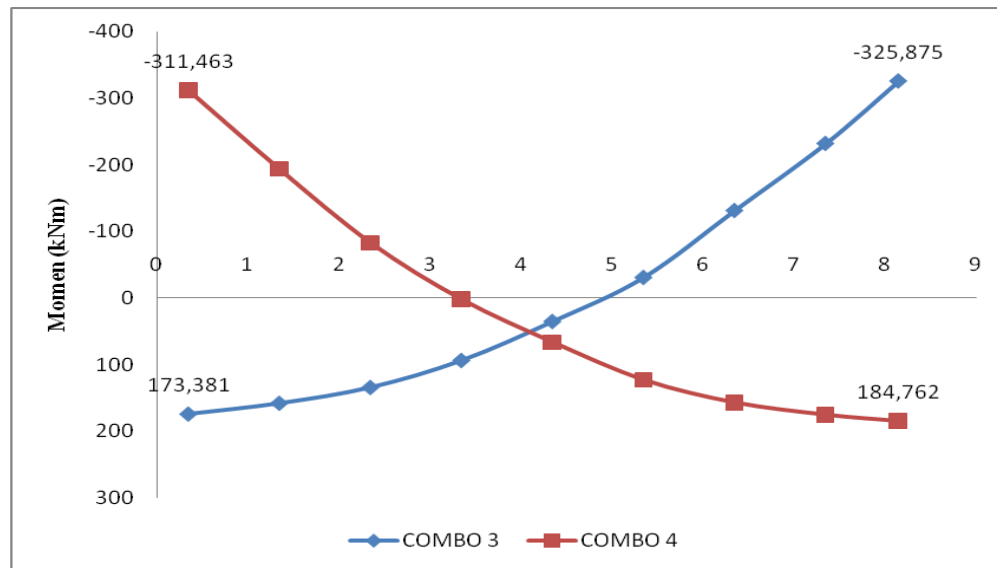


Gambar 5.6 Momen struktur portal 4 pada beban kombinasi 3 (arah gempa kiri) dan 4 (arah gempa kanan)

5.3.2 Analisis Kuat Elemen Berdasarkan Data Struktur dari Lapangan

Berikut adalah contoh analisis ketersediaan kekuatan elemen dari data eksisting.

1. Analisis Balok Induk Lantai



Gambar 5.7 Grafik perbandingan momen balok lt. 3 bentang kanan portal 4 akibat gempa dari arah kiri (COMBO 3) dan kanan (COMBO 4)

Hasil momen dari analisis ETABS selanjutnya didistribusi maksimum sebesar 15 %. Total *required strength* balok menurut Gambar 5.7 adalah:

$$M_t = 325,875 + 173,381 + 311,463 + 184,762 = 995,481 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = 15\% \cdot 325,875 = 48,875 \text{ kNm.}$$

$$M^- = 325,875 - 48,875 = 276 \text{ kNm}$$

$$M^+ = \frac{M_t - 2M^-}{2} = \frac{995,481 - 2 \cdot 276}{2} = 221,741 \text{ kNm} > 50\% M^-$$

Ternyata hasil redistribusi telah memenuhi lebih dari 50% M_u^- yang artinya telah memenuhi syarat lentur positif balok pada muka kolom $\geq$ setengah kuat lentur negatif, sehingga redistribusi dilakukan dengan meratakan angka dari hasil analisis stukturnya saja.

- **Analisis momen lentur balok tumpuan**

Momen tersedia momen negatif :

Tulangan atas **4D22**, dan tulangan bawah **3D22**

Selimut beton 40 mm, sengkang 10 mm

$h = 700 \text{ mm}$, $b = 400 \text{ mm}$,

$f'_c = 35 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$

$$A_d = 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 = 0,25 \cdot \pi \cdot (22^2) = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \cdot A_d = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 3 \cdot A_d = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$d_w = 40 + 10 + (22^{0,5}) = 61 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 61 = 639 \text{ mm}$$

$$a = \frac{(1519,76 - 1139,82) \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 12,771 \text{ mm}$$

$$a_{leleh} = \frac{0,003 \cdot 200000 \cdot 0,85 \cdot 61}{0,003 \cdot 200000 - 400} = 51,86 \text{ mm}$$

$a < a_{leleh}$, maka,

$$A_s \cdot f_y = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_w}{a} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$1519,76 \cdot 400 = 0,85 \cdot 35 \cdot a \cdot 400 + 1139,82 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 200000$$

Maka dari persamaan kuadrat didapat $a = 51,983 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{51,983}{0,85} = 61,156 \text{ mm}, \quad \varepsilon_s = \frac{c - d_w}{c} \cdot 0,003 = 0,000008 < 0,002$$

$$f'_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,000008 \cdot 200000 = 1,535 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_{n1} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) = 0,85 \cdot 35 \cdot 51,789 \cdot 400 \cdot (639 - (51,789/2)) \\ &= 379,206 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= A_s' \cdot f'_s \cdot (d - d_w) = 1139,82 \cdot 1,535 \cdot (639 - 61) \\ &= 1,011 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_t^- = (M_{n1} + M_{n2}) \cdot \phi = 304,173 \text{ kNm}$$

Didapat momen tersedia balok negatif (M_t^-) sebesar **304,173 kNm**, sedangkan momen ultimit pada portal 4 bentang kiri lantai 1-3 yang telah didistribusi adalah **328 kNm**, sehingga tidak memenuhi syarat aman.

Momen tersedia momen positif

$$A's_{ada} \cdot f_y = A s_{ada} \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_w}{a} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$1139,82 \cdot 400 = 0,85 \cdot 35 \cdot a \cdot 400 + 1519,76 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 200000$$

Maka dari persamaan kuadrat didapat $a = 52,852 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{52,852}{0,85} = 62,179 \text{ mm}, \quad \varepsilon_s = \frac{c - d_w}{c} \cdot 0,003 = 0,00000569 < 0,002$$

$$f'_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,00000569 \cdot 200000 = 11,379 \text{ MPa}$$

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) = 0,85 \cdot 35 \cdot 52,852 \cdot 400 \cdot (639 - (52,852/2)) \\ = 349,366 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = A's_{ada} \cdot f'_s \cdot (d - d_w) = 1139,82 \cdot 11,379 \cdot (639 - 61) \\ = 6,200164 \text{ kNm}$$

$$M_t^+ = (M_{n1} + M_{n2}) \cdot \phi = 284,453 \text{ kNm}$$

Didapat momen tersedia balok negatif (M_t^-) sebesar **284,453 kNm**, sedangkan momen ultimit pada portal 4 bentang kiri lantai 1-3 yang telah didistribusi adalah **341,63 kNm**, sehingga tidak memenuhi syarat aman.

Untuk perhitungan balok yang lain dapat dilakukan dengan cara yang sama seperti diatas, dan berikut adalah tabel perbandingan hasil momen dari analisis struktur dengan momen tersedia.

Tabel 5.4 Perbandingan *Output* Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.

PORTAL ARAH X									
PORTAL 4									
Lantai	Bentang kanan								
	M_u^-	$M\text{-red.}$	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	$M\text{-red.}$	M_t^+	Ket.
Atap	112,911	174	15%	245,509	ok	43,953	143,523	237,278	ok

Tabel 5.4 Lanjutan perbandingan *Output* Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.

7	159,677	174	15%	245,509	ok	55,826	143,523	237,278	ok
6	177,893					74,835			
5	196,116					91,736			
4	204,323					105,247			
3	325,875	276	15%	304,176	ok	190,439	221,741	284,453	ok
2	Void					Void			
1	268,347					140,936			
Lantai	Bentang kiri								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	86,928	163	15%	245,509	ok	56,119	183.516	237,278	ok
7	123,39					88,015			
6	151,553					116,918			
5	175,382					141,683			
4	191,422					156,195			
3	312,628	328	15%	304,176	Not ok	281,972	297,53	284,453	Not ok
2	386,173					277,699			
1	284,854					254,147			
PORTAL 1									
Lantai	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	-	110	15%	245,509	ok	-	96,415	237,278	ok
7	-					-			
6	-					-			
5	51,937					53,479			
4	129,128					70,738			
3	173,906	148	15%	304,176	ok	101,410	142,805	284,453	ok
2	101,482					111,710			
1	156,728					89,101			
PORTAL 2									
Bentang kanan									
Lantai	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	93,759	137	15%	245,509	ok	87,672	195,468	237,278	ok
7	119,915					113,090			
6	135,079					128,253			
5	161,016					151,005			
4	159,588					149,655			
3	253,979	227	15%	304,176	ok	152,973	173,605	284,453	ok
2	267,866					163,831			
1	224,487					118,908			
Lantai	Bentang kiri								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	34,385	123	15%	245,509	ok	25,806	154,064	237,278	ok
7	76,056					68,221			

Tabel 5.4 Lanjutan perbandingan *Output* Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.

6	108,219	123	15%	245,509	ok	109,301	154,064	237,278	ok
5	135,372					122,623			
4	144,810					137,647			
3	192,851	201	15%	304,176	ok	96,052	176,55	284,453	ok
2	236,578					125,362			
1	227,381					158,362			
PORTAL 3									
Lantai	Bentang kanan								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	111,191	147	15%	245,509	ok	42,560	100,45	237,278	ok
7	143,026					64,566			
6	159,033					80,494			
5	172,454					95,147			
4	172,787					95,958			
3	275,732	249	15%	304,176	ok	162,612	202,216	284,453	ok
2	293,397					181,250			
1	241,903					129,094			
Lantai	Bentang kiri								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	74,623	138	15%	245,509	ok	54,446	159,585	237,278	ok
7	107,380					90,044			
6	132,784					112,190			
5	155,529					129,204			
4	162,913					133,048			
3	258,886	238	15%	304,176	ok	226,937	280,739	284,453	ok
2	281,030					256,200			
1	255,671					210,409			
PORTAL 5									
Lantai	Bentang kanan								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	116,161	189	15%	245,509	ok	25,102	156,862	237,278	ok
7	164,707					66,517			
6	186,195					89,255			
5	211,288					113,008			
4	223,179					130,424			
3	376,608	345	15%	304,176	Not ok	245,612	296,625	284,453	Not ok
2	406,217					254,813			
1	319,135					187,894			
Lantai	Bentang kiri								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	81,246	176	15%	245,509	ok	59,389	213,547	237,278	ok
7	120,818					98,068			

Tabel 5.4 Lanjutan perbandingan *Output* Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.

6	152,840	338	15%	304,176	Not ok	131,948	407,52	284,453	Not ok
5	184,945					167,440			
4	207,390					188,490			
3	359,647					346,291			
2	398,350					386,751			
1	321,627					307,393			
PORTAL 6									
Lantai	Bentang kanan								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	106,216	188	15%	245,509	ok	42,306	172,132	237,278	ok
7	153,576					86,119			
6	177,834					110,387			
5	212,677					136,205			
4	222,062					149,323			
3	209,116	187	15%	304,176	ok	117,041	157,651	284,453	ok
2	219,520					126,432			
1	175,700					90,460			
Lantai	Bentang kiri								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	90,405	237	15%	245,509	ok	73,192	231,975	237,278	ok
7	143,885					121,082			
6	178,972					155,632			
5	220,242					197,361			
4	237,239					213,108			
3	221,348	236	15%	304,176	ok	181,319	242,423	284,453	ok
2	236,112					198,066			
1	187,244					153,566			
PORTAL ARAH Y									
PORTAL B									
Lantai	Bentang 1								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7									
6									
5									
4									
3	70,025	77,326	15%	304,176	ok	29,213	68,663	284,453	ok
2	90,972					48,282			
1	13,428					13,099			

Tabel 5.4 Lanjutan perbandingan *Output* Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.

Lantai	Bentang 2								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	34,385	123	15%	245,509	ok	25,806	154,064	237,278	ok
7	76,056					68,221			
6	108,219					109,301			
5	135,372					122,623			
4	144,810					137,647			
3	200,444	110	15%	304,176	ok	118,788	162,543	284,453	ok
2	213,864					131,101			
1	191,587					138,362			
Lantai	Bentang 3								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	73,227	107	15%	245,509	ok	59,272	145,283	237,278	ok
7	111,432					110,737			
6	120,853					119,781			
5	126,047					122,808			
4	124,676					128,052			
3	212,532	183	15%	304,176	ok	103,748	138,254	284,453	ok
2	214,974					112,544			
1	177,169					91,547			
Lantai	Bentang 4								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	70,574	127	15%	245,509	ok	48,843	163,283	237,278	ok
7	111,496					104,813			
6	131,31					128,618			
5	146,9					144,989			
4	149,504					153,109			
3	208,076	180	15%	304,176	ok	224,519	264,283	284,453	ok
2	211,402					237,275			
1	166,667					199,861			
PORTAL C									
Lantai	Bentang 1								
	M_u^-	M-red.	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	M-red.	M_t^+	Ket.
Atap	-	-	-	-	-	--	-	-	-
7									
6									
5	114,872	131	15%	245,509	ok	126,174	175,928	237,278	ok
4	154,174					137,502			
3	186,080	165	15%	304,176	ok	185,907	238,128	284,453	ok
2	193,791					195,792			
1	159,346					155,719			

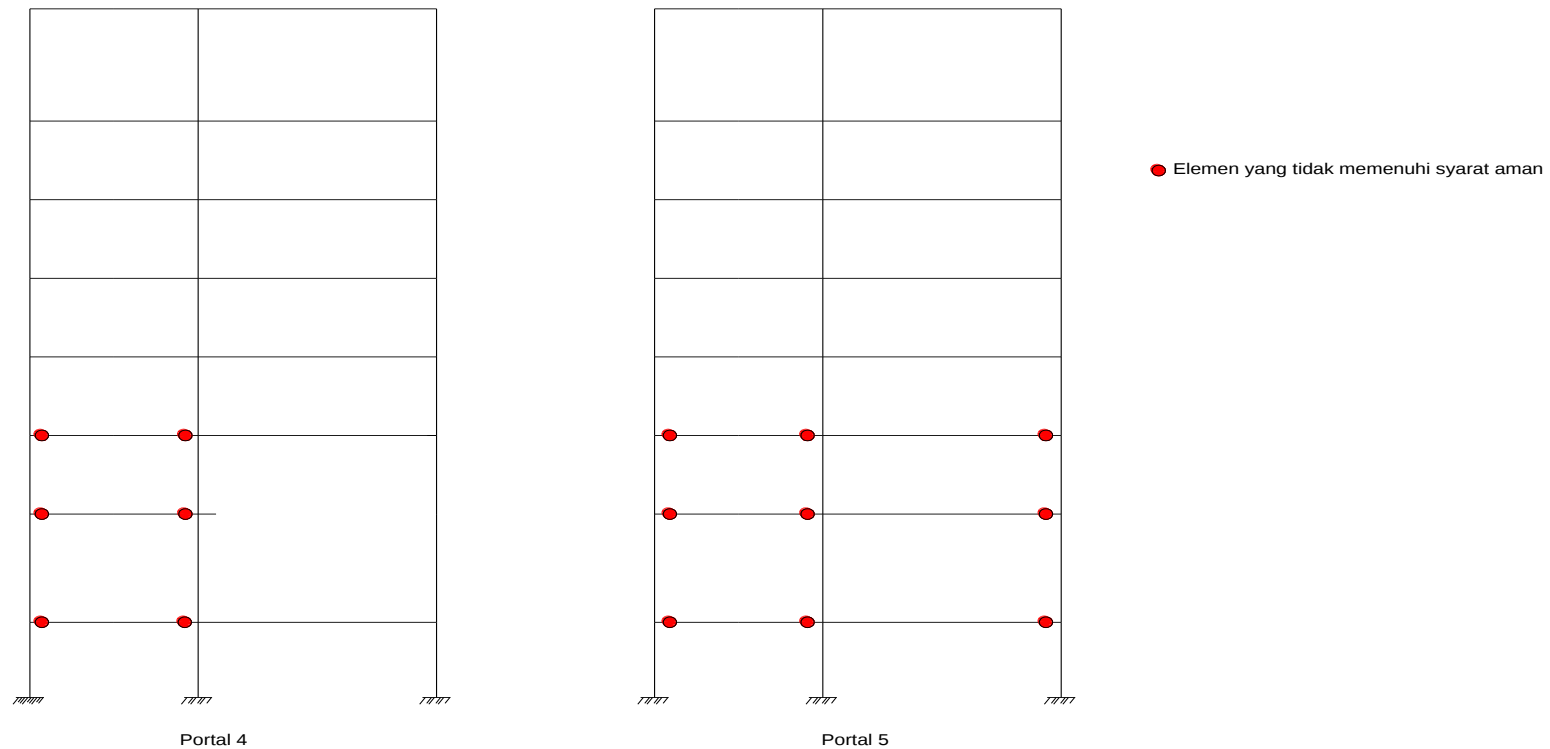
Tabel 5.4 Lanjutan perbandingan <i>Output</i> Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.									
Lantai	Bentang 2								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	48,843	143	15%	245,509	ok	73,122	222,283	237,278	ok
7	104,813					111,192			
6	168,618					129,612			
5	142,239					197,361			
4	153,109					213,108			
3	219,519	187	15%	304,176	ok	181,319	243,193	284,453	ok
2	215,560					198,066			
1	200,446					189,896			
Lantai	Bentang 3								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	56,161	105	15%	245,509	ok	25,806	190,382	237,278	ok
7	104,707					68,221			
6	112,195					109,301			
5	111,288					122,623			
4	123,179					137,647			
3	276,608	235	15%	304,176	ok	196,052	244,024	284,453	ok
2	206,217					125,362			
1	119,135					158,362			
Lantai	Bentang 4								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	93,759	137	15%	245,509	ok	87,672	172,391	237,278	ok
7	119,915					113,090			
6	135,079					128,253			
5	161,016					151,005			
4	159,588					149,655			
3	253,979	227	15%	304,176	ok	152,973	200,323	284,453	ok
2	267,866					163,831			
1	224,487					118,908			
Lantai	Bentang 5								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	81,246	176	15%	245,509	ok	59,389	159,283	237,278	ok
7	120,818					98,068			
6	152,840					131,948			
5	184,945					117,440			
4	207,390					128,490			
3	261,727	194	15%	304,176	ok	146,291	232,391	284,453	ok
2	228,350					186,751			
1	231,627					107,393			

Tabel 5.4 Lanjutan perbandingan <i>Output</i> Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.									
PORTAL D									
Lantai	Bentang 1								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7									
6									
5	137,903	127	15%	245,509	ok	101,212	168,019	237,278	ok
4	148,939					134,787			
3	206,246	185	15%	304,176	ok	168,727	205,291	284,453	ok
2	217,32					180,272			
1	183,004					151,668			
Lantai	Bentang 2								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	41,836	110	15%	245,509	ok	48,071	152,283	237,278	ok
7	82,079					83,307			
6	110,311					115,46			
5	127,214					118,074			
4	128,881					121,427			
3	172,22	219	15%	304,176	ok	157,173	231,293	284,453	ok
2	218,823					199,524			
1	214,206					195,696			
Lantai	Bentang 3								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	111,191	147	15%	245,509	ok	72,560	182,391	237,278	ok
7	143,026					84,566			
6	159,033					120,494			
5	172,454					145,147			
4	172,787					165,958			
3	275,732	249	15%	304,176	ok	162,612	203,13	284,453	ok
2	293,397					181,250			
1	241,903					129,094			
Lantai	Bentang 4								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	90,405	237	15%	245,509	ok	73,192	216,975	237,278	ok
7	143,885					121,082			
6	178,972					155,632			
5	220,242					197,361			
4	237,239					213,108			
3	221,348	236	15%	304,176	ok	181,319	242,423	284,453	ok
2	236,112					198,066			
1	187,244					153,566			

Tabel 5.4 Lanjutan perbandingan *Output* Analisis Struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.

Lantai	Bentang 5								
	M_u^-	<i>M-red.</i>	% red.	M_t^-	Ket.	M_u^+	<i>M-red.</i>	M_t^+	Ket.
Atap	71,243	123	15%	245,509	ok	48,033	147,283	237,278	ok
7	105,59					78,237			
6	124,8					97,605			
5	141,059					110,365			
4	144,768					113,576			
3	227,59	211	15%	304,176	ok	167,031	208,137	284,453	ok
2	248,414					187,679			
1	213,451					156,464			

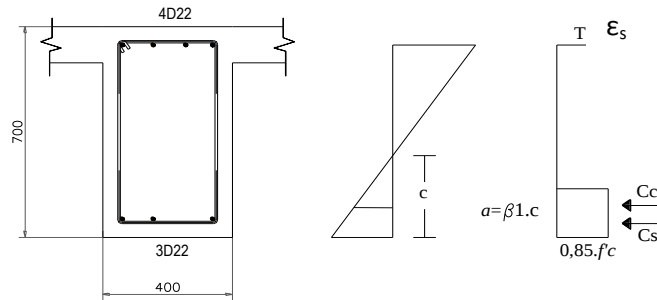
Dari data tabel diatas terdapat beberapa bagian balok yang tidak memenuhi syarat aman, maka diperlukan ridisain. Berikut adalah gambar portal 4 dan 5 dengan beberapa balok yang tidak memenuhi kriteria aman :



Gambar 5.8 Hasil perbandingan analisis struktur dengan data tersedia

- **Evaluasi tulangan geser balok**

Untuk mengetahui tulangan geser balok maka perlu dihitung momen kapasitas balok terlebih dahulu.



Gambar 5.9 Regangan-tegangan balok

Momen kapasitas negatif:

Diasumsikan tulangan baja desak belum leleh

$$A_d = 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 = 0,25 \cdot \pi \cdot (22^2) = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \cdot A_d = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 3 \cdot A_d = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$T_s = C_c + C_s$$

$$(A_s \cdot f_y) \cdot 1,25 = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_w}{a} \right) \cdot \epsilon_{cu} \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$(1519,76 \cdot 400) \cdot 1,25 = 1139,82 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 200000 + 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 400$$

$$11900 a^2 + 6329800,4 a - 372327902,1 = 0$$

Dari persamaan di atas, didapatkan nilai $a = 53,45 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{53,45}{0,85} = 62,883 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d_w}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{62,883 - 61}{62,883} \cdot 0,003 = 0,0000898 < 0,002$$

Betul **baja desak belum leleh**,

$$f_s = \epsilon_s' \cdot E_s = 0,0000898 \cdot 200000 = 17,965 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 35 \cdot 53,45 \cdot 4000 = 636,059 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s = 1139,82 \cdot 17,965 = 215,006 \text{ N}$$

$$M_1 = 636,059 \left(639 - \frac{62,883}{2} \right) = 389,443 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 215,006 \cdot (639 - 61) = 124,273 \text{ kNm}$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2$$

$$M_{kap}^- = 389,443 + 124,273 = 513,717 \text{ kNm}$$

Momen kapasitas positif :

Diasumsikan tulangan baja desak belum leleh

$$A_s = 1139,82 \text{ mm}^2 \text{ dan } A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$$

Maka,

$$T_s = C_c + C_s$$

$$(A_s \cdot f_y) \cdot 1,25 = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta \cdot d_w}{a} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$(1139,82 \cdot 400) \cdot 1,25 = 1519,76 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 200000 + 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 400$$

$$6475 a^2 + 15691522 a - 0868765104,9 = 0$$

Dari persamaan di atas, didapatkan nilai $a = 51,958 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,958}{0,85} = 61,128 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{c - d_w}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{61,128 - 61}{61,128} \cdot 0,003 = 0,000063 < 0,002$$

Betul baja desak belum leleh, maka : $f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 13,155 \text{ N/mm}^2$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 45 \cdot 54,173 \cdot 400 = 618,306 \text{ kN}$$

$$C_s = 13,155 \cdot 2659,58 = 19,993 \text{ kN}$$

$$M_1 = 618306,123 \cdot \left(639 - \frac{51,958}{2} \right) = 379,034 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = 379,034 \cdot (639 - 61) = 11,556 \text{ kNm}$$

$$M_{kap}^+ = M_1 + M_2 = 390,59 \text{ kNm}$$

Untuk mendapatkan gaya geser (V_u) dihitung manual dengan mencari momen kapasitas, contoh perhitungan gaya geser lantai dengan cara sebagai berikut :

$$V_u = \frac{M_{kap}^- + M_{kap}^+}{l} + \frac{w_u \cdot l}{2}$$

$$w_u = 1,2 D + 1,0 L = 1,2 \cdot 7,271 + 1,0 \cdot 3,543 = 12,2682 \text{ kN/m}$$

$$V_u = \frac{513,717 + 390,59}{8,5} + \frac{12,2682 \cdot 8,5}{2} = 158,528 \text{ kN}$$

Untuk perhitungan geser ultimit (V_u) pada balok yang lain dapat dihitung dengan cara yang sama seperti cara diatas.

Geser balok tersedia daerah sendi plastis

Tulangan 3P10-100

$$A_s = (0,25 \cdot \pi \cdot D^2) \cdot 3 = 235,5 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{s} = \frac{235,5 \cdot 400 \cdot 639}{100} = 601,938 \text{ kN}$$

$V_c = 0 \text{ kN}$ (pada daerah sendi plastis)

$$V_t = \phi \cdot (V_s + V_c) \geq V_u$$

$$\phi \cdot (V_s + 0) \geq V_u$$

$$V_s = \phi \cdot 601,938 = 481,550 \text{ kN}$$

Gaya geser tersedia balok (V_t) didapat sebesar **481,550 kN**, dan akan dilakukan perbandingan dengan geser ultimit (V_u) untuk mengetahui aman tidaknya balok terhadap geser. Perbandingan hasil analisis struktur balok dengan data tersedia adalah sebagai berikut :

Tabel 5.5 Perbandingan *Output* dari ETABS dengan geser dari data tersedia

PORTAL ARAH X			
PORTAL 1			
Lantai	V_u	V_t	Ket.
Atap	71,215	406,19	Ok
7	71,215	406,19	Ok
6	71,215	406,19	Ok

Tabel 5.5 Lanjutan perbandingan *Output* dari ETABS dengan geser dari data tersedia

5	71,215	406,19	Ok			
4	71,215	406,19	Ok			
3	131,493	481,550	Ok			
2	131,493	481,550	Ok			
1	131,493	481,550	Ok			
PORTAL 2						
Lantai	Bentang kiri			Bentang kanan		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap	84,542	406,19	Ok	97,160	406,19	Ok
7	84,542	406,19	Ok	97,160	406,19	Ok
6	84,542	406,19	Ok	97,160	406,19	Ok
5	84,542	406,19	Ok	97,160	406,19	Ok
4	84,542	406,19	Ok	97,160	406,19	Ok
3	169,934	481,550	Ok	157,437	481,550	Ok
2	169,934	481,550	Ok	157,437	481,550	Ok
1	169,934	481,550	Ok	157,437	481,550	Ok
PORTAL 3						
Lantai	Bentang kiri			Bentang kanan		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap	83,078	406,19	Ok	98,201	406,19	Ok
7	83,078	406,19	Ok	98,201	406,19	Ok
6	83,078	406,19	Ok	98,201	406,19	Ok
5	83,078	406,19	Ok	98,201	406,19	Ok
4	83,078	406,19	Ok	98,201	406,19	Ok
3	168,471	481,550	Ok	158,479	481,550	Ok
2	168,471	481,550	Ok	158,479	481,550	Ok
1	168,471	481,550	Ok	158,479	481,550	Ok
PORTAL 4						
Lantai	Bentang kiri			Bentang kanan		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap	104,207	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
7	104,207	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok

Tabel 5.5 Lanjutan perbandingan <i>Output</i> dari ETABS dengan geser dari data tersedia						
6	104,207	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
5	104,207	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
4	104,207	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
3	189,600	481,550	Ok	158,528	481,550	Ok
2	189,600	481,550	Ok	Void	Void	Ok
1	189,600	481,550	Ok	158,528	481,550	Ok
PORTAL 5						
Lantai	Bentang kiri			Bentang kanan		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap	94,466	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
7	94,466	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
6	94,466	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
5	94,466	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
4	94,466	406,19	Ok	98,298	406,19	Ok
3	179,859	481,550	Ok	158,528	481,550	Ok
2	179,859	481,550	Ok	158,528	481,550	Ok
1	179,859	481,550	Ok	158,528	481,550	Ok
PORTAL 6						
Lantai	Bentang kiri			Bentang kanan		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap	59,957	406,19	Ok	72,261	406,19	Ok
7	59,957	406,19	Ok	72,261	406,19	Ok
6	59,957	406,19	Ok	72,261	406,19	Ok
5	59,957	406,19	Ok	72,261	406,19	Ok
4	59,957	406,19	Ok	72,261	406,19	Ok
3	120,235	481,550	Ok	132,539	481,550	Ok
2	120,235	481,550	Ok	132,539	481,550	Ok
1	120,235	481,550	Ok	132,539	481,550	Ok
PORTAL ARAH Y						
PORTAL B						
Lantai	Bentang 1			Bentang 2		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap	-	-	-	119,232	406,19	Ok

Tabel 5.5 Lanjutan perbandingan <i>Output</i> dari ETABS dengan geser dari data tersedia						
7	-	-	-	119,232	406,19	<i>Ok</i>
6	-	-	-	119,232	406,19	<i>Ok</i>
5	-	-	-	119,232	406,19	<i>Ok</i>
4	-	-	-	119,232	406,19	<i>Ok</i>
3	316,097	481,550	<i>Ok</i>	255,861	481,550	<i>Ok</i>
2	316,097	481,550	<i>Ok</i>	255,861	481,550	<i>Ok</i>
1	316,097	481,550	<i>Ok</i>	255,861	481,550	<i>Ok</i>
Lantai	Bentang 3			Bentang 4		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap	72,262	406,19	<i>Ok</i>	98,201	406,19	<i>Ok</i>
7	72,262	406,19	<i>Ok</i>	98,201	406,19	<i>Ok</i>
6	72,262	406,19	<i>Ok</i>	98,201	406,19	<i>Ok</i>
5	72,262	406,19	<i>Ok</i>	98,201	406,19	<i>Ok</i>
4	72,262	406,19	<i>Ok</i>	98,201	406,19	<i>Ok</i>
3	132,539	481,550	<i>Ok</i>	175,45	481,550	<i>Ok</i>
2	132,539	481,550	<i>Ok</i>	175,45	481,550	<i>Ok</i>
1	132,539	481,550	<i>Ok</i>	175,45	481,550	<i>Ok</i>
PORTAL C						
Lantai	Bentang 1			Bentang 2		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap	-	-	-	151,786	406,19	<i>Ok</i>
7	-	-	-	151,786	406,19	<i>Ok</i>
6	-	-	-	151,786	406,19	<i>Ok</i>
5	97,436	406,19	<i>Ok</i>	151,786	406,19	<i>Ok</i>
4	97,436	406,19	<i>Ok</i>	151,786	406,19	<i>Ok</i>
3	210,043	481,550	<i>Ok</i>	325,468	481,550	<i>Ok</i>
2	210,043	481,550	<i>Ok</i>	325,468	481,550	<i>Ok</i>
1	210,043	481,550	<i>Ok</i>	325,468	481,550	<i>Ok</i>
Lantai	Bentang 3			Bentang 4		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap	109,792	406,19	<i>Ok</i>	98,316	406,19	<i>Ok</i>
7	109,792	406,19	<i>Ok</i>	98,316	406,19	<i>Ok</i>
6	109,792	406,19	<i>Ok</i>	98,316	406,19	<i>Ok</i>

Tabel 5.5 Lanjutan perbandingan *Output* dari ETABS dengan geser dari data tersedia

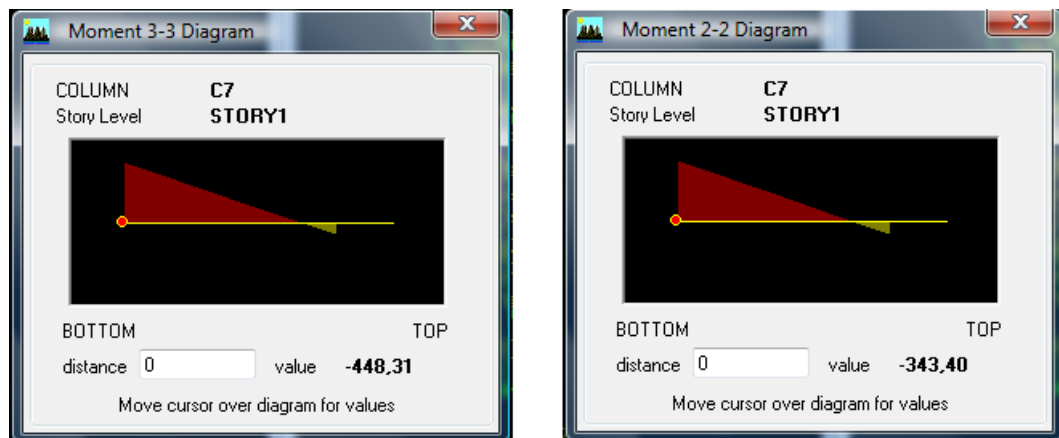
5	109,792	406,19	Ok	98,316	406,19	Ok
4	109,792	406,19	Ok	98,316	406,19	Ok
3	178,106	481,550	Ok	158,593	481,550	Ok
2	178,106	481,550	Ok	158,593	481,550	Ok
1	178,106	481,550	Ok	158,593	481,550	Ok
Lantai	Bentang 5					
	V _u	V _t	Ket.			
Atap	104,207	406,19	Ok			
7	104,207	406,19	Ok			
6	104,207	406,19	Ok			
5	104,207	406,19	Ok			
4	104,207	406,19	Ok			
3	189,6	481,550	Ok			
2	189,6	481,550	Ok			
1	189,6	481,550	Ok			
PORTAL D						
Lantai	Bentang 1			Bentang 2		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap	-	-	-	142,374	406,19	Ok
7	-	-	-	142,374	406,19	Ok
6	-	-	-	142,374	406,19	Ok
5	97,436	406,19	Ok	142,374	406,19	Ok
4	97,436	406,19	Ok	142,374	406,19	Ok
3	210,043	481,550	Ok	316,055	481,550	Ok
2	210,043	481,550	Ok	316,055	481,550	Ok
1	210,043	481,550	Ok	316,055	481,550	Ok
Lantai	Bentang 3			Bentang 4		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap	80,578	406,19	Ok	72,229	406,19	Ok
7	80,578	406,19	Ok	72,229	406,19	Ok
6	80,578	406,19	Ok	72,229	406,19	Ok
5	80,578	406,19	Ok	72,229	406,19	Ok
4	80,578	406,19	Ok	72,229	406,19	Ok

Tabel 5.5 Lanjutan perbandingan <i>Output</i> dari ETABS dengan geser dari data tersedia						
3	148,892	481,550	Ok	132,507	481,550	Ok
2	148,892	481,550	Ok	132,507	481,550	Ok
1	148,892	481,550	Ok	132,507	481,550	Ok

Dari data tabel diatas ternyata diketahui gaya geser dari hasil analisis struktur pada ETABS semuanya memenuhi syarat aman.

2. Analisis Kolom

- Momen Aksial tulangan tumpuan kolom



Gambar 5.10 Momen ultimit akibat gempa dari arah X (momen 3-3) dan dari arah Y (momen 2-2) pada portal 4 kolom 2 (tengah)

Dimensi 700x700 dengan tulangan tumpuan 24D25 dan sengkang 2P12-100. Hasil analisis pada ETABS dengan tinjauan kolom pada lantai 1 menunjukkan nilai $M_u = 448,91$ kNm, dan $P_u = 9798,98$ kN

Kondisi *balance* :

$$f_y = 400 \text{ Mpa}, f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$e = M_n/P_n = 65,619 \text{ mm}$$

$$d_w = 64,4 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 64,4 = 635,5 \text{ mm}$$

$$A_s = 7 \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot (25^{0,5})) = 3436,5625 \text{ mm}^2, A_s\% = 1,4\%$$

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot h = \frac{0,003}{0,003 + 0,002} \cdot h = 0,6 \cdot 700 = 420 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d_w}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{420 - 64,4}{420} \cdot 0,003 = 0,00254 > \varepsilon_s = 0,002$$

Baja desak sudah leleh,

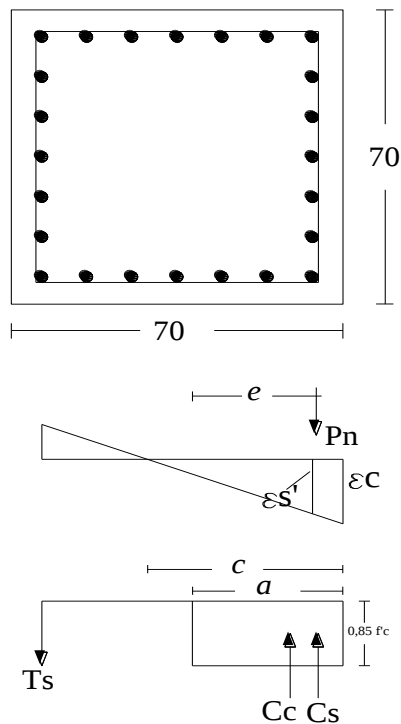
$$C_{cb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot c_b \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 420 \cdot 700 = 3570 \text{ kN}$$

$$C_{sb} = A_s \cdot (f_y - (0,85 \cdot f'_c)) = 3436,5625 \cdot (400 - (0,85 \cdot 35)) = 751,748 \text{ kN}$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_y = 3436,5625 \cdot 400 = 824,775 \text{ kN}$$

$$P_b = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} = 5146,523 \text{ kN} < \frac{P_u}{\phi} = 12248,725 \text{ kN}, \text{ maka kolom}$$

dalam kondisi patah desak



Gambar 5.11 Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Desak

Karena baja desak sudah leleh maka,

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 0,85 \cdot c \cdot 700 = 20825 c$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) = 3436,5625 \cdot (400 - 0,85 \cdot 25) = 1272,387 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s$$

$$T_s = A_s \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s = 3436,563 \left(\frac{637,5-c}{c} \right) 0,003 \cdot 200000$$

$$= \frac{1314485348 - 2061937,8c}{c}$$

ΣM terhadap garis kerja P_n

$$C_c \left[\frac{\beta_1 c}{2} - \left(\frac{h}{2} - e \right) \right] - C_s \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) - d_w \right] - T_s \left[\left(\frac{h}{2} - d_w \right) + e \right] = 0$$

$$20825c \cdot [0,425c - 284,381] - 1272387 \cdot [156,262] -$$

$$\frac{1314485348 - 2061937,8c}{c} \cdot [353,119] = 0$$

$$c^3 - 669,132c^2 + 59256,832c - 61699834,36 = 0$$

setelah dicoba-coba diperoleh, $c = 585,9755$ mm

$$a = c \cdot 0,85 = 585,9755 \cdot 0,85 = 498,079 \text{ mm}$$

$$C_c = 10372,498 \text{ kN}$$

$$C_s = 1272,387 \text{ kN}$$

$$T_s = 634,568 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 11644,251 \text{ kN}, P_t = P_n \cdot \phi = 9315,4 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d_w \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_w \right)$$

$$M_n = 1047,211 + 365,811 + 0,1824 = 1119,788 \text{ kNm}$$

$$M_t = M_n \cdot \phi = 895,831 \text{ kNm}$$

Selanjutnya untuk perhitungan aksial tersedia dan momen tersedia kolom yang lain dapat di hitung dengan cara yang sama seperti cara di atas, dan berikut adalah nilai P_u dan M_u hasil dari analisis pada *software* ETABS:

Tabel 5.6 Perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t

ARAH X							
PORTAL 1							
Lantai	Kolom 1 (paling kanan)						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
5 (K6)	678,50	3738,362	Ok	167,34	737,600	Ok	Patah Tarik
4 (K6)	1278,80	5575	Ok	240,54	838,918	Ok	Patah Tarik
3 (K6)	1366,66	2487,964	Ok	300,4	437,496	Ok	Patah Tarik
2 (K6)	2369,96	3351,659	Ok	230,21	309,248	Ok	Patah Desak
1 (K6)	2750,52	3479,547	Ok	239,94	296,285	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
5 (K6)	489,43	4729,905	Ok	74,43	1590,262	Ok	Patah Tarik
4 (K6)	599,22	5576,504	Ok	135,76	1554,482	Ok	Patah Tarik
3 (K6)	985,04	6105,022	Ok	203,62	396,989	Ok	Patah Tarik
2 (K6)	2383,75	3433,859	Ok	216,22	301,137	Ok	Patah Desak
1 (K6)	2773,67	3072,925	Ok	236,28	330,844	Ok	Patah Desak
PORTAL 2							
Lantai	Kolom 1						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	189,95	761,724	Ok	84,60	271,406	Ok	Patah Tarik
7 (K3)	579,52	2236,774	Ok	137,33	424,042	Ok	Patah Tarik
6 (K2)	973,08	2752,653	Ok	298,34	675,1565	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	1454,43	3847,615	Ok	342,65	725,1694	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	1858,79	3494,104	Ok	400,59	602,415	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4193,43	7674,098	Ok	410,28	770,258	Ok	Patah Desak
2 (K1)	4632,27	7659,575	Ok	456,68	773,262	Ok	Patah Desak
1 (K1)	4854,43	7538,89	Ok	509,13	797,537	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	718,39	1844,849	Ok	278,41	571,973	Ok	Patah Tarik
7 (K3)	1603,63	7144,473	Ok	293,22	1045,08	Ok	Patah Tarik

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t							
6 (K2)	2070,96	5583,548	Ok	336,94	726,7434	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	2662,24	5186,15	Ok	394,62	851,216	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3169,99	5001,703	Ok	433,09	615,303	Ok	Patah Desak
3 (K1)	4014,77	7497,169	Ok	429,94	805,646	Ok	Patah Desak
2 (K1)	4893,79	7382,333	Ok	554,32	827,21	Ok	Patah Desak
1 (K1)	5491,02	7684,429	Ok	534,32	768,111	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K7)	301,72	1091,788	Ok	131,71	381,279	Ok	Patah Tarik
7 (K6)	497,37	3475,493	Ok	138,99	776,981	Ok	Patah Tarik
6 (K6)	527,28	3094,183	Ok	150,46	706,343	Ok	Patah Tarik
5 (K6)	761,38	1602,887	Ok	256,44	431,894	Ok	Patah Tarik
4 (K6)	2006,26	6434,566	Ok	281,09	721,220	Ok	Patah Tarik
3 (K6)	2260,96	3093,772	Ok	329,45	364,338	Ok	Patah Desak
2 (K6)	2493,22	3039,314	Ok	371,39	466,693	Ok	Patah Desak
1 (K6)	2742,92	3475,959	Ok	389,27	464,168	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 4						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
3 (K9)	141,00	291,576	Ok	90,88	150,346	Ok	Patah Tarik
2 (K8)	289,89	387,44	Ok	41,27	166,363	Ok	Patah Tarik
1 (K8)	408,16	496,122	Ok	78,66	193,189	Ok	Patah Tarik
PORTAL 3							
Lantai	Kolom 1						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	163,81	211,447	Ok	315,57	325,872	Ok	Patah Tarik
7 (K3)	693,93	2364,018	Ok	280,69	764,983	Ok	Patah Tarik
6 (K2)	1244,66	4470,229	Ok	376,27	781,107	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	1814,58	5696,237	Ok	410,47	754,682	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	2396,21	4314,8	Ok	471,61	649,54	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3026,19	6659,12	Ok	300,23	528,524	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	3747,28	5338,38	Ok	386,53	576,426	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	4401,34	7065,888	Ok	577,26	880,910	Ok	Patah Desak

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t							
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	223,74	267,79	Ok	196,07	339,468	Ok	Patah Tarik
7 (K3)	929,82	4238,389	Ok	302,69	525,34	Ok	Patah Tarik
6 (K2)	1713,87	3149,538	Ok	367,94	482,51	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	2511,00	5248,383	Ok	398,66	473,34	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3329,45	6742,071	Ok	448,29	614,35	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4186,25	7440,87	Ok	460,91	816,355	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	5132,09	7836,468	Ok	565,58	735,472	Ok	Patah Desak
1 (K1)	6158,13	7836,468	Ok	551,80	735,472	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	147,41	420,549	Ok	164,19	374,736	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	589,99	1691,65	Ok	168,01	387,936	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1027,76	1102,14	Ok	276,63	390,585	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1470,4	4885,4	Ok	276,5	396,28	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	2931,06	6629,75	Ok	396,36	717,22	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3487,43	7886,74	Ok	345,24	703,798	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	4018,29	7286,8	Ok	478,94	601,85	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	4533,07	7361,529	Ok	518,61	830,998	Ok	Patah Desak
PORTAL 4							
Lantai	Kolom 1						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	164,76	370,123	Ok	322,7	360,897	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	985,13	1625,856	Ok	282,27	537,93	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1805,53	5393,694	Ok	336,01	461,94	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2680,68	6092,01	Ok	329,79	599,574	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3570,72	5228,351	Ok	441,38	629,16	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4510,02	7079,055	Ok	347,71	878,843	Ok	Patah Desak
2 (K1)	4944,66	7091,93	Ok	378,16	876,807	Ok	Patah Desak
1 (K1)	5813,95	7679,651	Ok	548,17	769,105	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	124,42	153,407	Ok	317,01	312,693	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	1524,7	2677,325	Ok	336,86	473,212	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	2860,88	2914,47	Ok	320,89	615,21	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	4207,25	5896,475	Ok	322,65	483,933	Ok	Patah Desak
4 (K2)	5563,89	6918,094	Ok	416,01	838,283	Ok	Patah Desak

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t							
3 (K1)	6954,94	7402,379	Ok	430,19	823,524	Ok	Patah Desak
2 (K1)	8299,42	9113,369	Ok	626,19	873,387	Ok	Patah Desak
1 (K1)	9798,98	9315,4	Not ok	448,91	895,831	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	187,06	339,778	Ok	244,49	355,276	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	1080,15	3284,675	Ok	279,11	389,49	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1976,51	4268,97	Ok	309,25	789,295	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2877,19	4235,56	Ok	308,08	734,13	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3778,4	4268,371	Ok	384,52	829,286	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4726,18	7037,366	Ok	373,89	885,337	Ok	Patah Desak
2 (K1)	5678,74	6721,581	Ok	538,18	929,804	Ok	Patah Desak
1 (K1)	6426,4	6786,796	Ok	587,51	921,172	Ok	Patah Desak
PORTAL 5							
Lantai	Kolom 1						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	144,10	175,407	Ok	326,22	317,674	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	979,32	2699,597	Ok	286,51	568,028	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1788,06	2794,45	Ok	315,12	393,985	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2666,5	4740,37	Ok	315,06	512,49	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3557,75	4730,548	Ok	513,22	853,93	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4489,66	5289,21	Ok	358,05	729,71	Ok	Patah Desak
2 (K1)	5248,46	6696,1	Ok	504,22	933,027	Ok	Patah Desak
1 (K1)	6130,45	7205,507	Ok	619,97	858,25	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	137,28	159,786	Ok	337,31	364,087	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	1441,46	2530,681	Ok	359,41	401,085	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	2682,04	3268,94	Ok	305,4	663,01	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	3938,01	6080,714	Ok	302,19	447,158	Ok	Patah Desak
4 (K2)	5204,76	6944,585	Ok	382,63	834,108	Ok	Patah Desak
3 (K1)	6478,76	6607,497	Ok	651,98	943,813	Ok	Patah Desak
2 (K1)	7802,45	7675,674	Not ok	757,74	935,572	Ok	Patah Desak
1 (K1)	9248,39	8905,533	Not ok	723,61	882,556	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	129,97	315,51	Ok	180,5	350,54	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	750,4	1057,886	Ok	215,69	432,573	Ok	Patah Tarik

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t							
6 (K4)	1399,35	3683,31	Ok	298,01	583,626	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1892,32	2652,562	Ok	302,29	535,28	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	2494,24	6493,21	Ok	375,37	628,26	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3189,73	7571,11	Ok	419,9	844,463	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	3907,73	8248,39	Ok	600,18	946,2	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	4504,32	6801,81	Ok	663,31	919,298	Ok	Patah Desak
PORTAL 6							
Lantai	Kolom 1						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	154,15	203,726	Ok	306,61	324,175	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	594,51	685,072	Ok	279,1	632,862	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1019,37	3118,55	Ok	266,8	489,37	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1511,07	4259,284	Ok	272,94	493,194	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3019,83	6389,94	Ok	330,99	560,298	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3605,5	7513,22	Ok	288,34	480,679	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	4223,55	7466,94	Ok	459,11	811,43	Ok	Patah Desak
1 (K1)	4716,92	6998,88	Ok	637,39	891,2	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	145,34	171,524	Ok	335,52	416,758	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	832,13	1927,944	Ok	357,2	662,071	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1460,86	1683,32	Ok	266,96	438,38	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2110,11	4206,38	Ok	264,42	523,082	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	2778,59	5297,239	Ok	312,4	530,408	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3522,60	5990,9	Ok	420,95	741,93	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	4594,71	7015,018	Ok	616,45	888,759	Ok	Patah Desak
1 (K1)	5026,09	6924,181	Ok	701,87	902,235	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	151,3	233,983	Ok	267,74	331,244	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	461,19	1071,836	Ok	274,4	510,178	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	767,85	1102,789	Ok	261,59	590,728	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1096,01	2844,72	Ok	277,63	629,431	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	1445,23	5070,01	Ok	314,84	348,868	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	1865,25	6740,2	Ok	299,15	864,798	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	2324,07	6112,9	Ok	525,05	912,16	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	2727,10	7621,45	Ok	667,07	948,277	Ok	Patah Tarik

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t

PORTAL ARAH Y							
PORTAL B							
Lantai	Kolom 1 (paling kiri)						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
3 (K9)	141,00	363,29	Ok	244,53	325,128	Ok	Patah Tarik
2 (K8)	289,89	528,2	Ok	135,81	235,39	Ok	Patah Tarik
1 (K8)	408,16	1739,89	Ok	133,1	234,291	Ok	Patah Tarik
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	147,41	171,524	Ok	359,93	364,087	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	589,99	1927,944	Ok	497,41	601,085	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1027,76	1683,32	Ok	506,27	663,01	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1470,4	4206,38	Ok	477,79	747,158	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	2931,06	5297,239	Ok	586,08	834,108	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3487,43	5990,9	Ok	565,75	943,813	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	4018,29	7015,018	Ok	621,49	935,572	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	4533,07	6924,181	Ok	389,73	882,556	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	187,06	271,524	Ok	331,02	401,067	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	1080,15	1927,944	Ok	350,24	442,656	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1976,51	3683,32	Ok	476,46	528,192	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2877,19	4206,38	Ok	451,13	710,805	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3778,4	5297,239	Ok	559,4	726,294	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4726,18	5990,9	Ok	528,24	864,121	Ok	Patah Desak
2 (K1)	5678,74	7015,018	Ok	504,35	898,168	Ok	Patah Desak
1 (K1)	6426,4	6924,181	Ok	585,04	890,719	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 4						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	129,97	315,51	Ok	180,5	350,54	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	750,4	1057,886	Ok	215,69	432,573	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1399,35	3683,31	Ok	298,01	583,626	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1892,32	2652,562	Ok	302,29	535,28	Ok	Patah Tarik

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t							
4 (K2)	2494,24	6493,21	Ok	375,37	628,26	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3189,73	7571,11	Ok	419,9	844,463	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	3907,73	8248,39	Ok	600,18	946,2	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	4504,32	6801,81	Ok	663,31	919,298	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 5						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	151,3	233,983	Ok	267,74	331,244	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	461,19	1071,836	Ok	274,4	510,178	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	767,85	1102,789	Ok	261,59	590,728	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1096,01	2844,72	Ok	277,63	629,431	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	1445,23	5070,01	Ok	314,84	348,868	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	1865,25	6740,2	Ok	299,15	864,798	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	2324,07	6112,9	Ok	525,05	912,16	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	2727,10	7621,45	Ok	667,07	948,277	Ok	Patah Tarik
PORTAL C							
Lantai	Kolom 1						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
5 (K6)	489,43	583,53	Ok	244,57	317,4	Ok	Patah Tarik
4 (K6)	599,22	2005,34	Ok	344,39	566,516	Ok	Patah Tarik
3 (K6)	985,04	2740,316	Ok	363,71	626,92	Ok	Patah Tarik
2 (K6)	2383,75	4936,244	Ok	360,72	715,459	Ok	Patah Desak
1 (K6)	2773,67	5155,606	Ok	317,41	783,38	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	718,39	871,524	Ok	390,63	464,087	Ok	Patah Tarik
7 (K3)	1603,63	1927,944	Ok	429,75	501,085	Ok	Patah Tarik
6 (K2)	2070,96	2683,32	Ok	473,44	663,01	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	2662,24	4206,38	Ok	519,46	647,158	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3169,99	5297,239	Ok	581,92	834,108	Ok	Patah Desak
3 (K1)	4014,77	5990,9	Ok	635,15	943,813	Ok	Patah Desak
2 (K1)	4893,79	7015,018	Ok	627,97	935,572	Ok	Patah Desak
1 (K1)	5491,02	6924,181	Ok	614,53	882,556	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	223,74	471,524	Ok	281,55	301,067	Ok	Patah Tarik

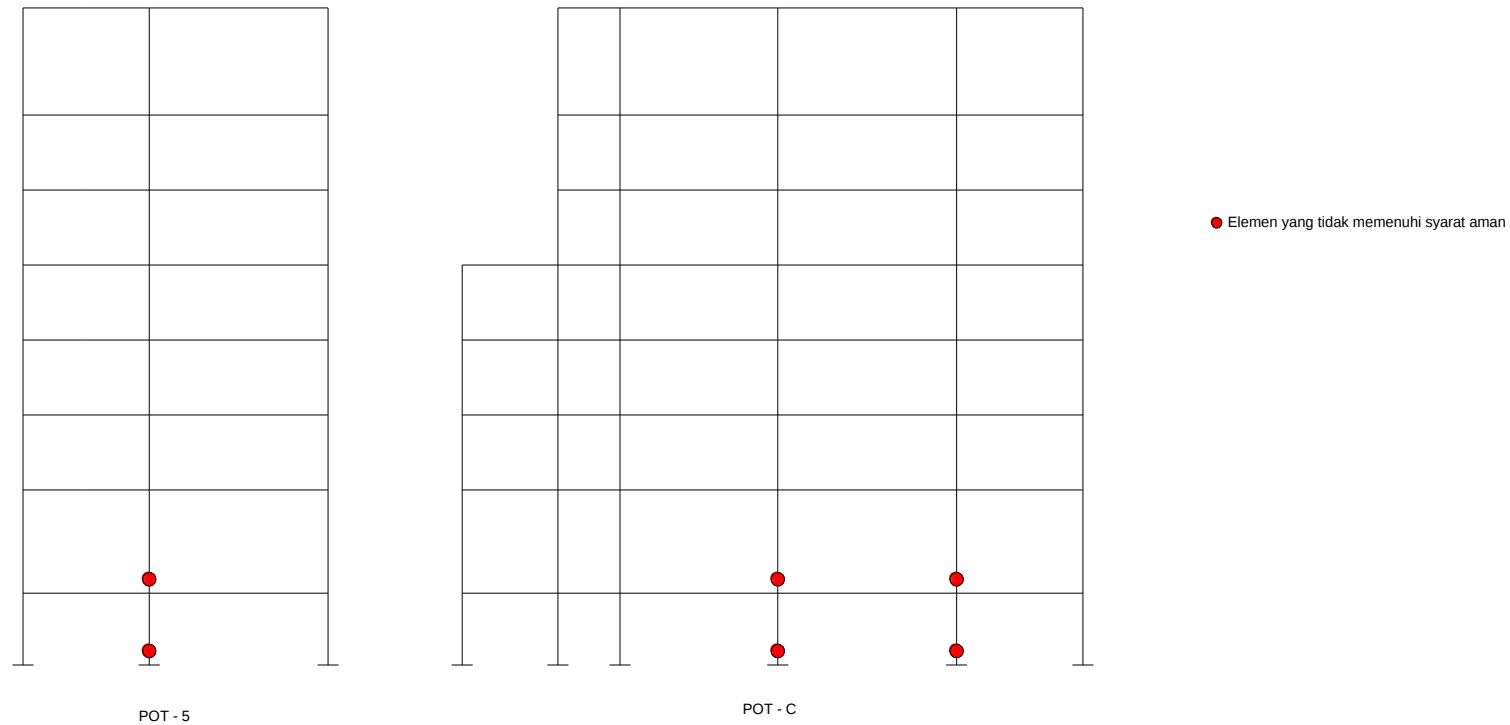
Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t							
7 (K3)	929,82	1927,944	Ok	388,85	542,656	Ok	Patah Tarik
6 (K2)	1713,87	3683,32	Ok	508,86	628,192	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	2511,00	4206,38	Ok	705,59	710,805	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3329,45	5297,239	Ok	775,42	826,294	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4186,25	5990,9	Ok	806,89	864,121	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	5132,09	7015,018	Ok	830,61	898,168	Ok	Patah Desak
1 (K1)	6158,13	6924,181	Ok	696,16	890,719	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 4						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	124,42	471,524	Ok	271,54	364,087	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	1524,7	2927,944	Ok	331,22	401,085	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	2860,88	4683,32	Ok	546,35	663,01	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	4207,25	5206,38	Ok	556,13	447,158	Ok	Patah Desak
4 (K2)	5563,89	6297,239	Ok	637,38	834,108	Ok	Patah Desak
3 (K1)	6954,94	7590,533	Ok	595,64	943,813	Ok	Patah Desak
2 (K1)	8299,42	8035,24	Not ok	689,7	935,572	Ok	Patah Desak
1 (K1)	9798,98	8924,181	Not ok	643,40	882,556	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 5						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	137,28	159,786	Ok	337,31	364,087	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	1441,46	2530,681	Ok	359,41	401,085	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	2682,04	3268,94	Ok	305,4	663,01	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	3938,01	6080,714	Ok	302,19	447,158	Ok	Patah Desak
4 (K2)	5204,76	6944,585	Ok	382,63	834,108	Ok	Patah Desak
3 (K1)	6478,76	6607,497	Ok	651,98	943,813	Ok	Patah Desak
2 (K1)	7802,45	6675,674	Not ok	757,74	935,572	Ok	Patah Desak
1 (K1)	9248,39	7055,33	Not ok	723,61	882,556	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 6						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	145,34	171,524	Ok	335,52	416,758	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	832,13	1927,944	Ok	357,2	662,071	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1460,86	1683,32	Ok	266,96	438,38	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2110,11	4206,38	Ok	264,42	523,082	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	2778,59	5137,39	Ok	312,4	530,408	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3522,60	6219,12	Ok	420,95	741,93	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	4594,71	7003,082	Ok	616,45	888,759	Ok	Patah Desak
1 (K1)	5026,09	6273,173	Ok	701,87	902,235	Ok	Patah Desak

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t

PORTAL D							
Lantai	Kolom 1						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
5 (K6)	678,50	1825,45	Ok	239,79	378,418	Ok	Patah Tarik
4 (K6)	1278,80	1536,124	Ok	232,96	471,54	Ok	Patah Tarik
3 (K6)	1366,66	1735,36	Ok	350,09	500,812	Ok	Patah Tarik
2 (K6)	2369,96	3937,552	Ok	355,02	637,36	Ok	Patah Desak
1 (K6)	2750,52	4156,29	Ok	321,3	729,052	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 2						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	189,95	237,393	Ok	288,12	301,067	Ok	Patah Tarik
7 (K3)	579,52	856,144	Ok	374,54	442,656	Ok	Patah Tarik
6 (K2)	973,08	1942,68	Ok	450,32	528,192	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	1454,43	4489,17	Ok	514,99	710,805	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	1858,79	4292,515	Ok	561,55	726,294	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4193,43	7170,287	Ok	524,61	864,121	Ok	Patah Desak
2 (K1)	4632,27	6952,098	Ok	669,65	898,168	Ok	Patah Desak
1 (K1)	4854,43	7002,091	Ok	655,04	890,719	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 3						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K3)	163,81	271,48	Ok	308,99	401,067	Ok	Patah Tarik
7 (K3)	693,93	1222,61	Ok	444,61	542,656	Ok	Patah Tarik
6 (K2)	1244,66	2623,251	Ok	582,29	628,192	Ok	Patah Tarik
5 (K2)	1814,58	4568,821	Ok	610,19	710,805	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	2396,21	5297,239	Ok	676,16	726,294	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3026,19	5990,9	Ok	719,49	864,121	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	3747,28	6015,018	Ok	779,84	898,168	Ok	Patah Tarik
1 (K1)	4401,34	5924,181	Ok	709,63	890,719	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 4						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	164,76	339,778	Ok	346,96	431,067	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	985,13	3284,675	Ok	468,58	544,026	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1805,53	4268,97	Ok	566,01	628,192	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2680,68	4235,56	Ok	473,94	710,805	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3570,72	4268,371	Ok	527,00	726,294	Ok	Patah Tarik

Tabel 5.6 Lanjutan perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t							
3 (K1)	4510,02	7037,366	Ok	348,01	864,121	Ok	Patah Desak
2 (K1)	4944,66	6721,581	Ok	639,9	898,168	Ok	Patah Desak
1 (K1)	5813,95	6786,796	Ok	668,17	890,719	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 5						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	144,10	475,407	Ok	226,22	317,674	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	979,32	2699,597	Ok	286,51	568,028	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1788,06	2794,45	Ok	315,12	393,985	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	2666,5	4740,37	Ok	315,06	512,49	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3557,75	4967,548	Ok	513,22	853,93	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	4489,66	5289,21	Ok	358,05	729,71	Ok	Patah Desak
2 (K1)	5248,46	6396,1	Ok	504,22	933,027	Ok	Patah Desak
1 (K1)	6130,45	7205,507	Ok	619,97	858,25	Ok	Patah Desak
Lantai	Kolom 6						
	P_u^-	P_t^-	Ket.	M_u^-	M_t^-	Ket.	Kondisi
Atap (K5)	154,15	203,726	Ok	306,61	324,175	Ok	Patah Tarik
7 (K5)	594,51	685,072	Ok	279,1	632,862	Ok	Patah Tarik
6 (K4)	1019,37	3118,55	Ok	266,8	489,37	Ok	Patah Tarik
5 (K4)	1511,07	4259,284	Ok	272,94	493,194	Ok	Patah Tarik
4 (K2)	3019,83	6389,94	Ok	330,99	560,298	Ok	Patah Tarik
3 (K1)	3605,5	7513,22	Ok	288,34	480,679	Ok	Patah Tarik
2 (K1)	4223,55	7466,94	Ok	459,11	811,43	Ok	Patah Desak
1 (K1)	4716,92	6998,88	Ok	637,39	891,2	Ok	Patah Desak

Dari tabel diatas dapat diketahui ada beberapa bentang kolom yang tidak memenuhi syarat aman terhadap aksial maka diperlukan ridisain. Berikut adalah gambar dari portal 5 dan portal C dengan beberapa kolom yang tidak memenuhi syarat aman :



Gambar 5.12 Hasil perbandingan analisis struktur dengan data tersedia

- Geser kolom tumpuan

Hasil analisis pada ETABS dengan tinjauan kolom K1 **2P12-100** pada lantai 1 menunjukkan nilai $V_u = 179,97$ kN

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d = 2/3 \cdot (b - (2(40 + (0,5 \cdot D)))) = 2/3 \cdot (700 - (2(40 + 6))) = 405,333 \text{ mm}$$

$$A_v = n \cdot (0,25 \cdot 3,14 \cdot D^2) = 2 \cdot (0,25 \cdot 3,14 \cdot 12^2) = 226,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{sn} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot h}{s} = \frac{226,08 \cdot 400 \cdot 405,33}{100} = 366,551 \text{ kN}$$

$$V_t = V_{sn} \cdot \phi = 293,241 \text{ kN}$$

dan berikut adalah perbandingan geser ultimit (V_u) dan geser tersedia (V_t),

Tabel 5.7 Perbandingan geser ultimit (V_u) dan geser tersedia (V_t)

PORTAL 1						
Lantai	Kolom 1			Kolom 2		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-
5 (K6)	99,25	196,78	Ok	125,05	196,78	Ok
4 (K6)	71,13	196,78	Ok	90,65	196,78	Ok
3 (K6)	97,72	196,78	Ok	117,4	196,78	Ok
2 (K6)	68,72	196,78	Ok	85,71	196,78	Ok
1 (K6)	69,04	196,78	Ok	94,38	196,78	Ok
PORTAL 2						
Lantai	Kolom 1			Kolom 2		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap (K3)	32,57	586,482	Ok	55,5	586,482	Ok
7 (K3)	44,98	586,482	Ok	148,79	586,482	Ok
6 (K2)	86,77	586,482	Ok	178,91	586,482	Ok
5 (K2)	118,92	586,482	Ok	208,58	586,482	Ok
4 (K2)	126,68	586,482	Ok	210,06	586,482	Ok
3 (K1)	149,67	293,241	Ok	240,33	293,241	Ok
2 (K1)	146,54	293,241	Ok	201,11	293,241	Ok
1 (K1)	147,45	293,241	Ok	209,51	293,241	Ok
Lantai	Kolom 3			Kolom 4		
	V_u	V_t	Ket.	V_u	V_t	Ket.
Atap (K7)	21,55	196,78	Ok	-	-	-
7 (K6)	53,92	196,78	Ok	-	-	-

Tabel 5.7 Lanjutan perbandingan geser ultimit (V_u) dan geser tersedia (V_t)

6 (K6)	62,28	196,78	Ok	-	-	-
5 (K6)	66,83	196,78	Ok	-	-	-
4 (K6)	77,37	196,78	Ok	-	-	-
3 (K6)	88,06	196,78	Ok	36,13	222,824	Ok
2 (K6)	61,53	196,78	Ok	16,38	222,824	Ok
1 (K6)	61,13	196,78	Ok	16,14	222,824	Ok
PORTAL 3						
Lantai	Kolom 1			Kolom 2		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap (K3)	81,82	586,482	Ok	94,98	586,482	Ok
7 (K3)	153,98	586,482	Ok	244	586,482	Ok
6 (K2)	174,6	586,482	Ok	234,93	586,482	Ok
5 (K2)	177,28	586,482	Ok	233,44	586,482	Ok
4 (K2)	190,74	586,482	Ok	247,92	586,482	Ok
3 (K1)	235,08	293,241	Ok	290,28	293,241	Ok
2 (K1)	194,64	293,241	Ok	217	293,241	Ok
1 (K1)	188	293,241	Ok	208,43	293,241	Ok
Lantai	Kolom 3					
	V _u	V _t	Ket.			
Atap (K3)	46,1	586,482	Ok			
7 (K3)	107,96	586,482	Ok			
6 (K2)	111	586,482	Ok			
5 (K2)	108,26	586,482	Ok			
4 (K2)	148,64	586,482	Ok			
3 (K1)	127,15	293,241	Ok			
2 (K1)	132,72	293,241	Ok			
1 (K1)	149,15	293,241	Ok			
PORTAL 4						
Lantai	Kolom 1			Kolom 2		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap (K5)	58,63	490,021	Ok	73,03	490,021	Ok
7 (K5)	105,36	490,021	Ok	211,18	490,021	Ok
6 (K4)	119,44	490,021	Ok	207,46	490,021	Ok
5 (K4)	106,87	490,021	Ok	201,25	490,021	Ok
4 (K2)	163,49	586,482	Ok	279,98	586,482	Ok
3 (K1)	116,92	293,241	Ok	234,68	293,241	Ok
2 (K1)	122,21	293,241	Ok	202,67	293,241	Ok
1 (K1)	156,99	293,241	Ok	238,3	293,241	Ok

Tabel 5.7 Lanjutan perbandingan geser ultimit (V_u) dan geser tersedia (V_t)

Lantai	Kolom 3					
	V _u	V _t	Ket.			
Atap (K5)	50,41	490,021	Ok			
7 (K5)	95,75	490,021	Ok			
6 (K4)	105	490,021	Ok			
5 (K4)	106,02	490,021	Ok			
4 (K2)	141,88	586,482	Ok			
3 (K1)	127,94	293,241	Ok			
2 (K1)	153,93	293,241	Ok			
1 (K1)	181,74	293,241	Ok			
PORTAL 5						
Lantai	Kolom 1			Kolom 2		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap (K5)	23,19	490,021	Ok	95,11	490,021	Ok
7 (K5)	19,31	490,021	Ok	270,87	490,021	Ok
6 (K4)	38,42	490,021	Ok	360,06	490,021	Ok
5 (K4)	37,68	490,021	Ok	257,09	490,021	Ok
4 (K2)	57,33	586,482	Ok	335,03	586,482	Ok
3 (K1)	96,69	293,241	Ok	245,03	293,241	Ok
2 (K1)	115,01	293,241	Ok	272,91	293,241	Ok
1 (K1)	101,2	293,241	Ok	274,29	293,241	Ok
Lantai	Kolom 3					
	V _u	V _t	Ket.			
Atap (K5)	60,1	490,021	Ok			
7 (K5)	109,18	490,021	Ok			
6 (K4)	118,114	490,021	Ok			
5 (K4)	124,74	490,021	Ok			
4 (K2)	159,49	586,482	Ok			
3 (K1)	148,07	293,241	Ok			
2 (K1)	161,94	293,241	Ok			
1 (K1)	183,64	293,241	Ok			
PORTAL 6						
Lantai	Kolom 1			Kolom 2		
	V _u	V _t	Ket.	V _u	V _t	Ket.
Atap (K5)	6,75	490,021	Ok	79,34	490,021	Ok
7 (K5)	13,25	490,021	Ok	196,52	490,021	Ok
6 (K4)	11,39	490,021	Ok	202,96	490,021	Ok
5 (K4)	14,91	490,021	Ok	212,68	490,021	Ok
4 (K2)	22,61	586,482	Ok	273,87	586,482	Ok
3 (K1)	18,42	293,241	Ok	287	293,241	Ok
2 (K1)	68,25	293,241	Ok	239,47	293,241	Ok

Tabel 5.7 Lanjutan perbandingan geser ultimit (V_u) dan geser tersedia (V_t)						
1 (K1)	74,44	293,241	Ok	245,12	293,241	Ok
Lantai	Kolom 3					
	V_u	V_t	Ket.			
Atap (K5)	51,77	490,021	Ok			
7 (K5)	105,09	490,021	Ok			
6 (K4)	111,89	490,021	Ok			
5 (K4)	126,59	490,021	Ok			
4 (K2)	149,96	586,482	Ok			
3 (K1)	148,23	293,241	Ok			
2 (K1)	156,52	293,241	Ok			
1 (K1)	164,53	293,241	Ok			

Dari hasil data tabel diatas ternyata diketahui gaya geser kolom dari hasil analisis struktur pada ETABS semuanya memenuhi syarat aman.

Selanjutnya, dikarenakan ada beberapa bentang, baik balok maupun kolom yang tidak memenuhi syarat aman tersedia, maka harus dilakukan redesain pada seluruh struktur bangunan.

Gambar 5.13 Perbandingan hasil analisis struktur dengan data tersedia di lapangan Portal 1-3

Mt/Mu	= 2,62		Mt/Mu	= 2,93		Mt/Mu	= 2,44	
Vt/Vu	= 3,10		Vt/Vu	= 3,95		Vt/Vu	= 2,33	
Pt/Pu	= 1,08		Pt/Pu	= 3,73		Pt/Pu	= 4,06	
		1,51			1,39			1,04
		1,29			1,11			1,02
		4,62			5,10			8,03
Mt/Mu	= 2,68		Mt/Mu	= 2,86		Mt/Mu	= 1,15	
Vt/Vu	= 2,38		Vt/Vu	= 2,55		Vt/Vu	= 3,12	
Pt/Pu	= 3,12		Pt/Pu	= 3,49		Pt/Pu	= 3,73	
		1,51			1,39			1,04
		1,29			1,11			1,02
		4,62			5,10			8,03
Mt/Mu	= 1,65		Mt/Mu	= 1,40		Mt/Mu	= 1,22	
Vt/Vu	= 2,02		Vt/Vu	= 1,37		Vt/Vu	= 2,76	
Pt/Pu	= 3,83		Pt/Pu	= 2,39		Pt/Pu	= 3,95	
		1,51			1,39			1,04
		1,29			1,11			1,02
		4,62			5,10			8,03
Mt/Mu	= 1,26		Mt/Mu	= 1,43		Mt/Mu	= 3,01	
Vt/Vu	= 2,08		Vt/Vu	= 2,69		Vt/Vu	= 2,42	
Pt/Pu	= 3,93		Pt/Pu	= 3,65		Pt/Pu	= 3,73	
		1,51			1,39			1,04
		1,29			1,11			1,02
		4,62			5,10			8,03
Mt/Mu	= 1,67		Mt/Mu	= 1,97		Mt/Mu	= 2,05	
Vt/Vu	= 2,27		Vt/Vu	= 2,79		Vt/Vu	= 1,37	
Pt/Pu	= 3,12		Pt/Pu	= 3,71		Pt/Pu	= 3,45	
		0,93			0,90			1,29
		0,83			0,70			1,17
		2,54			2,68			4,01
Mt/Mu	= 2,93		Mt/Mu	= 1,77		Mt/Mu	= 3,06	
Vt/Vu	= 2,72		Vt/Vu	= 2,35		Vt/Vu	= 1,25	
Pt/Pu	= 2,25		Pt/Pu	= 2,73		Pt/Pu	= 3,46	
		0,93			0,90			1,29
		0,83			0,70			1,17
		2,54			2,68			4,01
Mt/Mu	= 2,98		Mt/Mu	= 1,86		Mt/Mu	= 2,65	
Vt/Vu	= 2,37		Vt/Vu	= 2,14		Vt/Vu	= 1,95	
Pt/Pu	= 2,87		Pt/Pu	= 2,15		Pt/Pu	= 3,15	
		0,93			0,90			1,29
		0,83			0,70			1,17
		2,54			2,68			4,01
Mt/Mu	= 2,45		Mt/Mu	= 1,15		Mt/Mu	= 2,97	
Vt/Vu	= 2,33		Vt/Vu	= 1,92		Vt/Vu	= 1,94	
Pt/Pu	= 2,62		Pt/Pu	= 3,06		Pt/Pu	= 2,70	
		0,93			0,90			1,29
		0,83			0,70			1,17
		2,54			2,68			4,01
Mt/Mu	= 2,07		Mt/Mu	= 1,98		Mt/Mu	= 2,88	
Vt/Vu	= 1,64		Vt/Vu	= 1,19		Vt/Vu	= 1,43	
Pt/Pu	= 0,95		Pt/Pu	= 0,96		Pt/Pu	= 2,15	
		1,51			1,39			1,04
		1,29			1,11			1,02
		4,62			5,10			8,03
Mt/Mu	= 1,79		Mt/Mu	= 2,77		Mt/Mu	= 2,07	
Vt/Vu	= 2,39		Vt/Vu	= 3,67		Vt/Vu	= 3,32	
Pt/Pu	= 1,46		Pt/Pu	= 4,30		Pt/Pu	= 3,97	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 2,16		Mt/Mu	= 2,90		Mt/Mu	= 1,61	
Vt/Vu	= 2,15		Vt/Vu	= 2,70		Vt/Vu	= 3,45	
Pt/Pu	= 3,12		Pt/Pu	= 3,32		Pt/Pu	= 3,30	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 1,74		Mt/Mu	= 1,18		Mt/Mu	= 1,83	
Vt/Vu	= 2,05		Vt/Vu	= 2,63		Vt/Vu	= 2,13	
Pt/Pu	= 3,71		Pt/Pu	= 2,10		Pt/Pu	= 4,30	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 1,03		Mt/Mu	= 1,40		Mt/Mu	= 2,88	
Vt/Vu	= 1,69		Vt/Vu	= 2,57		Vt/Vu	= 2,46	
Pt/Pu	= 3,61		Pt/Pu	= 3,12		Pt/Pu	= 3,12	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 1,29		Mt/Mu	= 1,60		Mt/Mu	= 2,78	
Vt/Vu	= 2,85		Vt/Vu	= 2,42		Vt/Vu	= 1,35	
Pt/Pu	= 3,27		Pt/Pu	= 3,28		Pt/Pu	= 3,61	
		1,10			0,88			1,63
		1,28			0,96			1,80
		3,04			3,04			3,63
Mt/Mu	= 2,92		Mt/Mu	= 1,03		Mt/Mu	= 3,03	
Vt/Vu	= 1,95		Vt/Vu	= 1,32		Vt/Vu	= 1,21	
Pt/Pu	= 2,22		Pt/Pu	= 3,14		Pt/Pu	= 3,83	
		0,93			0,88			1,63
		0,83			0,96			1,80
		2,54			3,04			3,63
Mt/Mu	= 1,26		Mt/Mu	= 1,23		Mt/Mu	= 3,19	
Vt/Vu	= 1,95		Vt/Vu	= 1,96		Vt/Vu	= 1,37	
Pt/Pu	= 2,13		Pt/Pu	= 0,98		Pt/Pu	= 2,14	
		0,93			0,88			1,63
		0,83			0,96			1,80
		2,54			3,04			3,63
Mt/Mu	= 2,45		Mt/Mu	= 1,29		Mt/Mu	= 2,97	
Vt/Vu	= 2,33		Vt/Vu	= 1,49		Vt/Vu	= 1,94	
Pt/Pu	= 2,62		Pt/Pu	= 3,32		Pt/Pu	= 2,70	
		0,93			0,90			1,29
		0,83			0,70			1,17
		2,54			2,68			4,01
Mt/Mu	= 2,07		Mt/Mu	= 1,98		Mt/Mu	= 2,88	
Vt/Vu	= 1,64		Vt/Vu	= 1,19		Vt/Vu	= 1,43	
Pt/Pu	= 0,95		Pt/Pu	= 0,96		Pt/Pu	= 2,15	
		1,51			1,39			1,04
		1,29			1,11			1,02
		4,62			5,10			8,03
Mt/Mu	= 1,79		Mt/Mu	= 2,77		Mt/Mu	= 2,07	
Vt/Vu	= 2,39		Vt/Vu	= 3,67		Vt/Vu	= 3,32	
Pt/Pu	= 1,46		Pt/Pu	= 4,30		Pt/Pu	= 3,97	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 2,16		Mt/Mu	= 2,90		Mt/Mu	= 1,61	
Vt/Vu	= 2,15		Vt/Vu	= 2,70		Vt/Vu	= 3,45	
Pt/Pu	= 3,12		Pt/Pu	= 3,32		Pt/Pu	= 3,30	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 1,74		Mt/Mu	= 1,18		Mt/Mu	= 1,83	
Vt/Vu	= 2,05		Vt/Vu	= 2,63		Vt/Vu	= 2,13	
Pt/Pu	= 3,71		Pt/Pu	= 2,10		Pt/Pu	= 4,30	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 1,03		Mt/Mu	= 1,40		Mt/Mu	= 2,88	
Vt/Vu	= 1,69		Vt/Vu	= 2,57		Vt/Vu	= 2,46	
Pt/Pu	= 3,61		Pt/Pu	= 3,12		Pt/Pu	= 3,12	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 1,29		Mt/Mu	= 1,60		Mt/Mu	= 2,78	
Vt/Vu	= 2,85		Vt/Vu	= 2,42		Vt/Vu	= 1,35	
Pt/Pu	= 3,27		Pt/Pu	= 3,28		Pt/Pu	= 3,61	
		1,10			0,88			1,63
		1,28			0,96			1,80
		3,04			3,04			3,63
Mt/Mu	= 2,92		Mt/Mu	= 1,03		Mt/Mu	= 3,03	
Vt/Vu	= 1,95		Vt/Vu	= 1,32		Vt/Vu	= 1,21	
Pt/Pu	= 2,22		Pt/Pu	= 3,14		Pt/Pu	= 3,83	
		0,93			0,88			1,63
		0,83			0,96			1,80
		2,54			3,04			3,63
Mt/Mu	= 1,26		Mt/Mu	= 1,23		Mt/Mu	= 3,19	
Vt/Vu	= 1,95		Vt/Vu	= 1,96		Vt/Vu	= 1,37	
Pt/Pu	= 2,13		Pt/Pu	= 0,98		Pt/Pu	= 2,14	
		0,93			0,88			1,63
		0,83			0,96			1,80
		2,54			3,04			3,63
Mt/Mu	= 2,45		Mt/Mu	= 1,29		Mt/Mu	= 2,97	
Vt/Vu	= 2,33		Vt/Vu	= 1,49		Vt/Vu	= 1,94	
Pt/Pu	= 2,62		Pt/Pu	= 3,32		Pt/Pu	= 2,70	
		0,93			0,90			1,29
		0,83			0,70			1,17
		2,54			2,68			4,01
Mt/Mu	= 2,07		Mt/Mu	= 1,98		Mt/Mu	= 2,88	
Vt/Vu	= 1,64		Vt/Vu	= 1,19		Vt/Vu	= 1,43	
Pt/Pu	= 0,95		Pt/Pu	= 0,96		Pt/Pu	= 2,15	
		1,51			1,39			1,04
		1,29			1,11			1,02
		4,62			5,10			8,03
Mt/Mu	= 1,79		Mt/Mu	= 2,77		Mt/Mu	= 2,07	
Vt/Vu	= 2,39		Vt/Vu	= 3,67		Vt/Vu	= 3,32	
Pt/Pu	= 1,46		Pt/Pu	= 4,30		Pt/Pu	= 3,97	
		1,41			1,30			1,31
		1,65			1,51			1,38
		4,90			4,90			6,66
Mt/Mu	= 2,16		Mt/Mu	= 2,90		Mt/Mu	= 1,61	
Vt/Vu	= 2,15		Vt/Vu	= 2,70		Vt/Vu	= 3,45	
Pt/Pu	= 3,12		Pt/Pu	= 3,32		Pt/Pu	= 3,30	

POT - B										POT - C										
Mt/Mu	=	=	1,01							Mt/Mu	=	=	1,18							
Vt/Vu	=	=	3,95							Vt/Vu	=	=	2,51							
Pt/Pu	=	=	1,16							Pt/Pu	=	=	1,21							
				1,99									1,72							1,72
				1,54									1,07							1,07
				3,41									2,68							2,68
													1,17							
				1,21									2,51							
				2,82									1,20							
				3,27									1,72							
				1,99									1,07							
				1,54									2,68							
				3,41									2,07							
													1,40							
				1,31									2,51							
				2,02									1,30							
				1,64									1,72							
				1,99									2,15							
				1,54									2,02							
				3,41									2,15							
													1,23							
				1,56									2,12							
				2,12									1,92							
				2,86									1,64							
				1,99									2,02							
				1,54									2,12							
				3,41									1,24							
													1,79							
				1,42									1,38							
				1,63									4,13							
				1,81									1,22							
				2,76									1,39							
				1,75									1,49							
				1,88									3,89							
													2,17							
				1,67									2,02							
				2,15									1,22							
				1,72									1,54							
				2,76									1,34							
				1,75									1,79							
				1,88									1,38							
													4,13							
													1,29							
				1,66									2,33							
				2,06									1,25							
				3,63									3,70							
													1,00							
				1,63									2,12							
				2,15									1,24							
				1,27									1,68							
													1,29							
				1,66									2,33							
				2,06									1,25							
				3,63									3,70							
													1,07							
				2,01									1,63							
				2,15									1,63							
				2,37									1,59							
													1,29							
				1,69									1,16							
				1,08									2,70							
				2,74									1,43							
													1,07							
				2,89									2,15							
				3,61									1,09							
													1,34							
				1,74									1,96							
				1,96									0,97							
				2,63									1,36							
													1,23							
				1,58									1,96							
				1,96									0,86							
				2,11									1,23							
													1,96							
				1,39									1,23							
				1,95									1,96							
				1,51									0,76							
													1,22							
													1,95							
													0,91							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							
													1,12							
													1,28							
													1,95							

[illegible]

POT - D

Gambar 5.16 Perbandingan hasil analisis struktur dengan data tersedia di lapangan Portal D

5.4 Redesain

5.4.1 Analisis Struktur Bangunan

5.4.1.1 Perencanaan Tulangan Balok Lentur

Perencanaan balok induk yang dicontohkan dibawah ini adalah balok pada Portal 4 (bentang kiri, lantai 1-3), seperti yang terlihat pada Tabel 5.4 dan Gambar 5.8 bahwa balok lantai 1-3 tidak memenuhi syarat aman. Perencanaan menggunakan beton dengan $f'_c = 25$ Mpa dan $f_y = 400$ Mpa.

Momen-momen didapat dari analisis struktur menggunakan *software* ETABS dan akan didistribusi. Pada sub-bab sebelumnya diketahui bahwa momen positif (M^+) ternyata sudah lebih besar 50% momen negatif (M^-). Menurut SNI 03-2487-2002 menyatakan bahwa kuat momen positif pada sisi muka dari join tidak boleh kurang dari $1/2$ kuat momen negatif yang disediakan, mengacu peraturan tersebut maka momen negatif dan positif diatas telah sesuai peraturan. Maka redistribusi dilakukan untuk menyamakan momen agar tidak terlalu besar. Sehingga didapat momen negatif $M_u^- = 32,8$ Tm dan momen positif $M_u^+ = 30,4$ Tm. Selanjutnya dilanjutkan ketahap desain tulangan.

1. Penulangan Balok

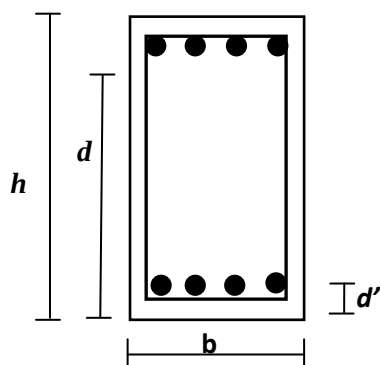
Data perencanaan balok :

$$f'_c = 25 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2 ; \epsilon_c = 0,003 ; \beta = 0,85$$

$$\varnothing \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}, A_d = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$



$$d' = 40 + 11 + 10 = 61 \text{ mm}$$

Gambar 5.17 Penampang balok

Menghitung dimensi balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,824$$

$$\rho_b = \frac{\beta}{m} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \frac{0,85}{18,824} \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,002} = 0,027$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,02025$$

$$R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot (1 - (0,5 \cdot \rho_b \cdot m))$$

$$R_b = 0,027 \cdot 400 \cdot (1 - (0,5 \cdot 0,027 \cdot 18,824)) = 8,0739375 \text{ MPa}$$

$$R_m = 0,75 \cdot R_b = 0,75 \cdot 8,0739375 = 6,055453125 \text{ Mpa}$$

$$M_n = R_m \cdot b \cdot h^2 \quad \text{misal } h=2b$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32,8 \cdot 10^7}{0,8} = 3750 \cdot 10^5$$

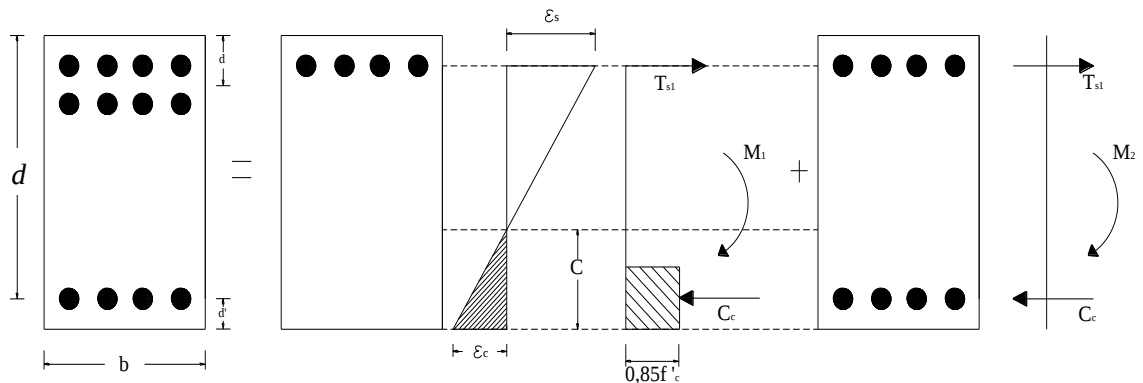
$$5625 \cdot 10^5 = 24,2216b^3$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{5625 \cdot 10^5}{24,2216}} = 249,23 \text{ mm}$$

Dipakai $b = 250 \text{ mm}$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$d = 550 - (40 + 10 + (0,5 \cdot 22)) = 489 \text{ mm}$$



Gambar 5.18 Potongan dan gaya kopel pada balok tulangan rangkap

a) Komponen tulangan sebelah

Faktor distribusi tulangan = 0,2

$$R_l = 0,2 \cdot R_b = 0,2 \cdot 8,074 = 1,6148 \text{ Mpa}$$

$$M_l = R_l \cdot b \cdot d^2 = 1,6148 \cdot 300 \cdot 489^2 = 96,532 \text{ kNm}$$

$$M_l = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$96532400,45 = (0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 250) \cdot \left(489 - \frac{a}{2} \right)$$

$$96532400,45 = 1877437,5 a - 6375 a^2$$

$$a^2 - 294,5 a + 26362,52679$$

dari persamaan diatas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak (a) = 38,6897 mm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{38,6897}{0,85} = 64,825 \text{ mm}$$

Regangan baja desak dapat dikontrol dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{64,825 - 61}{64,825} \cdot 0,003 = 0,00033 < \varepsilon_y = 0,002$$

Maka **baja desak belum leleh.**

Komponen – komponen gaya horizontal adalah :

$$C_c = 0,85 \cdot 25 \cdot 38,6897 \cdot 250 = 205,538 \text{ kN}$$

Kesetimbangan Gaya Dalam $C = T$

$$T_s = 205538,89 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{T_s}{f_y} = \frac{205538,89}{400} = 513,847 \text{ mm}^2$$

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (\phi)^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (22)^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan yang dibutuhkan, } n = \frac{A_s}{A_d} = \frac{513,847}{379,94} = 1,3548 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipakai tulangan **2D22**

$$A_{s\text{ ada}} = n \cdot A_d = 2 \cdot 379,94 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$T_{s1} = A_{s\text{ ada}} \cdot f_y = 759,88 \cdot 400 = 303952 \text{ N}$$

$$C_c = T_{s1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$a = \frac{T_{s1}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{303952}{0,85 \cdot 25 \cdot 250} = 57,2145 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{57,5787451}{0,85} = 67,3111 \text{ mm}$$

regangan baja desak dapat dikontrol dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{67,311 - 61}{67,311} \cdot 0,003 = 0,0003 < \varepsilon_y = 0,002$$

Maka **baja desak belum leleh**

$$M_{n1} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 303952 \cdot \left(489 - \frac{47,679}{2} \right) = 139,937 \text{ kNm}$$

b) Komponen Tulangan Rangkap

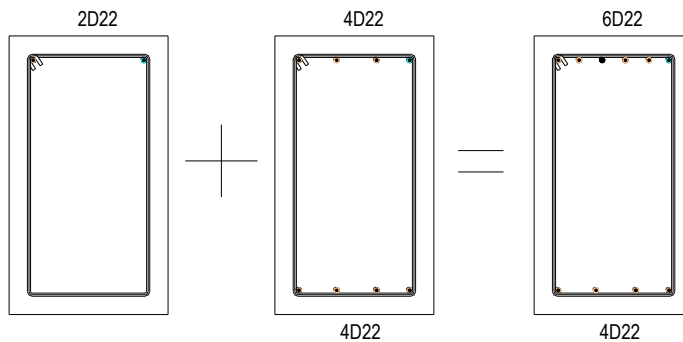
$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 3750,10^5 - 139,937 = 235,062 \text{ kNm}$$

$$T_{s2} = C_c = \frac{M_{n2}}{d - d'} = \frac{235,062}{489 - 61} = 549,211 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T_{s2}}{f_y} = \frac{739996,7746}{400} = 1373,0298 \text{ mm}^2$$

$$n_2 = \frac{A_s}{A_d} = \frac{1849,992}{379,94} = 3,6138 \approx 4 \text{ buah}$$

dipakai tulangan **4D22**



Gambar 5.19 Penulangan balok Induk pada lantai 1-3

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - 2.(pb + \phi_s) - (n.\phi)}{n - 1} = \frac{250 - 2(40 + 10) - 6.22}{6 - 1} = 47.5 \text{ mm}$$

$s > 25 \text{ mm}$ – OK

c) Analisa Kuat Lentur Balok Induk

Kontrol momen negatif (M_g^-)

$$T_{s1} + T_{s2} = C_c + C_s$$

$$(A_{st}).f_y = 0,85.f'_c.a.b + A_s'.f_s$$

$$(A_{st}).f_y = 0,85.f'_c.a.b + A_s'.\varepsilon_s.E_s$$

$$(A_{st}).f_y = 0,85.f'_c.a.b + A_s'.\frac{a - \beta_1.d'}{a}.\varepsilon_c.E_s$$

$$(6.379,94).400 = 0,85.25.a.250 + (4.379,94).\frac{a - 0,85.61}{a}.0,003.200000$$

$$5312,5a^2 - 47279734 = 0$$

Dari persamaan di atas didapat nilai $a = 94,338 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{94,338}{0,85} = 110,986 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c}.\varepsilon_c = \frac{110,986 - 61}{110,986}.0,003 = 0,00135 < \varepsilon_y = 0,002$$

Maka **baja desak belum leleh**

$$f_s = \varepsilon_s.E_s = 0,00135.200000 = 270,229 \text{ Mpa}$$

$$M_{n1} = 0,85.25.94,338.250 \cdot \left(489 - \frac{94,338}{2} \right) = 230,245 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = 1519,76.270,229 \cdot (489 - 61) = 231,211 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = 461,456 \text{ kNm}$$

$$M_t = M_n \cdot \phi = 369,165 \text{ kNm}$$

$$M_t = 369,165 \text{ kNm} > M^* = 328 \text{ kNm}$$

Desain tulangan negatif sukses

Kontrol momen positif (M_g^+)

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s' \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot \varepsilon_c \cdot E_s$$

$$(4.379,94) \cdot 400 = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 250 + (6.379,94) \cdot \frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$5312,5a^2 + 759880a - 70919600 = 0$$

Dari persamaan di atas didapat nilai $a = 64,366 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{64,366}{0,85} = 75,724 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{75,724 - 61}{75,724} \cdot 0,003 = 0,0006 < \varepsilon_y = 0,002$$

Maka baja desak belum leleh

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,0006 \cdot 200000 = 116,668 \text{ Mpa}$$

$$M_{n1} = 0,85.25.64,366.250 \cdot \left(489 - \frac{64,366}{2} \right) = 228,778 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = (6.379,94) \cdot 116,668 \cdot (489 - 61) = 168,671 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = 397,449 \text{ kNm}$$

$$M_t = M_n \cdot \phi = 317,959 \text{ kNm}$$

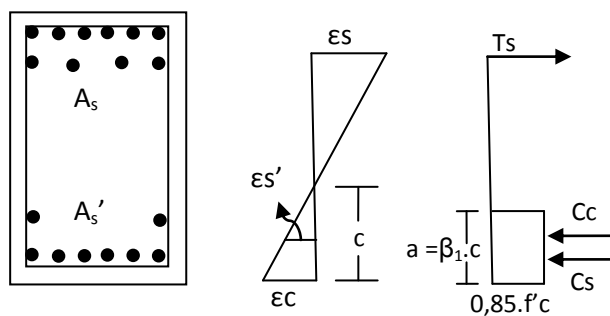
$$M_t = 317,959 \text{ kNm} > M^* = 297,53 \text{ kNm}$$

Desain tulangan positif sukses

2. Momen Kapasitas Balok Induk

Momen kapasitas diperlukan pada desain bangunan yang menggunakan prinsip “*Daktilitas Penuh*” yang mana desain kolom lebih kuat dari pada balok. Dengan menggunakan momen kapasitas kita dapat mengetahui kekuatan batas yang dapat dikerahkan oleh balok, sehingga kolom dapat di desain lebih kuat dari pada balok nantinya.

a) Momen kapasitas negatif



Gambar 5.20 Penampang dan gaya balok momen kapasitas negatif

Dengan asumsi baja desak sudah leleh,

$$A_s = 6 \cdot 379,94 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 4 \cdot 379,94 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

Dengan melihat **Gambar 5.16** maka,

$$T_s = C_c + C_s$$

$$(A_s \cdot f_y) \cdot 1,25 = A_s' \cdot f_y + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y \cdot \phi_o - A_s' \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{2279,64 \cdot 400 \cdot 1,4 - 1519,76 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 250} = 125,872 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{125,872}{0,85} = 148,085 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d_c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{148,085 - 61}{148,085} \cdot 0,003 = 0,0017 < \varepsilon_y = 0,002$$

Maka **baja desak belum leleh**

Hasil analisis mendapatkan bahwa regangan baja desak belum leleh, yang mana tidak sesuai dengan asumsi awal, yaitu baja desak sudah leleh. Oleh karena itu akan dilakukan analisis ulang dengan asumsi baja desak belum leleh.

$$T_s = C_c + C_s$$

$$(A_s \cdot f_y)_{1,25} = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta \cdot d_c}{a} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$(2279,64 \cdot 400)_{1,25} = 1519,76 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 200000 + 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 250$$

$$5312,5a^2 - 364742,4a + 47279733,6 = 0$$

Dari persamaan di atas, didapatkan nilai $a = 134,718$ mm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{134,718}{0,85} = 158,492$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d_w}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{158,492 - 61}{158,492} \cdot 0,003 = 0,0018 < \varepsilon_y = 0,002$$

Maka **baja desak belum leleh**

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,0018 \cdot 200000 = 360 \text{ MPa}$$

Momen kapasitas negatif yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja T_s , sehingga :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 134,718 \cdot 250 = 715,689 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s = 1519,76 \cdot 360 = 547,114 \text{ N}$$

$$M_1 = 715,689 \cdot \left(489 - \frac{134,718}{2} \right) = 301,764 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 547,114 \cdot (489 - 61) = 234,165 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = M_1 + M_2 = 301,764 + 234,165 = 535,929 \text{ kNm}$$

b) Momen kapasitas positif

Momen kapasitas positif dapat dihitung dengan cara yang sama seperti momen kapasitas negatif dengan penempatan tulangan yang dibalik. Hal ini terjadi karena tulangan bawah berganti posisinya menjadi tulangan tarik dan sebaliknya.

$$A_s = 1519,76 \text{ mm}^2 \text{ dan } A_s' = 2279,64 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan tulangan baja desak belum leleh, maka,

$$T_s = C_c + C_s$$

$$(A_s \cdot f_y) \phi_o = A_s' \left(\frac{a - \beta \cdot d_w}{a} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$(1519,76 \cdot 400) \cdot 1,4 = 2279,64 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 200000 + 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 250$$

$$5312,5 a^2 + 516718,4 a + 7099600,4 = 0$$

Dari persamaan di atas, didapatkan nilai $a = 76,726 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{76,726}{0,85} = 90,266$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d_w}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{90,266 - 61}{90,266} \cdot 0,003 = 0,000973 < \varepsilon_y = 0,002$$

Maka betul **baja desak belum leleh**

Momen kapasitas positif yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja T_s , sehingga :

$$f_s = 0,000973 \cdot 200000 = 194,6 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 76,726 \cdot 250 = 407,606 \text{ kN}$$

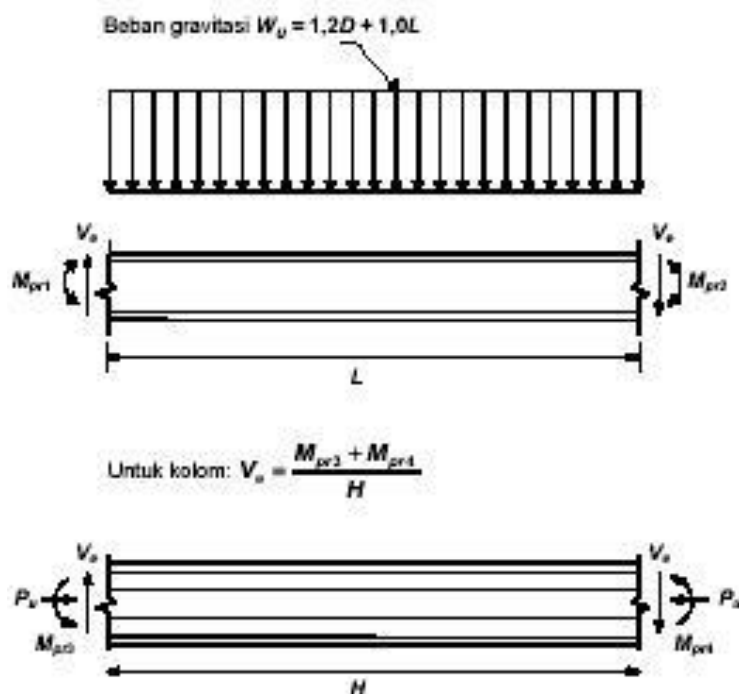
$$C_s = 194,6 \cdot 2279,64 = 443,459 \text{ kN}$$

$$M_1 = 407,606 \cdot \left(489 - \frac{76,726}{2} \right) = 183,682 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = 443,459 \cdot (489 - 61) = 189,800 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ = M_1 + M_2 = 373,483 \text{ kNm}$$

3. Perencanaan Geser Balok



Gambar 5.21 Perencanaan geser untuk balok (SNI 03-2847-2002)

Berdasarkan **Gambar 5.21**, nilai gaya geser yang harus ditahan oleh penampang balok dapat dihitung dengan persamaan 3.129 berikut :

$$V_u = \frac{M_{kap}^- + M_{kap}^+}{L_n} + W_u$$

$$V_{ub} = \frac{M_{kap}^- + M_{kap}^+}{L_b} + (1,2V_D + 1,0V_L)$$

a) Gaya geser akibat gempa (V_e)

$$V_e = \frac{M_{kap}^- + M_{kap}^+}{L_n} = \frac{561,947 + 373,483}{8,5} = 110,051 \text{ kN}$$

b) Gaya geser akibat beban gravitasi (V_g)

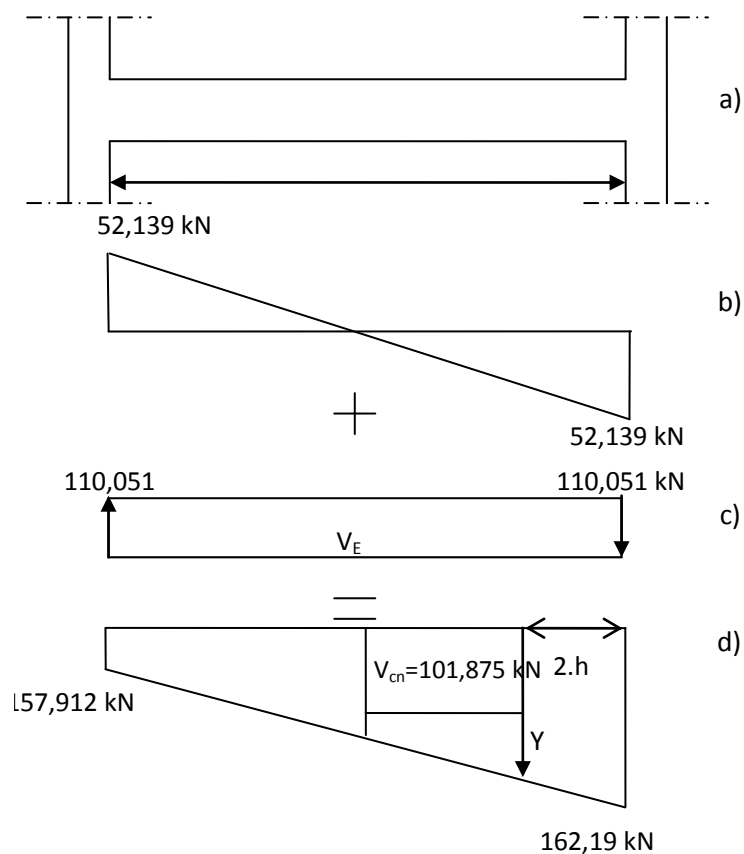
Reaksi geser di ujung kanan dan kiri balok akibat gaya gravitasi yang berkerja pada struktur :

$$w_u = 1,2D + 1,0L = 1,2 \cdot 7,271 + 1,0 \cdot 3,543 = 12,268 \text{ kN/m}$$

$$V_g = \frac{w_u \cdot l_n}{2} = \frac{12,268.8,5}{2} = 52,139$$

c) Gaya geser ultimit (V_u)

$$V_u = V_e + V_g = 162,19 \text{ kN}$$



Gambar 5.22 Gaya geser balok nominal akibat beban gravitasi dan gempa

Gaya geser yang dapat dikerahkan oleh beton dapat dihitung seperti pada persamaan **3.144**. Sisa gaya geser yang tidak dapat dipenuhi oleh kekuatan geser beton akan ditahan oleh kuat geser sengkang. Perhitungan gaya geser yang dapat dikerahkan oleh beton adalah sebagai berikut :

$$V_{cn} = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 250 \cdot 489 = 101,875 \text{ kN}$$

d) Daerah sendi plastis

Pada sendi plastis, semua gaya geser ditahan oleh sengkang. ($V_c = 0$) yang ditunjukkan pada persamaan **3.130**. Perhitungan gaya geser pada daerah plastis adalah sebagai berikut :

$$V_{sn1} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{162,19}{0,75} - 0 = 216,253 \text{ kN}$$

Dicoba dipakai sengkang **P10**

maka luas potongan, $A_d = (0,25 \cdot 3,14 \cdot 10^2) = 78,54 \text{ mm}^2$

Dicoba dipakai sengkang **4-kaki**

dengan demikian luas total potongan sengkang, $A_v = 4 \cdot 78,54 = 235,5 \text{ mm}^2$

Jarak sengkang,

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s1}} = \frac{235,5 \cdot 400 \cdot 489}{216253} = 213,008 \text{ mm}$$

Kontrol jarak maksimum sengkang

$$s_{max} = \frac{d}{4} = 122,25 \text{ mm}$$

$$= 8 \cdot d_b \text{ tulangan pokok} = 176 \text{ mm}$$

$$= 24 \cdot d_b \text{ tulangan sengkang} = 240 \text{ mm}$$

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

Dipakai sengkang **3P10-120**

e) Diluar daerah sendi plastis

Gaya geser balok diluar sendi plastis ditahan oleh kuat geser sengkang dan sebagian lagi ditahan oleh kuat geser beton. Sehingga untuk dapat menghitung gaya geser digunakan persamaan **3.131**

$$V_{sn2} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Yang mana $V_u = Y$, penjelasan Y dapat dilihat pada gambar 5.22 d)
perhitungan nilai Y adalah sebagai berikut :

$$Y = 57,912 + \left[(162,19 - 57,912) \times \left(\frac{8500 - 1100}{8500} \right) \right] = 148,6952 \text{ kN}$$

Maka gaya geser diluar sendi plastis V_{sn2} adalah :

$$V_{sn2} = \frac{Y}{\phi} - V_c = \frac{148,6952}{0,75} - 101,875 = 96,385 \text{ kN}$$

Dicoba dipakai sengkang **P10**

maka luas potongan , $A_d = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$

Dicoba dipakai sengkang **2-kaki**

dengan demikian luas total potongan sengkang , $A_v = 2 \cdot 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2$

Jarak sengkang,

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s2}} = \frac{235,5 \cdot 400 \cdot 489}{96,385} = 318,77 \text{ mm}$$

Kontrol jarak maksimum sengkang

$$s_{max} = \frac{d}{4} = 122,25 \text{ mm}$$

$$= 8 \cdot d_b \text{ tulangan pokok} = 176 \text{ mm}$$

$$= 24 \cdot d_b \text{ tulangan sengkang} = 240 \text{ mm}$$

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

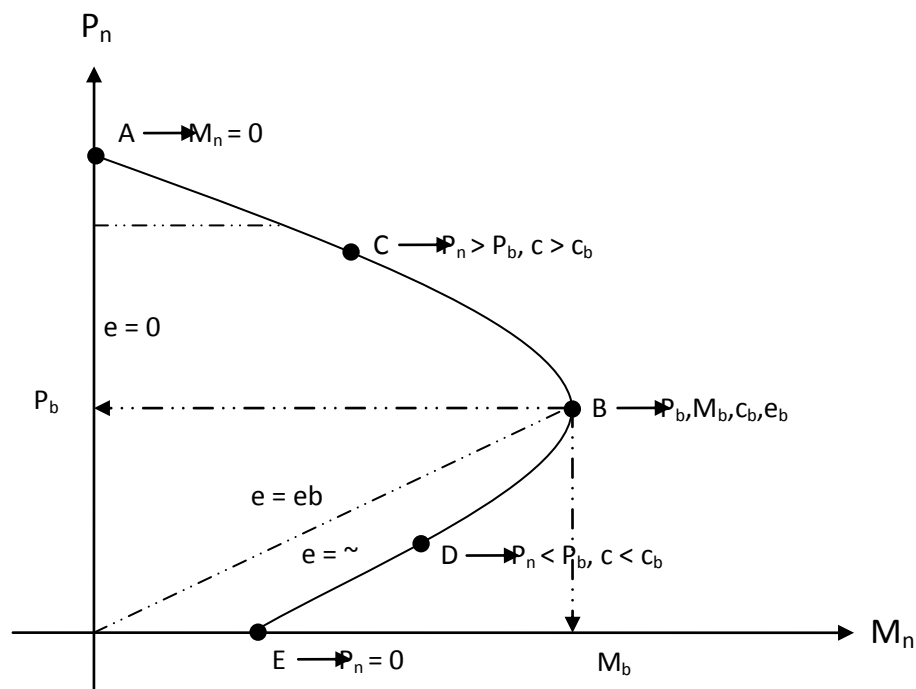
Dipakai sengkang **2P10-120**

Contoh perhitungan redisain balok diatas adalah contoh perhitungan pada balok portal 4 lantai 1-3, bentang tengah yang tidak memenuhi syarat, tetapi penulis melakukan redisain balok secara menyeluruh dengan perhitungan yang sama seperti contoh perhitungan diatas.

5.4.1.2 Evaluasi kolom pada M_n-P_n

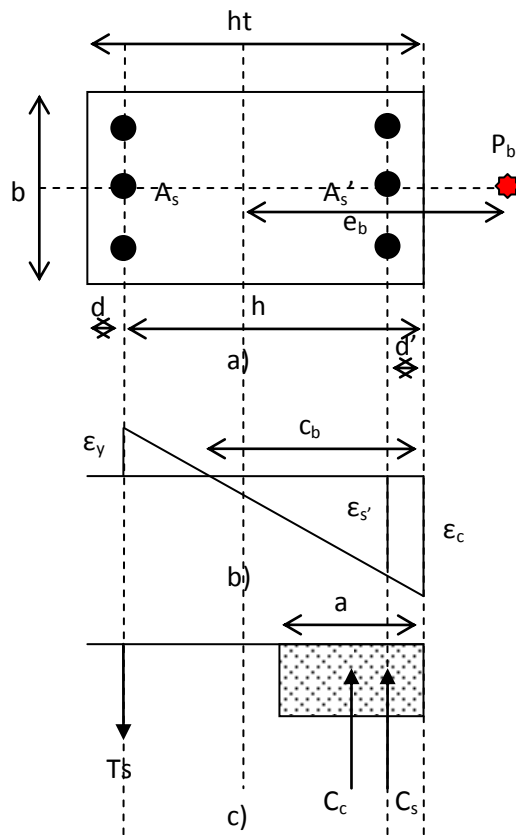
1. Diagram M_n-P_n

Desain kolom adalah menentukan ukuran kolom dan menentukan luas dan penempatan tulangan sehingga memenuhi kebutuhan gaya aksial P_n dan momen lentur M_n . Secara umum desain kolom dapat dilakukan dengan cara grafis / diagram interaksi M_n-P_n . Kondisi-kondisi yang ada pada grafik M_n-P_n adalah kondisi yang dimungkinkan terjadi pada kolom. Kondisi tersebut digambarkan pada **Gambar 5.23** yang diwakili pada notasi A,B,C,D dan E.



Gambar 5.23 Grafik M_n-P_n

Untuk memulai analisis maka dipakai model potongan kolom seperti yang tampak pada **Gambar 5.23**. Pada umumnya tulangan kolom merupakan tulangan kembar/simetsis, artinya luas tulangan salah satu sisi sama banyak/luasnya dengan tulangan disisi yang lain. Apabila demikian maka titik berat potongan (*plastic centroid*) akan berada ditengah tengah.



Gambar 5.24 a) Penampang kolom, b) Diagram tegangan dan regangan penampang kolom, c) Gaya pada join

Kolom yang ditinjau adalah kolom K2-5 pada portal 5, kolom 2(tengah), lantai 1, yang mana seperti terlihat pada Tabel 5.6 dan Gambar 5.12 pada kolom tersebut tidak memenuhi syarat aman. Direncanakan memakai tulangan 12D22 (1,3%) dan direncanakan menggunakan baja dengan tegangan leleh $f_y = 390$ Mpa, kuat desak beton $f'_c = 25$ Mpa, $b = 55$ cm, dan $h = 55$ cm

Berikut ini adalah contoh perhitungan grafik M_n-P_n

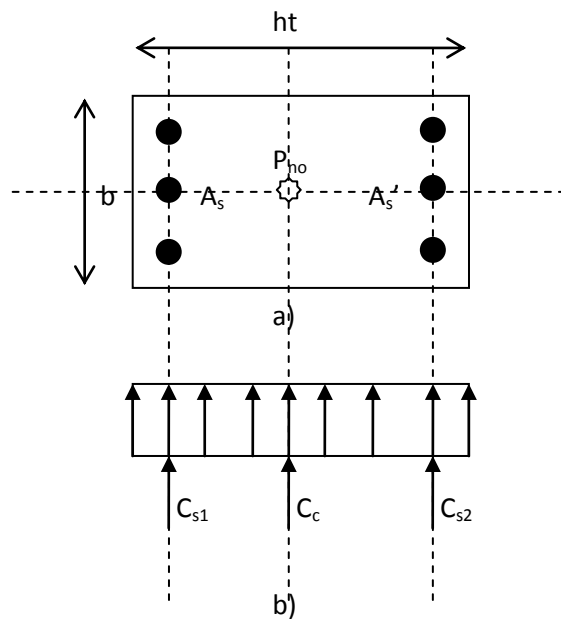
a) Kolom dengan beban sentries ($M_n = 0$)

$$A_g = b.h = 550.550 = 302\,500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1966,25 \text{ mm}^2$$

Gaya aksial nominal kolom yang mengalami beban sentris ditunjukkan dalam persamaan 3.154. Perhitungan gaya aksial kolom adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 P_{n0} &= \{0.85 \times f_c' \times (b \times h - (A_s + A_s')) + (A_s + A_s') \cdot f_y\} \times 10^{-3} \\
 &= \{0.85 \cdot 25 \cdot (550 \cdot 550 - (1966,25 + 1966,25)) + (1966,25 + 1966,25) \cdot 3900\} \cdot 10^{-3} \\
 &= 7961,8 \text{ kN} \\
 P_{n0-maks} &= 0,8 P_{n0} \\
 &= 0,8 \cdot 7961,8 = 6369,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.25 a) Penampang kolom, b) diagram tegangan kolom dengan beban sentries

b) Kolom kondisi balance (P_b, M_b, c_b, e_b)

Dimensi notasi untuk perhitungan gaya-gaya dalam yang terjadi dapat dilihat dalam **Gambar 5.25**. Perhitungan gaya-gaya dalam kolom adalah sebagai berikut ini :

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \cdot d$$

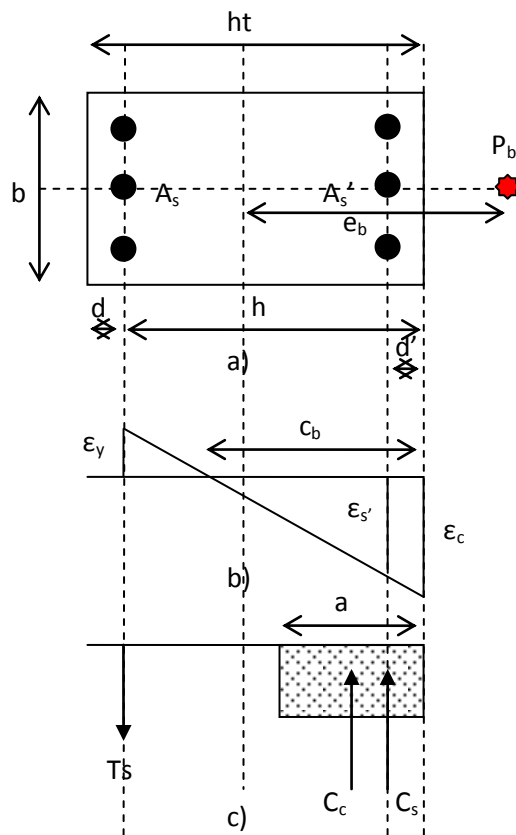
$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$c_b = \frac{0,003}{0,003 + 0,00195} \cdot 489 = 296,36 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{c - d_w}{c} \cdot E_s \cdot \varepsilon_c$$

$$f_s' = \frac{296,36 - 61}{296,36} \cdot 200000 \cdot 0,003 = 476,5 \text{ MPa}$$

f_s' pakai = $f_y = 390 \text{ MPa}$



Gambar 5.26 a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam kolom

Gaya yang dihasilkan beton desak ditunjukkan dalam persamaan 3.124, gaya yang dihasilkan baja desak ditunjukkan dalam persamaan 3.125, dan gaya yang dihasilkan oleh baja tarik ditentukan persamaan 3.126. Gaya aksial kolom dalam keadaan seimbang ditentukan dalam persamaan 3.123. Prinsip perhitungan mengacu pada **Gambar 5.26**.

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,85 \cdot 296,36 = 251,91 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b = 0,85 \cdot 25 \cdot 550 \cdot 251,91 = 2944,19 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f'_c) = 1966,25 \cdot (390 - 0,85 \cdot 25) = 725,05 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1966,25 \cdot 390 = 766,8375 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_w \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_w \right) \\ &= 2944,19 \cdot \left(\frac{489}{2} - \frac{251,91}{2} \right) + 725,05 \cdot \left(\frac{489}{2} - 61 \right) - 766,8375 \cdot \left(\frac{489}{2} - 61 \right) \\ &= 734,69 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P_b = C_c + C_s - T_s = 2944,19 + 725,05 - 766,8375 = 2902,4 \text{ kN}$$

c) Kondisi patah desak ($P_n > P_b$, $c > c_b$)

Perhitungan gaya aksial kolom yang mengalami patah desak ditentukan oleh persamaan **3.130** yang mana prinsip perhitungan telah dijelaskan dalam **BAB III** mengenai landasan teori. Untuk membuat diagram M_n - P_n , maka cara yang paling mudah adalah mengasumsikan nilai c , untuk kondisi patah desak $c > c_b$.

$$c = 1,2 \cdot c_b = 1,2 \cdot 296,36 = 355,64 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{(h - c) E_s \cdot \varepsilon_c}{c} = \frac{(489 - 355,64) \cdot 200000 \cdot 0,003}{355,64} = 225 \text{ Mpa} < f_y$$

$$f_s' = \frac{c - d_w}{c} \cdot E_s \cdot \varepsilon_c = \frac{355,64 - 61}{355,64} \cdot 200000 \cdot 0,003 = 497,09 \text{ Mpa}$$

$$f_s \text{ pakai} = 225 \text{ Mpa}$$

$$a = \beta \cdot c = 0,85 \cdot 355,64 = 302,29 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 25 \cdot 550 \cdot 302,29 = 3533,03 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s - 0,85 \cdot f'_c) = 1966,25 \cdot (225 - 0,85 \cdot 25) = 725,05 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1966,25 \cdot 225 = 442,41 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_w \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_w \right)$$

$$= 3533,03 \cdot \left(\frac{489}{2} - \frac{302,29}{2} \right) + 725,05 \cdot \left(\frac{489}{2} - 61 \right) - 442,41 \cdot \left(\frac{489}{2} - 61 \right)$$

$$= 673,92 \text{ kNm}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 3533,03 + 725,05 - 673,92 = 3815,67 \text{ kN}$$

d) Kondisi patah tarik ($P < P_b$, $c < c_b$)

Perhitungan kolom dalam kondisi patah tarik ditentukan dalam persamaan **3.136** yang mana perhitungan gaya-gaya yang bekerja telah dijelaskan dalam **BAB III** mengenai landasan teori perhitungan. Pada kondisi patah tarik maka asumsi nilai $c < c_b$.

$$c = 0,65 \cdot c_b = 0,65 \cdot 296,36 = 192,64 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{(h-c)E_s \cdot \varepsilon_c}{c} = \frac{(489-192,64) \cdot 200000 \cdot 0,003}{192,64} = 923,08 \text{ MPa} > f_y$$

$$f_s \text{ pakai} = f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 192,64 = 163,7409 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 25 \cdot 550 \cdot 163,7409 = 1913,72 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) = 1966,25 \cdot (390 - 0,85 \cdot 25) = 725,05 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1966,25 \cdot 390 = 766,8375 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_w \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_w \right)$$

$$= 1913,72 \cdot \left(\frac{489}{2} - \frac{163,7409}{2} \right) + 725,05 \cdot \left(\frac{489}{2} - 61 \right) - 766,8375 \cdot \left(\frac{489}{2} - 61 \right)$$

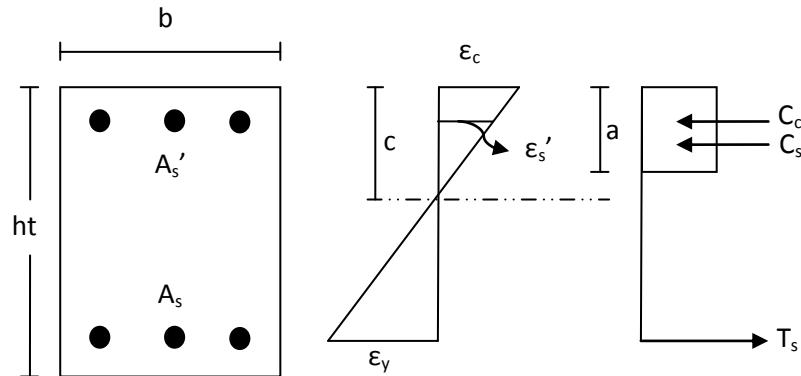
$$= 665,47 \text{ kNm}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 1913,72 + 725,05 - 665,47 = 1871,94 \text{ kN}$$

e) Batang lentur murni ($P_n = 0$)

Pada kondisi lentur murni, kolom-kolom yang dibahas akan berperilaku sebagai mana lentur murni pada balok. Karena tulangan yang dipasang adalah tulangan simetris maka baja desak jelas belum leleh. Oleh karena itu analisis

menjadi seperti pada analisis balok tulangan rangkap dengan tulangan desak belum leleh.



Gambar 5.27 Kolom Lentur Murni

Tinggi beton tekan (a) dapat dihitung dengan keseimbangan gaya-gaya dengan melihat gambar 5.27

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot \varepsilon_s \cdot E_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d_w}{a} \cdot \varepsilon_c \cdot E_s$$

$$(4.379,94) \cdot 390 = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 550 + (4.379,94) \cdot \frac{a - 0,85 \cdot 61}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$11687,5 a^2 + 319149,6 a - 47279733,6 = 0$$

Dari persamaan ABC di atas didapat nilai $a = 51,398$ mm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{51,398}{0,85} = 60,468 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{c - d_w}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{60,468 - 61}{60,468} \cdot 0,003 = -0,00003 < \varepsilon_y = 0,00195$$

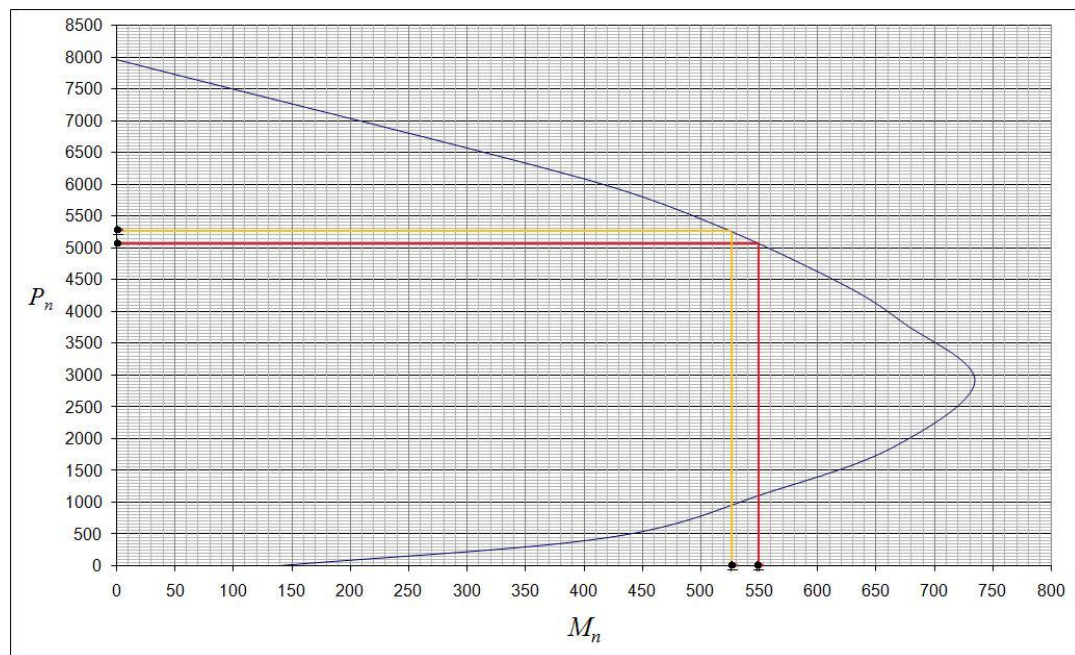
$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = -0,00003 \cdot 200000 = -6 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 51,398 = 510,607 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1966,25 \cdot -6 = -11,7975 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right) + T_s \cdot (h - d)$$

$$\begin{aligned}
 &= 510,607 \cdot \left(489 - \frac{163,7409}{2} \right) - 11,7975 \cdot (489 - 61) \\
 &= 138,2521 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

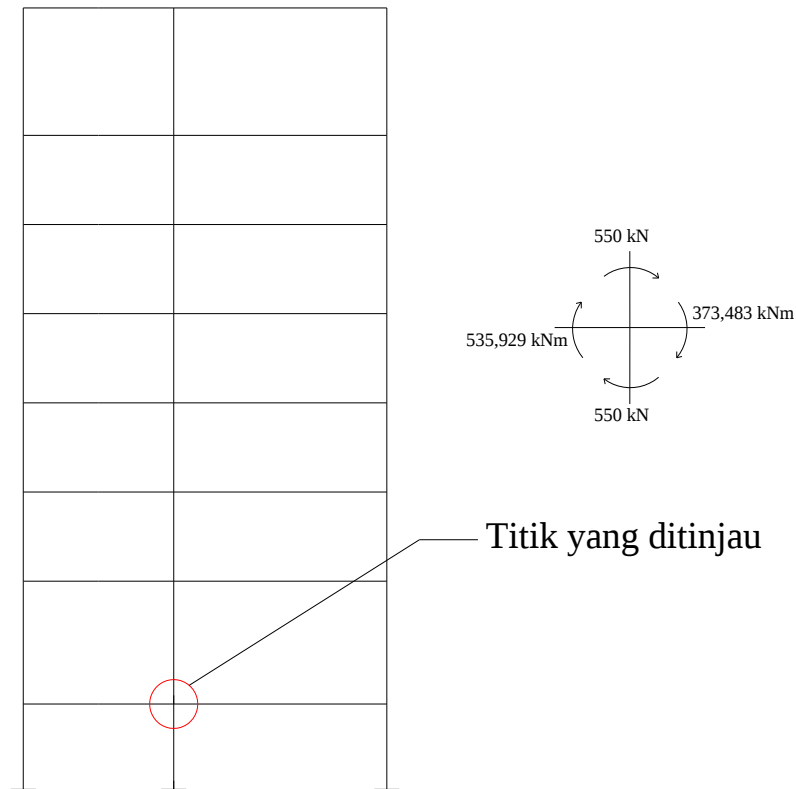


Gambar 5.28 Diagram Interaksi Kolom K2-5

Plot P_u lantai 1 dan 2 dari hasil pada ETABS ke ordinat diagram $M-P$ **Gambar 5.28** untuk mendapatkan titik A dan B. Dari titik tersebut kemudian ditarik garis horizontal ke diagram M_n-P_n , untuk mendapatkan nilai momen ultimit kolom (M_e).

2. Momen rencana kolom (*strong columns weak beams*)

Momen rencana kolom yang ditinjau adalah pada portal 5, lantai 1, kolom tengah seperti terlihat pada Gambar 5.29 dibawah ini



Gambar 5.29 Tinjauan momen rencana kolom pada portal 5

Dari diagram pada Gambar 5.25 di atas di dapat nilai

$$M_{e1} = 551 \text{ kN} \text{ dan } M_{e2} = 529 \text{ kN}$$

$$M_{g1} = 535,929 \text{ kNm} \text{ dan } M_{g2} = 373,483 \text{ kNm}$$

Sesuai filosofi “*Capacity Design*”, dengan persamaan **3.137**.

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

$$\sum M_e = 551 + 529 = 1080 \text{ kNm}$$

$$\sum M_g = 561,947 + 373,483 = 935,43 \text{ kNm}$$

$$\sum M_e \geq \phi \frac{6}{5} \cdot \sum M_g = 1080 \geq 0,8 \cdot \frac{6}{5} \cdot 935,43 = 1080 > 898,0128$$

Dari contoh perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa kuat lentur kolom memenuhi syarat aman prinsip *Strong Column, weak beam*.

3. Perencanaan Tulangan Geser Kolom

a. Tulangan pengekan (*confinement reinforcement*)

Dimensi kolom 550 x 550 mm, $A_g = 550 \times 550 = 302\,500 \text{ mm}^2$

Tulangan D13, $A_{db} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$

$f_y = 400 \text{ MPa}, f'_c = 25 \text{ Mpa}$

h_c = cross section dimensi inti

$$= b_w - 2 (s_b + \frac{1}{2} d_b) = 550 - 2 (40 + \frac{1}{2} 13) = 457 \text{ mm}$$

A_{ch} = cross section area inti kolom, diukur dari serat terluar sengkang ke serat terluar sengkang sisi lainnya.

$$= (b_w - (2 \cdot s_b)) \cdot (b_w - (2 \cdot s_b))$$

$$= (550 - (2 \cdot 40)) \cdot (550 - (2 \cdot 40)) = 220\,900 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \left(\frac{h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,3 \left(\frac{457 \cdot 25}{400} \right) \left(\frac{302500}{220900} - 1 \right) = 3,165 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right)$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \left(\frac{457 \cdot 25}{400} \right) = 2,57 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan nilai terbesar, $\frac{A_{sh}}{s} = 3,165 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Jarak maksimum tulangan sengkang, SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.4.2 :

- $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil kolom = $\frac{1}{4} \cdot 550 = 137,5 \text{ mm}$
- $6 d_{b \text{ pokok}} = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$
- s_x , dengan persamaan : $s \leq 100 + \frac{350 - h_g}{3}$

$$h_g = \frac{2}{3} h_c = \frac{2}{3} \cdot 457 = 304,667 \text{ mm}$$

$$s = 100 + \frac{350 - 304,667}{3} = 115,111 \text{ mm}$$

maka $s_x = 115 \text{ mm}$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 3,165 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh} = 3,165 \cdot 115 = 363,975 \text{ mm}^2$$

Dipakai **D13, 4 kaki**,

$$A_v = A_{db} \cdot \text{jumlah kaki} = 132,665 \cdot 4 = 530,66 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 363,975 \text{ mm}^2$$

Ok, kebutuhan A_{sh} minimum terpenuhi, digunakan **4D13-115**

Tulangan *hoop* tersebut diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom, l_o dipilih yang terbesar antara :

- tinggi penampang komponen struktur pada HBK = 550 mm
- $1/6$ tinggi bersih kolom = $1/6 \cdot 3500 = 583,333 \text{ mm}$
- 500 mm

Digunakan $l_o = 583 \text{ mm}$

b. Tulangan geser kolom

Daerah tumpuan kolom

Kolom atas k_a , 550 x 550 mm

$$\text{Inersia } k_a = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 550 \cdot 550^3 = 7,626 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Tinggi bersih kolom atas = 3,5 m

$$\frac{I}{h k_a} = \frac{7,626 \cdot 10^9}{3500} = 217857,143 \text{ mm}^3$$

Kolom bawah k_b , 550 x 550 mm

$$\text{Inersia } k_a = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 550 \cdot 550^3 = 7,626 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Tinggi bersih kolom atas = 4,12 m

$$\frac{I}{h k_b} = \frac{7,626 \cdot 10^9}{4120} = 1582157,676 \text{ mm}^3$$

Faktor angka kekakuan kolom atas, DF_a

$$= \frac{\frac{I}{hk_a}}{\frac{I}{hk_a} + \frac{I}{hk_b}} = \frac{2178857,143}{2178857,143 + 1582157,676} = 0,58$$

Faktor angka kekakuan kolom bawah, DF_b

$$= \frac{\frac{I}{hk_b}}{\frac{I}{hk_a} + \frac{I}{hk_b}} = \frac{1582157,676}{1582157,676 + 2178857,143} = 0,42$$

Gaya geser kolom,

$$V_e = \frac{(M_{pr.i.k_a} DF_a) + (M_{pr.a.k_b} DF_b)}{hk_n}$$

$$= \frac{\{(561,947 + 373,483) \cdot 0,58\} + \{(561,947 + 373,483) \cdot 0,42\}}{3,15}$$

$$= 304,565 \text{ kN}$$

V_e tidak boleh lebih kecil dari hasil analisis struktur = 392,26 kN

Digunakan $V_e = 392,26 \text{ kN}$

$$\frac{V_e}{\phi} = \frac{392,26}{0,75} = 523,01 \text{ kN}$$

Gaya aksial tekan terkecil dari hasil analisis struktur, $N_U = 8553,7 \text{ kN}$

Kuat geser yang ditahan oleh beton,

$$V_c = \left(1 + \frac{N_U}{14A_g}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \left(1 + \frac{8553,7 \cdot 1000}{14(1000 \cdot 1200)}\right) \frac{\sqrt{30}}{6} 1000 \cdot 1134,5 \cdot 10^{-3}$$

$$= 1562,95 \text{ kN}$$

Tulangan geser kolom harus direncanakan dengan menganggap $V_c = 0$ jika :

- V_e yang dihitung dengan M_{pr} mewakili 50 % atau lebih V_e maksimum perlu,
 $V_e = 304,565 \text{ kN} > \frac{1}{2} \cdot 392,26 = 196,13 \text{ kN}$
- N_U akibat gempa tidak melampaui $0,2 A_g f'_c$
 $N_U = 8553,7 \text{ kN} > 0,2 \cdot (1000 \cdot 1200) \cdot 30 \cdot 10^{-3} = 7200 \text{ kN}$

Meskipun hanya satu syarat yang terpenuhi, maka digunakan anggapan konservatif, maka $V_c = 0$.

Gaya geser yang harus ditahan kolom, V_s

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = 523,01 - 0 = 523,01 \text{ kN}$$

Gaya geser maksimum, V_s maks

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 1134,5 \cdot 10^{-3} = 4142,6 \text{ kN}$$

Karena $V_s < V_s$ maks, maka V_s pakai = 523,01 kN

Digunakan tulangan D13, 4 kaki, $A_v = 530,93 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak sengkang, } s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{530,93 \cdot 390 \cdot 1134,5}{523,01 \cdot 1000} = 449,15 \text{ mm}$$

Karena jarak sengkang melampaui jarak sengkang maksimum dan A_{sh} , maka digunakan tulangan sengkang digunakan untuk tulangan pengekang.

Digunakan **4 D13 – 60**.

Daerah lapangan kolom

Pada daerah ini, beton mampu menahan gaya geser.

Gaya geser yang harus ditahan kolom, V_s

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = 523,01 - 1562,45 = -1032 \text{ kN}$$

Gaya geser sudah cukup ditahan oleh beton, maka digunakan tulangan geser sesuai A_{sh} untuk tulangan pengekang.

Digunakan **4 D13 – 60**.

5.4.1.3 Perhitungan Beam-Column Joint

1. Dimensi hubungan balok-kolom

Menurut SNI Pasal 23.5.3.1, luas efektif hubungan balok kolom

$$(A_j) = 550.550 = 302\,500 \text{ mm}^2.$$

Menurut SNI Pasal 23.5.1.4, panjang *joint* yang diukur paralel terhadap tulangan lentur balok yang menyebabkan geser di *joint* sedikitnya 20 kali $d_b = 20 \cdot 25 = 500 \text{ mm} < 750 \text{ mm}$ ok

2. Penulangan transversal untuk pengekanan

Pada penulangan balok-kolom yang keempat mukanya terdapat balok-balok dengan lebar setidaknya-tidaknya $\frac{3}{4}$ lebar kolom, harus dipasang tulangan transversal sedikitnya setengah sesuai yang disyaratkan oleh pasal 23.4.4.1 dan jarak tulangan dapat diperbesar menjadi 150 mm.

Dari perencanaan sebelumnya, didapat $\frac{A_{sh}}{s} = 3,165 \text{ mm}^2/\text{mm}$ (Perencanaan tulangan geser kolom, tulangan pengekanan)

$$\frac{1}{2} \frac{A_{sh}}{s} = \frac{1}{2} \cdot 3,165 = 1,583 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dicoba pasang sengkang dengan jarak 100 mm.

Luas tulangan sengkang yang dibutuhkan, A_{sh}

$$A_{sh} = s \cdot \frac{A_{sh}}{s} = 100 \text{ mm} \cdot 1,583 \text{ mm}^2/\text{mm} = 158,3 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan sengkang D13, $A_{db} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$

Pakai 4 kaki, $A_v = A_{db} \cdot \text{jumlah kaki} = 132,73 \cdot 4 = 530,93 \text{ mm}^2$

$$A_v = 530,93 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 158,3 \text{ mm}^2$$

Ok, luas tulangan sengkang minimum terpenuhi. Dipakai **4D13-100**.

3. Kekuatan geser Bcj

Balok yang memasuki *joint* memiliki momen kapasitas $M_{pr}^- = 561,947 \text{ kNm}$ dan $M_{pr}^+ = 373,483 \text{ kNm}$. Sesuai dengan desain kolom sebelumnya angka kekakuan kolom atas = kolom bawah = $DF = 0,5$.

$$M_{e.k_a} = DF \cdot (M_{pr}^- + M_{pr}^+) = 0,5 \cdot (561,947 + 373,483) = 467,715 \text{ kNm}$$

$$M_{e.k_b} = DF \cdot (M_{pr}^- + M_{pr}^+) = 0,5 \cdot (561,947 + 373,483) = 467,715 \text{ kNm}$$

Geser pada kolom ditinjau,

$$V_{sway} = \frac{M_{e.k_a} + M_{e.k_b}}{hk_n} = \frac{467,715 + 467,715}{3,5} = 267,266 \text{ kN}$$

Pada Bcj , terdapat balok, dengan tulangan :

Balok kiri, tulangan atas = 6 D22, $A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$

Balok kanan, tulangan atas = 6 D22, $A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$

Gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan balok bagian kiri,

$$T_1 = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y = 1,25 \cdot 2279,64 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 1139,82 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada baja tulangan balok bagian kiri,

$$C_1 = T_1 = 1139,82 \text{ kN}$$

Gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan balok bagian kanan,

$$T_2 = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y = 1,25 \cdot 2279,64 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 1139,82 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada baja tulangan balok bagian kanan,

$$C_2 = T_2 = 1139,82 \text{ kN}$$

Gaya geser total yang bekerja,

$$V_u = V_j = V_{sway} - T_1 - C_2 = 267,266 - 1139,82 - 1139,82 = -2012,374 \text{ kN}$$

Gaya geser bekerja ke arah kiri searah gaya T_1 .

Kuat geser nominal B_{cj} yang dikekang dikeempat sisinya dihitung dengan persamaan **3.179**.

$$V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = 1,7 \cdot \sqrt{25} \cdot 302500 \cdot 10^{-3} = 2571,25 \text{ kN}$$

$\phi V_n = 0,8 \cdot 2571,25 = 2057 \text{ kN} > V_u = 2012,374 \text{ kN}$, maka B_{cj} mempunyai kuat geser yang cukup.

Setelah diredisain ternyata bangunan tersebut sudah aman, dan selanjutnya akan dilakukan pendekatan evaluasi terhadap level kinerja.

[illegible]

Gambar 5.30 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredesain Portal 1-3

Mt/Mu Vt/Vu Pt/Pu	= 2,62 = 3,10 = 1,08	1,51 1,29 4,62	1,79 2,39 1,46	1,41 1,65 4,90	1,29 3,53 1,32
	= 2,68 = 2,38 = 3,12	1,51 1,29 4,62	2,16 2,15 3,12	1,41 1,65 4,90	2,17 2,93 3,41
	= 1,65 = 2,02 = 3,83	1,51 1,29 4,62	1,74 2,05 3,71	1,41 1,65 4,90	1,40 2,75 4,10
	= 1,26 = 2,08 = 3,93	1,51 1,29 4,62	1,03 1,69 3,61	1,41 1,65 4,90	1,26 1,89 4,12
	= 1,67 = 2,27 = 3,12	1,13 1,18 2,54	1,29 2,85 3,27	1,10 1,28 3,04	1,64 2,14 3,52
	= 2,93 = 2,72 = 2,25	1,13 1,18 2,54	2,92 1,95 2,22		3,02 2,15 2,13
	= 2,98 = 2,37 = 2,87		1,26 1,95 2,13		2,72 2,03 2,43
Mt/Mu Vt/Vu Pt/Pu	= 2,45 = 2,33 = 2,62	Mt/Mu tum (-) = 1,13 Mt/Mu tum (+) = 1,18 Vt/Vu tum = 2,54	2,07 1,64 0,95	Mt/Mu tum (-) = 1,10 Mt/Mu tum (+) = 1,28 Vt/Vu tum = 3,04	3,54 1,92 2,63

POT - 4

Mt/Mu Vt/Vu Pt/Pu	= 2,93 = 3,95 = 3,73	1,39 1,11 5,10	2,77 3,67 4,30	1,30 1,51 4,90	2,86 2,37 4,07
	= 2,86 = 2,55 = 3,49	1,39 1,11 5,10	2,90 2,70 3,32	1,30 1,51 4,90	2,95 2,49 2,48
	= 1,40 = 1,37 = 2,39	1,39 1,11 5,10	1,18 2,63 2,10	1,30 1,51 4,90	1,76 2,75 2,09
	= 1,43 = 2,69 = 3,65	1,39 1,11 5,10	1,40 2,57 3,12	1,30 1,51 4,90	1,10 2,87 3,40
	= 1,97 = 2,79 = 3,71	1,20 1,41 2,68	1,60 2,42 3,28	1,28 1,61 3,04	1,75 2,51 3,11
	= 1,77 = 2,35 = 2,73	1,20 1,41 2,68	1,03 1,32 3,14	1,28 1,61 3,04	1,84 2,78 2,72
	= 1,86 = 2,14 = 2,15		1,23 1,96 3,98		1,38 2,54 3,75
Mt/Mu Vt/Vu Pt/Pu	= 1,15 = 1,92 = 3,06	Mt/Mu tum (-) = 1,20 Mt/Mu tum (+) = 1,41 Vt/Vu tum = 2,68	1,98 1,19 3,96	Mt/Mu tum (-) = 1,28 Mt/Mu tum (+) = 1,61 Vt/Vu tum = 3,04	1,29 1,49 3,32

POT - 5

Mt/Mu Vt/Vu Pt/Pu	= 2,44 = 2,33 = 4,06	1,04 1,02 8,03	2,07 3,32 3,97	1,31 1,38 6,66	1,27 2,82 3,36
	= 1,15 = 3,12 = 3,73	1,04 1,02 8,03	1,61 3,45 3,30	1,31 1,38 6,66	1,38 2,34 3,08
	= 1,22 = 2,76 = 3,95	1,04 1,02 8,03	1,83 2,13 4,30	1,31 1,38 6,66	1,37 1,72 4,10
	= 1,01 = 2,42 = 3,73	1,04 1,02 8,03	1,88 2,46 3,12	1,31 1,38 6,66	1,49 1,11 3,11
	= 1,05 = 1,37 = 3,45	1,29 1,17 4,01	1,78 1,35 3,61	1,63 1,80 3,63	2,20 1,95 4,10
	= 1,06 = 1,25 = 3,46	1,29 1,17 4,01	1,03 1,21 3,83	1,63 1,80 3,63	1,36 2,01 4,20
	= 1,65 = 1,95 = 3,15		1,19 1,37 2,14		1,14 1,55 3,43
Mt/Mu Vt/Vu Pt/Pu	= 1,27 = 1,94 = 2,70	Mt/Mu tum (-) = 1,29 Mt/Mu tum (+) = 1,17 Vt/Vu tum = 4,01	1,88 1,43 2,15	Mt/Mu tum (-) = 1,63 Mt/Mu tum (+) = 1,80 Vt/Vu tum = 3,63	1,11 1,55 2,42

POT - 6

Gambar 5.31 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredesain Portal 4-6

M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	3.93 4.42 1.52	1.01 3.95 1.16	1.99 1.54 3.41	1.21 3.95 1.45	2.29 1.63 5.62	1.93 1.45 4.13	1.23 3.95 1.55
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.21 2.82 3.27	1.21 2.82 3.27	1.99 1.54 3.41	1.26 2.82 1.78	2.29 1.63 5.62	1.93 1.45 4.13	1.86 2.82 2.32
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.31 2.02 1.64	1.31 2.02 1.64	1.99 1.54 3.41	1.11 2.02 1.86	2.29 1.63 5.62	1.93 1.45 4.13	2.25 2.02 1.44
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.56 2.12 2.86	1.56 2.12 2.86	1.99 1.54 3.41	1.58 2.12 1.46	2.29 1.63 5.62	1.93 1.45 4.13	2.27 2.12 2.60
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.42 1.63 1.81	1.42 1.63 1.81	2.76 1.75 1.88	1.30 1.63 1.40	1.66 2.06 3.63	1.67 1.63 2.60	1.11 1.63 3.51
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.33 2.51 2.57	1.67 2.15 1.72	2.76 1.75 1.88	1.63 2.15 1.27	1.66 2.06 3.63	2.01 2.15 2.37	2.89 2.15 3.61
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.74 2.51 1.83	1.51 1.96 1.75	2.76 1.75 1.88	1.78 1.96 1.23	1.66 2.06 3.63	1.58 1.96 2.11	1.74 1.96 2.63
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.75 4.26 1.53	2.26 1.95 1.53	M/Mu tum (-) = 2.76 M/Mu tum (+) = 1.75 V/Vu tum = 1.88	1.52 1.95 1.08	M/Mu tum (-) = 1.66 M/Mu tum (+) = 2.06 V/Vu tum = 3.63	1.39 1.95 1.51	1.42 1.95 2.79
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.84 2.06 2.29	1.84 2.06 2.29	1.84 2.06 2.29	1.84 2.06 2.29	1.84 2.06 2.29	1.84 2.06 2.29	1.84 2.06 2.29
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.62 1.17 1.48	1.62 1.17 1.48	1.62 1.17 1.48	1.62 1.17 1.48	1.62 1.17 1.48	1.62 1.17 1.48	1.62 1.17 1.48
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.29 1.16 2.70	1.29 1.16 2.70	1.29 1.16 2.70	1.29 1.16 2.70	1.29 1.16 2.70	1.29 1.16 2.70	1.29 1.16 2.70
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.34 1.42 3.04	1.34 1.42 3.04	1.34 1.42 3.04	1.34 1.42 3.04	1.34 1.42 3.04	1.34 1.42 3.04	1.34 1.42 3.04
M/Mu V/Vu P/Pu	= = =	1.22 1.95 3.76	1.22 1.95 3.76	M/Mu tum (-) = 1.57 M/Mu tum (+) = 1.22 V/Vu tum = 2.54	1.22 1.95 3.76	M/Mu tum (-) = 1.57 M/Mu tum (+) = 1.22 V/Vu tum = 2.54	1.39 1.49 3.89	1.39 1.49 3.89

POT - B

POT - C

Gambar 5.32 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredesain Portal B dan C

MuMu	VuVu	PuPu	1.04	2.51	1.25	1.30	3.95	1.66	1.67	1.30	5.04	1.04	1.09	5.62	2.00	1.61	3.28	1.05	3.95	1.32
MuMu	VuVu	PuPu	1.18	2.51	1.48	1.22	2.82	1.76	1.67	1.30	5.04	1.04	1.09	5.62	2.00	1.61	3.28	2.27	2.82	1.15
MuMu	VuVu	PuPu	1.17	2.51	1.99	1.08	2.02	2.11	1.67	1.30	5.04	1.04	1.09	5.62	2.00	1.61	3.28	1.83	2.02	3.06
MuMu	VuVu	PuPu	1.57	2.51	2.69	1.16	2.12	2.51	1.67	1.30	5.04	1.04	1.09	5.62	2.00	1.61	3.28	1.49	2.12	2.82
MuMu	VuVu	PuPu	1.64	1.39	2.29	1.22	1.63	2.21	1.22	1.40	3.23	1.29	1.17	3.63	1.44	1.37	2.17	1.38	1.63	2.11
MuMu	VuVu	PuPu	1.43	1.43	1.27	1.20	1.66	1.39	1.66	1.63	1.19	1.29	1.17	3.63	1.39	1.44	1.37	2.04	2.15	1.18
MuMu	VuVu	PuPu	1.80	2.51	1.66	1.15	1.96	1.61	1.40	1.96	1.36	1.29	1.17	3.63	1.85	1.96	1.22	1.77	1.96	1.77
MuMu	VuVu	PuPu	2.27	2.51	1.51	1.36	1.95	1.35	MuMu (-) = 1.22	MuMu (+) = 1.40	MuMu tum = 3.23	MuMu tum (-) = 1.29	MuMu tum (+) = 1.17	MuMu tum = 3.63	1.38	1.95	1.18	1.39	1.95	1.48

POT - D

Gambar 5.33 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredesain Portal D

5.6 Acceptance Criteria

Penerimaan kriteria akan dilakukan dengan dua cara, yaitu Prosedur Statik Linier dan Prosedur Statik Non-Linier(*pushover*).

5.6.1 Prosedur statik linier

Portal yang akan ditinjau adalah portal 4, balok bentang kiri, lantai 2 dan kolom tengah dengan menggunakan persamaan **3.179**,

- Prosedur pada Balok

$$\text{mk}Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

$$Qud = M_u = 241,667 \text{ kNm (Hasil analisis struktur)}$$

$$Q_{ce} = M_t = 369,165 \text{ kNm}$$

$$m = \frac{Q_{UD}}{kQ_{CE}} = \frac{241,667}{0,75.269,165} = 1,20$$

$$\rho - \rho' / \rho_{\text{bal}} = 0,013 < 0,1$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} = \frac{216253}{250.61 \cdot \sqrt{25}} = 2,84 < 3$$

dengan melihat **Tabel 3.6** maka, balok pada portal 4, bentang kiri, lantai 2, penulangan balok melintangnya adalah “C” atau *Conforming*, dan level kinerjanya adalah **Immediate Occupancy (IO)** yang artinya struktur tidak mengalami kerusakan struktural dan tidak mengalami kerusakan non struktural.

- Prosedur pada Kolom

$$m \kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

$$Q_{UD} = M_u = 281,09 \text{ kNm (Hasil analisis struktur)}$$

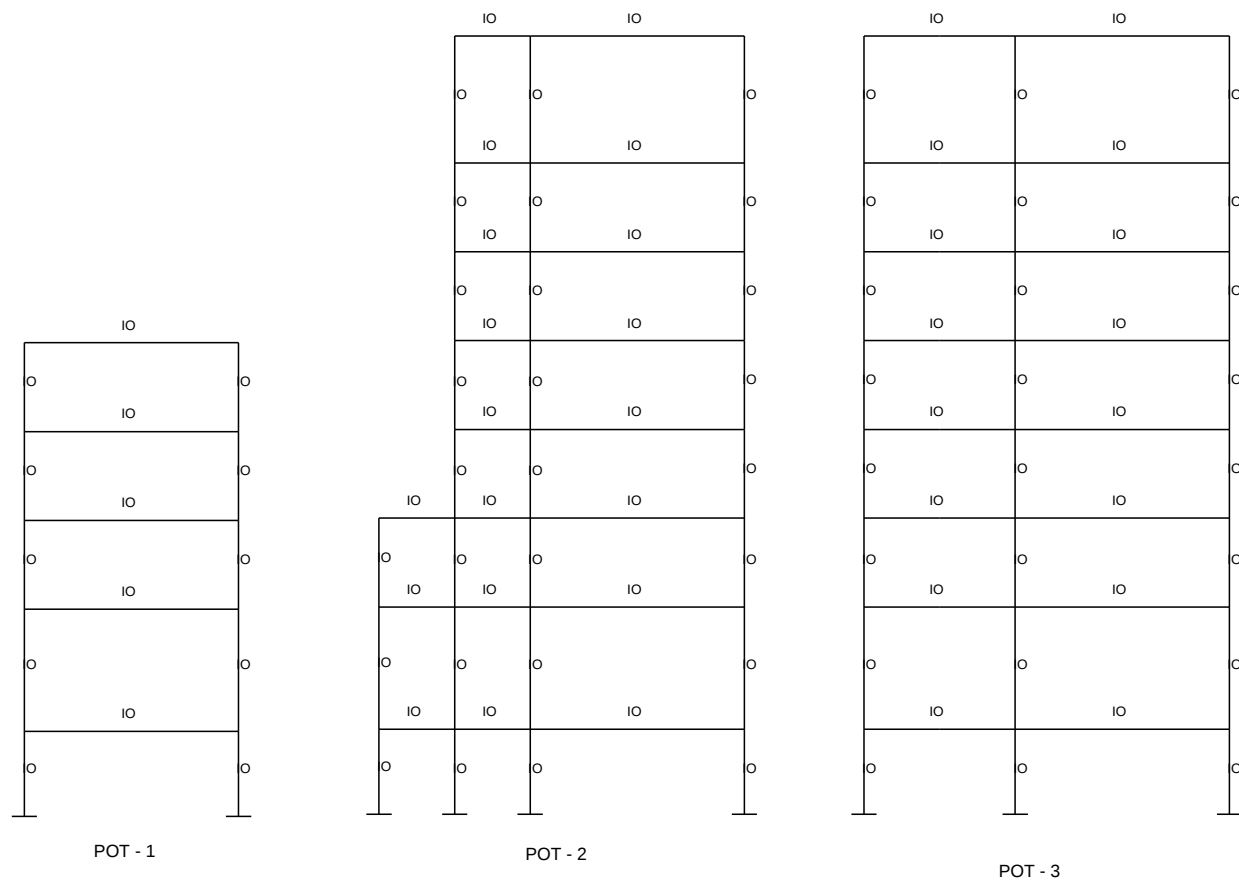
$$Q_{CE} = M_t = 550 \text{ kNm}$$

$$m = \frac{Q_{UD}}{k Q_{CE}} = \frac{481,09}{0,75 \cdot 550} = 1,16$$

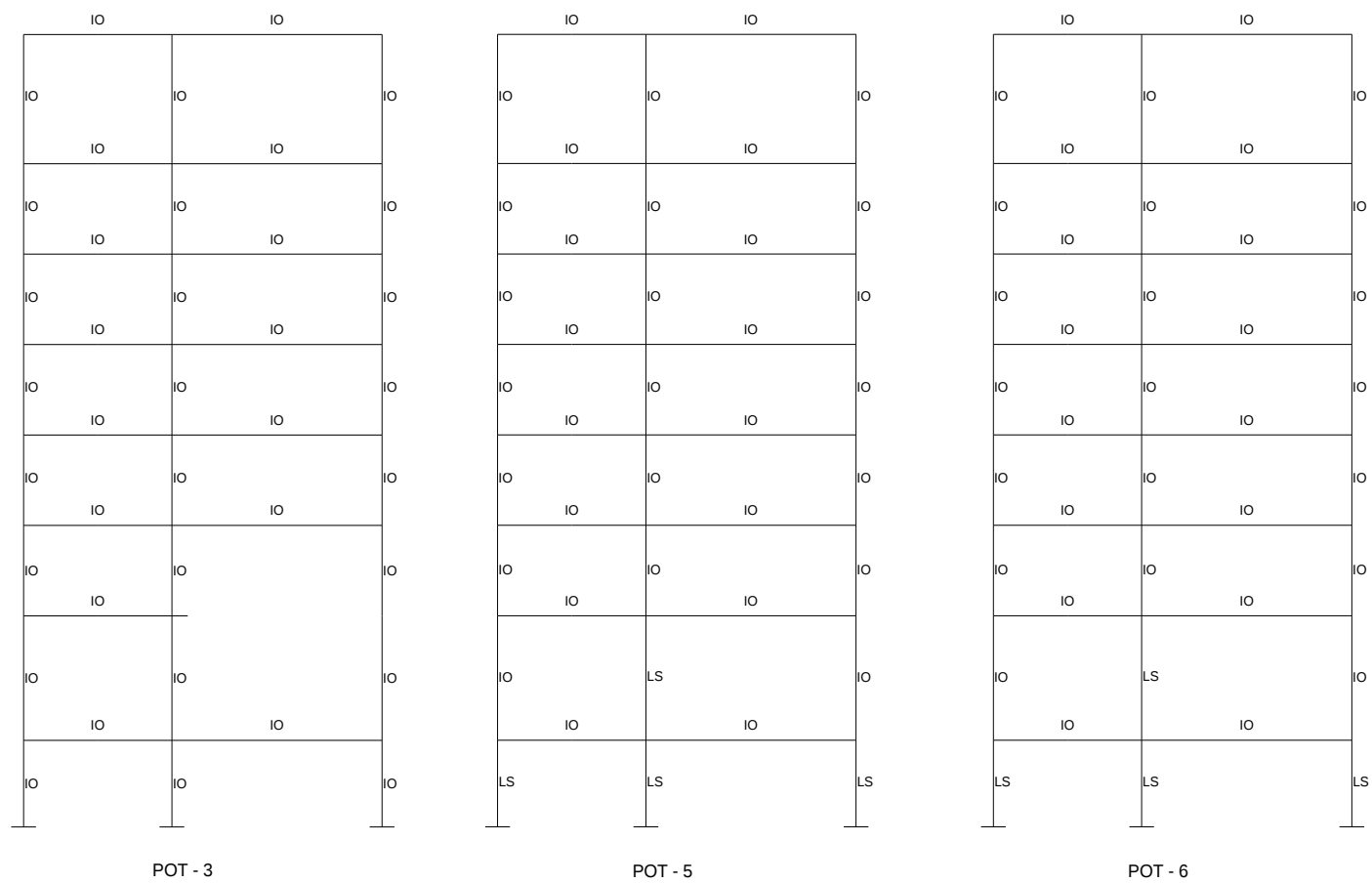
$$\rho - \rho' / \rho_{\text{bal}} = 0,013 < 0,1$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} = \frac{523010}{550.61 \cdot \sqrt{25}} = 3,12 < 6$$

dengan melihat **Tabel 3.7** maka, kolom pada portal 4, bentang tengah, lantai 2, penulangan balok melintangnya adalah “C” atau *Conforming*, dan level kinerjanya adalah **Immediate Occupancy (IO)** yang artinya struktur tidak mengalami kerusakan struktural dan tidak mengalami kerusakan non struktural. Untuk perhitungan elemen yang lain dapat dihitung dengan cara sama diatas, dan berikut adalah level kinerja elemen-elemen balok dan kolom pada tiap portal.

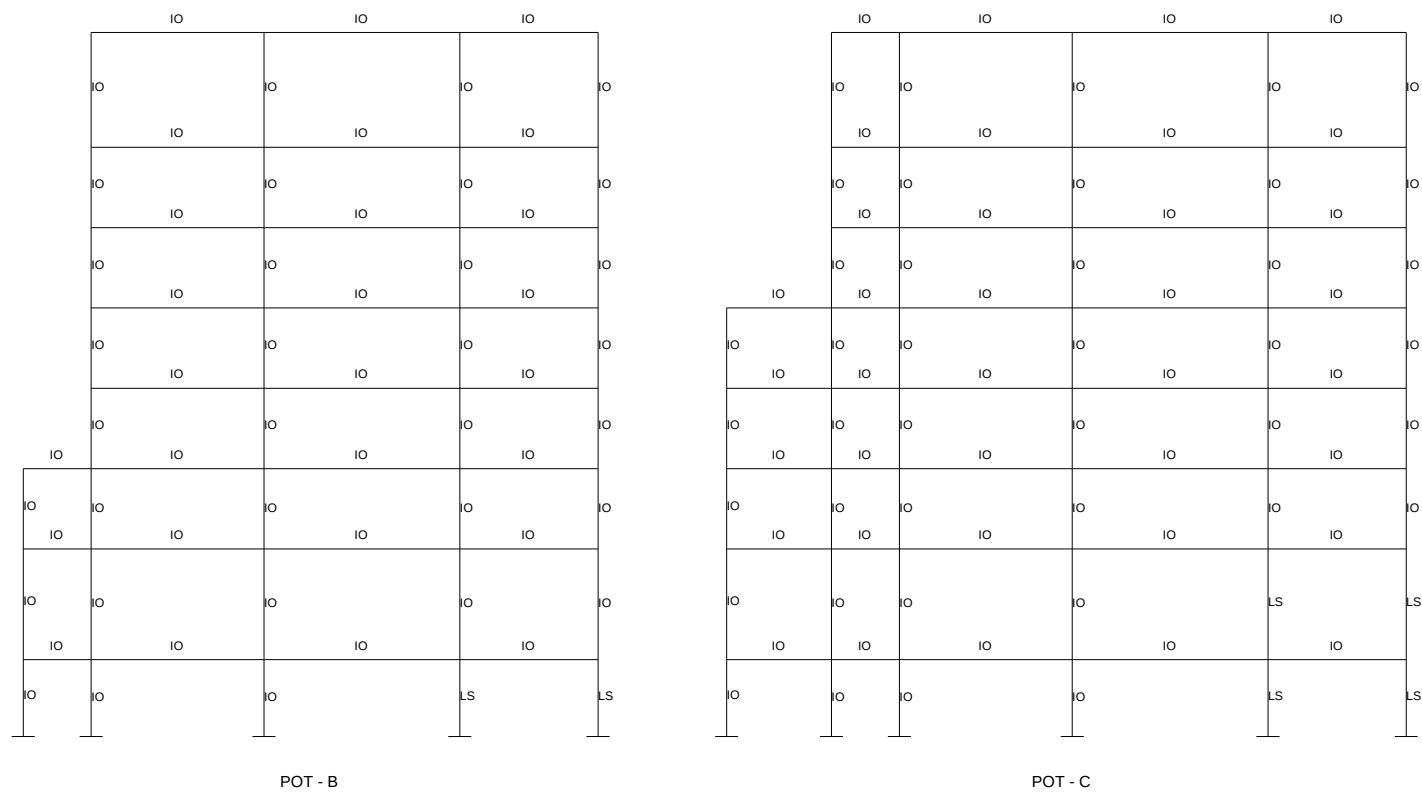


Gambar 5.34 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik 1-3

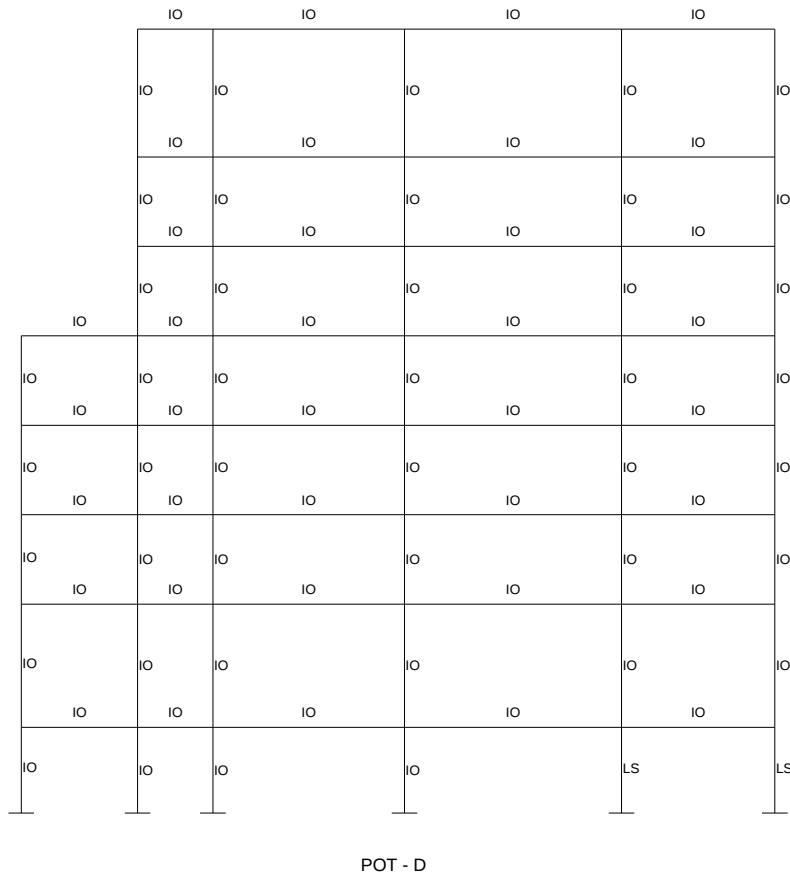


Gambar 5.35 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik 4-6

Gambar



Gambar 5.36 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik B dan C



Gambar 5.37 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik portal D

5.6.2 Prosedur statik nonlinier (*pushover*)

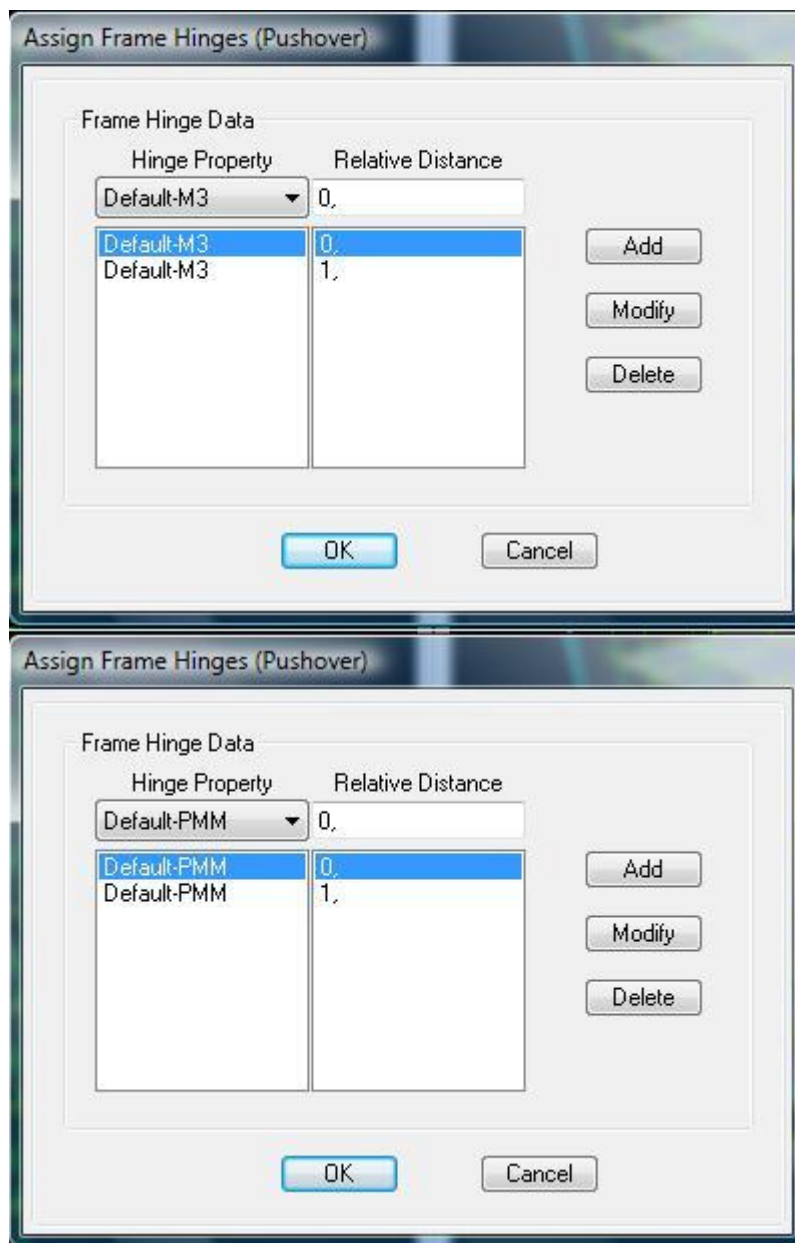
Prosedur ini perhitungan manualnya begitu rumit sehingga dimungkinkan menggunakan program ETABS untuk menghitungnya.

5.6.2.1 Prosedur analisis struktur dengan ETABS

Prosedur analisis struktur pada ETABS adalah sebagai berikut :

1. Menentukan beban mati, beban hidup, dan beban gempa seperti yang telah ditentukan pada **sub-bab 5.2.3**.
2. Membuat model struktur dan melakukan pembebanan.
3. Menjalankan opsi *Run* terhadap *case static linier*.
4. Memilih semua balok induk dan kolom bawah serta menentukan tipe-tipe sendi yang akan digunakan pada balok dan kolom yaitu:

- PMM, yaitu suatu sendi akibat gaya aksial dan momen yang akan digunakan pada elemen kolom.
- M3, yaitu suatu sendi akibat gaya momen yang akan digunakan pada balok sumbu kuat.



Gambar 5.38 Propertis sendi pada ETABS

Sendi diasumsikan terletak pada masing-masing ujung pada elemen balok dan elemen kolom.

5. Menentukan *Static Nonlinear Data*

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name GRAV

Options

☒ Load to Level Defined by Pattern
☐ Push to Disp. Magnitude
☐ Use Conjugate Displ. for Control

Monitor UX 1 STORY8

Start from Previous Case

☒ Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps 1
Maximum Null Steps 50
Maximum Total Steps 200
Maximum Iterations/Step 10
Iteration Tolerance 1.000E-04
Event Tolerance 0.01

Member Unloading Method
Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects
P-Delta

Load Pattern

Load	Scale Factor
DEAD	1.0
DEAD	1.0
LIVE	0.3

Add
Modify
Delete

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Add
Modify
Insert
Delete

☐ Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Gambar 5.39 *Input beban gravitasi pushover*

Input pertama pada *pushover* adalah beban gravitasi, dimana pada kolom beban (*Load*) dimasukan beban mati (*DEAD LOAD*) dengan skala 1 dan beban hidup (*LIVE LOAD*) dengan skala yang telah direduksi sebesar 30%. Pada kolom *Option* pilih *Load to Level Defined by Pattern* karena pada kasus ini yang dijalankan hanya beban gravitasi. Sedangkan pada kolom *STEPS* biasanya sudah *default* dari ETABS.

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name

Options

☐ Load to Level Defined by Pattern
☒ Push to Disp. Magnitude
☒ Use Conjugate Displ. for Control
 Monitor
 Start from Previous Case
☒ Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps
 Maximum Null Steps
 Maximum Total Steps
 Maximum Iterations/Step
 Iteration Tolerance
 Event Tolerance

Member Unloading Method

Geometric Nonlinearity Effects

Load Pattern

Load	Scale Factor
EX	1.
EX	1.

Add Modify Delete

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Add Modify Insert Delete

☐ Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

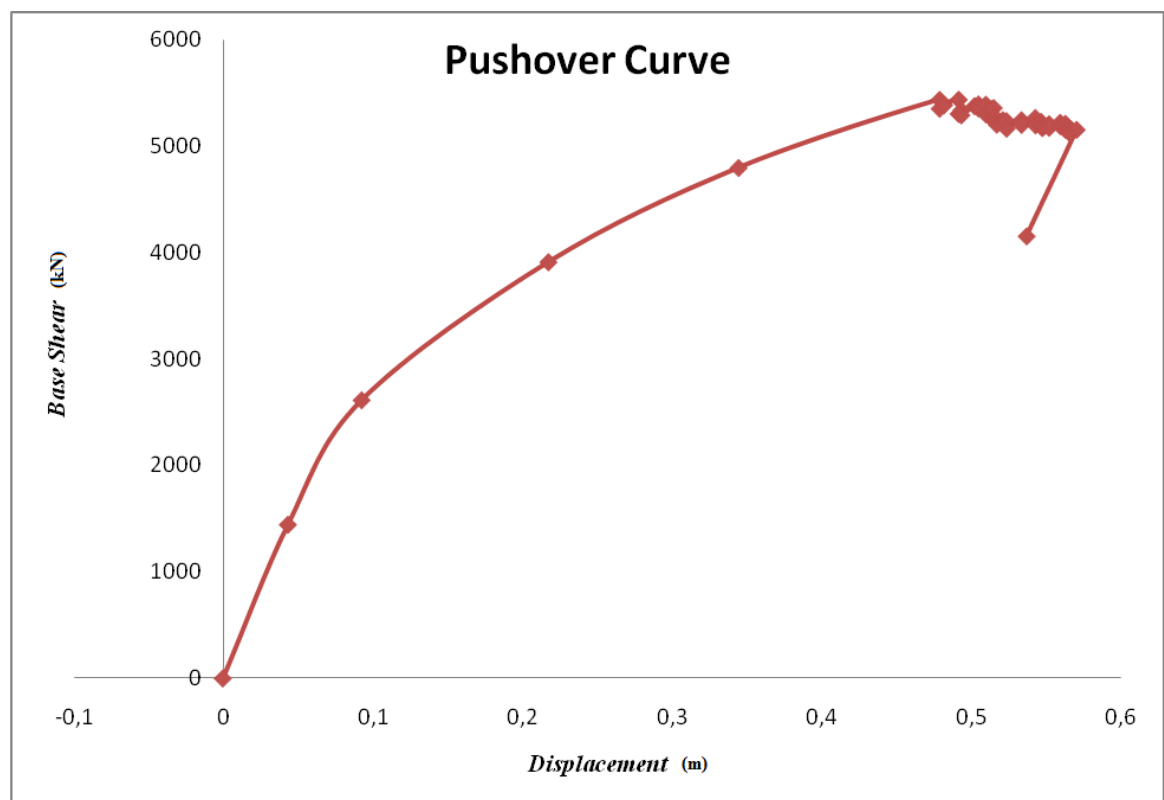
Gambar 5.40 *Input data pushover*

Selanjutnya *input data pushover*, pada kolom beban (*Load*) dimasukan beban gempa arah yang ditinjau, dengan skala 1. Pada kolom *Options* dipilih *Push to Disp. Magnitude* yang mana pada kasus ini akan melakukan kontrol terhadap *displacement*, dengan nilai *displacement* maksimum yang biasanya sudah *default* dari ETABS atau sebesar 0,02 *H*, dimana *H* adalah tinggi bangunan sesuai dengan SNI 1726-2002 Pasal 8.2.2.

Pola beban dorong yang digunakan adalah pola segitiga terbalik sesuai dengan hasil beban gempa statik ekuivalen yang telah dihitung sebelumnya pada subbab 5.2.2 poin C. Setelah selesai menentukan *Static Nonlinear Case Data* selanjutnya struktur pada ETABS di-Run.

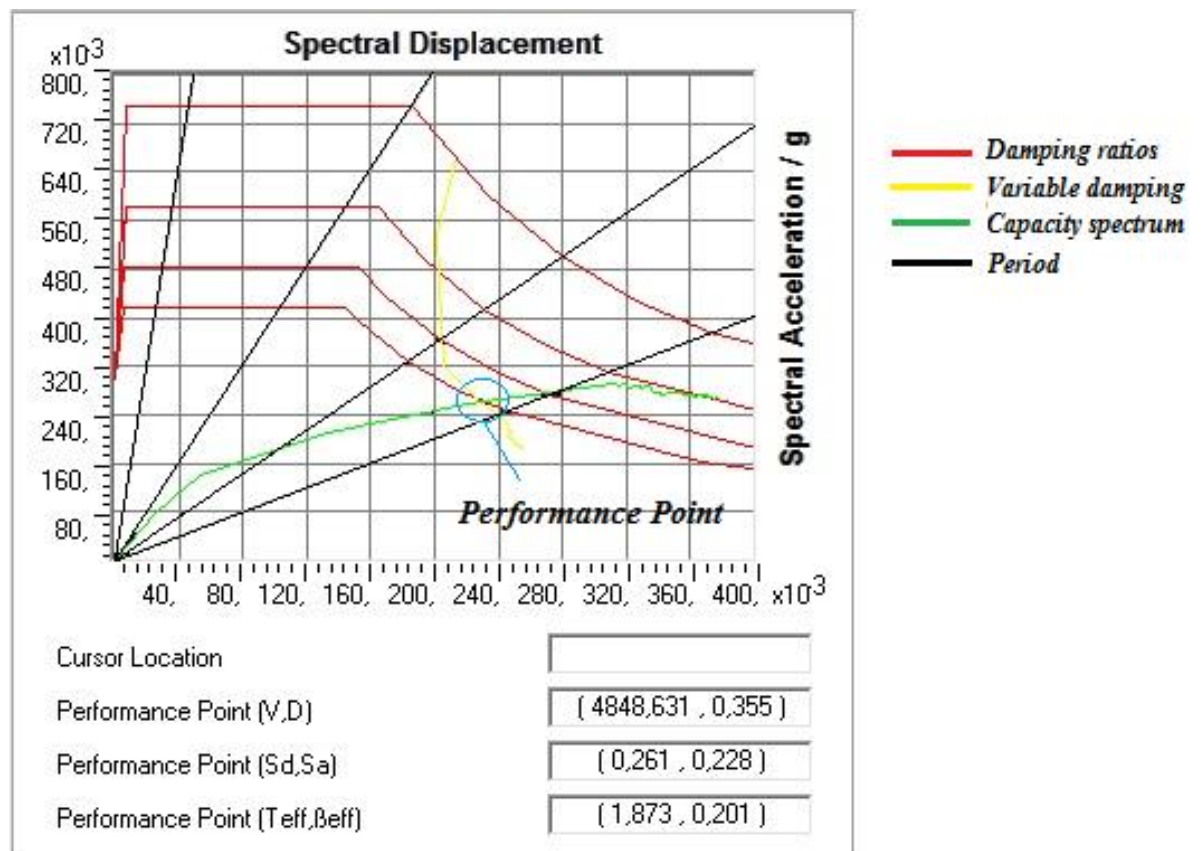
Setelah analisa *pushover*, lalu masukan parameter C_a dan C_v yaitu Kurva Spektrum menurut UBC yang sudah *built-in* dengan ETABS. Berdasarkan grafik dan tabel *respons spectrum* rencana SNI 03-1726-2002, untuk wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah lunak, memperoleh nilai $C_a = 0,30$ dan $C_v = 0,75$.

Analisa *pushover* menghasilkan grafik *pushover* dan *performance point* sebagaimana terlihat pada Gambar 5.41 dan Gambar 5.42.



Gambar 5.41 Grafik *Pushover*/Kurva kapasitas

Kurva kapasitas diatas dikonversikan menjadi spektrum kapasitas seperti pada persamaan 3.190 sampai 3.191, untuk selanjutnya diplot kedalam grafik *demand spectrum* untuk mendapatkan *performance point*. Tetapi pada *software* ETABS grafik kurva kapasitas diatas dan grafik *demand spectrum* sudah otomatis terkonversi dan diplot seperti pada gambar 5.42 berikut ini :



Gambar 5.42 *Performance point*

Kinerja batas ultimit menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.2, simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat gedung.

$$0,02 H = 0,02 \cdot 31,17 = 0,623 \text{ m}$$

Displacement pada *performance point* dari analisis *pushover* seperti terlihat pada keterangan Gambar 5.42 adalah 0,355 m.

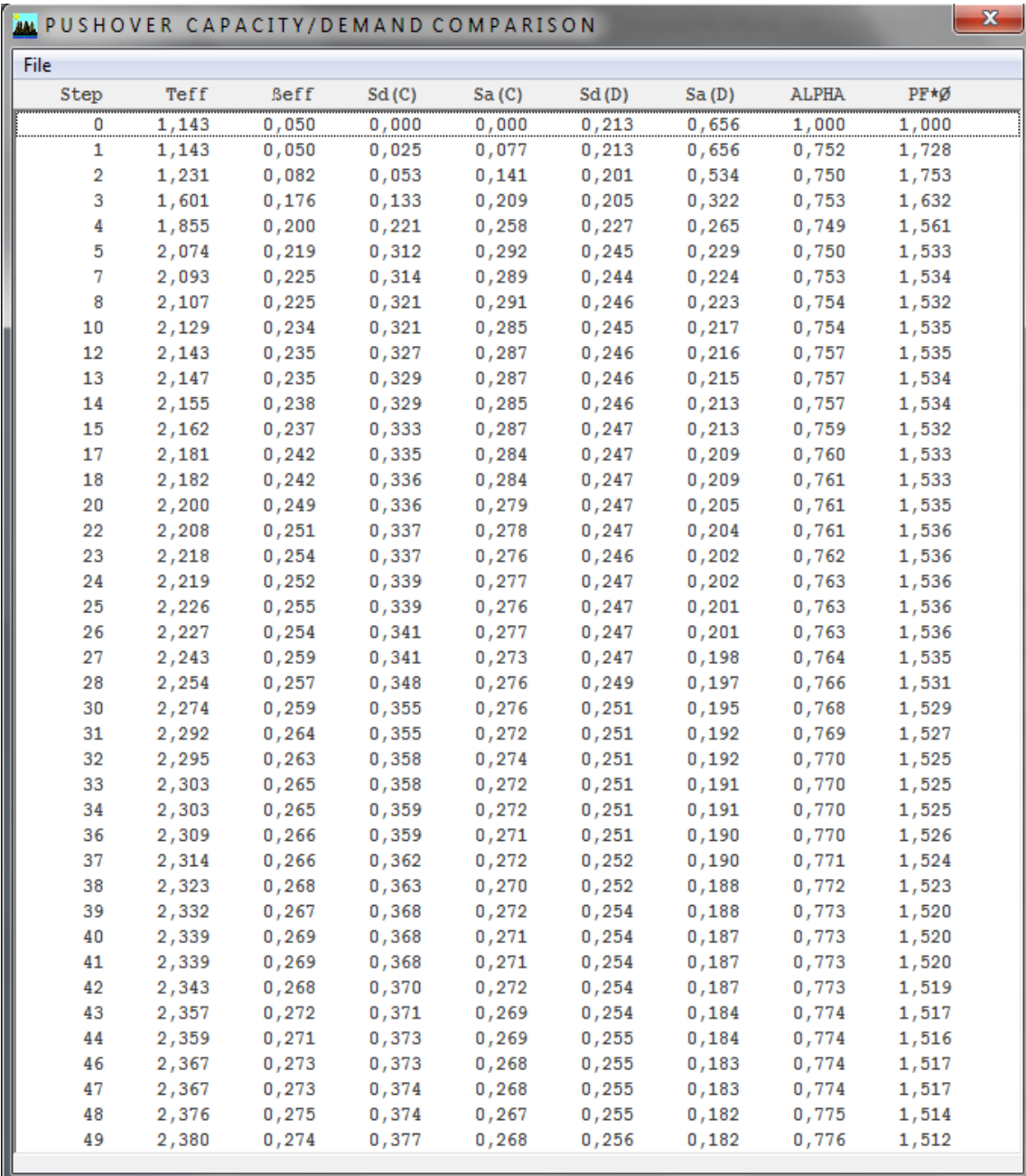
Displacement pushover < *Displacement* maksimum, maka struktur aman ditinjau dari *displacement*.

Batasan *drift ratio* seperti pada persamaan 3.117

$$\frac{x_{\text{roof}}}{H_t} = \frac{0,355}{31,17} = 0,0114 < 1,5\%$$

Tabel 5.8 Pushover Capacity/demand Comparison gedung

PUSHOVER CURVE											
File											
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-3,386E-04	0,0000	427	1	0	0	0	0	0	0	428
1	0,0431	1444,3616	377	51	0	0	0	0	0	0	428
2	0,0924	2614,6951	284	101	43	0	0	0	0	0	428
3	0,2172	3911,3230	257	45	77	49	0	0	0	0	428
4	0,3442	4796,9492	233	29	52	113	0	1	0	0	428
5	0,4785	5437,0884	233	28	52	114	0	0	1	0	428
6	0,4785	5353,1973	233	27	53	114	0	0	1	0	428
7	0,4814	5387,0698	233	25	47	121	0	1	1	0	428
8	0,4912	5437,9336	233	25	47	119	0	0	4	0	428
9	0,4912	5305,1470	233	25	47	118	0	1	4	0	428
10	0,4930	5336,5151	233	24	48	118	0	0	5	0	428
11	0,4930	5291,7563	233	24	46	120	0	0	5	0	428
12	0,5018	5378,3218	233	24	45	120	0	1	5	0	428
13	0,5044	5394,4829	232	25	45	120	0	0	6	0	428
14	0,5044	5356,5728	232	25	44	120	0	1	6	0	428
15	0,5093	5391,5317	232	25	43	120	0	0	8	0	428
16	0,5093	5301,7739	232	24	44	120	0	0	8	0	428
17	0,5133	5349,9717	232	24	43	119	0	2	8	0	428
18	0,5146	5359,9116	231	25	43	118	0	0	11	0	428
19	0,5146	5255,9883	231	25	42	118	0	1	11	0	428
20	0,5155	5272,9326	230	26	42	118	0	0	12	0	428
35	0,5470	5172,9150	226	30	31	120	0	0	21	0	428
36	0,5478	5182,4048	226	30	29	121	0	1	21	0	428
37	0,5516	5207,7974	226	30	29	121	0	0	22	0	428
38	0,5516	5175,2891	225	31	26	123	0	1	22	0	428
39	0,5590	5221,6860	225	31	26	123	0	0	23	0	428
40	0,5590	5190,4834	225	31	26	123	0	0	23	0	428
41	0,5597	5197,6812	224	32	26	122	0	1	23	0	428
42	0,5624	5212,1025	224	32	26	121	0	0	25	0	428
43	0,5624	5158,0933	224	32	25	121	0	1	25	0	428
44	0,5644	5174,4604	224	32	25	121	0	0	26	0	428
45	0,5645	5135,4663	223	33	25	121	0	0	26	0	428
46	0,5654	5147,6304	223	33	24	121	0	1	26	0	428
47	0,5664	5155,6143	223	33	23	122	0	0	27	0	428
48	0,5664	5131,1382	223	33	22	122	0	1	27	0	428
49	0,5700	5155,5928	223	33	22	122	0	1	27	0	428
50	0,5366	4154,3936	428	0	0	0	0	0	0	0	428

Tabel 5.9 *Performance point*


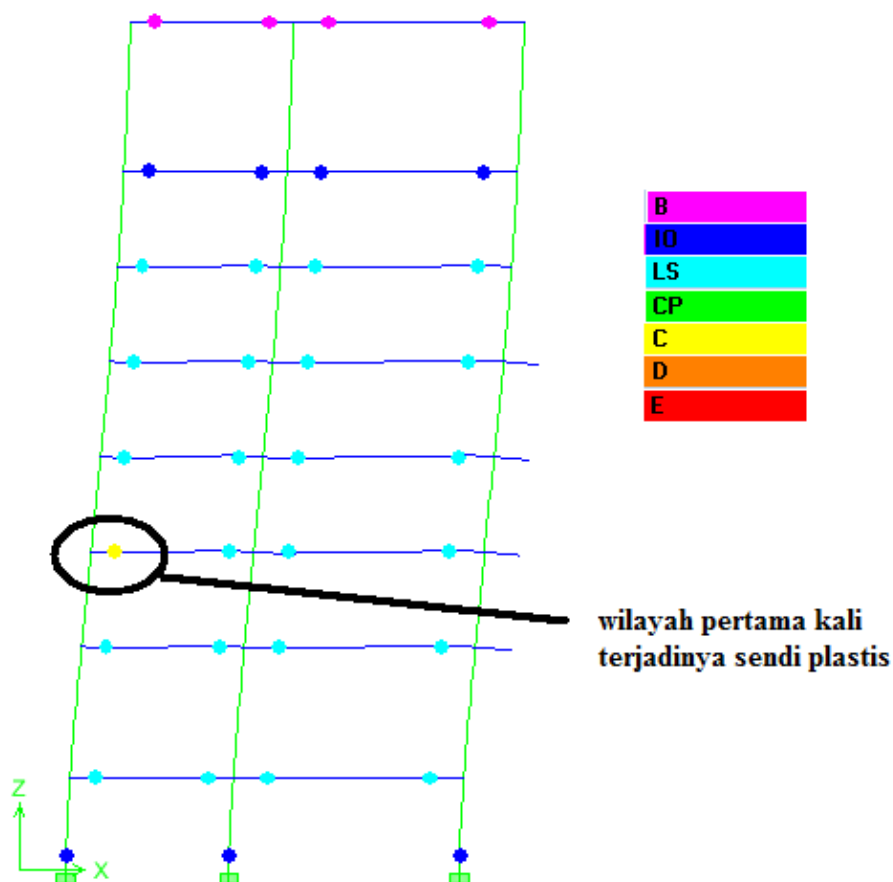
Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*Ø
0	1,143	0,050	0,000	0,000	0,213	0,656	1,000	1,000
1	1,143	0,050	0,025	0,077	0,213	0,656	0,752	1,728
2	1,231	0,082	0,053	0,141	0,201	0,534	0,750	1,753
3	1,601	0,176	0,133	0,209	0,205	0,322	0,753	1,632
4	1,855	0,200	0,221	0,258	0,227	0,265	0,749	1,561
5	2,074	0,219	0,312	0,292	0,245	0,229	0,750	1,533
7	2,093	0,225	0,314	0,289	0,244	0,224	0,753	1,534
8	2,107	0,225	0,321	0,291	0,246	0,223	0,754	1,532
10	2,129	0,234	0,321	0,285	0,245	0,217	0,754	1,535
12	2,143	0,235	0,327	0,287	0,246	0,216	0,757	1,535
13	2,147	0,235	0,329	0,287	0,246	0,215	0,757	1,534
14	2,155	0,238	0,329	0,285	0,246	0,213	0,757	1,534
15	2,162	0,237	0,333	0,287	0,247	0,213	0,759	1,532
17	2,181	0,242	0,335	0,284	0,247	0,209	0,760	1,533
18	2,182	0,242	0,336	0,284	0,247	0,209	0,761	1,533
20	2,200	0,249	0,336	0,279	0,247	0,205	0,761	1,535
22	2,208	0,251	0,337	0,278	0,247	0,204	0,761	1,536
23	2,218	0,254	0,337	0,276	0,246	0,202	0,762	1,536
24	2,219	0,252	0,339	0,277	0,247	0,202	0,763	1,536
25	2,226	0,255	0,339	0,276	0,247	0,201	0,763	1,536
26	2,227	0,254	0,341	0,277	0,247	0,201	0,763	1,536
27	2,243	0,259	0,341	0,273	0,247	0,198	0,764	1,535
28	2,254	0,257	0,348	0,276	0,249	0,197	0,766	1,531
30	2,274	0,259	0,355	0,276	0,251	0,195	0,768	1,529
31	2,292	0,264	0,355	0,272	0,251	0,192	0,769	1,527
32	2,295	0,263	0,358	0,274	0,251	0,192	0,770	1,525
33	2,303	0,265	0,358	0,272	0,251	0,191	0,770	1,525
34	2,303	0,265	0,359	0,272	0,251	0,191	0,770	1,525
36	2,309	0,266	0,359	0,271	0,251	0,190	0,770	1,526
37	2,314	0,266	0,362	0,272	0,252	0,190	0,771	1,524
38	2,323	0,268	0,363	0,270	0,252	0,188	0,772	1,523
39	2,332	0,267	0,368	0,272	0,254	0,188	0,773	1,520
40	2,339	0,269	0,368	0,271	0,254	0,187	0,773	1,520
41	2,339	0,269	0,368	0,271	0,254	0,187	0,773	1,520
42	2,343	0,268	0,370	0,272	0,254	0,187	0,773	1,519
43	2,357	0,272	0,371	0,269	0,254	0,184	0,774	1,517
44	2,359	0,271	0,373	0,269	0,255	0,184	0,774	1,516
46	2,367	0,273	0,373	0,268	0,255	0,183	0,774	1,517
47	2,367	0,273	0,374	0,268	0,255	0,183	0,774	1,517
48	2,376	0,275	0,374	0,267	0,255	0,182	0,775	1,514
49	2,380	0,274	0,377	0,268	0,256	0,182	0,776	1,512

Kurva *pushover* pada Gambar 5.41 merupakan hasil hubungan *displacement* dengan *base shear* pada Tabel 5.8, sedangkan *performance point* pada Gambar 5.42 merupakan hasil hubungan pada data Tabel 5.9. Pada Tabel 5.8 diatas dapat dilihat bahwa *displacement* maksimum, 0,355 m terjadi diantara *step* 4 dan *step* 5.

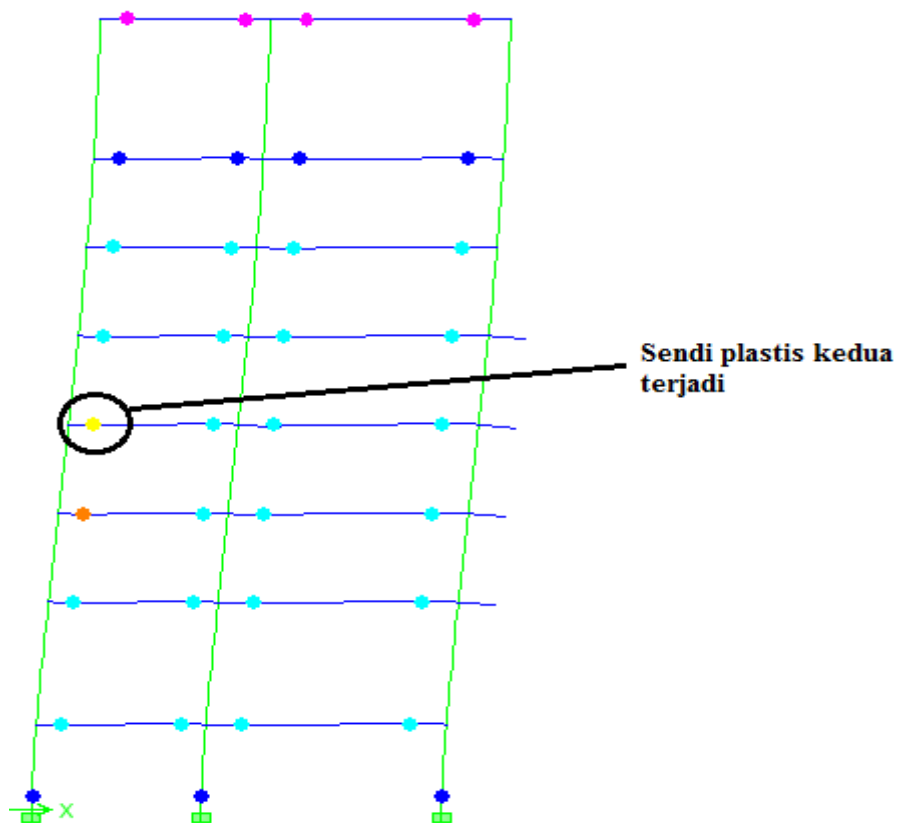
5.6.2.2 Formasi sendi plastis

Sendi plastis yang direncanakan agar sesuai dengan mekanisme yang direncanakan yaitu *beam sidesway mechanism*, dimana sendi plastis terjadi di semua balok dan di beberapa kolom lantai dasar.

Urutan terbentuknya sendi plastis pada gambar berikut ini dapat diketahui dari warna sendi plastis yang menyatakan status sendi plastis tersebut. Saat pertama kali terbentuk, sendi plastis akan berwarna ungu (B), kemudian pada langkah berikutnya berubah warna menjadi biru (IO), biru muda (LS), hijau (CP), dan seterusnya hingga merah (E). Berikut adalah sendi plastis yang terjadi pada struktur.



Gambar 5.43 Formasi sendi plastis pertama struktur balok kolom pada portal 6



Gambar 5.44 Formasi sendi plastis kedua struktur balok kolom pada portal 6

Pada Gambar 5.43 dapat dilihat sendi plastis pertama sudah terjadi di balok pada lantai 3 pada *step* ke-5, sesuai dengan data pada Tabel 5.8, sedangkan sendi plastis kedua terjadi pada *step* ke-8. Dengan terjadinya plastis pada balok lalu diikuti oleh kolom, maka hal ini sesuai dengan konsep *strong column-weak beam*.

Batasan rasio *drift* atap menurut ATC 40, pada **Tabel 3.6**, hasil perhitungan maksimum total *drift* dan maksimum inelastik *drift* menunjukkan bahwa gedung termasuk dalam level kinerja **Damage Control (DC)**, sedangkan pada **Tabel 3.4**, dengan resiko gempa 10% dan *drift* $1,14 \% < 1,5 \%$ level kinerjanya adalah **Life Safety (LS)**. *Life Safety* menurut ATC-40 sebagaimana terlihat pada Gambar 3.18 didasarkan atas gempa jarang dengan probabilitas umur bangunan 50 tahun sebesar 10%.

Berdasarkan hasil-hasil diatas dapat disampaikan bahwa *Hazard Level* ada pada gempa kuat dengan probabilitas terlampaui sebesar 10%. *Performance Level* ada pada kriteria *Life Safety*.

Maka menurut Tabel 5.10 hasil desain bangunan dapat ditentukan melalui pertemuan antara *Hazard Level* dengan *Performance Level* seperti pada Tabel 5.10 yang menghasilkan **N/BO**. Hal ini dapat dikatakan bahwa bangunan BPD DIY yang telah diredisain ulang ini memenuhi syarat sesuai dengan fungsi bangunan.

Tabel 5.10 Hubungan *Hazard Level* dengan *Performance Level*

HAZARD LEVEL			PERFORMANCE LEVEL			
Intensitas Gempa	Resiko Tahunan	Periode Gempa	Tanpa Kerusakan	Kerusakan Kecil	Bisa Diperbaiki	Hampir Runtuh
			OP	IO	LS	CP
			Batasan <i>drift</i>			
			< 0,2 %	< 0,5 %	< 1,5 %	< 2,5 %
Kecil/Sering	$p_a=0.01$ $P_o=50\%$	73 Thn	N/BO			
Sedang/Sesekali	$p_a=0.006$ $P_o=30\%$	140 Thn	EO	N/BO		
Kuat/Langka	$p_a=0.002$ $P_o=10\%$	175 Thn	CO	EO	N/BO	
Sangat kuat/sangat langka	$p_a=0.001$ $P_o=5\%$	975 Thn	NR	CO	EO	N/BO

Menurut ATC-40, istilah *Damage Control* sebenarnya bukan tingkat level kinerja tertentu, tetapi berbagai keadaan kerusakan pasca gempa dapat bervariasi dari IO sampai LS. Hal ini menyediakan pilihan untuk beberapa situasi dimana mungkin gedung diinginkan mengalami kerusakan struktural sampai tingkat *Life Safety*, tetapi hunian tidak bermasalah. Dengan begitu penulis berkesimpulan bahwa gedung BPD DIY setelah di redisain kriteria kinerjanya adalah ***Life Safety (LS)***, yaitu bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa dengan sedikit kerusakan struktural, dan masih dapat diperbaiki.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Setelah menganalisis dan mengevaluasi, sebagaimana pada BAB 5, maka penulis dapat mengambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Setelah dilakukan cek analisis kekuatan pada bangunan BPD Pusat DIY ternyata beberapa elemen pada bangunan tidak memenuhi syarat kekuatan.
2. Level kinerja pada dua prosedur berbeda yaitu Prosedur Statik Linier(LSP) dan Prosedur Statik Nonlinier(NSP) memiliki hasil yang berbeda, pada LSP gedung dalam termasuk level kinerja *Immediate Occupancy* (IO), sedangkan pada NSP termasuk level kinerja *Life Safety*(LS), ini terjadi karena perbedaan penerimaan beban pada struktur berbeda tiap prosedur tersebut.
3. Kedua prosedur analisis yaitu LSP dan NSP dapat dengan baik memberikan informasi sejauh mana kinerja suatu gedung pada saat terjadi gempa, sehingga menjadi salah satu alternatif dalam aplikasi desain struktur beton bertulang berdasarkan *Performance Based Design*.
4. Analisis *pushover*, walaupun mampu memberikan informasi sejauh mana kinerja suatu gedung, namun dalam aplikasinya beban seperti itu sangat jarang terjadi, oleh karenanya hasil yang diperoleh juga kurang begitu realistik. Tetapi analisis *pushover* masih memberikan manfaat karena adanya informasi tambahan dibandingkan dengan analisis statik.
5. Setelah dilakukan analisis terhadap kualitas desain bangunan yang telah berdiri berdasarkan atas criteria *Hazard Level* dan *Performance Level* diperoleh hasil bahwa kualitas desain masih memenuhi syarat (*Normal/Basic Objective*).
6. Perencanaan berbasis kinerja dapat memberikan informasi sejauh mana suatu gempa akan mempengaruhi struktur. Dengan demikian sejak awal pemilik bangunan, insinyur perencana maupun pemakai mendapat informasi

bagaimana bangunan tersebut berperilaku bila ada gempa. Pemilik bangunan pun bisa memprediksi biaya bangunan sesuai yang direncanakan, dan yang paling utama adalah meminimalisasikan jumlah korban pada saat gempa terjadi.

6.2 Saran

Dalam penelitian ini, penulis memiliki beberapa saran bila dimasa depan dilakukan penelitian yang sama :

1. Perlu dicoba analisis *pushover* pada bangunan berstruktur baja.
2. Perlu juga evaluasi struktur dengan metode kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit.
3. Perancangan berbasis kinerja terhadap bangunan lain seperti jembatan atau bendungan.

DAFTAR PUSTAKA

- Aboe, A. Kadir., 2002, *Struktur Beton Bertulang I*, JTS FTSP UII Yogyakarta, Yogyakarta.
- ATC-40., 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume I*. California.
- Chen, W. F and Lui, E. M., 2006, *Earthquake Engineering for Structural Design*. CRC Press. New York.
- Dewobroto, Wiryanto., 2005, *Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisis Pushover*, JTS UPH. Jakarta.
- FEMA-356., 2000, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. ASCE, Virginia.
- Imran, Iswandi dan Hendrik, Fajar., 2010, *Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-2847-2002*. Penerbit ITB. Bandung.
- Lumantarna, Benjamin dan Ginjar, Ima Muljati., 2007, *Seismic Performance Evaluation of Building With Pushover Analysis*, JTS FTSP Universitas Kristen Petra. Surabaya.
- Pranata, Yosafat Aji., 2006, *Evaluasi Kinerja Beton Bertulang Tahan Gempa dengan Pushover Analysis*, JTS Universitas Kristen Maranatha. Bandung.
- SNI., 2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*. SNI 03-1726-2002, BSN. Jakarta.
- SNI., 2002, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. SNI 03-2847-2002, BSN. Jakarta.
- Taranath, Bungale S., 2010, *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*. CRC Press, Taylor and Francis Group. New York.
- Widodo., 2002, *Struktur Beton Bertulang I dan II*, JTS FTSP UII. Yogyakarta.

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Faktor reduksi kekuatan (SNI 03-2847-2002)	14
Tabel 3.2	Faktor keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan	17
Tabel 3.3	Parameter daktilitas struktur gedung	18
Tabel 3.4	<i>Hazard Level</i>	50
Tabel 3.5	Batasan <i>drift ratio</i> (ATC-40)	52
Tabel 3.6	Kriteria Prosedur Linier pada balok (FEMA 356)	54
Tabel 3.7	Kriteria Prosedur Linier pada kolom (FEMA 356)	55
Tabel 5.1	Dimensi dan penulangan kolom gedung Bank BPD DIY	69
Tabel 5.2	Dimensi dan penulangan balok gedung Bank BPD DIY	70
Tabel 5.3	Beban statik ekivalen arah X dan Y	79
Tabel 5.4	Perbandingan <i>output</i> analisis struktur dari ETABS dengan momen dari data tersedia yang telah didistribusi.....	80
Tabel 5.5	Perbandingan <i>output</i> dari ETABS dengan geser dari data tersedia..	91
Tabel 5.6	Perbandingan M_u dan P_u dengan M_t dan P_t	99
Tabel 5.7	Perbandingan geser ultimit (V_u) dan geser tersedia (V_t)	110
Tabel 5.8	<i>Pushover Capacity/Demand Comparison</i> gedung	160
Tabel 5.9	<i>Performance point</i>	161

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Lempeng Benua	1
Gambar 3.1	Faktor Respon Gempa Pada Wilayah 3	15
Gambar 3.2	Redistribusi Momen.....	20
Gambar 3.3	Regangan-tegangan Balok.....	22
Gambar 3.4	Gaya-gaya Pada Kondisi <i>Balance</i>	23
Gambar 3.5	Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Desak	24
Gambar 3.6	Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Tarik	25
Gambar 3.7	Luas Efektif Balok-Kolom	27
Gambar 3.8	Distribusi Tegangan Regangan Balok Bertulangan Sebelah.....	27
Gambar 3.9	Distribusi Tegangan Balok Bertulangan Rangkap	29
Gambar 3.10	Distribusi Tegangan Momen Kapasitas Negatif.....	32
Gambar 3.11	Balok Portal Dengan Sendi Plastis Dikedua Ujungnya	36
Gambar 3.12	Momen Nominal Rata-rata Balok dan Momen Nominal Kolom (Widodo)	38
Gambar 3.13 a)	Penampang Kolom dan b) Diagram Tegangan Kolom.....	40
Gambar 3.14 a)	Penampang Kolom, b) Diagram Regangan Kolom dan c) Gaya Dalam Kolom	41
Gambar 3.15 a)	Penampang Kolom, b) Diagram Regangan Kolom, dan c) Gaya Dalam Kolom	46
Gambar 3.16	Geser <i>beam-column joint</i>	49
Gambar 3.17	Penentuan Kondisi Batas (ATC-40)	51
Gambar 3.18	Level Kinerja Struktur (ATC-40)	52
Gambar 3.19	Gedung Mengalami Sendi Plastis	56
Gambar 3.20	Transformasi Respon Tradisional Menjadi ADRS (ATC-40).....	59
Gambar 3.21	Kurva Kapasitas Secara Umum	60
Gambar 3.22	Penentuan Titik Kinerja (Wiryanto Dewobroto 2002)	61
Gambar 4.1	Denah Struktur.....	63
Gambar 4.2	Portal Melintang Struktur.....	64
Gambar 4.3	Portal Memanjang Struktur	65

Gambar 4.4	<i>Flow Chart</i> tahapan Analisis dan Desain	66
Gambar 5.1	Gedung Bank BPD DIY	67
Gambar 5.2	Pekerjaan Struktur Atas.....	69
Gambar 5.3	Denah Lantai 3.....	71
Gambar 5.4	Beban Lateral Ekuivalen (F_i) arah x	75
Gambar 5.5	Beban Lateral Ekuivalen (F_i) arah y	75
Gambar 5.6	Momen Struktur Portal 4 Pada Beban Kombinasi 3 (gempa arah kiri) dan 4 (gempa arah kanan)	76
Gambar 5.7	Grafik Perbandingan momen Balok Lt. 3 bentang kanan portal 4 akibat gempa arah kiri dan kanan	78
Gambar 5.8	Hasil perbandingan analisis struktur dengan data tersedia.....	88
Gambar 5.9	Regangan-tegangan Balok.....	89
Gambar 5.10	Momen ultimit akibat gempa dari arah X dan dari arah Y pada Portal 4 kolom tengah	96
Gambar 5.11	Gaya-gaya Pada Kondisi Patah Desak	97
Gambar 5.12	Hasil perbandingan analisis struktur dengan data tersedia	109
Gambar 5.13	Perbandingan hasil analisis struktur dengan data tersedia di lapangan Portal 1-3	114
Gambar 5.14	Perbandingan hasil analisis struktur dengan data tersedia di lapangan Portal 4-6	115
Gambar 5.15	Perbandingan hasil analisis struktur dengan data tersedia di lapangan Portal B dan C.....	116
Gambar 5.16	Perbandingan hasil analisis struktur dengan data tersedia di lapangan Portal D.....	117
Gambar 5.17	Penampang Balok	118
Gambar 5.18	Potongan dan gaya kopel pada balok tulangan rangkap	120
Gambar 5.19	Penulangan balok induk pada lantai 1-3	122
Gambar 5.20	Penampang dan gaya balok momen kapasitas negatif	124
Gambar 5.21	Perencanaan geser untuk balok (SNI 03-2847-2002)	127
Gambar 5.22	Gaya geser balok nominal akibat beban gravitasi dan gempa.....	128
Gambar 5.23	Grafik M_n-P_n	131

Gambar 5.24 a) Penampang kolom, b) Diagram tegangan dan regangan penampang kolom, c) Gaya pada join.....	132
Gambar 5.25 a) Penampang kolom, b) Diagram tegangan kolom dengan beban sentris	133
Gambar 5.26 a) Penampang kolom, b) Diagram regangan kolom, c) Gaya dalam kolom	134
Gambar 5.27 Kolom lentur murni.....	137
Gambar 5.28 Diagram Interaksi Kolom K2-5.....	138
Gambar 5.29 Tinjauan momen rencana kolom pada portal 5	139
Gambar 5.30 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredisain Portal 1-3	146
Gambar 5.31 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredisain Portal 4-6	147
Gambar 5.32 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredisain Portal B dan C.....	148
Gambar 5.33 Perbandingan hasil analisis struktur yang telah diredisain Portal D	149
Gambar 5.34 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik Portal 1-3.....	151
Gambar 5.35 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik Portal 4-6.....	152
Gambar 5.36 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik Portal B dan C	153
Gambar 5.37 Penerimaan kriteria Prosedur linier statik Portal D	154
Gambar 5.38 Propertis sendi pada ETABS	155
Gambar 5.39 <i>Input</i> beban gravitasi <i>pushover</i>	156
Gambar 5.40 <i>Input</i> data <i>pushover</i>	157
Gambar 5.41 Grafik <i>pushover</i> / Kurva kapasitas	158
Gambar 5.42 <i>Performance point</i>	159
Gambar 5.43 Formasi sendi plastis struktur balok kolom pada portal 6	162
Gambar 5.44 Formasi sendi plastis ke-2 struktur balok kolom pada portal 6.....	163

DAFTAR NOTASI

a	=	Tebal blok beton desak, mm
A_g	=	Luas brutto penampang, mm ²
A_j	=	Luas efektif <i>beam-column joint</i> , mm ²
A_s	=	Luas tulangan desak, mm ²
A_{s-min}	=	Luas minimum tulangan lentur, mm ²
A_{st}	=	Luas total tulangan longitudinal(batang tulangan atau baja profil), mm ²
b	=	Lebar muka tekan komponen struktur, mm
c	=	Jarak dari serat tekan terluar ke garis netral, mm
C	=	Nilai faktor respon gempa berlaku untuk wilayah gempa tertentu untuk jenis tanah tertentu pula
C_c	=	Kuat tekan beton
d	=	Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d_c	=	Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d'	=	Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan, mm
d_b	=	Diameter nominal batang tulangan, mm
E_c	=	Modulus elastisitas beton, MPa
E_s	=	Modulus elastisitas tulangan, MPa
F_i	=	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai ke-i struktur atas gedung
f'_c	=	Kuat tekan beton karakteristik, MPa
f_s	=	tegangan dalam tulangan yang dihitung pada kondisi beban kerja, MPa
f_y	=	Kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-prategang, MPa
g	=	Percepatan gravitasi
h	=	Tinggi total komponen struktur
H	=	Tinggi portal gedung

I	=	Faktor keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh gempa rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan periode ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
K	=	Kekakuan kolom
M_{pr}^{+}	=	Momen kapasitas positif
M_{pr}^{-}	=	Momen kapasitas negatif
M_{pr3}	=	Momen ultimit kolom atas
M_{pr4}	=	Momen ultimit kolom bawah
M_n	=	Kuat nominal pada penampang
P_b	=	Kuat beban aksial nominal pada kondisi regangan seimbang
P_n	=	Kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan
P_u	=	Beban aksial terfaktor
PF_1	=	Faktor partisipasi ragam untuk ragam ke-1
R	=	Faktor reduksi gempa
S_a	=	Spektrum percepatan
S_d	=	Spektrum perpindahan
s	=	Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal, mm
SF	=	Faktor keamanan
T	=	Waktu getar gedung
T_s	=	Kuat tarik baja tulangan
V	=	Beban gempa nominal atau beban geser total
V_u	=	Gaya geser terfaktor
V_{sway}	=	Gaya geser horizontal <i>beam-column joint</i>
W_t	=	Berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai
V_c	=	Kuat geser nominal yang dipikul oleh beton, N
V_e	=	Gaya geser akibat beban gempa
V_t	=	Gaya geser tingkat, N
V_s	=	Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser, N

V_{sn}	=	Kuat geser nominal tulangan sengkang, N
V_n	=	Tegangan geser nominal, MPa
β_{eff}	=	Redaman efektif pada tiap <i>step</i> tahap analisis <i>pushover</i>
T_{eff}	=	Periode efektif pada tiap <i>step</i> tahap analisis <i>pushover</i>
ϕ	=	Faktor reduksi kekuatan
ρ	=	Rasio tulangan tarik non-prategang
ρ_b	=	Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang
ρ_n	=	Rasio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus A_{cv}
α_1	=	koefisien massa ragam untuk ragam ke-1
w_1/g	=	massa lantai-i
ϕ_{i1}	=	perpindahan pada lantai i ragam ke-1