



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PERILAKU DINDING GESER BETON BERTULANG DAN
DINDING GESER PELAT BAJA DENGAN ANALISIS STATIK
NON-LINIER *PUSHOVER***

SKRIPSI

**FAT CHURROHMAN
0806454216**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2012**



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PERILAKU DINDING GESER BETON BERTULANG DAN
DINDING GESER PELAT BAJA DENGAN ANALISIS STATIK
NON-LINIER *PUSHOVER***

SKRIPSI

Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

**FAT CHURROHMAN
0806454216**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
BIDANG KEKHUSUSAN STRUKTUR
DEPOK
JULI 2012**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk
telah saya nyatakan dengan benar.**

Nama : Fat Churrohman

NPM : 0806454216

Tanda Tangan : 

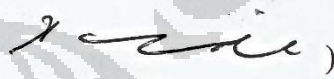
Tanggal : 12 Juli 2012

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :
Nama : Fat Churrohman
NPM : 0806454216
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Studi Perilaku Dinding Geser Beton Bertulang
dan Dinding Geser Pelat Baja Dengan Analisis
Statik Non-Linier *Pushover*

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

DEWAN PENGUJI

Pembimbing 1 : Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng ()

Penguji : Ir. Essy Ariyuni, Ph.D ()

Penguji : Dr. -Ing. Ir.Henki W. Ashadi ()

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 2 Juli 2012

KATA PENGANTAR/UCAPAN TERIMA KASIH

Puji dan syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas rahmat dan hidayah-Nya, saya dapat menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil kekhususan Struktur pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

Saya menyadari bahwa tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari awal perkuliahan sampai pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu saya mengucapkan terima kasih kepada:

- (1) Ir.Syahril A. Rahim M.Eng., selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini.
- (2) Bapak dan Ibu saya yang telah membesarkan, mendidik, dan memberikan kasih sayang yang sangat besar kepada saya serta senantiasa selalu mendoakan saya untuk dapat menyelesaikan skripsi ini dengan baik.
- (3) Kakak saya Iffatun Niswah yang telah memberikan doa dan perhatian kepada saya dalam penyusunan skripsi ini dan seluruh keluarga besar dari kedua orangtua saya yang telah mengirimkan ribuan doanya.
- (4) Seluruh dosen dan staf departemen yang banyak membantu selama 4 tahun di Departemen Teknik Sipil.
- (5) Sahabat terbaik dari SMA Negeri 38 Jakarta: Adit Yuliansyah, Ahmad Mawardhi, Imam Nurhadi, Ahmad Triaji, Cessa Putri Wahyuni dan Citra Dara Puspita.
- (6) Achmad Damar yang sangat setia membantu menuangkan ide dan bantuannya dalam memecahkan beberapa permasalahan permodelan saya dan keluarga yang sangat baik ramah memberikan do'a serta tumpangan saya tidur makan selama 2 minggu menjelang *deadline*.
- (7) Dodi Ikhsanshaleh yang sangat baik meluangkan waktunya untuk saya berdiskusi baik bertemu langsung maupun via telepon mengenai desain permodelan *pushover*.
- (8) Teman-teman satu pembimbing Pak Syahril Abdul Aziz, Nabila Inal, Ryan Rakhmat, M. Ardimas, Akang, Nico Octora, Rahmat Rifki, Aini Rengganis, Indah Herning, Melky S., Indra Kusuma, dan Iezal.
- (9) Teman-teman BPH IMS FTUI 2010 Qi Yahya (Ketua), Asrovi Nur Ihsan dan Amila Zulfa (Kestari), Maidina dan Aristiati Ratna (Bendum), Farisatul Amanah

dan Saya (Sosma), Achmad Damar dan Rizki Ibtida (IPTEK), M. Fatih dan Teddy Adrian (Kresma), Sucipta Laksono dan Gabby R. Khalawi (Kema), Johanna Evasari dan Arina Priyanka (Humas), Triananda Pangestu G. dan Fadhila Muslim (Pendidikan), dan Juanda Guardy dan Diah Ayu S. (Rosil).

- (10) Teman-teman se-organisasi Sosma IMS 2010, Kesma dan Pengmas BEM FTUI 2010, RTUI, dan Brigade 454 “Berjuang Hingga Akhir”.
- (11) Teman-teman sepermainan yang selalu mengisi hari-hari dengan penuh canda dan tawa Danang, Roji, Jauzy, Rida, Tony, Godek, MT, Acong, Ogi, Abang Dodo, Janit, Indrazao, Hendry, Faza, Rendy, Bulek, Madex, Sandy, Budi, Tadho, Irvan, Meizar, Meydam, Budi, Abud, Fazli, Putrandsky, Faza, Tesa, Dita, Dini, Devi, Dahl, Amel, Eqhi, Pity, Ica, Boli, Cia, dan....
- (12) Keluarga besar Teknik Sipil dan Lingkungan angkatan 2008 yang telah memberikan bantuan/dukungan semangat dan doa untuk kelancaran penyusunan skripsi ini.

Saya berharap Tuhan Yang Maha Esa berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Saya sangat menyadari bahwa penelitian ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu saya sangat berharap adanya kritik dan saran yang membangun dari para pembaca. Semoga skripsi ini dapat bermanfaat bagi saya khususnya dan masyarakat Indonesia pada umumnya.

Depok, Juli 2012

Penulis

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Fat Churrohman
NPM : 0806454216
Program studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis Karya : Skripsi

demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul :

**Studi Perilaku Dinding Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Pelat Baja
dengan Analisis Statik Non-Linier *Pushover***

Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmediakan/format-kan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (database), merawat, dan mempublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian Pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Jakarta
Pada tanggal : 2 Juli 2012

Yang Menyatakan



(Fat Churrohman)

ABSTRAK

Nama : Fat Churrohman
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Studi Perilaku Dinding Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Pelat Baja dengan Analisis Statik Non-Linier *Pushover*

Penelitian ini membahas mengenai perilaku struktur dinding geser beton bertulang dan dinding geser pelat baja dengan analisis statik non-linier *pushover* akibat beban gempa. Pada penelitian ini ditinjau bangunan 12 lantai pada lokasi gempa di Jakarta, tanah lunak dan dianalisis berdasarkan peraturan SNI 03-1726-201x. Analisis pada struktur dinding geser beton menggunakan SAP2000 dan pada struktur baja menggunakan ETABS v9. Penentuan tingkat kinerja menggunakan metode spektrum kapasitas yang mengacu pada ATC 40. Hasil analisis menunjukkan bahwa model struktur dinding geser pelat baja memiliki kinerja struktur yang lebih baik dibandingkan dengan struktur dinding geser beton bertulang.

Kata Kunci:

Dinding geser pelat baja, dinding geser beton bertulang, analisis beban dorong statik, gaya geser, perpindahan, daktilitas.

ABSTRACT

Name : Fat Churrohman
Study Program : Civil Engineering
Title : Study of Behaviour Reinforced Concrete Shear Wall and Steel Plate Shear Wall using Static Non-Linear Pushover Analysis

This thesis discussed about behavior of reinforced concrete shear wall and steel plate shear wall using static non-linear pushover analysis due to earthquake load. In this thesis, 12-story building with earthquake location in Jakarta with soft soil is considered and analyzed based on Indonesia Building Code SNI 03-1726-201x. Reinforced concrete shear wall is analyzed by SAP 2000 and steel plate shear wall is analyzed by ETABS v.9. Determination of performance level use spectrum capacity method based on ATC 40. Analysis results show that steel plate shear wall has a better performance level than reinforced concrete shear wall.

Key Words :

Steel plate shear wall, reinforced concrete shear wall, static non-linear pushover analysis, base shear, displacement, ductility.

DAFTAR ISI

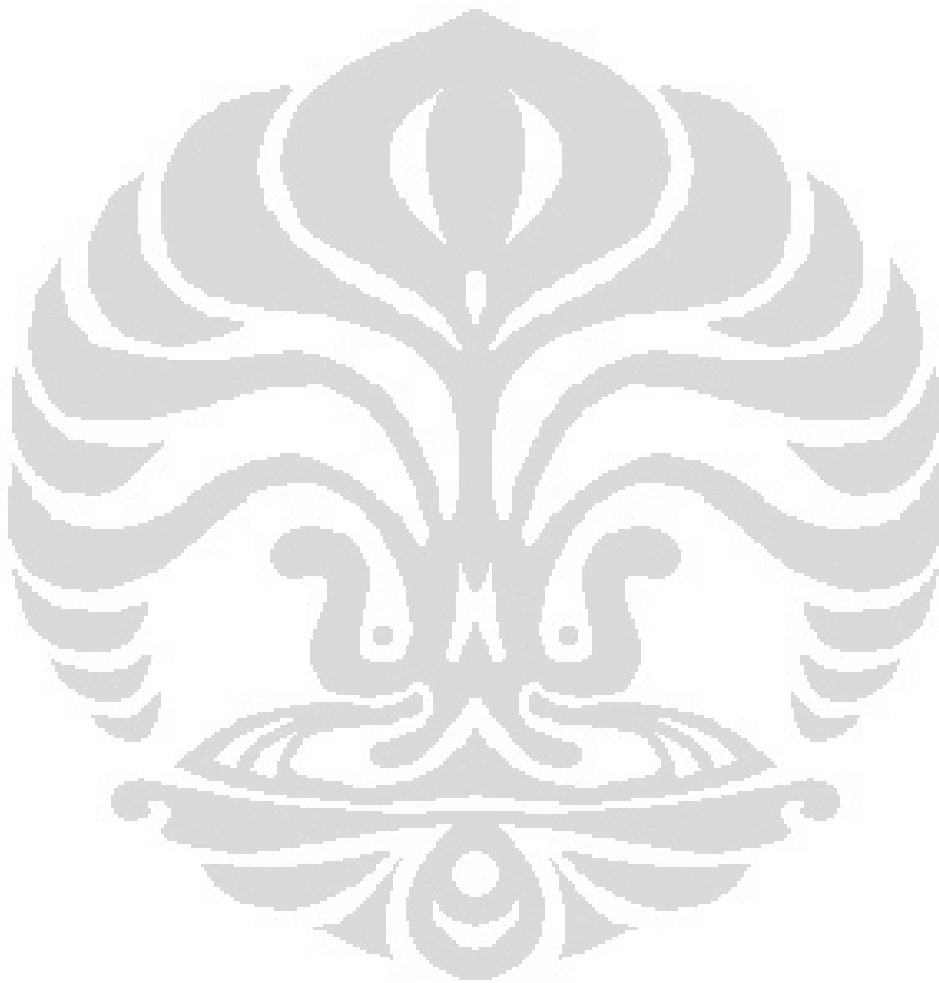
HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	ii
HALAMAN PENGESAHAN	iii
KATA PENGANTAR/UCAPAN TERIMA KASIH	iv
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	vi
ABSTRAK	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xii
1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Deskripsi Masalah	4
1.3 Tujuan Penelitian	4
1.4 Pembatasan Masalah	4
1.5 Metodologi Penulisan	4
1.6 Hipotesis Penelitian	5
1.7 Sistematika Penulisan	5
2 TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Pengertian Dinding Geser	7
2.2 Elemen Struktur Dinding Geser	7
2.3 Konsep Perencanaan Dinding Geser	9
2.4 Pola Keruntuhan Dinding Geser	12
2.5 Dinding Geser Pelat Baja	13
2.6 Perencanaan Struktur Gedung Beraturan	15
2.6.1 Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen	17
2.6.2 Analisis Statik Ekuivalen	19
2.7 Daktilitas	19
2.7.1 Daktilitas Regangan	20
2.7.2 Daktilitas Kurvatur	20
2.7.3 Daktilitas Lendutan	21
2.8 Perancangan Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja	23
2.8.1 Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Layan	24
2.8.2 Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Ultimit	25
2.8.3 Pola Beban Dorong	26
2.9 Analisis <i>Pushover</i>	27
2.9.1 Tahapan Utama dalam Analisis <i>Pushover</i>	28
2.9.2 Waktu Getar Alami Efektif	29
2.9.3 Target Perpindahan	30
2.10 Penelitian Struktur Dinding Geser Pelat Baja (J. Breman, 2002)	32
3 METODOLOGI PENELITIAN	37
3.1 Diagram Alir Penelitian	37
3.2 Variasi Parameter	38

3.3	<i>Preliminary Design</i>	38
3.4	Pembebanan	43
3.4.1	Kategori Desain Gempa	49
3.4.2	Gaya Geser Dasar Gempa dan Beban Lateral Gempa	49
3.5	Kombinasi Pembebanan	51
3.6	Permodelan Struktur	51
3.7	Analisis Permodelan	53
3.8	Analisis Statik Non-Linier <i>Pushover</i>	54
4	ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....	56
4.1	Karakteristik Dinamika Struktur	56
4.2	Desain dan Detail Elemen Struktur	58
4.3	Kinerja Struktur Terhadap Beban Gempa	60
4.4	Pengecekan Gaya Geser Dasar Terhadap Beban Gempa	65
4.5	Perilaku dan Kinerja Struktur Terhadap Analisis <i>Pushover</i>	66
4.5.1	Target Perpindahan	66
4.5.2	Analisis <i>Pushover</i> Struktur Beton	67
4.5.3	Analisis <i>Pushover</i> Struktur Baja	72
4.6	Kekakuan Struktur	77
4.7	Daktilitas Struktur	77
4.8	Volume Material yang Digunakan	78
4.9	Diskusi	78
5	KESIMPULAN DAN SARAN.....	81
5.1	Kesimpulan	81
5.2	Saran	82
	DAFTAR PUSTAKA	83
	LAMPIRAN	85

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Dinding Geser Pelat Baja a)Unloaded b)Loaded	2
Gambar 1.2 Dinding Geser Pelat Baja	3
Gambar 2.1 <i>Coupled Shear Wall</i>	7
Gambar 2.2 <i>Steel Plate Shear Wall Elements</i>	13
Gambar 2.3 <i>Typical Steel Plate Shear Wall</i>	14
Gambar 2.4 Model Bidang pada SPSW.....	15
Gambar 2.5 Mekanisme Kegagalan pada Sebuah Panel SPSW.....	15
Gambar 2.6 Hubungan Beban – Lendutan	20
Gambar 2.7 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan Pada Model Kantilever	22
Gambar 2.8 Defleksi	22
Gambar 2.9 Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja	24
Gambar 2.10 Variasi Pola Distribusi Pembebanan Lateral.....	26
Gambar 2.11 Kurva Hubungan Deformasi – Beban.....	27
Gambar 2.12 Parameter Waktu Getar Fundamental Effektiv dari Kurva <i>Pushover</i>	29
Gambar 2.13 Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas	32
Gambar 2.14 Parameter data Respons Spektrum Rencana	32
Gambar 2.15 Mekanisme <i>Soft Story</i> dan <i>Uniform Yielding</i>	35
Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian	37
Gambar 3.2 Denah Struktur Beton Lantai 1-4	40
Gambar 3.3 Denah Struktur Beton Lantai 5-8	40
Gambar 3.4 Denah Struktur Beton Lantai 9-12.....	41
Gambar 3.5 Denah Struktur Baja Lantai 1-4.....	41
Gambar 3.6 Denah Struktur Baja Lantai 5-8.....	42
Gambar 3.7 Denah Struktur Baja Lantai 9-12.....	42
Gambar 3.8 Peta Gempa dengan Perioda Ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ s.....	44
Gambar 3.9 Peta Gempa dengan Perioda Ulang 2500 tahun dan $T = 1$ s.....	45
Gambar 3.10 Grafik Respon Spektra Jakarta Tanah Lunak.....	47
Gambar 3.11 Model Struktur Beton	52
Gambar 3.12 Model Struktur Baja.....	53
Gambar 4.1 Perbandingan Periode Getar Alami Model Struktur.....	57
Gambar 4.2 Detail Tulangan Kolom.....	58
Gambar 4.3 Detail Tulangan Balok Tumpuan	58
Gambar 4.4 Detail Tulangan Balok Lapangan	58
Gambar 4.5 Detail Tulangan Dinding Geser Beton Bertulang	59
Gambar 4.6 <i>Story Drift</i> Akibat EQx	63
Gambar 4.7 <i>Story Shear</i> Akibat EQx.....	63
Gambar 4.8 <i>Story Drift</i> Akibat EQy	63
Gambar 4.9 <i>Story Shear</i> Akibat EQy.....	63
Gambar 4.10 <i>Story Drift</i> Akibat EQx	64
Gambar 4.11 <i>Story Shear</i> Akibat EQx.....	64
Gambar 4.12 <i>Story Drift</i> Akibat EQy	64
Gambar 4.13 <i>Story Shear</i> Akibat EQy.....	64
Gambar 4.14 Perbandingan Gaya Geser Dasar	66
Gambar 4.15 Kurva <i>Base Shear vs Displacement</i> Struktur Beton Arah X.....	68
Gambar 4.16 Kurva <i>Base Shear vs Displacement</i> Struktur Beton Arah Y	69
Gambar 4.17 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 1 Arah X.....	69

Gambar 4.18 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 2 Arah X.....	70
Gambar 4.19 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 1 Arah Y.....	71
Gambar 4.20 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 2 Arah Y.....	72
Gambar 4.21 Kurva <i>Base Shear vs Displacement</i> Struktur Baja Arah X.....	73
Gambar 4.22 Kurva <i>Base Shear vs Displacement</i> Struktur Baja Arah Y.....	74
Gambar 4.23 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 1 Arah X.....	74
Gambar 4.24 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 2 Arah X.....	75
Gambar 4.25 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 1 Arah Y.....	75
Gambar 4.26 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 2 Arah Y.....	76
Gambar 4.27 Perbandingan Volume Material Struktur.....	80



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan I untuk Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan.....	18
Tabel 2.2 Tingkat Kinerja FEMA 273	23
Tabel 3.1 Properti Material	38
Tabel 3.2 Dimensi Elemen Struktur Beton	39
Tabel 3.3 Dimensi Elemen Struktur Baja	39
Tabel 3.4 Daftar Beban Mati dan Beban Hidup	43
Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_a	45
Tabel 3.6 Koefisien Situs, F_v	46
Tabel 3.7 Klasifikasi Situs	48
Tabel 3.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Struktur Lainnya	48
Tabel 3.9 Faktor Keutamaan Gempa	48
Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter.....	49
Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter.....	49
Tabel 3.12 Kombinasi Pembebanan pada Model Struktur.....	51
Tabel 4.1 Karakteristik Dinamik Model Struktur.....	56
Tabel 4.2 Partisipasi Massa Efektif	57
Tabel 4.3 Simpangan Lateral Struktur Beton Arah X.....	60
Tabel 4.4 Simpangan Lateral Struktur Beton Arah Y.....	61
Tabel 4.5 Simpangan Lateral Struktur Baja Arah X.....	62
Tabel 4.6 Simpangan Lateral Struktur Baja Arah Y.....	62
Tabel 4.7 Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik Respon Spektrum	65
Tabel 4.8 Target Perpindahan Struktur Beton.....	67
Tabel 4.9 Level Kinerja Struktur Beton.....	67
Tabel 4.10 Level Kinerja Struktur Beton saat Leleh Pertama.....	68
Tabel 4.11 Level Kinerja pada Struktur Baja saat Leleh Pertama.....	73
Tabel 4.12 Kekakuan Model Struktur.....	77
Tabel 4.13 Perbandingan Daktilitas Struktur	78

BAB 1

PENDAHULUAN

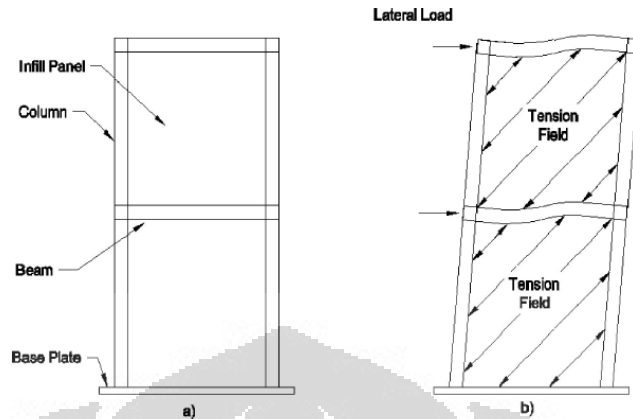
1.1 Latar Belakang

Perencanaan dan pembangunan konstruksi bangunan gedung bertingkat di Indonesia dengan beton bertulang terus mengalami peningkatan. Hal tersebut merupakan cara untuk menanggulangi permasalahan pertambahan penduduk yang selalu meningkat (padat), kelangkaan lahan, dan harga lahan yang terus melambung tinggi. Secara otomatis hal ini membuat pemanfaatan lahan yang seefisien mungkin sehingga muncul bangunan gedung bertingkat guna dapat memenuhi kebutuhan penduduk baik untuk tempat tinggal maupun perkantoran. Dalam perencanaan bangunan gedung bertingkat ini haruslah didesain tahan terhadap gempa karena gedung akan mengalami getaran akibat percepatan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi yang sewaktu-waktu bisa terjadi.

Secara umum, sistem struktur dalam suatu konstruksi terdiri dari sistem struktur penahan beban gravitasi dan sistem penahan beban lateral. Sistem struktur penahan beban gravitasi terdiri dari sistem *moment resisting frame* (portal penahan momen dengan hubungan balok – kolom), sistem *flat slab*, dan lain-lain. Sistem penahan beban lateral terdiri dari sistem *moment resisting frame* (portal penahan momen dengan hubungan balok – kolom), sistem *braced frame* (pengaku diagonal), *shear wall* (dinding geser) dan lain-lain. Sistem *moment resisting frame* merupakan suatu sistem portal yang memiliki tingkat kekakuan yang tinggi, cocok untuk menahan beban gravitasi maupun beban lateral. Sampai saat ini perencanaan gedung – gedung bertingkat di Indonesia masih menggunakan sistem *moment resisting frame*. Sistem *braced frame* merupakan sistem pengaku diagonal, dimana pengaku diagonal tersebut berfungsi untuk menahan beban lateral.

Berbagai sistem dinding geser dewasa ini memiliki banyak variasi, dari yang terdahulu yang menggunakan material beton hingga kini yang sedang banyak diminati yaitu dinding geser dengan material pelat baja. Bentuk profil struktur yang tipis dan lebih ramping dibandingkan material beton merupakan salah satu pilihan yang menjadi alasan untuk pemilihan struktur baja. Namun,

perkembangan itu hanya di luar negeri saja, di Indonesia hingga kini masih sangat sedikit yang menggunakan sistem dinding geser pelat baja seperti ini.



Gambar 1.1 Dinding Geser Pelat Baja a)Unloaded b)Loaded

Sumber: Joseph Stankevicius, 2011

Penggunaan baja sebagai bahan struktur utama dimulai pada akhir abad kesembilan belas ketika metode pengolahan baja yang murah dikembangkan dengan skala yang luas. Baja merupakan bahan yang mempunyai sifat struktur yang baik. Baja mempunyai kekuatan yang tinggi dan sama kuat pada kekuatan tarik maupun tekan dan oleh karena itu baja adalah elemen struktur yang memiliki batasan sempurna yang akan menahan beban jenis tarik aksial, tekan aksial, dan lentur dengan fasilitas yang hampir sama. Berat jenis baja tinggi, tetapi perbandingan antara kekuatan terhadap beratnya juga tinggi sehingga komponen baja tersebut tidak terlalu berat jika dihubungkan dengan kapasitas muat bebannya, selama bentuk-bentuk struktur yang digunakan menjamin bahwa bahan tersebut dipergunakan secara efisien. Di samping kekuatannya yang besar untuk menahan kekuatan tarik dan tekan tanpa membutuhkan banyak volume, baja juga mempunyai sifat sifat lain yang menguntungkan sehingga menjadikannya sebagai salah satu bahan bangunan yang sangat umum dipakai dewasa ini. Beberapa keuntungan baja sebagai material struktur antara lain:

- Memiliki kekuatan yang tinggi
- Kemudahan dalam pemasangan
- Memiliki keseragaman

Selain memiliki berbagai keuntungan seperti di atas, material baja juga memiliki beberapa kelemahan sebagai berikut :

- Komponen-komponen struktur yang dibuat dari bahan baja perlu diusahakan supaya tahan api sesuai dengan peraturan yang berlaku untuk bahaya kebakaran.
- Diperlukannya suatu biaya pemeliharaan untuk mencegah baja dari bahaya karat.
- Karena sering digunakan untuk penampang material yang langsing, baja memiliki kelemahan terhadap tekuk (*lateral torsional buckling* dan *local buckling*)
- Akibat proses pembentukan material saat panas, baja memiliki *stress* awal yang biasa disebut *residual stress*.



Gambar 1.2 Dinding Geser Pelat Baja

Sumber: Joseph Stankevicius, 2011

Oleh karena itu, dalam penulisan ini selain dilakukan analisis perilaku sistem struktur dinding geser beton juga dilakukan analisis perilaku sistem struktur dinding geser pelat baja (SPSW). Modelisasi dari struktur beton dan baja ini berdasarkan pada modelisasi struktur beton dalam buku PCA Note for ACI-318 02. Struktur tersebut akan dibandingkan perilakunya melalui analisis dengan statik *non-linear pushover* akibat beban lateral gempa dengan bantuan program ETABS 9. Pada analisis tersebut yang akan ditinjau adalah karakteristik dinamika struktur, kurva *pushover* hubungan gaya geser dasar (*base shear*) – simpangan

(*displacement*), daktilitas yang tersedia pada struktur, dan sendi plastis akibat momen.

1.2 Deskripsi Masalah

Masalah yang diteliti yaitu perbandingan perilaku struktur dinding geser beton bertulang dan dinding geser pelat baja dengan menggunakan analisis statik non linier *Pushover* akibat beban gempa.

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini yaitu untuk memperoleh pemahaman tentang perbandingan perilaku struktur dinding geser beton bertulang dan dinding geser pelat baja dengan menggunakan analisis statik non linier *Pushover* akibat beban gempa.

1.4 Pembatasan Masalah

Untuk mencapai tujuan pembahasan identifikasi permasalahan akan diperjelas dengan batasan – batasan sebagai berikut :

- a. Hanya struktur bagian atas pada gedung bertingkat tinggi yang akan ditinjau yaitu 12 lantai.
- b. Hanya dilakukan analisis dari karakteristik dinamika struktur, kurva pushover hubungan gaya geser dasar (*base shear*)–simpangan (*displacement*), daktilitas yang tersedia pada struktur, dan sendi plastis akibat momen.
- c. Hanya membandingkan sistem struktur dinding geser beton bertulang dan struktur dinding geser pelat baja.
- d. Tidak memperhitungkan sambungan.
- e. Program yang digunakan adalah ETABS 9.

1.5 Metodologi Penulisan

Dalam penulisan ini tahapan yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- a. Studi Literatur

Studi literatur adalah suatu metode dalam pengambilan keputusan dan pengumpulan data berdasarkan buku-buku atau jurnal yang memberikan

gambaran secara umum terhadap masalah di atas yaitu teori tentang sistem struktur dinding geser pelat, teori tentang analisis statik non linier *pushover*, dan beberapa penelitian terakhir serta penggunaan struktur dinding geser pelat baja dalam bidang konstruksi.

b. Desain sistem struktur dinding geser

Dalam tahap ini akan dilakukan preliminary design dan desain kapasitas sistem struktur dinding geser yang sederhana pada gedung bertingkat tinggi tahan gempa sesuai dengan peraturan yang berlaku.

c. Modelisasi bangunan

Dalam tahap ini, penulis akan memodelkan struktur gedung bertingkat tinggi tahan gempa dengan sistem struktur dinding geser yang telah didesain pada tahap sebelumnya secara 3 dimensi termasuk melakukan input data pada software ETABS 9.

d. Simulasi

Pada tahap ini akan dilakukan beberapa variasi simulasi seperti yang telah dijabarkan sebelumnya dan hasil dari simulasi tersebut akan diperoleh daktilitas dari kedua sistem struktur yang berbeda.

e. Analisis dan Kesimpulan

Pada tahapan ini akan dipaparkan mengenai analisis terhadap hasil simulasi yang didapat pada bab sebelumnya sehingga dihasilkan beberapa kesimpulan sesuai dengan tujuan yang ingin dicapai.

1.6 Hipotesis Penelitian

Hipotesis awal yang digunakan dalam penelitian ini adalah bahwa penggunaan struktur dinding geser pelat baja sebagai penahan gaya lateral pada bangunan memiliki disipasi energi yang lebih baik dan memiliki keuntungan dalam hal penggunaan volume material yang lebih efisien dan optimal bila dibandingkan dengan struktur dinding geser beton bertulang.

1.7 Sistematika Penulisan

Penulisan skripsi ini akan disusun dalam beberapa bab sehingga pembaca bisa memahami isi dari laporan skripsi ini. Secara garis besar skripsi ini disusun sebagai berikut :

BAB 1 PENDAHULUAN

Berisikan tentang latar belakang permasalahan, permasalahan, batasan permasalahan, tujuan penulisan, pengesahan judul, alasan pemilihan judul, pengumpulan data dan sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Merupakan pembahasan tentang dasar – dasar teori yang berhubungan dengan permasalahan dan dilengkapi dengan sumber – sumber yang dikutip.

BAB 3 METODOLOGI

Dalam bab ini berisikan metode dalam memodelkan struktur gedung bertingkat tinggi tahan gempa dengan sistem struktur baja menggunakan dinding geser pelat termasuk melakukan input data pada software ETABS 9.

BAB 4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini menyajikan hasil analisis dari data-data yang diperoleh melalui pemodelan struktur. Hasil analisis yang ditampilkan yaitu respon struktur terhadap beban gempa, kurva hubungan deformasi lateral-gaya geser dasar hasil analisis statik nonlinier, dan level kriteria kinerja berdasarkan FEMA 356.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini memberikan kesimpulan dari hasil penelitian serta saran untuk penelitian selanjutnya.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

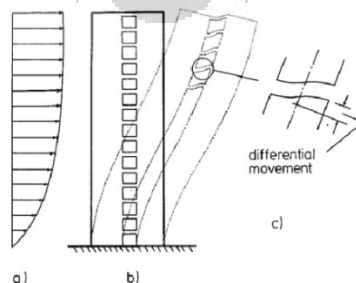
2.1 Pengertian Dinding Geser

Dinding geser merupakan dinding yang dirancang untuk menahan gaya lateral akibat gempa bumi. Dinding geser yang efektif adalah yang bersifat kaku dan kuat. Dalam struktur bertingkat, dinding geser sangat penting, karena selain untuk mencegah kegagalan dinding eksterior, dinding geser juga mendukung beberapa lantai gedung dan memastikan bahwa struktur tidak runtuh akibat gerakan lateral dalam gempa bumi. Dinding geser tidak hanya terbuat dari material beton saja tetapi dewasa ini sudah berkembang dinding geser yang terbuat dari pelat baja. Tentunya kedua jenis dinding geser ini memiliki karakter dan sifat yang berbeda dan hanya diterapkan pada struktur yang sama dengan material masing-masing.

2.2 Elemen Struktur Dinding Geser

Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu :

- *Flexural Wall* (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \geq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur.
- *Squat Wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser.
- *Coupled Shear Wall* (dinding berangkai), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.



Gambar 2.1 *Coupled Shear Wall*

Sumber: Joseph Stankevicius, 2011

Dalam prakteknya dinding geser selalu dihubungkan dengan sistem rangka pemikul momen pada gedung. Dinding struktural yang umum digunakan pada gedung tinggi adalah dinding geser kantilever dan dinding geser berangkai. Berdasarkan SNI 03-1726-2002 (BSN, 2002), dinding geser beton bertulang kantilever adalah suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana. Kerusakan pada dinding ini hanya boleh terjadi akibat momen lentur (bukan akibat gaya geser), melalui pembentukan sendi plastis di dasar dinding. Nilai momen leleh pada dasar dinding tersebut dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan (*strain hardening*). Jadi berdasarkan SNI 03-1726-2002, dinding geser harus direncanakan dengan metode desain kapasitas. Dinding geser kantilever termasuk dalam kelompok *flexural wall*, dimana rasio antara tinggi dan panjang dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan dimensi panjangnya tidak boleh kurang dari 1,5 m.

Kerjasama antara sistem rangka penahan momen dan dinding geser merupakan suatu keadaan khusus, dimana dua struktur yang berbeda sifatnya tersebut digabungkan. Dari gabungan keduanya diperoleh suatu struktur yang lebih kuat dan ekonomis. Kerjasama ini dapat dibedakan menjadi beberapa macam, seperti BSN, 2002):

- a. Sistem rangka gedung, yaitu sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Pada sistem ini, beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing. Sistem rangka gedung dengan dinding geser beton bertulang yang bersifat daktail penuh dapat direncanakan dengan menggunakan nilai faktor modifikasi respon, R , sebesar 6,0.
- b. Sistem ganda, yang merupakan gabungan dari sistem pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan sistem rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral yang bekerja. Kedua sistem ini harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral gempa, dengan memperhatikan interaksi keduanya. Nilai R yang direkomendasikan

untuk sistem ganda dengan rangka SRPMK adalah 8,5 (SNI 03-1726-2002).

- c. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka. Sistem ini merupakan gabungan dari sistem dinding beton bertulang biasa dan sistem rangka pemikul momen biasa.

2.3 Konsep Perencanaan Dinding Geser

Perencanaan dinding geser sebagai elemen struktur penahan beban gempa pada gedung bertingkat biasa dilakukan dengan konsep gaya dalam (yaitu dengan hanya meninjau gaya-gaya dalam yang terjadi akibat kombinasi beban gempa) atau dengan konsep desain kapasitas.

- a. Konsep Gaya Dalam

Menurut konsep ini dinding geser didesain berdasarkan gaya dalam V_u dan M_u yang terjadi akibat beban gempa. Konsep desain dinding geser berdasarkan gaya dalam ini pada dasarnya mengacu pada SNI 03-2847-2006 (Purwono et al., 2007) dan ACI 318-05. Kuat geser perlu dinding struktural (V_u) diperoleh dari analisis beban lateral dengan faktor beban yang sesuai, sedangkan kuat geser nominal (V_n) dinding struktural harus memenuhi:

$$V_n \leq A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n \cdot f_y)$$

Dimana:

A_{cv} = luas penampang total dinding struktural

α = $1/4$ untuk $h_w/l_w \leq 1,5$

= $1/6$ untuk $h_w/l_w \geq 2$

ρ_n = rasio penulangan arah horizontal (transversal)

Perlu dicatat bahwa pada persamaan di atas pengaruh adanya tegangan aksial yang bekerja pada dinding geser tidak diperhitungkan. Hal ini berarti bahwa persamaan di atas tersebut akan menghasilkan nilai kuat geser yang bersifat konservatif. Selain itu, agar penerapan konsep desain geser berdasarkan gaya dalam ini berhasil, maka kuat lebih (*overstrength*) desain lentur dinding

struktural yang dirancang sebaiknya dijaga serendah mungkin. Dalam kaitan dengan hal ini, SNI 03-2847-06 mensyaratkan agar beton dan tulangan longitudinal dalam lebar efektif flens, komponen batas, dan badan dinding harus dianggap efektif menahan lentur.

Dinding juga harus mempunyai tulangan geser tersebar yang memberikan tahanan dalam dua arah orthogonal pada bidang dinding. Apabila rasio h_w/l_w tidak melebihi 2, rasio penulangan ρ_v (longitudinal) tidak boleh kurang daripada rasio penulangan ρ_n (lateral). Selain itu, berdasarkan SNI 03-2847-06 (Purwono et al., 2007), dinding struktural dengan rasio h_w/l_w tidak melebihi 2 (yaitu dinding struktural yang perilakunya bersifat brittle) sebaiknya didesain dengan metoda desain kapasitas. Sebagai alternatif, bilamana kuat geser nominalnya tetap dipertahankan lebih kecil daripada gaya geser yang timbul sehubungan dengan pengembangan kuat lentur nominalnya, maka dinding struktural tersebut dapat didesain dengan faktor reduksi yang lebih rendah, yaitu 0,55 (Lihat SNI 03-2847-06, Pasal 11.3.2.3a).

b. Konsep Desain Kapasitas

Berdasarkan SNI beton yang berlaku (SNI 03-2847-06), struktur beton bertulang tahan gempa pada umumnya direncanakan dengan mengaplikasikan konsep daktilitas. Dengan konsep ini, gaya gempa elastik dapat direduksi dengan suatu faktor modifikasi response struktur (faktor R), yang merupakan representasi tingkat daktilitas yang dimiliki struktur. Dengan penerapan konsep ini, pada saat gempa kuat terjadi, hanya elemen- elemen struktur bangunan tertentu saja yang diperbolehkan mengalami plastifikasi sebagai sarana untuk pendisipasian energi gempa yang diterima struktur. Elemen- elemen tertentu tersebut pada umumnya adalah elemen- elemen struktur yang keruntuhannya bersifat daktil. Elemen- elemen struktur lain yang tidak diharapkan mengalami plastifikasi haruslah tetap berperilaku elastis selama gempa kuat terjadi. Selain itu, hirarki atau urutan keruntuhan yang terjadi haruslah sesuai dengan yang

direncanakan. Salah satu cara untuk menjamin agar hirarki keruntuhan yang diinginkan dapat terjadi adalah dengan menggunakan konsep desain kapasitas. Pada konsep desain kapasitas, tidak semua elemen struktur dibuat sama kuat terhadap gaya dalam yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain. Hal ini dibuat demikian agar di elemen atau titik tersebutlah kegagalan struktur akan terjadi di saat beban maksimum bekerja pada struktur.

Pada dinding geser kantilever, sendi plastis diharapkan terjadi pada bagian dasar dinding. Dalam konsep desain kapasitas, kuat geser di dasar dinding harus didesain lebih kuat daripada geser maksimum yang mungkin terjadi pada saat penampang di dasar dinding tersebut mengembangkan momen plastisnya.

Konsep desain kapasitas untuk perencanaan dinding geser dianut dalam SNI 03-2847-92 (BSN, 1992). Kuat geser rencana pada penampang di dasar dinding, sehubungan dengan adanya pembesaran momen yang mungkin terjadi, dihitung dengan persamaan

$$V_{u,d,maks} = \omega_d \cdot 0,7 \cdot \frac{M_{kap,d}}{M_{E,d,maks}} \cdot V_{E,d,maks}$$

dimana:

ω_d = koefisien pembesaran dinamis yang memperhitungkan pengaruh dan terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan.

$M_{kap,d}$ = momen kapasitas pada penampang dasar dinding yang dihitung berdasarkan luas baja tulangan yang terpasang dan dengan tegangan tarik baja tulangan sebesar $1,25 f_y$

$M_{E,d,maks}$ = momen lentur maksimum pada penampang dasar dinding akibat beban gempa tak terfaktor

$V_{E,d,maks}$ = gaya geser maksimum pada penampang dasar
dinding akibat beban gempa tak terfaktor

2.4 Pola Keruntuhan Dinding Geser

Dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral memiliki keuntungan utama karena menyediakan kontinuitas vertikal pada sistem lateral struktur gedung. Struktur gedung dengan dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral pada umumnya memiliki *performance* yang cukup baik pada saat gempa. Hal ini terbukti dari sedikitnya kegagalan yang terjadi pada sistem struktur dinding geser dikejadian-kejadian gempa yang lalu (Fintel, 1991). Beberapa kerusakan yang terjadi akibat gempa pada umumnya berupa *cracking*, yang terjadi pada dasar dinding dan juga pada bagian *coupling beam*, khususnya untuk sistem dinding berangkai.

Perilaku batas yang terjadi pada dinding geser dapat diklasifikasikan sebagai berikut (Pantazopoulou dan Imran, 1992):

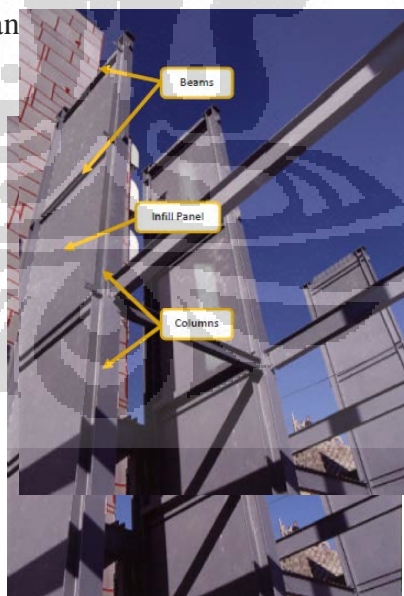
- a. *Flexural behavior*, dimana respons yang terjadi pada dinding akibat gaya luar dibentuk oleh mekanisme kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Keruntuhan jenis ini pada umumnya bersifat daktail.
- b. *Flexural-shear behavior*, dimana kelelahan yang terjadi pada tulangan yang menahan lentur diikuti dengan kegagalan geser.
- c. *Shear behavior*, dimana dinding runtuh akibat geser tanpa adanya kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Perilaku batas ini bisa dibagi lagi menjadi *diagonal tension shear failure* (yang dapat bersifat daktail, karena keruntuhan terjadi terlebih dahulu pada baja tulangan) dan *diagonal compression shear failure* (yang umumnya bersifat *brittle*).
- d. *Sliding shear behavior*, dimana di bawah pembebanan siklik bolak balik, *sliding shear* bisa terjadi akibat adanya *flexural cracks* yang terbuka lebar di dasar dinding. Keruntuhan jenis ini sifatnya getas dan menghasilkan perilaku disipasi yang buruk.

Untuk dinding geser yang tergolong *flexural wall* dimana rasio, $h_w/l_w \geq 2$, kegagalan lain yang sering terjadi adalah berupa *fracture* pada tulangan yang

menahan tarik (Fintel,1991). Hal ini biasanya diamati pada dinding yang memiliki jumlah tulangan longitudinal yang sedikit, sehingga regangan terkonsentrasi dan terakumulasi pada bagian yang mengalami *crack* akibat pembebanan siklik yang berulang, yang dapat berujung pada terjadinya *fracture* pada tulangan.

2.5 Dinding Geser Pelat Baja

Dinding geser pelat baja sudah cukup lama digunakan sebagai sistem penahan gaya lateral dari beban angin dan beban gempa. Sistem dinding geser pelat baja ini terdiri dari balok biasa dan kolom yang membentuk portal, disambungkan dengan panel pengisi seperti terlihat pada gambar 2.1. Terdapat beberapa variasi dari dinding geser pelat baja dengan beberapa variabel seperti pengaku, sambungan geser balok-kolom, panel berlubang, panel yang dibaut dan dilas, dan lain sebagainya. Setelah sistem dinding geser pelat baja ini telah dibangun, akan terlihat kekakuan yang begitu tinggi dari beban angin yang terjadi dan kapasitas penyerapan yang luar biasa dari beberapa pembebanan lainnya seperti gempa. Hasil tersebut menunjukkan bahwa dengan portal rigid, dilas, panel pengisi yang tipis, dan tanpa pengaku sekalipun dinding geser pelat baja tetap menjadi sebuah sistem penahan



Gambar 2.2 *Steel Plate Shear Wall Elements*

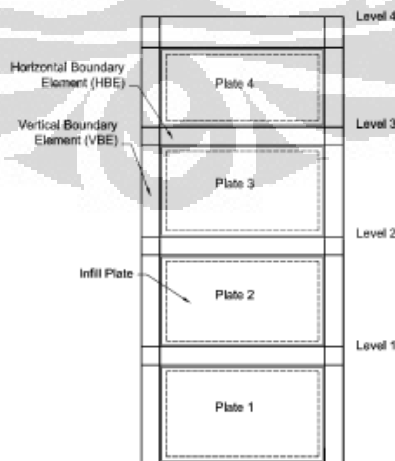
Sumber: Joseph Stankevicius, 2011

Sebagai penahan beban lateral, panel pengisi pada SPSW merupakan elemen utama penahan beban lateral. Penyaluran beban lateral akan ditahan sesuai dengan formasi diagonal tegangan tarik pada pelat seperti pada Gambar 1.1. Bidang tarik diagonal yang terbentuk pada SPSW ini adalah sama dengan bidang tarik yang telah dijelaskan oleh Basler (1961) untuk pelat girder, dan dapat dianalogikan dengan sebuah pelat kantilever vertikal.

Sebuah SPSW yang tipikal terdiri dari elemen horisontal (balok) dan elemen vertikal (kolom), dan pelat tipis yang mengalami tekuk apabila terjadi geser dan memiliki bidang tegangan tarik untuk menahan beban lateral. Berdasarkan formula energi tegangan elastis, Timler dan Kulak (1983) mendapatkan rumus untuk sudut akibat pembebanan lateral dari bidang tarik α pada pelat pengisi SPSW:

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad (2.5.1)$$

dimana t adalah ketebalan pelat, h adalah ketinggian lantai, L adalah lebar pelat, I_c adalah momen inersia elemen vertikal (kolom), A_c adalah luasan dari bidang kolom, dan A_b adalah luasan dari bidang balok. Bidang model yang tipikal pada SPSW yang terlihat pada gambar 2.3 dan akurasi dari bidang model yang telah terbukti melalui perbandingan dengan hasil eksperimental seperti pada gambar 2.4, Driver et al. (1998). Perlu diperhatikan bahwa setiap bidang memiliki luaspenampang yang sama dengan hasil kali antara lebar dan tebal pelat pengisi.

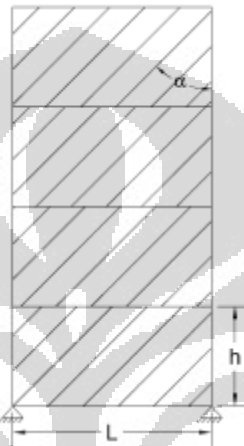


Gambar 2.3 *Typical Steel Plate Shear Wall*

Sumber: Driver et al, 1997

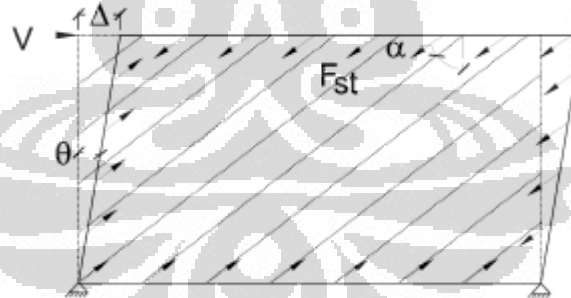
Mekanisme kegagalan yang terjadi pada sebuah panel SPSW dalam struktur portal dengan sambungan sederhana seperti terlihat pada Gambar 2.5, menghasilkan persamaan untuk geser pada dasar bidang (Berman dan Bruneau, 2003b):

$$V = 0,42 \cdot F_y \cdot t \cdot L \cdot \sin 2\alpha \quad (2.2.2)$$



Gambar 2.4 Model Bidang pada SPSW

Sumber: Berman and Bruneau, 2003



Gambar 2.5 Mekanisme Kegagalan pada Sebuah Panel SPSW

Sumber: Berman and Bruneau, 2003

2.6 Perencanaan Struktur Gedung Beraturan

Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut (SNI 03-1726-2002) :

- Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.

- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.
- Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.
- Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.

- Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Untuk struktur gedung beraturan, pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen sehingga analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

2.6.1 Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen (SNI 03-1726-2002). Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I menurut Tabel 3.1 dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental T_1 , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_1 \quad (2.6.1)$$

dimana C_1 adalah nilai Faktor Respon Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental T_1 , sedangkan W_1 adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan I untuk Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk perumahan, 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

Sumber: SNI Gempa 2002

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

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (2.6.2)$$

dimana W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai, z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral dengan ketentuan Apabila tidak dilakukan analisis interaksi tanah-struktur, struktur atas dan struktur bawah dari suatu struktur gedung dapat dianalisis terhadap pengaruh Gempa Rencana secara terpisah, di mana struktur atas dapat dianggap terjepit lateral pada taraf lantai dasar. Selanjutnya struktur bawah dapat dianggap sebagai struktur tersendiri yang berada di dalam tanah yang dibebani oleh kombinasi beban-beban gempa yang berasal dari struktur atas, beban gempa yang berasal dari gaya inersia sendiri dan beban gempa yang berasal dari tanah sekelilingnya. Pada gedung tanpa besmen, taraf penjepitan lateral struktur atas dapat dianggap terjadi pada bidang telapak fondasi langsung, bidang telapak fondasi rakit dan bidang atas kepala (pur) fondasi tiang.

Apabila rasio antara tingginya struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka $0,1 V$ harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa

lantai tingkat paling atas, sedangkan 0,9 V sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen.

Untuk waktu getar alami fundamental struktur alami gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut:

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (2.6.3)$$

dimana d_i adalah simpangan horisontal lantai tingkat ke- i dinyatakan dalam mm dan g adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det^2 .

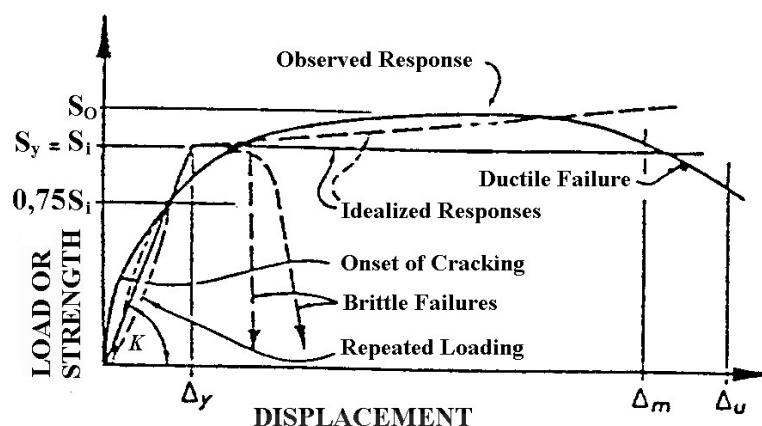
Apabila waktu getar alami fundamental T_1 struktur gedung untuk penentuan Faktor Respon Gempa C_1 ditentukan dengan rumus-rumus empirik atau didapat dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai yang dihitung menurut persamaan 2.6.3.

2.6.2 Analisis Statik Ekuivalen

Mengingat pada struktur gedung beraturan pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat ditampilkan sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai-lantai tingkat, maka pengaruh beban-beban gempa nominal statik ekuivalen tersebut dapat dianalisis dengan metoda analisis statik 3 dimensi biasa yang dalam hal ini disebut analisis statik ekuivalen 3 dimensi.

2.7 Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respons inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi (Paulay & Priestsley, 1992).



Gambar 2.6 Hubungan Beban – Lendutan

Sumber: Paulay & Priestsley, 1992

Pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis. Hal ini terjadi karena adanya beberapa pengertian yang timbul. Pengertian daktilitas dapat ditinjau dari tiga jenis metode perhitungan. Daktilitas dapat ditinjau dari segi regangan (*strain*), Lengkungan (*curvature*), dan Lendutan (*displacement*).

2.7.1 Daktilitas Regangan

Pengertian dasar dari daktilitas adalah kemampuan dari material/ struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan. Daktilitas regangan dapat diberikan dengan hubungan

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \quad (2.7.1)$$

dimana ε adalah total regangan yang terjadi dan ε_y adalah regangan pada saat leleh. Daktilitas yang sangat berpengaruh pada struktur dapat tercapai pada panjang tertentu pada salah satu bagian dari struktur tersebut. Jika regangan inelastik dibatasi dengan panjang yang sangat pendek, maka akan terjadi penambahan yang besar pada daktilitas regangan. Daktilitas regangan merupakan daktilitas yang dimiliki oleh material yang digunakan.

2.7.2 Daktilitas Kurvatur

Pada umumnya sumber yang paling berpengaruh dari lendutan struktur inelastis adalah rotasi pada sambungan plastis yang paling potensial. Sehingga, ini sangat berguna untuk menghubungkan rotasi per unit panjang (*curvature*) dengan

moment bending ujung. Daktilitas lengkungan maksimum dapat ditunjukkan sebagai berikut,

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (2.7.2)$$

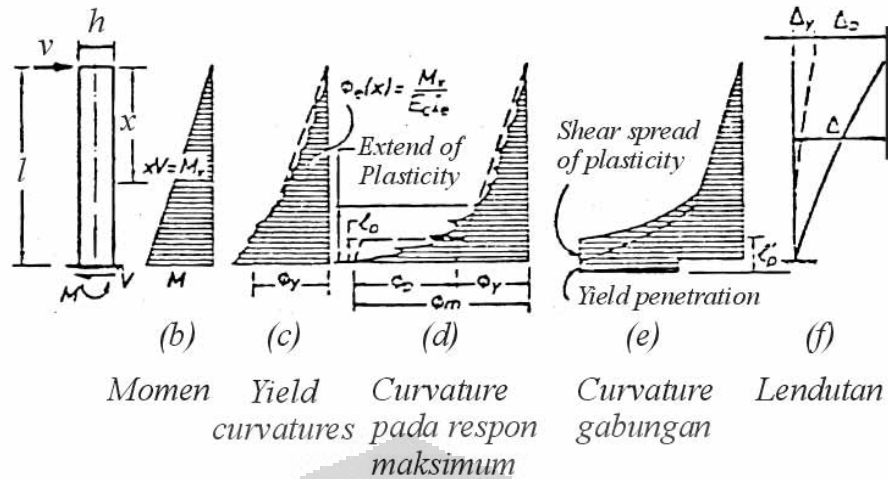
dimana ϕ_m adalah lengkungan maksimum yang akan timbul, dan ϕ_y adalah lengkungan pada saat leleh. *Curvature ductility* ini merupakan daktilitas yang diberikan oleh penulangan struktur.

2.7.3 Daktilitas Lendutan

Daktilitas lendutan biasanya digunakan pada evaluasi struktur yang diberikan gaya gempa. Daktilitas didefinisikan oleh rasio dari total lendutan yang terjadi Δ dengan lendutan pada awal titik leleh (*yield point*) u_y ,

$$\mu_{\Delta} = \frac{u}{u_y} \quad (2.7.3)$$

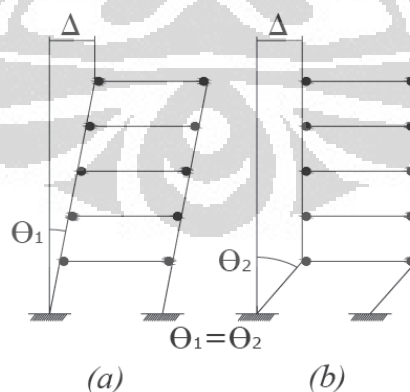
dimana $u = u_y + u_p$. Lendutan pada titik leleh (u_y) dan pada titik plastik (u_p) penuh adalah komponen-komponen dari total lendutan ujung. Untuk sebuah struktur portal, biasanya total defleksi diambil pada bagian teratas (atap), seperti pada Gambar 2.7. Walaupun pada nantinya perhitungan faktor reduksi akan dilihat dari hubungan simpangan dengan tinggi dari bangunan tersebut, kesalahan μ_{Δ} pada bagian atap dapat dinormalkan dengan perbandingan pendekatan yang telah dibuat. Pada saat perancangan, harus diperhatikan daktilitas dihubungkan dengan maksimumantisipasi lendutan $u = u_m$. Sehingga, tidak terlalu diperhatikan lendutan yang terjadi antar lantai. Ini mungkin dapat dilihat pada Gambar 2.7 bahwa daktilitas lendutan pada bagian atap seperti yang dibandingkan.



Gambar 2.7 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan Pada Model Kantilever

Sumber: Paulay & Priestsley, 1992

Pada kenyataannya kejadian ini sangat berpengaruh. Terjadi perbedaan daktilitas pada kedua kejadian ini. Gambar 2.7 juga menunjukkan bahwa kapasitas daktilitas lendutan μ_{Δ} pada struktur seperti itu akan sangat berpengaruh pada kemampuan plastis sambungan pada ujung balok atau kolom. Hal ini menuntut kemampuan daktilitas pada kolom dan balok secara individual. Lendutan sampai titik leleh u_y pada kantilever, diasumsikan mengalami *yield curvature* pada bagian dasarnya. Ini adalah pendekatan yang paling realistik dan penting, karena nilai absolut dari lendutan maksimum $u_m = \mu_{\Delta} \leq u_u$ juga perlu dievaluasi dan dihubungkan dengan tinggi struktur dimana lendutan terjadi.



Gambar 2.8 Defleksi

Pada struktur, ketika respon gempa yang terjadi melebihi beban rencana maka keadaan deformasi inelastis harus tercapai. Ketika struktur mampu untuk

merespon keadaan inelastis tanpa penurunan kemampuan yang drastis, maka hal ini akan disebut dalam keadaan daktail. Keadaan daktail yang sempurna terjadi pada saat *ideal elastic / perfectly plastic (elastoplastic)*.

2.8 Perancangan Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja

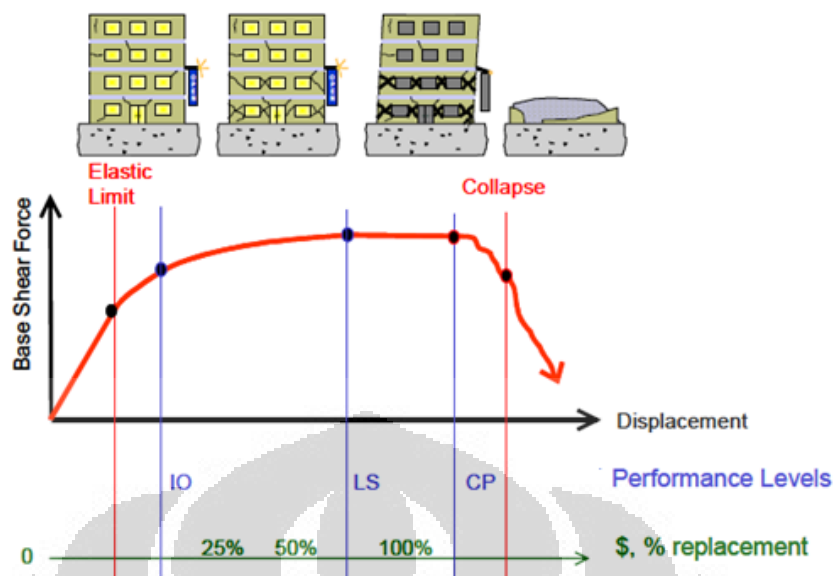
Perancangan bangunan tahan gempa bertujuan untuk mempertahankan setiap pelayanan vital dari fungsi bangunan, membatasi ketidaknyamanan penghunian dan kerusakan bangunan hingga masih dapat diperbaiki ketika terjadi gempa ringan sampai sedang dan menghindari terjadinya korban jiwa oleh runtuhnya bangunan akibat gempa kuat (SNI 03-1726-2002, 2002).

Perancangan bangunan tahan gempa berbasis kinerja merupakan proses yang dapat digunakan untuk perancangan bangunan baru maupun perkuatan bangunan yang sudah ada dengan pemahaman terhadap aspek resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*), dan resiko kerugian finansial yang timbul akibat beban gempa (*economic loss*). FEMA 273 (1997) menetapkan level kinerja untuk perancangan struktur tahan gempa sebagai berikut.

Tabel 2.2 Tingkat Kinerja FEMA 273

Level Kinerja	Peluang Terlampaui	Keterangan
<i>Operational</i>	50%/50 Tahun umur bangunan	Tidak ada kerusakan struktural dan non struktural yang berarti, bangunan dapat tetap berfungsi.
<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	20%/50 Tahun umur bangunan	Tidak terjadi kerusakan struktural, komponen non struktural masih berada di tempatnya dan bangunan tetap dapat berfungsi tanpa terganggu masalah perbaikan.
<i>Life Safety (LS)</i>	10%/50 Tahun umur bangunan	Terjadi kerusakan struktural tetapi tidak terjadi keruntuhan, komponen non struktural tidak berfungsi tetapi bangunan masih dapat digunakan setelah dilakukan perbaikan.
<i>Collapse Prevention (CP)</i>	2%/50 Tahun umur bangunan	Kerusakan terjadi pada komponen struktural dan non struktural, bangunan hampir runtuh, dan kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan sangat mungkin terjadi.

Sumber : FEMA 273, 1997



Gambar 2.9 Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja

Sumber : ATC 58, 1997

Hal penting dalam perancangan berbasis kinerja adalah penetapan sasaran kinerja bangunan terhadap gempa. Sasaran kinerja terdiri dari gempa rencana yang ditentukan (*earthquake hazard*) dan taraf kerusakan yang diizinkan atau tingkat kinerja secara kualitatif yang digambarkan dalam kurva hubungan gaya-lendutan dari perilaku struktur secara global terhadap beban lateral.

2.8.1 Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi faktor skala.

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

2.8.2 Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

- untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0,7 R$$

- untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7 R}{\text{Faktor Skala}}$$

Dimana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut.

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui 0,02 kali tingkat yang bersangkutan.

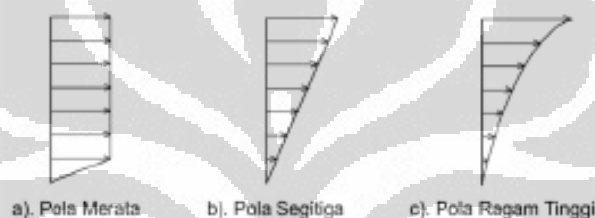
Jarak pemisah antar-gedung harus ditentukan paling sedikit sama dengan jumlah simpangan maksimum masing-masing struktur gedung pada taraf itu. Dalam segala hal masing-masing jarak tersebut tidak boleh kurang dari 0,025 kali ketinggian taraf itu diukur dari taraf penjepitan lateral.

Dua bagian struktur gedung yang tidak direncanakan untuk bekerja sama sebagai satu kesatuan dalam mengatasi gempa rencana, harus dipisahkan yang satu terhadap yang lainnya dengan suatu sela pemisah (sela delatasi) yang lebarnya paling sedikit harus sama dengan jumlah simpangan masing-masing bagian struktur gedung pada taraf itu. Dalam segala hal lebar sela pemisah tidak boleh ditetapkan kurang dari 75 mm.

Sela pemisah harus direncanakan detailnya dan dilaksanakan sedemikian rupa sehingga senantiasa bebas dari benda-benda penghalang. Lebar sela pemisah juga harus memenuhi semua toleransi pelaksanaan.

2.8.3 Pola Beban Dorong

Distribusi gaya inersia yang berpengaruh saat gempa, akan bervariasi secara kompleks sepanjang tinggi bangunan. Oleh karena itu, analisa beban dorong statik memerlukan berbagai kombinasi pola distribusi yang berbeda untuk menangkap kondisi yang paling ekstrim untuk perencanaan. Bentuk distribusi yang relatif sederhana disampaikan dalam gambar berikut :

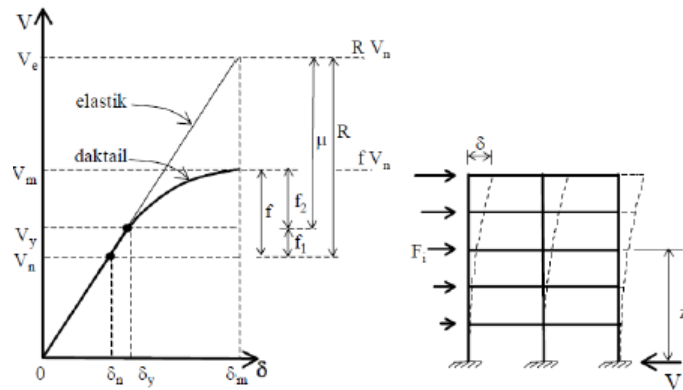


Gambar 2.10 Variasi Pola Distribusi Pembebanan Lateral

Sumber : FEMA 274

Beban lateral harus diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan diaphragm lantai. Untuk keseluruhan analisis sedikitnya dua pola beban lateral harus diberikan yaitu :

- Pola satu sama dengan pola ragam fundamental pada arah yang ditinjau bilamana sedikitnya 75% massa dapat diantisipasi pada ragam tersebut.
- Pola kedua adalah distribusi merata sesuai dengan proporsi total massa pada lantai.



Gambar 2.11 Kurva Hubungan Deformasi – Beban

Sumber : SNI 03-1726-2002, 2002

2.9 Analisis *Pushover*

Sejauh ini, sudah banyak dilakukan penelitian yang membandingkan antara analisis statik *non-linear pushover* dengan analisis dinamik *non-linear* riwayat waktu di dalam meramalkan perilaku seismik suatu bangunan, baik secara dua dimensi maupun tiga dimensi, dengan beban gempa satu arah maupun dua arah, dan dengan berbagai macam bentuk struktur. Kesemuanya memberikan kesimpulan bahwa analisis *pushover* masih dapat meramalkan perilaku seismik suatu bangunan dengan cukup baik.

Analisis statik *non-linear pushover* merupakan salah satu komponen *performance based design* yang menjadi sarana dalam mencari kapasitas dari suatu struktur. Dasar dari analisis *pushover* sebenarnya sangat sederhana, yaitu memberikan pola beban statik tertentu dalam arah lateral yang ditingkatkan secara bertahap pada suatu struktur sampai struktur tersebut mencapai target *displacement* tertentu atau mencapai pola keruntuhan tertentu. Dari hasil analisis tersebut dapat diketahui nilai-nilai gaya geser dasar untuk perpindahan lantai atap tertentu. Nilai-nilai yang didapatkan tersebut kemudian dipetakan menjadi suatu kurva kapasitas dari struktur. Selain itu, analisis *pushover* juga dapat memperlihatkan secara visual perilaku struktur pada saat kondisi elastis, plastis, dan sampai terjadinya keruntuhan pada elemen-elemen strukturnya.

Meskipun dasar analisis ini sangat sederhana, informasi yang dihasilkan akan berguna karena mampu menggambarkan respons inelastis bangunan ketika mengalami gempa. Analisis ini memang bukan cara yang terbaik untuk mendapatkan jawaban terhadap masalah-masalah analisis maupun desain, tetapi

merupakan suatu langkah maju dengan memperhitungkan karakteristik respons *non-linear* yang dapat dipakai sebagai ukuran *performance* suatu bangunan pada waktu digoncang gempa kuat. Pembuatan model komputer struktur yang akan dianalisis secara dua atau tiga dimensi.

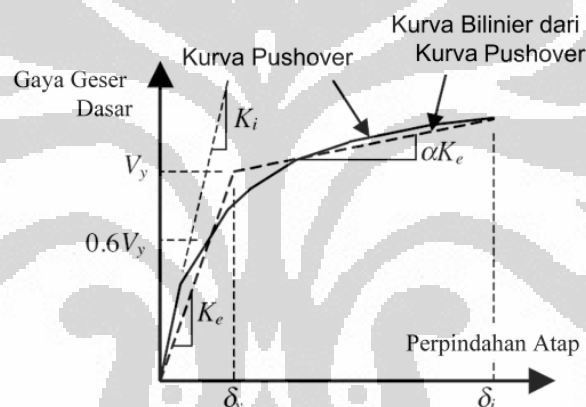
2.9.1 Tahapan Utama dalam Analisis Pushover

Tahapan utama dalam analisa *pushover* adalah :

- 1) Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
- 2) Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inertiya , sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
- 3) Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
- 4) Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan : merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer (fasilitas *pushover* dan evaluasi kinerja yang terdapat secara *built-in* pada program SAP2000, mengacu pada FEMA - 356). Oleh karena itulah mengapa pembahasan perencanaan berbasis kinerja banyak mengacu pada dokumen FEMA.

2.9.2 Waktu Getar Alami Efektif

Analisa eigen-value pada umumnya digunakan untuk mengetahui waktu getar alami bangunan, dimana informasi tersebut sangat penting untuk mendapatkan estimasi besarnya gaya gempa yang akan diterima oleh bangunan tersebut. Analisa eigen-value dilaksanakan menggunakan data-data yang masih dalam kondisi elastis linier, padahal pada saat gempa kondisi bangunan mengalami keadaan yang berbeda, yaitu berperilaku in-elastis. Oleh karena itu waktu getar alami bangunan pada saat gempa maksimum berbeda dengan hasil analisa eigen-value. Waktu getar alami yang memperhitungkan kondisi in-elastis atau waktu getar efektif, T_e , dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*.



Gambar 2.12 Parameter Waktu Getar Fundamental Effektif dari Kurva *Pushover*

Sumber : ATC 58, 1997

Untuk itu, kurva *pushover* diubah menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan, K_e , dan kuat leleh bangunan, V_y . Kekakuan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan secant yang dihitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis (K_e) dan kondisi inelastis (αK_e), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif, T_e dihitung sebagai :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.9.1)$$

dimana T_i dan K_i adalah perioda alami awal elastis (dalam detik) dan kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau.

2.9.3 Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi δ_t dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana.

Untuk mendapatkan perilaku struktur pasca keruntuhan maka perlu dibuat analisa *pushover* untuk membuat kurva hubungan gaya geser dasar dan perpindahan lateral titik kontrol sampai minimal 150% dari target perpindahan, δ_t . Permintaan membuat kurva *pushover* sampai minimal 150% target perpindahan adalah agar dapat dilihat perilaku bangunan yang melebihi kondisi rencananya. Perencana harus memahami bahwa target perpindahan hanya merupakan rata-rata nilai dari beban gempa rencana. Perkiraan target perpindahan menjadi kurang benar untuk bangunan yang mempunyai kekuatan lebih rendah dari spektrum elastis rencana. Meskipun tidak didukung oleh data pada saat dokumen FEMA 356 ditulis tetapi diharapkan bahwa 150% target perpindahan adalah perkiraan nilai rata-rata ditambah satu standar deviasi perpindahan dari bangunan dengan kekuatan lateral lebih 25% dari kekuatan spektrum elastis.

Analisa *pushover* dilakukan dengan memberikan beban lateral pada pola tertentu sebagai simulasi beban gempa, dan harus diberikan bersama-sama dengan pengaruh kombinasi beban mati dan tidak kurang dari 25% dari beban hidup yang disyaratkan. Beban lateral harus diberikan pada pusat massa untuk setiap tingkat. FEMA 273 mensyaratkan minimal harus diberikan dua pola beban yang berbeda sebagai simulasi beban gempa yang bersifat random, sehingga dapat memberikan gambaran pola mana yang pengaruhnya paling jelek. Selanjutnya beban tersebut harus diberikan secara bertahap dalam satu arah (monotonik).

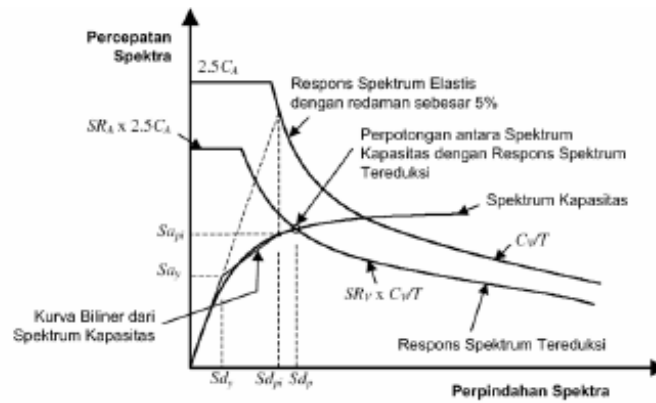
Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target perpindahan δ_t . Jadi parameter target perpindahan sangat penting peranannya bagi perencanaan berbasis kinerja. Ada beberapa cara menentukan target perpindahan, dua yang cukup terkenal adalah *Displacement Coefficient Method* atau Metoda

Koefisien Perpindahan (FEMA 273/274, FEMA 356 / 440 dan ATC 40) dan *Capacity Spectrum Method* atau Metoda Spektrum Kapasitas (FEMA 274 / 440, ATC 40). Selain itu ada persyaratan perpindahan dari SNI 1726-2002 yang dapat dijadikan sebagai kriteria kinerja.

Metode yang akan dipakai dalam analisis *pushover* ini adalah metode spektrum kapasitas yang merupakan metode utama dari ATC 40. Metode ini meskipun dimaksudkan untuk konstruksi beton bertulang, tetapi ternyata banyak juga diaplikasikan pada konstruksi lain.

Dalam Metoda Spektrum Kapasitas proses dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gayaperpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur. Proses tersebut sama dengan Metode Koefisien Perpindahan, kecuali bahwa hasilnya diplot-kan dalam format ADRS (acceleration displacement response spectrum). Format tersebut adalah konversi sederhana dari kurva hubungan gaya geser dasar dengan perpindahan lateral titik kontrol dengan menggunakan properti dinamis sistem dan hasilnya disebut sebagai kurva kapasitas struktur. Gerakan tanah gempa juga dikonversi ke format ADRS. Hal itu menyebabkan kurva kapasitas dapat di-plot-kan pada sumbu yang sama sebagai gaya gempa perlu. Pada format tersebut waktu getar ditunjukkan sebagai garis radial dari titik pusat sumbu.

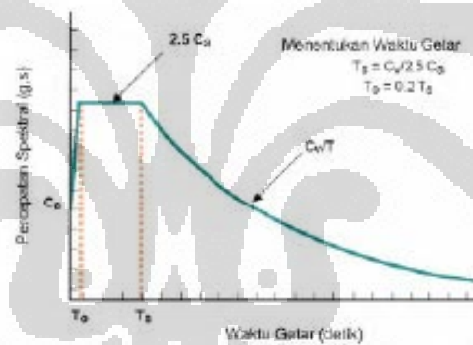
Waktu getar ekuivalen, T_e , dianggap sebagai secant waktu getar tepat dimana gerakan tanah gempa perlu yang direduksi karena adanya efek redaman ekuivalen bertemu pada kurva kapasitas. Karena waktu getar ekuivalen dan redaman merupakan fungsi dari perpindahan maka penyelesaian untuk mendapatkan perpindahan inelastik maksimum (titik kinerja) adalah bersifat iteratif. ATC-40 menetapkan batas redaman ekuivalen untuk mengantisipasi adanya penurunan kekuatan dan kekakuan yang bersifat gradual.



Gambar 2.13 Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas

Sumber : ATC, 1996

Metode ini secara khusus telah built-in dalam program SAP2000 , proses konversi kurva pushover ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva Respons Spektrum Rencana dengan parameter berikut :



Gambar 2.14 Parameter data Respons Spektrum Rencana

Sumber : ATC, 1996

2.10 Penelitian Struktur Dinding Geser Pelat Baja (J. Breman, 2002)

Dinding geser pelat baja (SPSW) sudah cukup banyak digunakan sebagai sistem penahan beban lateral dalam bangunan. Sejauh ini, kegagalan dari SPSW mempertimbangkan kemungkinan tekuk yang terjadi pada pelat pengisi. Hal ini menyebabkan para ahli mendesain pelat yang sangat kaku namun memiliki keuntungan ekonomi yang baik dibandingkan dinding geser beton bertulang. Namun, seperti menurut Basler (1961) menunjukkan untuk *web* pada pelat girder pada saat mengalami tegangan pasca tekuk dapat memberikan kekuatan yang besar, kekakuan, dan daktilitas yang baik. Ide memanfaatkan kekakuan pasca

tekuk pada SPSW ini pertama kali dikembangkan oleh Thorburn et al, (1983) dan diverifikasi eksperimentalnya oleh Timler dan Kulak (1983). Studi yang dilakukan mengevaluasi kekuatan, daktilitas, dan perilaku dari SPSW yang dirancang dengan pelat pengisi telah menunjukkan kemampuan disipasi energi yang bagus dan memiliki keuntungan ekonomi yang besar (Timler 1998).

Salah satu model yang direkomendasikan untuk mewakili SPSW yang dikembangkan oleh Thorburn et al., (1983) adalah model strip. Model ini secara umum digunakan untuk menyediakan nilai kekuatan ultimate yang tepat. Dalam studi ini, model strip digunakan sebagai dasar untuk menyelidiki analisis kelayakan plastic sebagai alternatif untuk desain SPSW. Mekanisme kegagalan plastic yang fundamental dijelaskan pada single story dan multi story SPSW baik dengan koneksi balok-kolom yang sederhana maupun yang kaku. Namun yang akan disajikan di sini hanya untuk multi story saja.

Untuk SPSW multi story dengan ujung sendi pada balok, plastic analysis dapat digunakan untuk mendesain layanan kapasitas. Maksudnya di sini bukan untuk menunjukkan solusi dari semua mekanisme kegagalan yang mungkin terjadi, tetapi untuk mengidentifikasi beberapa mekanisme plastic yang seharusnya dapat menjadi pertimbangan dalam mengestimasi layanan kapasitas dari sebuah SPSW. Ini dapat digunakan untuk menentukan mode kegagalan yang diinginkan dalam desain kapasitas dan untuk mencegah kemungkinan kegagalan yang tidak diinginkan, serta untuk melengkapi pendekatan desain secara konvensional. Dalam mekanisme soft-story plastic (Gambar 2.11), engsel plastic yang berada di dalam kolom pada level mekanismeyang dapat dimasukkan dalam analisis plastic. Dalam perhitungan dan persamaan internal maupun eksternal, ekspresi umum berikut ini dapat digunakan untuk soft-story i dimana lentur pada engsel terjadi di dalam kolom:

$$\sum_{j=i}^{n_s} V_j = \frac{1}{2} F_y t_i L \sin(2\alpha) + \frac{M_{pci}}{h_{si}} \quad (2.10.1)$$

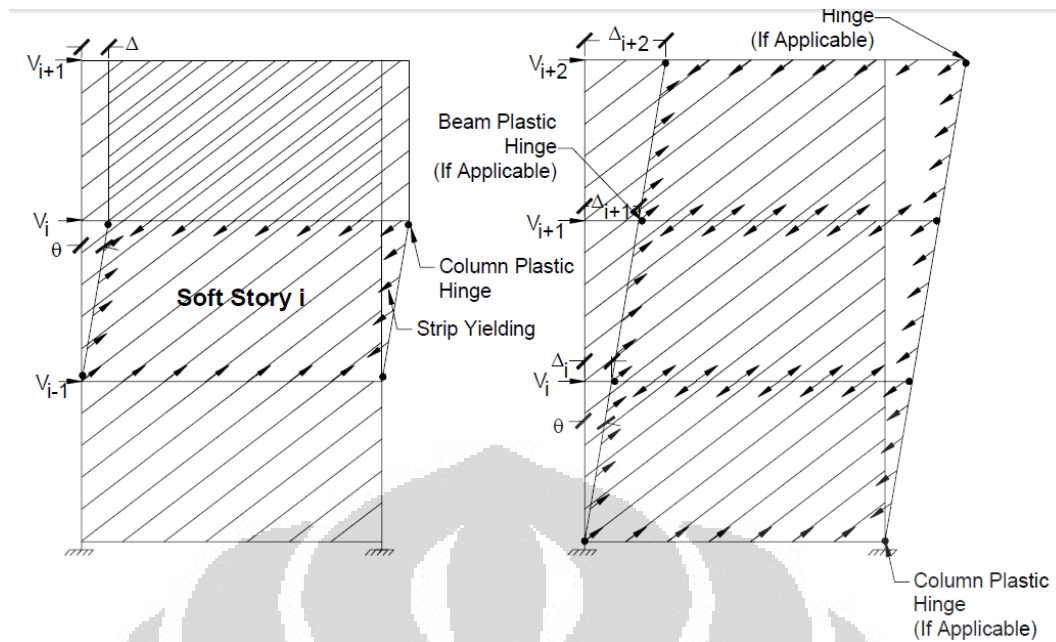
dimana V_j adalah gaya lateral yang ada pada soft-story, t_i adalah ketebalan pelat, M_{pci} adalah kapasitas momen plastik kolom, h_{si} adalah tinggi dari soft-story, dan n_s adalah jumlah lantai. Dengan catatan bahwa hanya gaya-gaya lateral pada soft-story yang terjadi dan memiliki perpindahan (displacement) yang sama (Δ).

Mekanisme keruntuhan kedua yang mungkin melibatkan kelelahan yang seragam pada pelat untuk setiap lantai. (Gambar 2.12). Untuk mekanisme ini, setiap pemberian gaya lateral V_i bergerak/berpindah sejauh $\Delta_i = \theta h_i$, dan cara kerja eksternalnya sama dengan $V_i \theta h_i$, dimana h_i adalah elevasi dari i lantai. Persamaan umum untuk kekuatan ultimate pada sebuah multi story SPSW dengan koneksi balok-kolom sederhana dan mekanisme plastik ini adalah:

$$\sum_{i=1}^{n_s} V_i h_i = \sum_{i=1}^{n_s} \frac{1}{2} F_y (t_i - t_{i+1}) L h_i \sin(2\alpha) \quad (2.10.2)$$

dimana h_i adalah elevasi dari i lantai, n_s adalah jumlah lantai, dan t_i adalah ketebalan pelat pada i lantai.

Setelah memeriksa hasil dari beberapa analisis pushover yang berbeda untuk setiap multi story SPSW, mekanisme kegagalan sebenarnya adalah tipikal antara mekanisme soft-story dan kelelahan yang seragam pada pelat disemua lantai. Mencari mekanisme kegagalan itu cukup sulit jika menggunakan perhitungan manual. Oleh karena itu, harus digunakan analisis pushover dengan menggunakan perangkat komputer. Namun, mekanisme yang dijelaskan di atas akan memberikan perkiraan yang kasar dari kapasitas ultimate. Analisis tersebut juga akan memberikan pengertian mengenai sebuah soft-story yang sama dengan membandingkan kapasitas ultimate yang didapat dari mekanisme soft-story dengan mekanisme kelelahan yang seragam.



Gambar 2.15 Mekanisme *Soft Story* dan *Uniform Yielding*

Sumber : J. Breman, 2002

Menggunakan hasil dari analisis plastik yang dijelaskan sebelumnya, pelat pengisi SPSW dapat diukur untuk mendapatkan kekuatan yang diinginkan. Prosedurnya ini sederhana, bahkan untuk sebuah SPSW bertingkat dan mengabaikan kontribusi engsel plastik pada balok dan kolom akan selalu memberikan desain yang konservatif dalam koneksi balok-kolom yang kaku. Prosedur yang ditentukan adalah sebagai berikut:

1. Menghitung desain geser dasar dan distribusi sepanjang tinggi gedung seperti yang dijelaskan pada kode bangunan yang bisa dipakai.
2. Menggunakan persamaan untuk menghitung ketebalan minimum yang diperlukan untuk setiap lantai:

$$t = \frac{2 V_s \Omega_s}{F_y L \sin(2\alpha)}$$

(2.10.3)

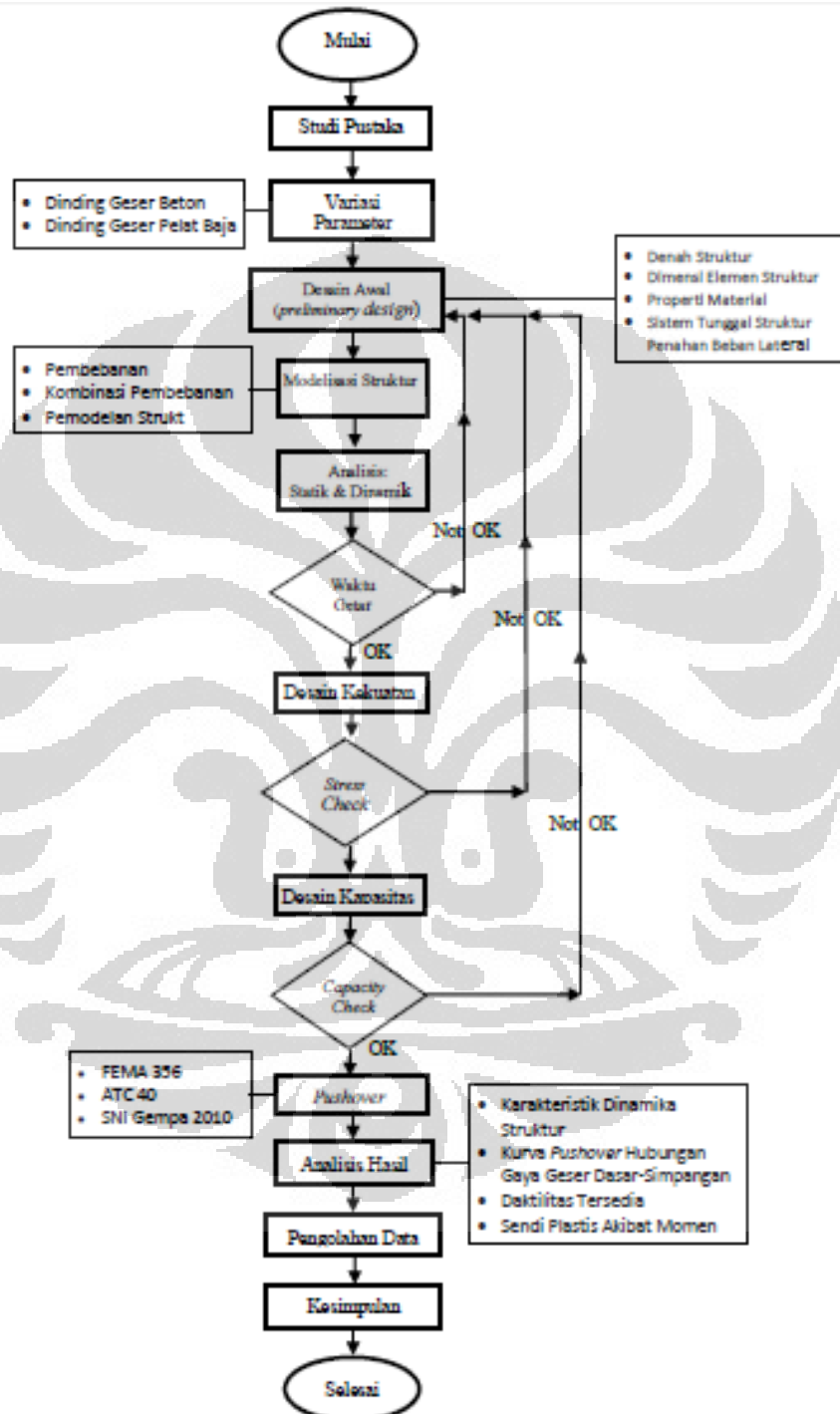
dimana Ω_s adalah faktor kekuatan sistem yang dijelaskan dalam FEMA 369 (BSSC 2001) dan V_s adalah desain geser yang ditemukan dengan menggunakan metode gaya lateral ekuivalen.

3. Mengembangkan model strip untuk analisis komputer menggunakan persamaan dari Timler et al., (1983) untuk menghitung sudut inklinasi pada strip.
4. Mendesain balok dan kolom menurut prinsip kapasitas desain (untuk memastikan daktilitas sepenuhnya) atau metode rasional lainnya yang menggunakan ketetapan ketebalan pelat (dalam kasus ini ketebalan melampaui kebutuhan minimum)
5. Memeriksa simpangan lantai terhadap nilai yang ada pada kode peraturan bangunan.

Kesimpulan studi ini adalah mekanisme kegagalan *plastic* untuk *single* dan *multi story* SPSW dengan koneksi balok-kolom sederhana dan kaku telah diselidiki dan persamaan sederhana yang memperlihatkan kekuatan *ultimate* pada SPSW telah dikembangkan. Dengan menggunakan hasil dari analisis *plastic* ini sebuah prosedur baru untuk ukuran pelat pengisi telah diusulkan. Prosedur yang diusulkan memungkinkan para ahli untuk mengontrol mekanisme kegagalan *ultimate* pada SPSW, dan juga untuk kekuatan struktural.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Diagram Alir Penelitian



Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian

Sumber : Pengolahan Penulis

3.2 Variasi Parameter

Metodologi penelitian berikut menguraikan rangkain kegiatan dan prosedur yang digunakan untuk menganalisis perilaku dan kinerja dari struktur dinding geser pelat baja dan struktur dinding geser beton.

3.3 Preliminary Design

Bangunan yang dimodelkan dalam penelitian ini adalah bangunan gedung perkantoran 12 lantai dengan tinggi lantai dasar 4,8 m dan tinggi lantai tipikal 3,6 m. Denah yang digunakan untuk bangunan ini berukuran 19,8 m x 54,6 m, dengan rentang antar kolom melintang 6,6 m dan rentang antar kolom memanjang 7,8 m. Bangunan ini berlokasi di DKI Jakarta dengan jenis tanah lunak

Dalam bangunan ini akan dimodelkan 2 jenis struktur bangunan yang berbeda, yaitu struktur beton dengan dinding geser beton dan struktur baja dengan dinding geser pelat baja. Sistem penahan beban lateral ini merupakan dinding geser beton bertulang kantilever dan dinding geser baja kantilever. Faktor reduksi gempa yang diijinkan untuk dinding geser beton bertulang sebagai sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) sebesar $R = 7$ dan untuk dinding geser baja kantilever sebesar $R = 7,5$ (RSNI 03-1726-2011).

Material yang digunakan untuk permodelan struktur beton dan struktur baja masing-masing diberikan seperti pada Tabel 3.1 berikut:

Tabel 3.1 Properti Material

Material		Mutu	Modulus Elastisitas
Beton	K-350	$f'_c = 30 \text{ MPa}$	$E_c = 27.800 \text{ MPa}$
	Tulangan	$f_y = 450 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$
Baja	BJ 41	$f_y = 250 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$
		$f_u = 410 \text{ MPa}$	

Sumber : Pengolahan Penulis

Tabel 3.2 Dimensi Elemen Struktur Beton

Elemen Struktur		Dimensi (mm)	Material
Kolom	K1	750x750	K-350
	K2	900x900	K-350
Balok	B1	500x700	K-350
	B2	500x600	K-350
	B3	400x600	K-350
Pelat		t = 200 mm	K-350
Dinding Geser		t = 300 mm	K-350

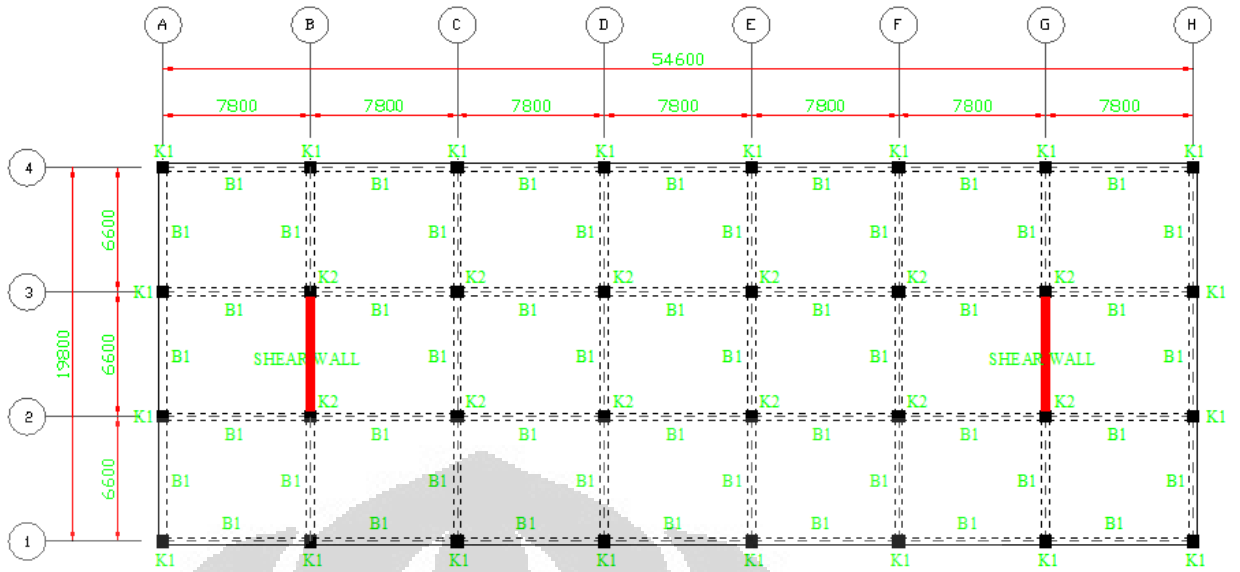
Sumber : Pengolahan Penulis

Sedangkan untuk dimensi profil pada struktur portal baja dengan dinding geser pelat baja yang digunakan seperti tampak pada tabel 3.3 berikut:

Tabel 3.3 Dimensi Elemen Struktur Baja

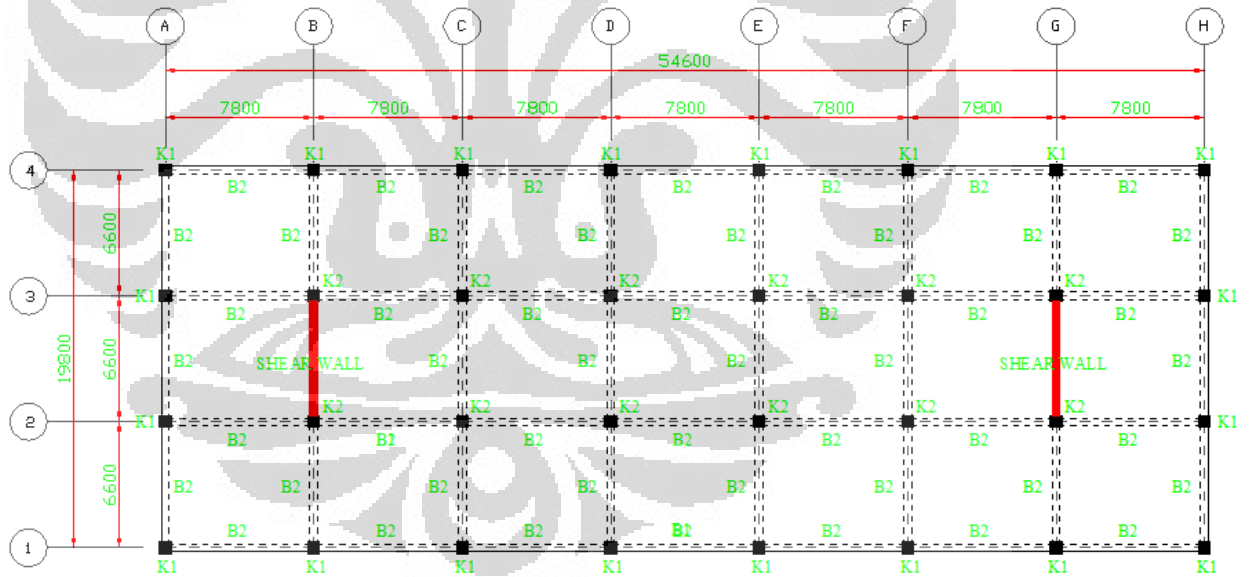
Elemen Struktur		Profil	Material
Kolom	K1	W14x311	BJ 41
	K2	W14x342	BJ 41
	K3	W14x550	BJ 41
Balok	B1	W24x94	BJ 41
	B2	W21x101	BJ 41
	B3	W21x73	BJ 41
Pelat		t = 200 mm	K-350
Dinding Geser		t = 3 mm	BJ 41

Sumber : Pengolahan Penulis



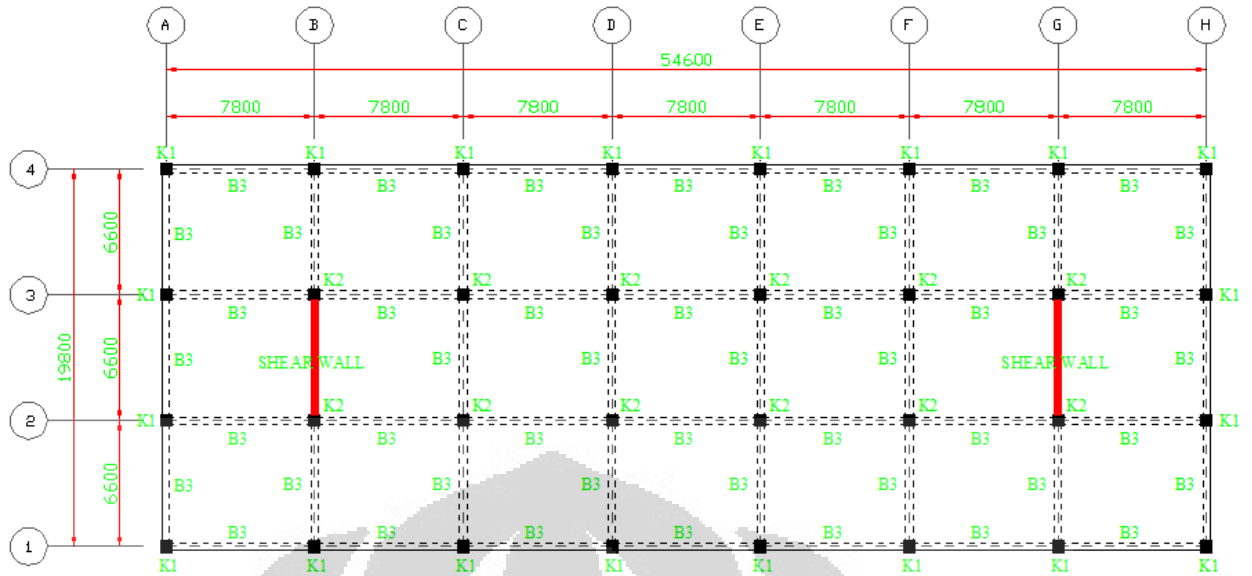
Gambar 3.2 Denah Struktur Beton Lantai 1-4

Sumber : Pengolahan Penulis



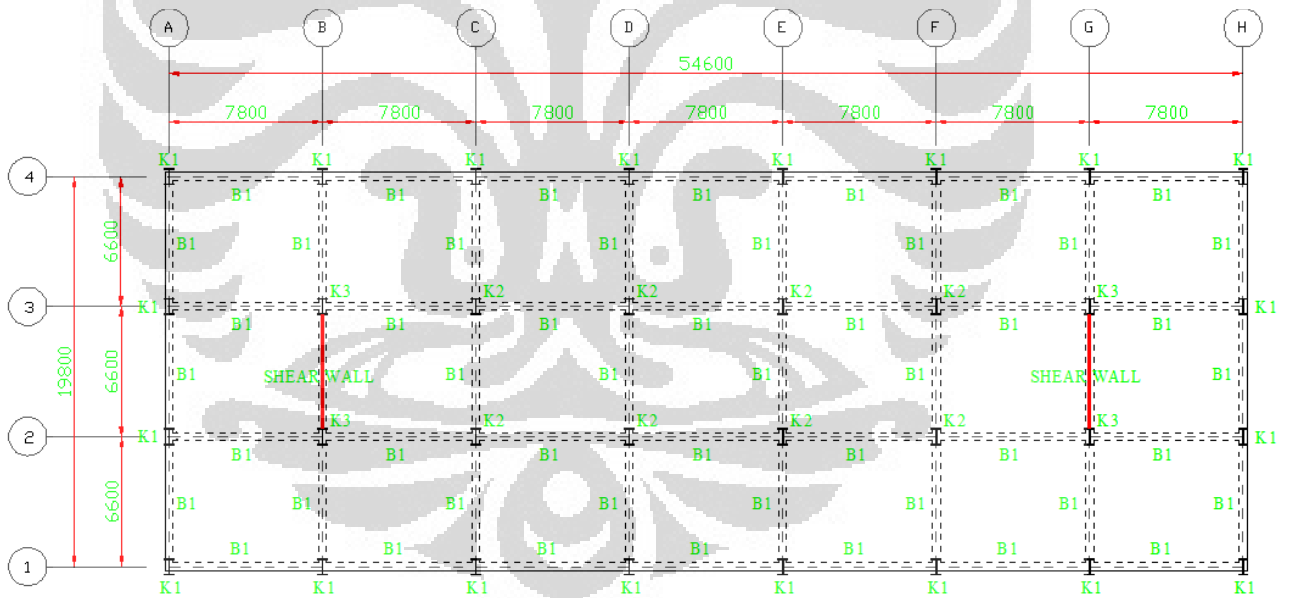
Gambar 3.3 Denah Struktur Beton Lantai 5-8

Sumber : Pengolahan Penulis



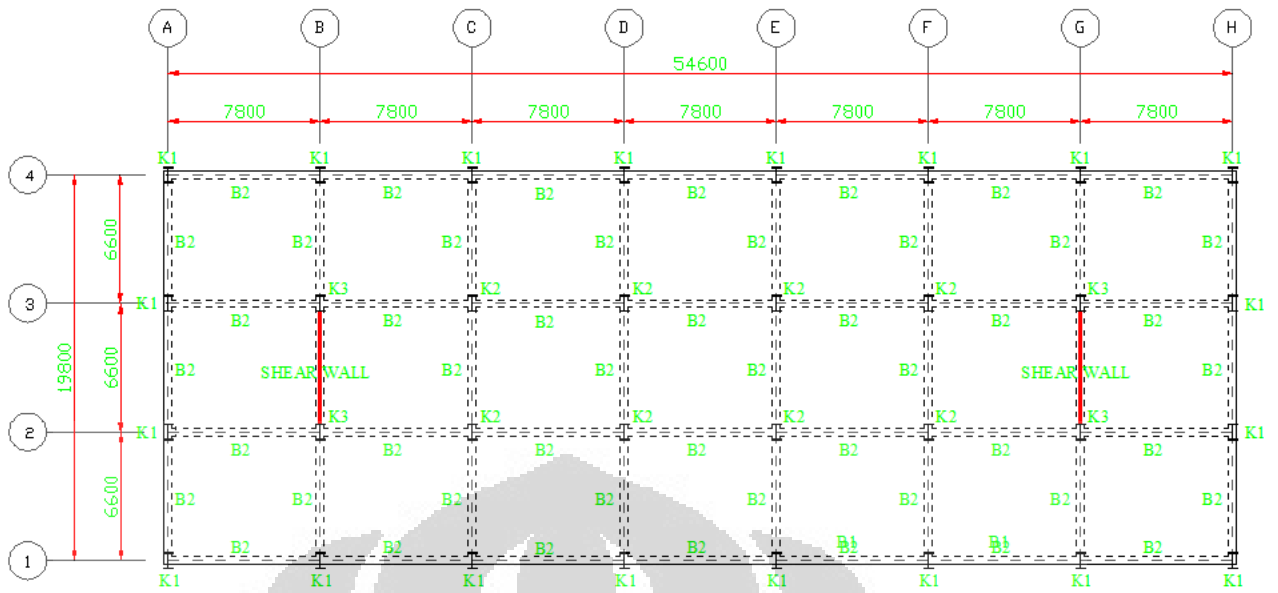
Gambar 3.4 Denah Struktur Beton Lantai 9-12

Sumber : Pengolahan Penulis



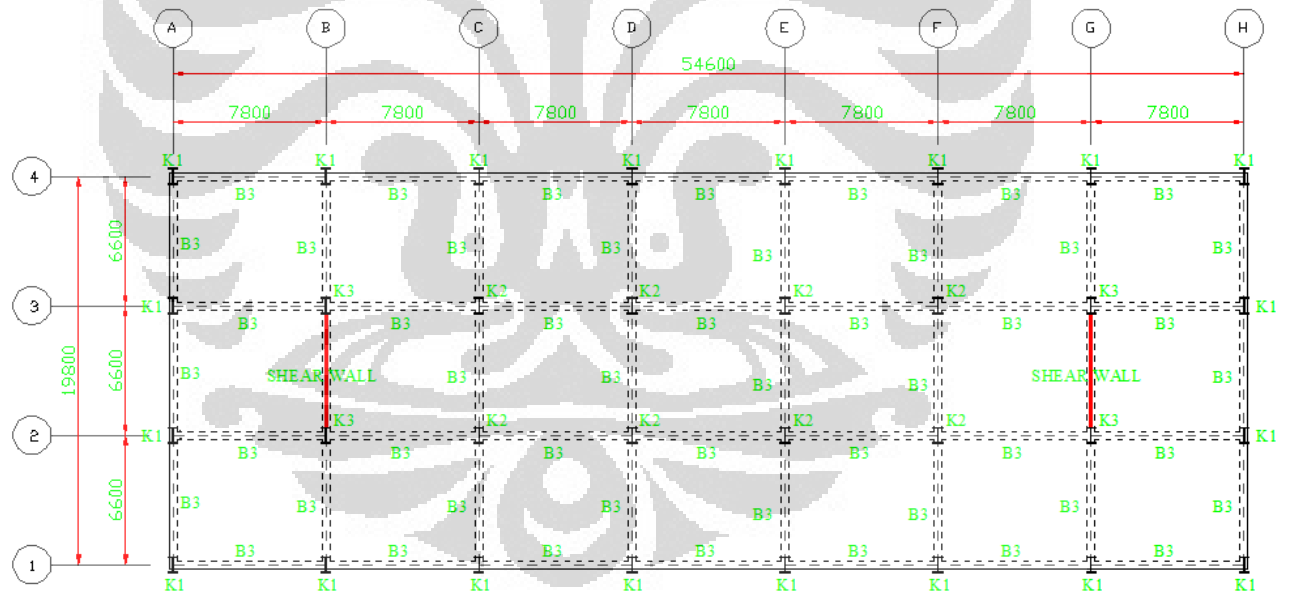
Gambar 3.5 Denah Struktur Baja Lantai 1-4

Sumber : Pengolahan Penulis



Gambar 3.6 Denah Struktur Baja Lantai 5-8

Sumber : Pengolahan Penulis



Gambar 3.7 Denah Struktur Baja Lantai 9-12

Sumber : Pengolahan Penulis

3.4 Pembebanan

Pembebanan pada kedua struktur ini sama, yaitu mengacu pada SNI 03-1727-1989-F Tata Cara Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung. Untuk beban mati, selain berat sendiri struktur, ditetapkan sebesar 150 kg/m^2 untuk beban tambahan pada lantai yang meliputi berat *screed*, keramik, plafon dan peralatan mekanik dan instalasi listrik (M/E). Untuk beban partisi ditetapkan sebesar 100 kg/m^2 . Sedangkan untuk beban hidup pada bangunan perkantoran, pelat lantai menerima beban sebesar 250 kg/m^2 dan khusus untuk lantai atap sebesar 100 kg/m^2 . Dalam peninjauan gempa, beban hidup dianggap tidak efektif sepenuhnya sehingga diijinkan untuk melakukan reduksi sebesar 0,3 untuk bangunan gedung perkantoran.

Tabel 3.4 Daftar Beban Mati dan Beban Hidup

Beban Mati (DL)	Berat
Berat Sendiri Struktur, BJ Beton	2400 kg/m^3
Berat Sendiri Struktur, BJ Baja	7850 kg/m^3
Mortar dan Penutup Lantai	110 kg/m^2
<i>Mechanical, Electrical, & Plumbing</i>	30 kg/m^2
Bata Ringan	150 kg/m^2
Beban Partisi	100 kg/m^2
Beban Hidup (LL)	Berat
Lantai Perkantoran	250 kg/m^2
Lanta Atap	100 kg/m^2

Sumber: Pengolahan Penulis.

Untuk beban gempa pada struktur permodelan ini berdasarkan pada peraturan gempa Indonesia, yaitu RSNI 03-1726-2011. Syarat-syarat perencanaan struktur bangunan gedung dan non gedung tahan gempa yang ditetapkan dalam Tata cara ini tidak berlaku untuk bangunan sebagai berikut:

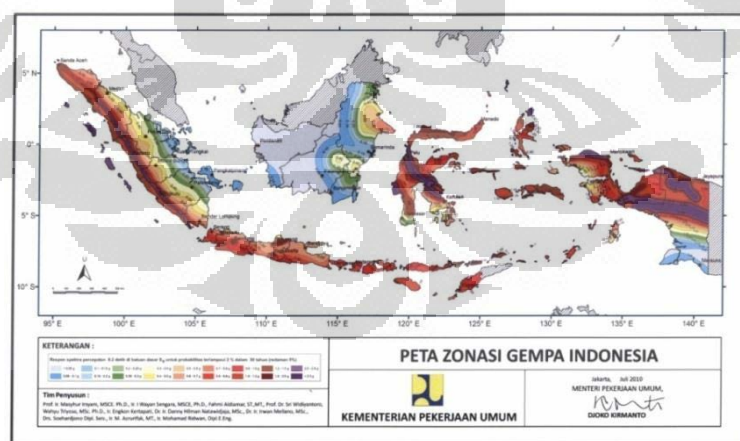
- Struktur bangunan dengan sistem struktur yang tidak umum atau yang masih memerlukan pembuktian tentang kelayakannya.
- Struktur jembatan kendaraan lalu lintas (jalan raya dan kereta api), struktur reaktor energi, struktur bangunan irigasi dan bendungan,

struktur menara transmisi listrik, serta struktur anjungan pelabuhan, anjungan lepas pantai, dan struktur penahan gelombang.

Untuk struktur-struktur yang disebutkan dalam batasan tersebut di atas, perencanaan harus dilakukan dengan menggunakan Tata Cara dan Pedoman Perencanaan yang terkait, dan melibatkan tenaga-tenaga ahli utama di bidang rekayasa struktur dan geoteknik.

Gempa Rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Terdapat 2 buah peta Wilayah Gempa, yaitu untuk gempa dengan periode sangat singkat ($T=0,2$ detik), dan gempa dengan periode 1 detik ($T=1$ detik), seperti yang terdapat pada gambar 2.5 dan gambar 2.6. Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus dirancang sendiri menggunakan parameter-parameter percepatan yang dapat dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang akan di bangun. Berikut ini adalah langkah-langkah membuat respons spektrum disain yang terdapat dalam pasal 6:

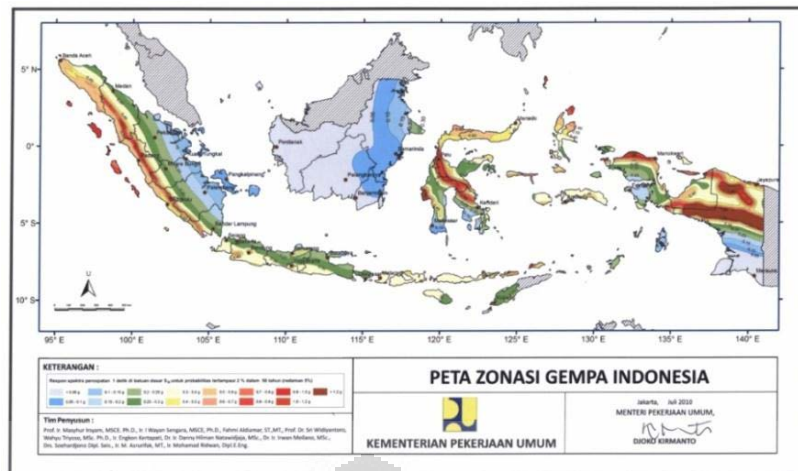
- a. Menentukan S_s (di dapat dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ detik) dan S_1 (di dapat dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 1$ detik)



Gambar 3.8 Peta Gempa dengan Periode Ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ s

Sumber: RSNI 03-1726-2011

➔ Dari peta di atas wilayah DKI Jakarta memiliki nilai $S_s = 0,7$ g



Gambar 3.9 Peta Gempa dengan Periode Ulang 2500 tahun dan $T = 1$ s

Sumber: RSNI 03-1726-2011

→ Dari peta di atas wilayah DKI Jakarta memiliki nilai $S_1 = 0,3$ g

b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai SS dan S_1 yang diperoleh di langkah 1, dan dengan tabel 4 dan 5 pada RSNI 03-1726-2011 (pasal 6.2), maka di dapat F_a dan F_v .

Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

Sumber: RSNI 03-1726-2011

Tabel 3.6 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_T				
	$S_T \leq 0,1$	$S_T = 0,2$	$S_T = 0,3$	$S_T = 0,4$	$S_T \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :(a) Untuk nilai-nilai antara S_T dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

Sumber: RSNI 03-1726-2011

Maka untuk $S_s = 0,65g$ dan $S_1 = 0,275g$, diperoleh nilai F_a dan F_v (interpolasi) :

$$F_a = 1,3$$

$$F_v = 2,8$$

c. Menghitung S_{MS} dan S_{M1}

S_{MS} dan S_{M1} (parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek dan perioda 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s = 1,3 \times 0,7 = 0,91$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 2,8 \times 0,3 = 0,84$$

d. Menghitung parameter percepatan spektral disain

Parameter percepatan spektral disain untuk perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 2/3 \times 0,91 = 0,6067$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 2/3 \times 0,84 = 0,56$$

e. Spektrum respons disain

i. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan disain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.4.1)$$

ii. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan disain, S_a , sama dengan S_{DS}

- iii. Untuk perioda lebih besar dari TS, spektrum respons percepatan disain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.4.2)$$

Keterangan:

SDS adalah parameter respons spektral percepatan disain pada perioda pendek. SD1 adalah parameter respons spektral percepatan disain pada perioda 1detik. T adalah perioda getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,56}{0,6067} = 0,184615$$

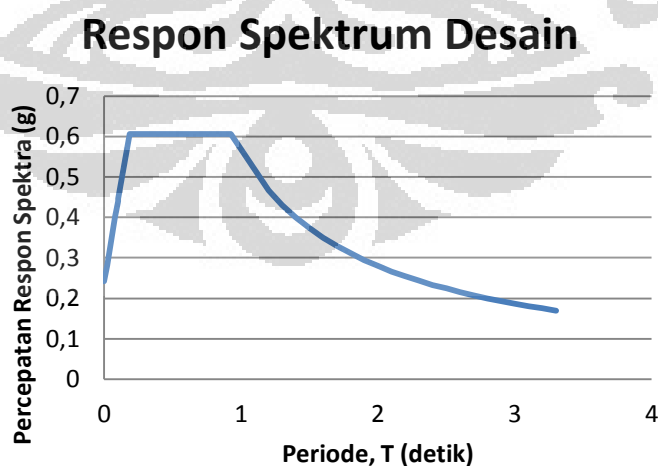
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,56}{0,6067} = 0,923$$

Maka untuk $T = 0$ di dapat nilai $S_a = 0,242667$

Untuk perioda yang lebih besar dari T_s , S_a berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Sehingga didapat grafik respon spektrum desain



Gambar 3.10 Grafik Respon Spektra Jakarta Tanah Lunak

Sumber: Pengolahan Penulis

Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran kecepatan rambat gelombang geser rata-rata (v_s), nilai hasil test penetrasi standar rata-rata (N), dan kuat geser niralir rata-rata.

Tabel 3.7 Klasifikasi Situs

Kelas situs	V_s (m/det)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 – 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras)	350 – 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 – 350	15 – 50	50 - 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
SF (tanah khusus)	Tanah yang memiliki salah satu karakteristik berikut (berpotensi gagal saat gempa, lempung sangat organic, lempung berplastisitas tinggi)		

Sumber: RSNI 03-1726-2011

Sesuai pasal 4.1.2 yang menentukan kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung. Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didisain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 3.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dengan risiko rendah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan risiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditujukan untuk fasilitas penting	IV

Sumber: RSNI 03-1726-2011

Tabel 3.9 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber: RSNI 03-1726-2011

3.4.1 Kategori Desain Gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Perhitungan perancangan besarnya gaya gempa rencana untuk desain dan analisis perhitungan dinyatakan oleh besarnya gaya geser dasar, ketentuan mengenai syarat kekuatan dan pendetailan tulangan serta fleksibilitas ketidakberaturan bentuk hubungan dan limitasi tinggi tidak lagi ditentukan oleh peta zoning gempa sebagaimana halnya yang telah ditetapkan dalam SNI 03-1726-2002. Pada RSNI 03-1726-2011, ketentuan mengenai hal tersebut di atas telah tergantikan oleh criteria perancangan baru yang disebut Kategori Desain Gempa (Seismic Design Category) dan dikaitkan dengan Kategori Hunian.

Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

Sumber: RSNI 03-1726-2011

Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

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

Sumber: RSNI 03-1726-2011

3.4.2 Gaya Geser Dasar Gempa dan Beban Lateral Gempa

Sesuai pasal 7.8, gaya dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.4.3)$$

Keterangan :

C_s : koefisien respons seismik

W : berat seismik efektif

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.4.4)$$

Nilai C_s yang dihitung di atas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.4.4)$$

C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka

C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.4.5)$$

Keterangan :

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

S_{D1} : parameter percepatan spektrum respons disain pada perioda 1 detik

S_1 : parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T : perioda struktur dasar (detik)

R : faktor modifikasi respons

I_e : faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3, gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.4.6)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.4.7)$$

Keterangan

C_{vx} : faktor distribusi vertikal

V : gaya lateral disain total

w_i dan w_x : bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x

h_i dan h_x : tinggi dari dasar sampai tingkat I atau x

k : eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4, gaya tingkat disain gempa di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.4.8)$$

Keterangan

F_i : bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i .

3.5 Kombinasi Pembebanan

Untuk keperluan perencanaan model struktur, ditetapkan kombinasi pembebanan seperti ditunjukkan pada Tabel 3.4. Kombinasi pembebanan memperhitungkan pembebanan akibat beban gravitasi baik beban mati maupun beban hidup dan beban gempa dengan efek ortogonal untuk model tiga dimensi.

Tabel 3.12 Kombinasi Pembebanan pada Model Struktur

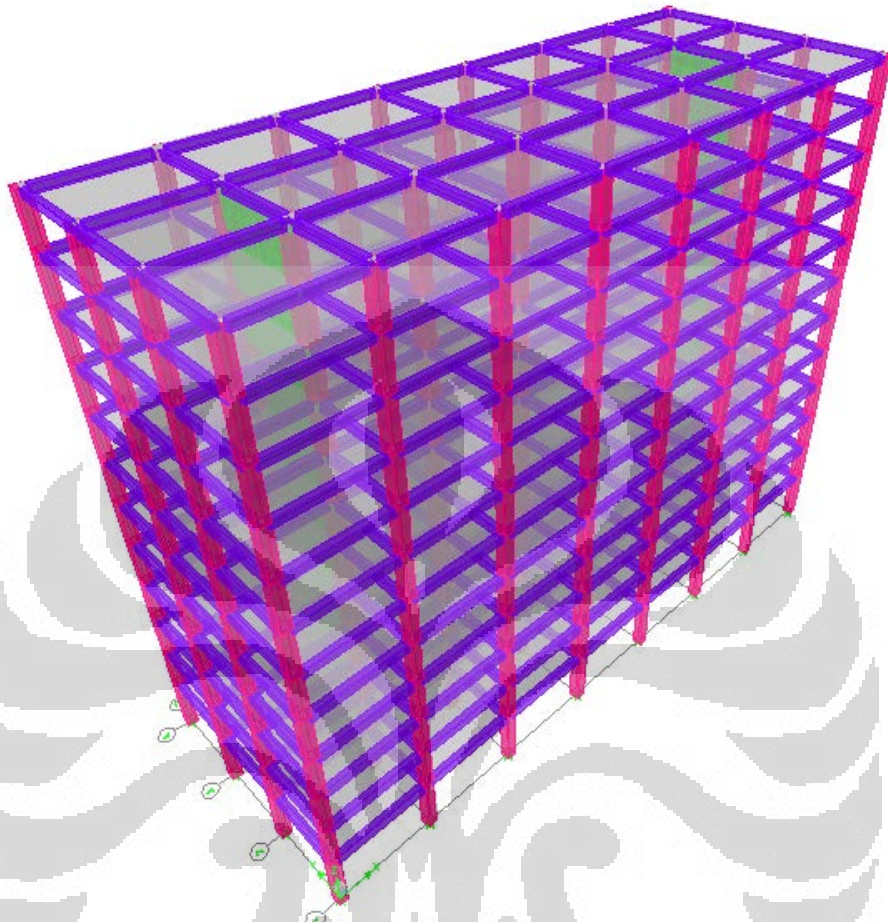
Pembebanan	Kombinasi
Beban Gravitasi	1,4 DL
	1,2 DL + 1,6 LL
Beban Gempa 30% Ex + 100% Ey	1,36 DL + LL + 0,39 Ex+ 1,3 Ey
	0,74 DL + 0,39 Ex+ 1,3 Ey
Beban Gempa 100% Ex + 30% Ey	1,36 DL + LL + 1,3 Ex+ 0,39 Ey
	0,74 DL + 1,3 Ex+ 0,39 Ey

Sumber: Pengolahan Penulis

3.6 Permodelan Struktur

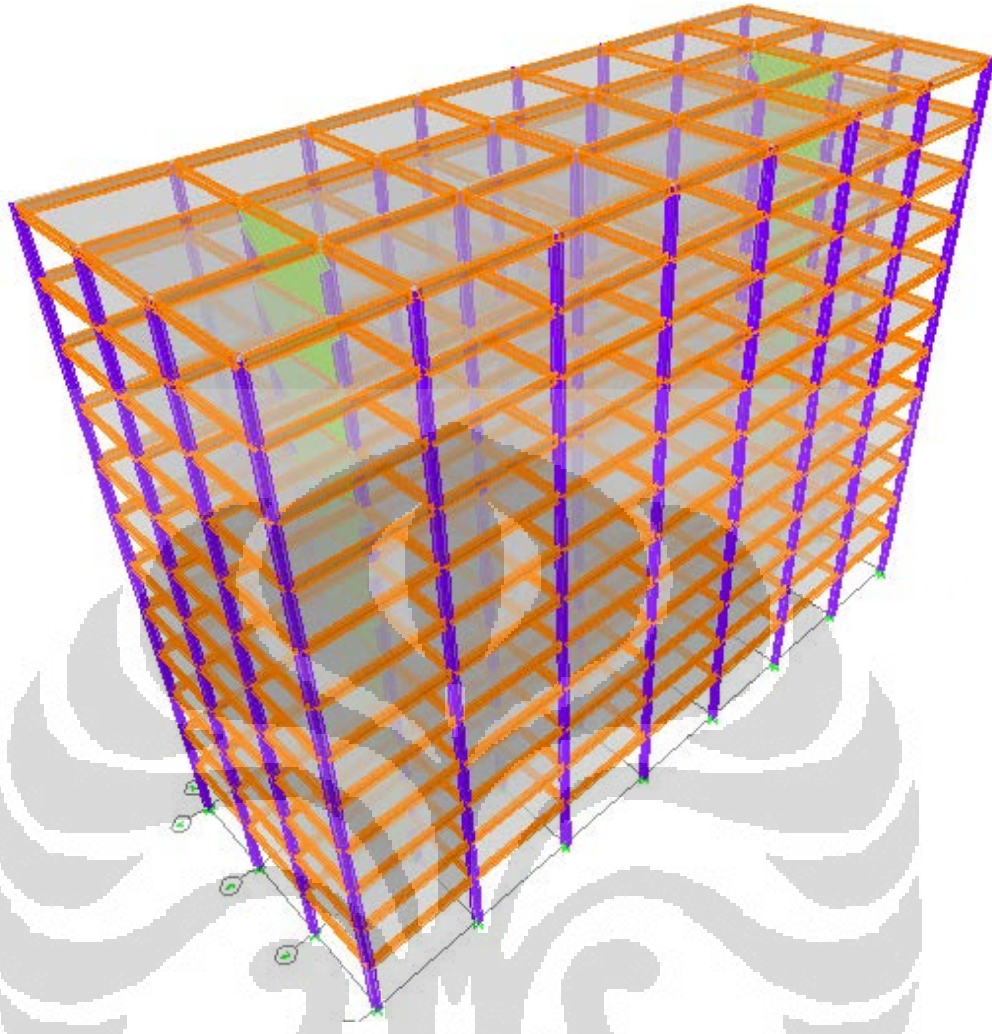
Permodelan untuk kedua struktur akan dilakukan dengan bantuan perangkat lunak ETABS 9. Balok dan kolom dimodelkan dengan elemen garis (*line element*) sedangkan pelat dan dinding geser dimodelkan sebagai elemen cangkang (*shell*). Modelisasi dinding geser dengan cangkang pada ETABS dilakukan dengan menjadikan dinding geser sebagai sebuah elemen *pier* untuk menganalisis persentase gaya gempa yang diterima oleh dinding geser dan struktur portal. Model pada arah melintang dipastikan sebagai sistem tunggal dimana dinding geser menerima minimal 90% dari beban lateral. Sedangkan pada arah memanjang model sebagai sistem ganda dimana rangka pemikul momen (balok-kolom) mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban

lateral yang bekerja Modelisasi struktur portal beton dan struktur baja masing-masing tampak seperti pada Gambar 3.11 dan Gambar 3.12 berikut:



Gambar 3.11 Model Struktur Beton

Sumber: Pengolahan Penulis



Gambar 3.12 Model Struktur Baja

Sumber: Pengolahan Penulis

3.7 Analisis Permodelan

Analisis permodelan ini dibagi menjadi dua, yaitu analisis dinamik dan analisis statik.

a) Analisis Dinamik

Analisis dinamik dilakukan dengan melihat periode getar yang terjadi pada model struktur. Dengan menggunakan perangkat lunak ETABS 9 periode getar dapat diketahui, yaitu dengan cara memberikan 12 *modes shape* pada pengaturan parameter dinamik (*set dynamic parameters*).

b) Analisis Statik

Analisis statik dilakukan dengan dua tahapan, yaitu desain kekuatan (*stress check*) dan desain kapasitas (*capacity check*). Desain kekuatan dilakukan dengan cara memberikan kombinasi pembebanan terhadap permodelan struktur yang kemudian dilakukan pengecekan terhadap gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada struktur sehingga kondisi ultimit (*ultimate limit state*) dan kondisi layan (*service limit state*) dapat diketahui. Desain kapasitas dilakukan dengan merancang detail perkuatan/ tulangan yang dibutuhkan berdasarkan gaya dalam yang dihasilkan setelah dilakukan pembebanan. Desain kapasitas ini menganut filosofi kolom kuat-balok lemah (*strong column-weak beam*) dimana disipasi energi diijinkan terjadi pada bagian tertentu seperti terjadinya sendi plastis secara simultan pada balok atau pada dasar dinding geser sehingga perilaku keruntuhan yang terjadi bersifat daktail (Wangsadinata, 1999).

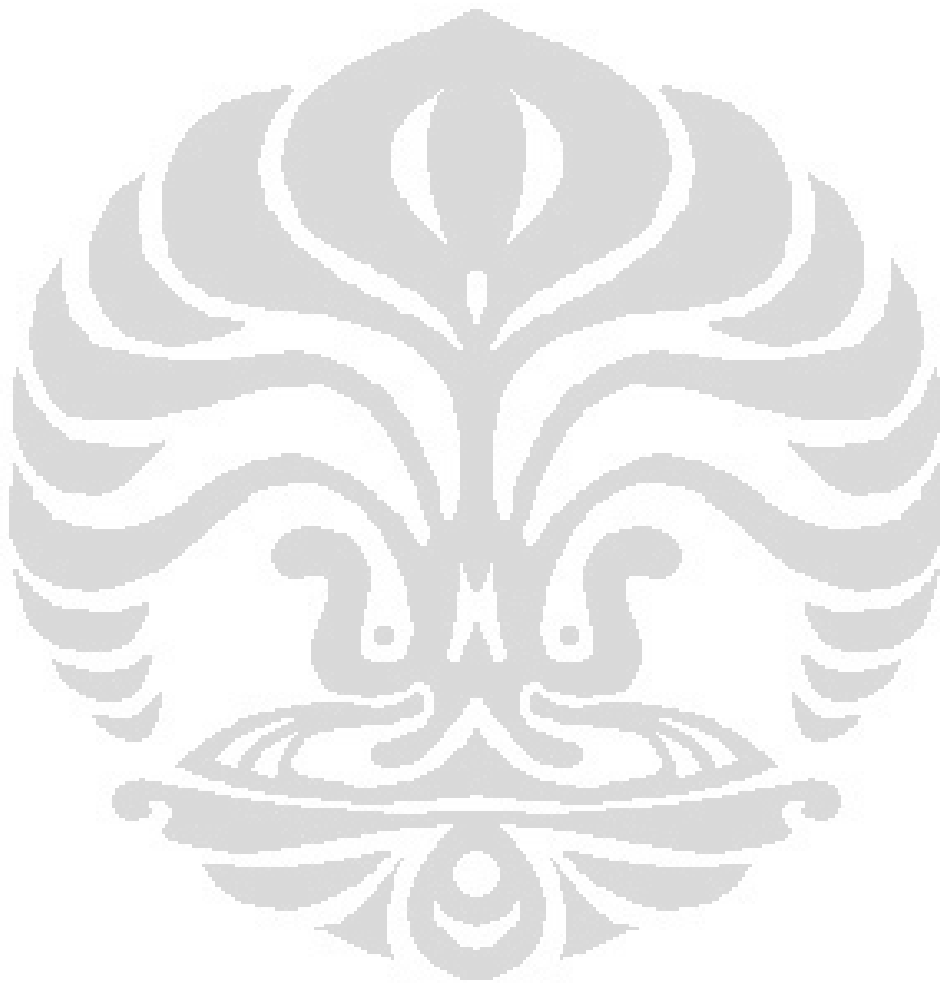
3.8 Analisis Statik Non-Linier *Pushover*

Analisis dan modelisasi struktur tiga dimensi untuk mengevaluasi kinerja dengan analisis statik nonlinier *pushover* dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak ETABS 9. Analisis ini tentunya mengacu pada beberapa peraturan/literatur, yaitu FEMA 36, ATC 40, dan SNI Gempa 2010. Dalam permodelan struktur, elemen pelat dimodelkan sebagai cangkang dan elemen balok dan kolom dimodelkan sebagai elemen garis. Dinding geser juga dimodelkan sebagai kolom dengan menggunakan elemen *pier*. Data detail penulangan dari elemen balok, kolom dan dinding geser dimasukkan menggunakan fasilitas desain penampang (*section designer*).

Analisis hasil dan pengolahan data dilakukan dengan mengolah hasil keluaran dari ETABS 9 dalam bentuk grafik dan tabel untuk respon-respon yang ditinjau. Hasil keluaran yang dianalisis yaitu karakteristik dinamika struktur, kurva *pushover* hubungan gaya geser dasar-lendutan, daktilitas tersedia dan faktor kuat lebih, penyebaran lokasi terjadinya sendi plastis pada balok perangkai.

Analisis dilakukan untuk mengetahui bagaimana pengaruh simulasi parametrik yang dilakukan terhadap variabel yang diamati untuk setiap model struktur.

Dari analisis terhadap hasil keluaran, dibuat kesimpulan-kesimpulan lokal yang kemudian disintesis menjadi kesimpulan global dari penelitian ini.



BAB 4

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Karakteristik Dinamika Struktur

Model struktur dianalisis dengan analisis getaran bebas (*free vibration*) untuk memperoleh karakteristik dinamika struktur. Karakteristik yang ditinjau meliputi periode getar alami fundamental, pola getar dan partisipasi massa. Analisis untuk kedua model yang dilakukan dengan perangkat lunak ETABS v9.7 seperti terlihat pada Tabel 4.1 di bawah ini.

Tabel 4.1 Karakteristik Dinamik Model Struktur

Model	Periode (detik)	MME	Keterangan
Beton	T1 2,06	78,29 %	Translasi Ux
	T2 1,36	70,29 %	Translasi Uy
	T3 1,26	70,37 %	Rotasi Rz
Baja	T1 2,37	83,90 %	Translasi Ux
	T2 1,69	78,42 %	Translasi Uy
	T3 1,56	78,68 %	Rotasi Rz

Sumber: Pengolahan Penulis

Model struktur yang digunakan memiliki pola ragam getar struktur yang baik, yaitu pola ragam getar fundamental (*fundamental modes*) pertama yaitu bergetar translasi pada arah sumbu X. Kemudian untuk pola ragam getar kedua dan ketiga secara berturut-turut yaitu bergetar bertranslasi pada arah sumbu Y dan berotasi pada arah sumbu Z.

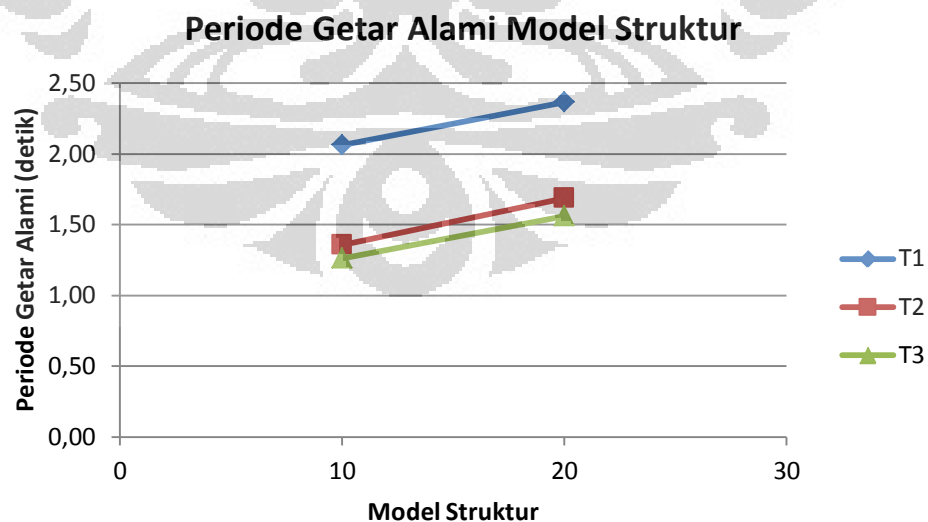
Model struktur dilakukan dengan analisis dinamik dengan kontribusi pola ragam getar struktur (*mode shapes*) sebanyak 12 pola ragam getar. Kontribusi pola ragam getar ini dibutuhkan untuk mendapatkan partisipasi massa minimal sebesar 90% dari total massa struktur sesuai dengan peraturan gempa Indonesia, SNI 03-1726-2002. Dari pemodelan yang dilakukan partisipasi massa minimal 90% untuk Struktur Beton telah dicapai pada saat kontribusi pola ragam getar ke-11, sedangkan untuk Struktur Baja partisipasi massa minimal 90% dicapai pada saat kontribusi pola

ragam ke-6. Tabel untuk partisipasi massa efektif dari pola ragam getar pertama hingga pola ragam getar ke-12 disajikan pada Tabel 4.2 di bawah ini.

Tabel 4.2 Partisipasi Massa Efektif

Pola Ragam Getar	MME (%)					
	Beton			Baja		
	Arah X	Arah Y	Arah Z	Arah X	Arah Y	Arah Z
1	78,29	0,00	0,00	83,90	0,00	0,00
2	78,29	70,29	0,06	83,90	78,42	0,00
3	78,29	70,35	70,43	83,90	78,42	78,68
4	90,90	70,35	70,43	93,71	78,42	78,68
5	95,20	70,35	70,43	93,71	92,42	78,68
6	95,20	89,50	70,45	93,71	92,42	92,58
7	95,20	89,51	89,56	97,01	92,42	92,58
8	97,21	89,51	89,56	98,42	92,42	92,58
9	98,46	89,51	89,56	98,42	96,29	92,58
10	98,46	95,49	89,57	98,42	96,29	96,40
11	98,46	95,50	95,56	99,14	96,29	96,40
12	99,15	95,50	95,56	99,14	98,00	96,40

Sumber: Pengolahan Penulis

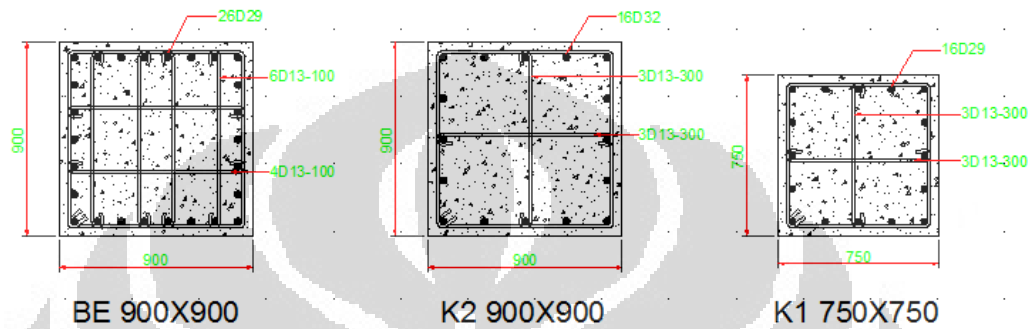


Gambar 4.1 Perbandingan Periode Getar Alami Model Struktur

Sumber: Pengolahan Penulis

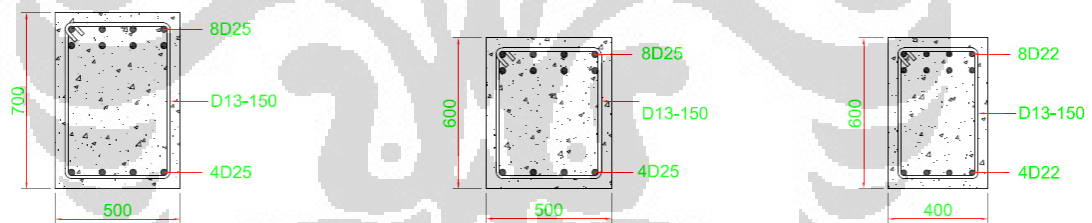
4.2 Desain dan Detail Elemen Struktur

Elemen balok dan kolom didesain dengan persyaratan detail penulangan sebagai sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) untuk mengakomodasi interaksi antara dinding geser dengan struktur portal ketika berdeformasi akibat beban gempa. Struktur balok dan kolom harus dijamin tidak runtuh saat ikut berdeformasi mengikuti deformasi dinding geser. Berikut ini detail penulangan balok, kolom, dan dinding geser beton bertulang.



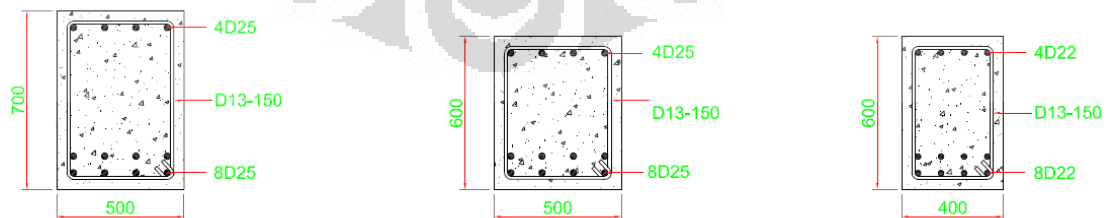
Gambar 4.2 Detail Tulangan Kolom

Sumber: Pengolahan Penulis



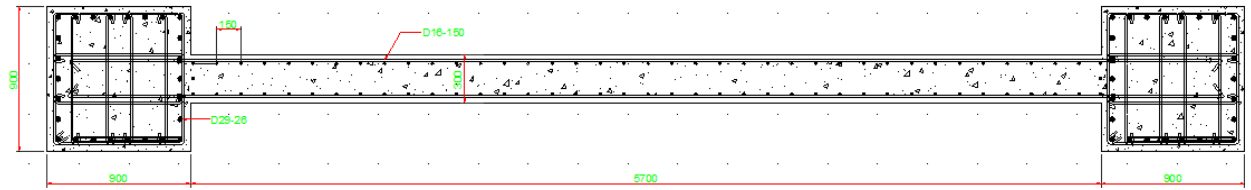
Gambar 4.3 Detail Tulangan Balok Tumpuan

Sumber: Pengolahan Penulis



Gambar 4.4 Detail Tulangan Balok Lapangan

Sumber: Pengolahan Penulis



Gambar 4.5 Detail Tulangan Dinding Geser Beton Bertulang

Sumber: Pengolahan Penulis

Untuk balok dan kolom pada model struktur baja digunakan profil WF seperti yang disebutkan pada *preliminary design*. Profil tersebut adalah profil yang sudah dilakukan pengecekan terhadap *stress ratio* dengan perangkat lunak ETABS 9. Sedangkan untuk dinding geser pelat baja dimodelkan sebagai *strip* model dengan ketebalan 3 mm. Desain untuk dinding geser pelat baja yang dimodelkan sebagai strip model ini sebagai berikut.

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}}$$

Dimana:

t_w : tebal dinding geser/elementweb, mm

h : jarak antara garis tengah Horizontal Boundary Element (HBE), mm

A_b : luas bidang HBE, mm⁴

A_c : luas bidang VBE, mm²

L : jarak antara garis tengah Vertical Boundary Element (VBE), mm

I_c : momen inersiaVBEyang diambil tegak lurus terhadap garis pelat web, mm⁴

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{3 \times 6600}{2 \times 138709,4}}{1 + 3 \times \left(\frac{1}{31483,8075} + \frac{3600^3}{360 \times 5,952 \times 10^9 \times 6600} \right)}} = 45,48^\circ$$

4.3 Kinerja Struktur Terhadap Beban Gempa

Model struktur yang digunakan dilakukan peninjauan terhadap kinerja struktur batas layan dan kinerja struktur batas ultimit akibat beban gempa. Kinerja struktur yang ditinjau adalah simpangan antar tingkat dari model struktur kemudian dibandingkan dengan simpangan izin yang disyaratkan oleh peraturan gempa Indonesia, SNI 03-1726-2002.

Simpangan antar tingkat yang terjadi pada model Struktur Beton dan batas izin simpangan antar tingkat untuk arah X dan arah Y disajikan pada Tabel 4.3 dan Tabel 4.4 berikut ini.

Tabel 4.3 Simpangan Lateral Struktur Beton Arah X

Lantai	Tinggi (m)	Simpangan Antar Tingkat (mm)		Simpangan Izin (mm)	
		Layan	Ultimit	Layan	Ultimit
Lantai 12	44,4	3,15	15,44	15,43	90
Lantai 11	40,8	4,28	20,97	15,43	90
Lantai 10	37,2	5,11	25,03	15,43	90
Lantai 9	33,6	5,60	27,43	15,43	90
Lantai 8	30	6,10	29,88	15,43	90
Lantai 7	26,4	6,47	31,70	15,43	90
Lantai 6	22,8	6,50	31,84	15,43	90
Lantai 5	19,2	6,18	30,27	15,43	90
Lantai 4	15,6	5,70	27,91	15,43	90
Lantai 3	12	5,71	27,98	15,43	90
Lantai 2	8,4	5,62	27,52	15,43	90
Lantai 1	4,8	5,25	25,71	20,57	120

Sumber: Pengolahan Penulis

Tabel 4.4 Simpangan Lateral Struktur Beton Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Simpangan Antar Tingkat (mm)		Simpangan Izin (mm)	
		Layan	Ultimit	Layan	Ultimit
Lantai 12	44,4	4,87	23,85	15,43	90
Lantai 11	40,8	5,09	24,94	15,43	90
Lantai 10	37,2	5,23	25,61	15,43	90
Lantai 9	33,6	5,27	25,84	15,43	90
Lantai 8	30	5,30	25,95	15,43	90
Lantai 7	26,4	5,26	25,77	15,43	90
Lantai 6	22,8	5,10	25,01	15,43	90
Lantai 5	19,2	4,75	23,27	15,43	90
Lantai 4	15,6	4,23	20,71	15,43	90
Lantai 3	12	3,66	17,92	15,43	90
Lantai 2	8,4	2,91	14,25	15,43	90
Lantai 1	4,8	2,24	10,96	20,57	120

Sumber: Pengolahan Penulis

Berdasarkan tabel simpangan lateral model Struktur Beton arah X di atas diketahui bahwa kinerja batas layan berkisar antara 3,15 mm – 6,50 mm dengan batas simpangan izin layan sebesar 15,43 mm untuk lantai tipikal dan 20,57 mm untuk lantai dasar. Untuk kinerja batas ultimit, simpangan lateral struktur yang terjadi berkisar antara 15,44 mm – 31,84 mm dengan batas simpangan izin sebesar 90 mm untuk lantai tipikal dan 120 mm untuk lantai tipikal. Sedangkan untuk simpangan lateral model Struktur Beton arah Y diketahui bahwa kinerja batas layan berkisar antara 2,24 mm – 5,3 mm dengan batas simpangan izin layan sebesar 15,43 mm untuk lantai tipikal dan 20,57 mm untuk lantai dasar. Untuk kinerja batas ultimit, simpangan lateral struktur yang terjadi berkisar antara 10,96 mm – 25,95 mm dengan batas simpangan izin sebesar 90 mm untuk lantai tipikal dan 120 mm untuk lantai tipikal.

Simpangan antar tingkat yang terjadi pada model Struktur Baja dan batas izin simpangan antar tingkat untuk arah X dan arah Y disajikan pada Tabel 4.5 dan Tabel 4.6 berikut ini.

Tabel 4.5 Simpangan Lateral Struktur Baja Arah X

Lantai	Tinggi (m)	Simpangan Antar Tingkat (mm)		Simpangan Izin (mm)	
		Layan	Ultimit	Layan	Ultimit
Lantai 12	44,4	2,73	13,35	15,43	90
Lantai 11	40,8	3,89	19,07	15,43	90
Lantai 10	37,2	4,54	22,23	15,43	90
Lantai 9	33,6	4,64	22,74	15,43	90
Lantai 8	30	5,09	24,96	15,43	90
Lantai 7	26,4	5,55	27,18	15,43	90
Lantai 6	22,8	5,76	28,21	15,43	90
Lantai 5	19,2	5,73	28,07	15,43	90
Lantai 4	15,6	5,84	28,63	15,43	90
Lantai 3	12	6,11	29,94	15,43	90
Lantai 2	8,4	6,58	32,25	15,43	90
Lantai 1	4,8	7,51	36,79	20,57	120

Sumber: Pengolahan Penulis

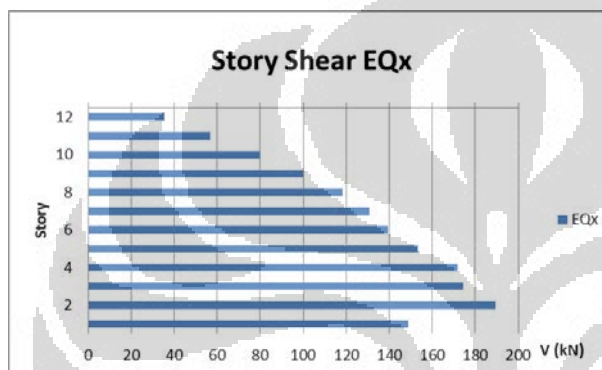
Tabel 4.6 Simpangan Lateral Struktur Baja Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Simpangan Antar Tingkat (mm)		Simpangan Izin (mm)	
		Layan	Ultimit	Layan	Ultimit
Lantai 12	44,4	3,77	18,45	15,43	90
Lantai 11	40,8	4,46	21,87	15,43	90
Lantai 10	37,2	4,92	24,11	15,43	90
Lantai 9	33,6	5,16	25,30	15,43	90
Lantai 8	30	5,44	26,64	15,43	90
Lantai 7	26,4	5,64	27,64	15,43	90
Lantai 6	22,8	5,69	27,87	15,43	90
Lantai 5	19,2	5,66	27,71	15,43	90
Lantai 4	15,6	5,49	26,88	15,43	90
Lantai 3	12	5,37	26,32	15,43	90
Lantai 2	8,4	5,12	25,08	15,43	90
Lantai 1	4,8	4,91	24,04	20,57	120

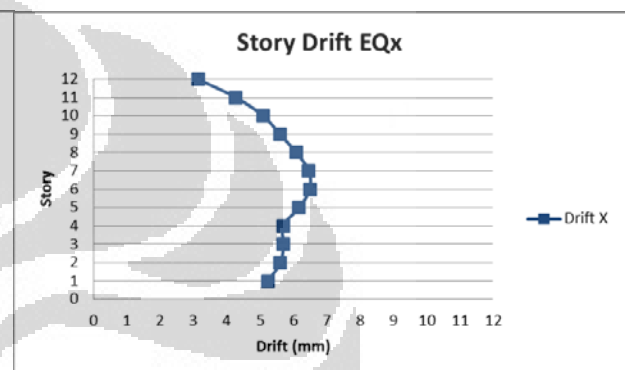
Sumber: Pengolahan Penulis

Berdasarkan tabel simpangan lateral model Struktur Baja arah X di atas diketahui bahwa kinerja batas layan berkisar antara 2,73 mm – 7,51 mm dengan batas simpangan izin layan sebesar 15,43 mm untuk lantai tipikal dan 20,57 mm untuk lantai dasar. Untuk kinerja batas ultimit, simpangan lateral struktur yang terjadi berkisar antara 13,35 mm – 36,79 mm dengan batas simpangan izin sebesar

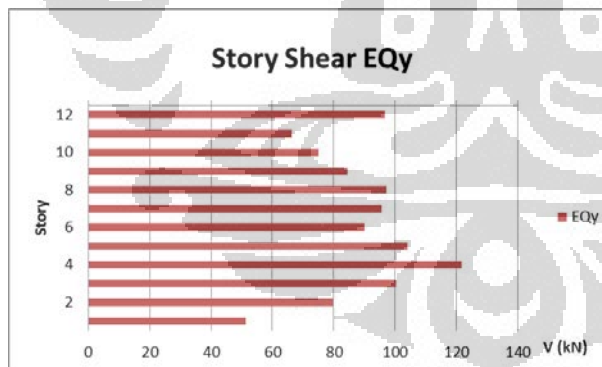
90 mm untuk lantai tipikal dan 120 mm untuk lantai tipikal. Sedangkan untuk simpangan lateral model Struktur Baja arah Y diketahui bahwa kinerja batas layan berkisar antara 3,77 mm – 5,69 mm dengan batas simpangan izin layan sebesar 15,43 mm untuk lantai tipikal dan 20,57 mm untuk lantai dasar. Untuk kinerja batas ultimit, simpangan lateral struktur yang terjadi berkisar antara 18,45 mm – 27,87 mm dengan batas simpangan izin sebesar 90 mm untuk lantai tipikal dan 120 mm untuk lantai tipikal. Berikut ini ditampilkan grafik gaya geser tingkat dan perpindahan tiap lantai untuk masing-masing model struktur,



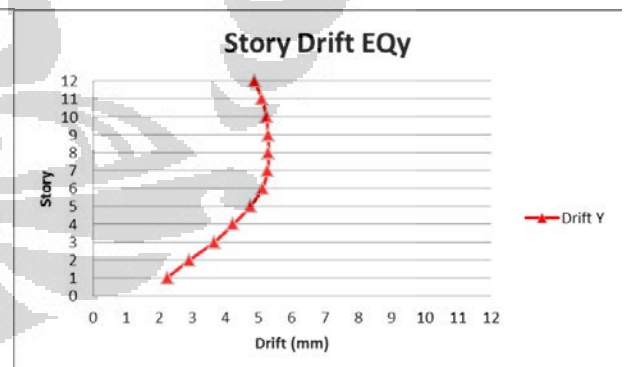
Gambar 4.7 *Story Shear* Akibat EQx
Model Beton



Gambar 4.6 *Story Drift* Akibat EQx
Model Beton

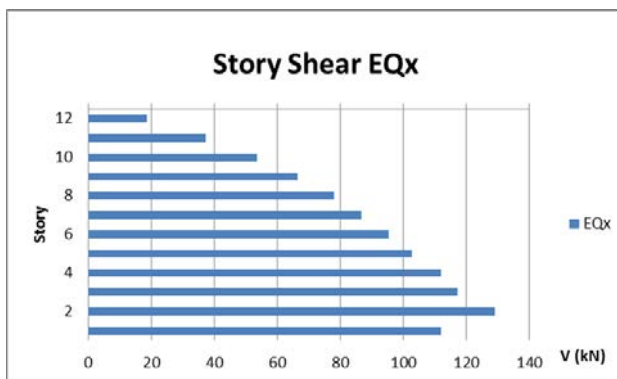


Gambar 4.9 *Story Shear* Akibat EQy
Model Beton

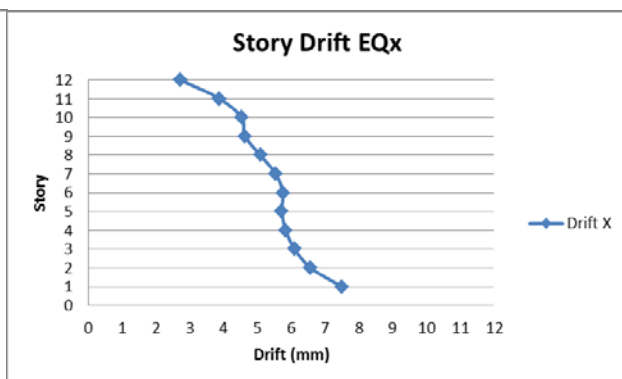


Gambar 4.8 *Story Drift* Akibat EQy
Model Beton

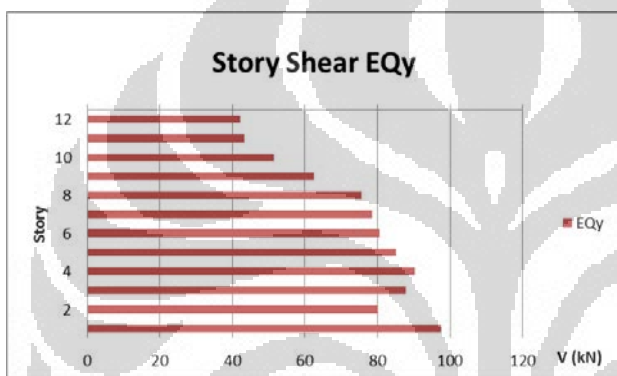
Sumber: Pengolahan Penulis



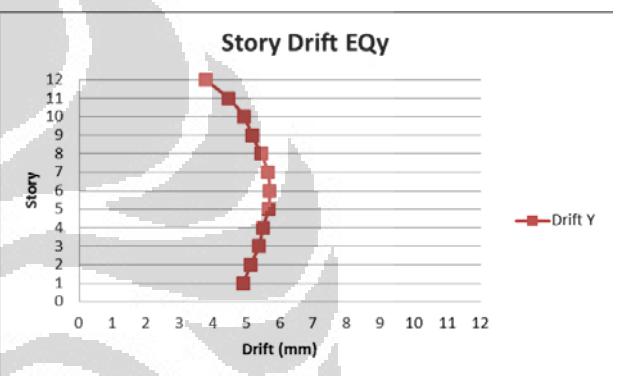
Gambar 4.11 *Story Shear* Akibat EQx
Model Baja



Gambar 4.10 *Story Drift* Akibat EQx
Model Baja



Gambar 4.13 *Story Shear* Akibat EQy
Model Baja



Gambar 4.12 *Story Drift* Akibat EQy
Model Baja

Sumber: Pengolahan Penulis

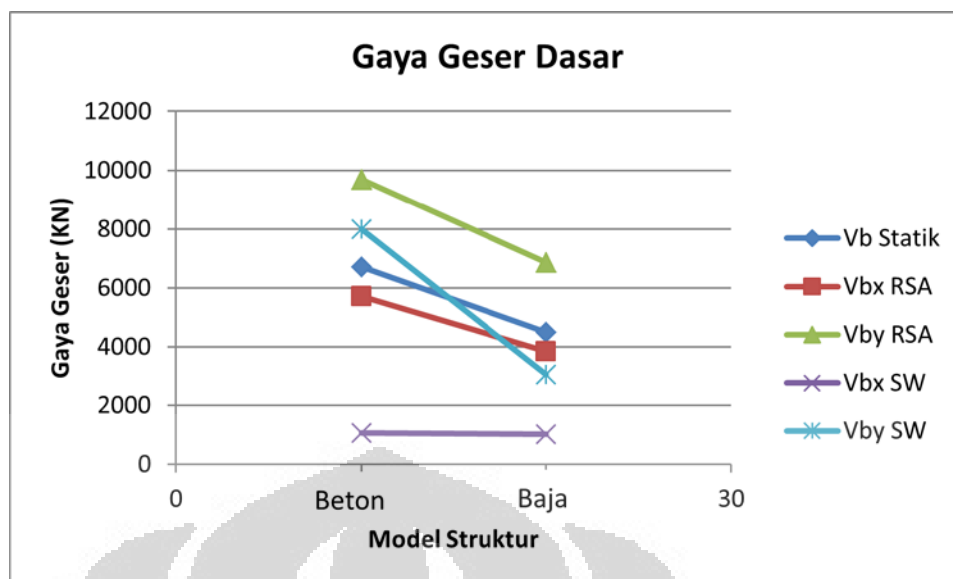
4.4 Pengecekan Gaya Geser Dasar Terhadap Beban Gempa

Analisis respon struktur terhadap beban gempa dilakukan dengan analisis dinamik respon spektrum. Hasil dari analisis dinamik dibandingkan dengan hasil analisis secara statik dengan persyaratan bahwa nilainya tidak boleh lebih kecil dari 85%. Hasil gaya geser dasar dari analisis statik ekuivalen untuk Struktur Beton pada arah X dan arah Y secara berturut-turut adalah sebesar 6700,68 KN dan 11302,96 KN. Sedangkan gaya geser dasar dari analisis statik ekuivalen untuk Struktur Baja pada arah X dan arah Y secara berturut-turut adalah sebesar 4488,35 KN dan 8049,61 KN.

Tabel 4.7 Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik Respon Spektrum

Gaya Geser (KN)		Model Struktur	
		Beton	Baja
Arah sb-X	Vb Statik	6700,68	4488,35
	Vb RSA	5717,14	3841,78
	Vb Shearwall	1062,88	1014,22
	Vb Frame	4654,26	2827,56
Arah sb-Y	Vb Statik	11302,96	8049,61
	Vb RSA	9687,32	6862,49
	Vb Shearwall	7985,08	3048,76
	Vb Frame	1702,24	3813,73
Keterangan: Gaya geser dasar yang diperoleh dari analisis dinamik respon spektrum tidak boleh kecil dari 85% gaya geser dasar statik.			

Sumber: Pengolahan Penulis



Gambar 4.14 Perbandingan Gaya Geser Dasar

Sumber : Pengolahan Penulis

4.5 Perilaku dan Kinerja Struktur Terhadap Analisis *Pushover*

Dalam penelitian ini dibandingkan perilaku dan kinerja dari Struktur Beton dengan dinding geser beton bertulang dan Struktur Baja dengan dinding geser pelat baja. Model struktur dianalisis terhadap beban gravitasi dan beban gempa (RSNI 03-1726-2011) yang kemudian dianalisis kembali terhadap beban statik non-linier *pushover*. Adapun perilaku dan kinerja model struktur bangunan yang ditinjau antara lain; perilaku inelastik, kekakuan, kekuatan, serta daktilitas yang ditinjau melalui hubungan beban – perpindahan (kurva *pushover*) dan titik kinerja model bangunan (*performance point*) sesuai dengan ATC 40.

4.5.1 Target Perpindahan

Target perpindahan atau disebut juga sebagai titik kinerja bangunan (*performance point*) adalah besarnya perpindahan titik kontrol pada atap pada saat mengalami gempa rencana.

Titik kinerja didapat dengan metode spektrum kapasitas berdasarkan ATC40 yang telah *built in* di dalam program SAP2000. Parameter gempa C_a dan C_v didapat dari respon spektrum desain berdasarkan RSNI 03-1726-201x, yaitu $C_a = 0,242667$ dan $C_v = 0,56$. Kemudian, dari titik kinerja yang diperoleh, kinerja bangunan dievaluasi terhadap kerusakan-kerusakan yang akan terjadi agar pemilik

bangunan mengetahui kondisi bangunannya saat terjadi gempa di wilayah tersebut. Level kinerja bangunan terhadap gempa mengacu pada IO (*Immediate Occupancy*), LS (*Life Safety*), dan CP (*Collapse Prevention*).

4.5.2 Analisis *Pushover* Struktur Beton

Analisis statik non-linier *pushover* pada struktur beton ini dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak SAP2000 v14. Dinding geser beton bertulang diasumsikan sebagai non-linier shell sehingga tidak perlu didefinisikan link sendi plastis. Pada balok diberikan link sendi plastis terhadap M3 sedangkan pada kolom diberikan link sendi plastis terhadap PM2M3. Dalam analisis *pushover* ini digunakan 2 buah pola pembebanan lateral statik dan masing-masing untuk arah X dan arah Y. Kurva *performance point* hasil *pushover* untuk tiap arah, pola, dan model terdapat pada lampiran. Berikut ini hasil dari analisis statik non-linier *pushover* untuk struktur dinding geser beton bertulang.

Tabel 4.8 Target Perpindahan Struktur Beton

Arah yang Ditinjau	Pola Beban Lateral	V (kN)	D (m)
Arah X	Pola 1	16222,64	0,342
	Pola 2	21725,87	0,283
Arah Y	Pola 1	22404,62	0,096
	Pola 2	32081,88	0,109

Sumber: Pengolahan Penulis

Tabel 4.9 Level Kinerja Struktur Beton

Kategori	Arah X		Arah Y	
	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2
Step	5	4	3	3
Displacement (mm)	422,261	287,249	108,190	128,379
Base force (KN)	16947,22	21821,50	24178,29	35551,24
Level Kinerja	LS	LS	IO	IO
Vb statik (kN)	6700,68	11302,96	6700,68	11302,96

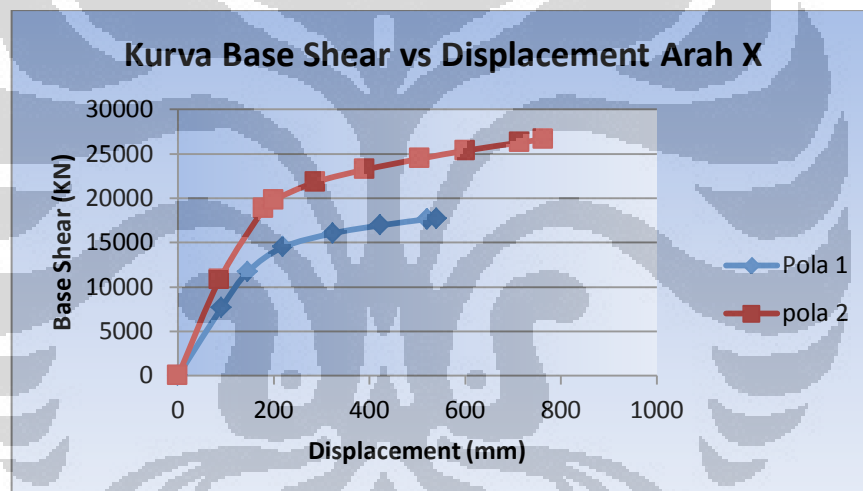
Sumber: Pengolahan Penulis

Tabel 4.10 Level Kinerja Struktur Beton saat Leleh Pertama

Kategori	Arah X		Arah Y	
	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2
Step	1	1	1	1
Displacement (mm)	90,98	86,52	45,77	38,37
Base force (KN)	7687,86	10824,64	11396,06	13858,66
Level Kinerja	0	0	0	0

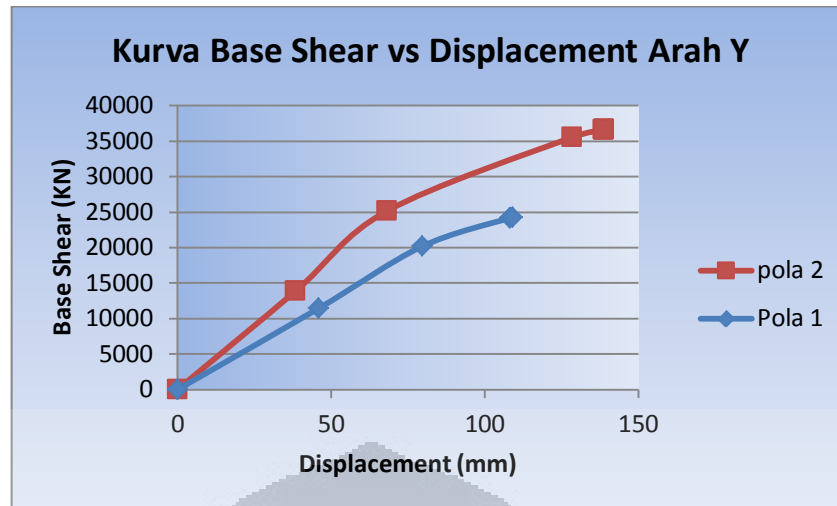
Sumber: Pengolahan Penulis

Berdasarkan data di atas diketahui bahwa level kinerja rata-rata untuk struktur beton berada pada kondisi *Life safety*. Untuk *base force* yang dihasilkan pada arah Y lebih besar dibandingkan arah X, hal itu membuktikan bahwa dinding geser beton bertulang memiliki disipasi energi yang sangat baik pada struktur ini.



Gambar 4.15 Kurva *Base Shear vs Displacement* Struktur Beton Arah X

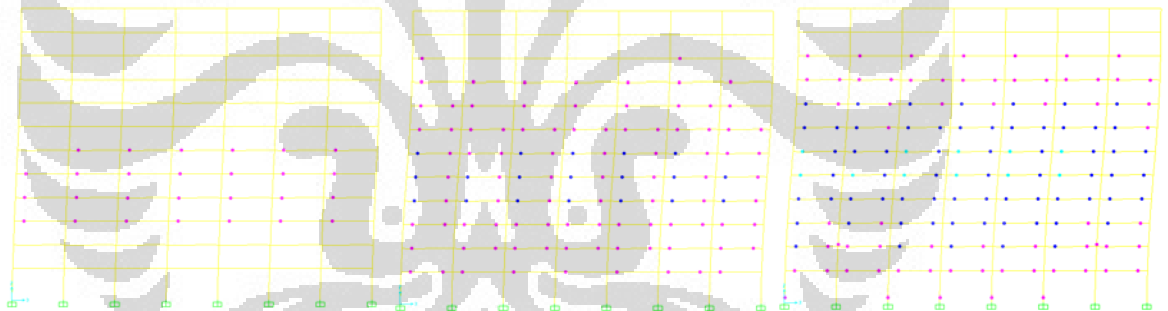
Sumber: Pengolahn Penulis



Gambar 4.16 Kurva *Base Shear vs Displacement* Struktur Beton Arah Y

Sumber: Pengolahan Penulis

Berdasarkan grafik yang dihasilkan *base shear* untuk pola 2 yaitu pembebanan lateral merata lebih besar daripada pola 1 pembebanan lateral segitiga.

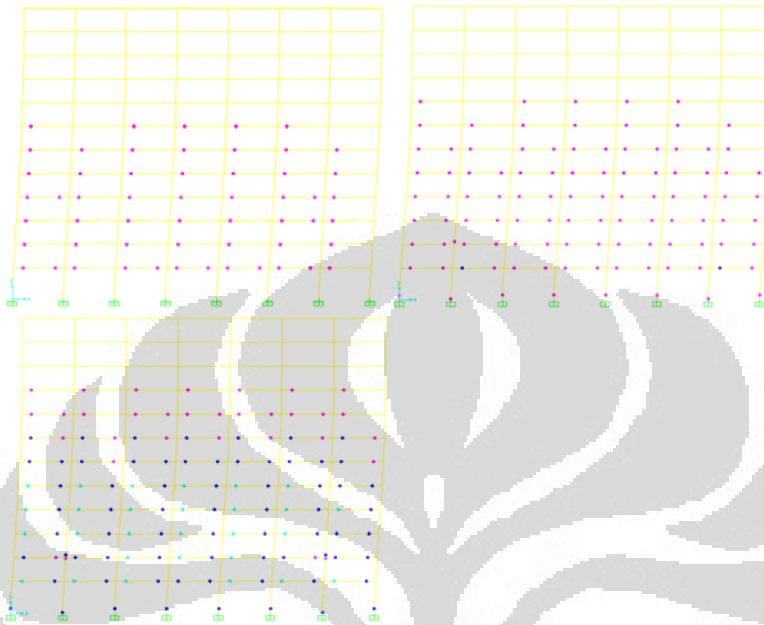


Gambar 4.17 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 1 Arah X

Sumber: Pengolahan Penulis

Pada model struktur beton dengan pembebanan lateral pola 1 arah X terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 91 mm dan 7687,86 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada balok di lantai 3-6. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Intermediate Occupancy* (IO) setelah berdeformasi sejauh 323 mm dengan gaya geser sebesar 16051,48 kN. Elemen struktur yang leleh pertama dalam kondisi IO ini adalah pada balok di lantai 4-6. Dalam kondisi ini kolom belum mengalami sendi plastis, hanya balok saja yang mengalami leleh akibat momen. Model struktur mencapai kondisi level kinerja *Live Safety* (LS) saat berdeformasi sejauh 520 mm dengan gaya geser sebesar 17645,87

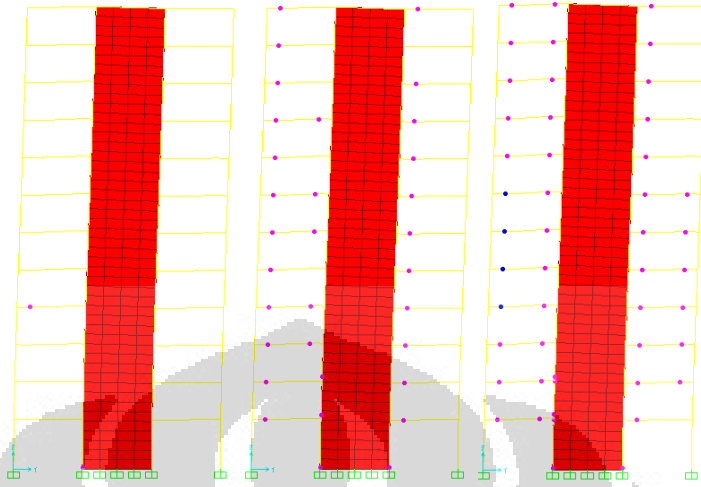
kN. Pada kondisi ini model struktur telah melewati target perpindahan yaitu 422 mm dengan gaya geser 16947,22 kN. Dalam kondisi ini kolom sudah mengalami sendi plastis namun masih dalam level kinerja *Operational (O)*.



Gambar 4.18 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 2 Arah X

Sumber: Pengolahan Penulis

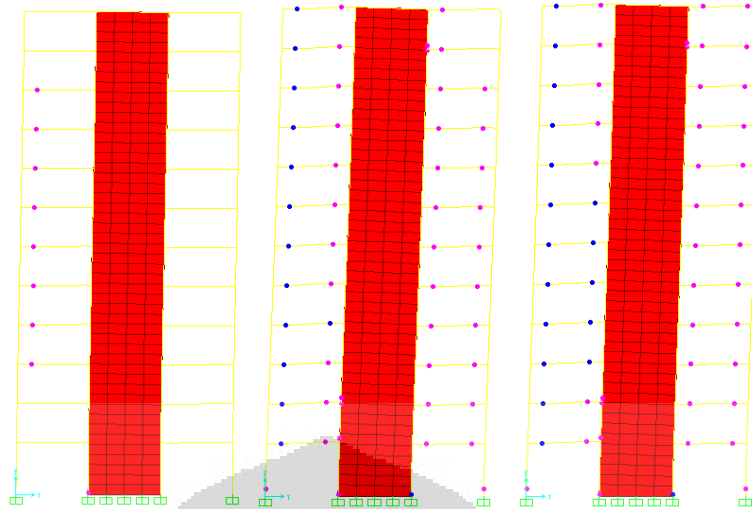
Pada model struktur beton dengan pembebanan lateral pola 2 arah X terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 87 mm dan 10824,64 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada balok di lantai 1-7. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Intermediate Occupancy (IO)* setelah berdeformasi sejauh 287 mm dengan gaya geser sebesar 21821,5kN. Elemen struktur yang leleh pertama dalam kondisi IO ini adalah pada balok di lantai 1. Dalam kondisi ini kolom belum mengalami sendi plastis, hanya balok saja yang mengalami leleh akibat momen. Namun target perpindahan sudah tercapai pada kondisi ini. Model struktur mencapai kondisi level kinerja *Live Safety (LS)* saat berdeformasi sejauh 600 mm dengan gaya geser sebesar 25370,94 kN. Dalam kondisi ini kolom sudah mengalami sendi plastis dengan level kinerja *Intermediate Occupancy (IO)* di kolom dasar dan kolom *boundary*.



Gambar 4.19 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 1 Arah Y

Sumber: Pengolahan Penulis

Pada model struktur beton dengan pembebanan lateral pola 1 arah Y ini terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 45,8 mm dan 11396,06 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada balok di lantai 4. Selain itu kolom juga sudah mengalami sendi plastis yaitu pada kolom dasar *boundary*. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Intermediate Occupancy* (IO) setelah berdeformasi sejauh 108,2 mm dengan gaya geser sebesar 24178,29 kN. Elemen struktur yang leleh pertama dalam kondisi IO ini adalah pada balok di lantai 4-7. Target perpindahan sudah tercapai pada kondisi ini. Model struktur tidak sampai mengalami level kinerja LS.



Gambar 4.20 Sendi Plastis Struktur Beton Pola 2 Arah Y

Sumber: Pengolahan Penulis

Pada model struktur beton dengan pembebanan lateral pola 2 arah Y ini terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 38,4 mm dan 13858,66 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada balok di lantai 3-9. Selain itu kolom juga sudah mengalami sendi plastis yaitu pada kolom dasar *boundary*. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Intermediate Occupancy* (IO) setelah berdeformasi sejauh 128,4 mm dengan gaya geser sebesar 35551,24 kN. Elemen struktur yang leleh pertama dalam kondisi IO ini adalah pada balok diseluruh lantai. Target perpindahan sudah tercapai pada kondisi ini. Pada pola 2 ini model struktur juga tidak sampai mengalami level kinerja LS.

4.5.3 Analisis *Pushover* Struktur Baja

Analisis statik non-linier *pushover* pada struktur baja dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak ETABS 9.7.1. Dinding geser pelat baja diasumsikan sebagai *strip* model dimana hanya menyumbangkan kekakuan pada kondisi tarik saja dengan *compression limit* bernilai 0 dan untuk sendi plastisnya diberikan link sendi plastis terhadap aksial P saja sesuai dengan Fema 356. Pada balok diberikan link sendi plastis terhadap M3 sedangkan pada kolom diberikan link sendi plastis terhadap PM2M3. Dalam analisis *pushover* baja ini juga digunakan 2 buah pembebanan lateral statik dan masing-masing untuk arah X dan arah Y. Namun dalam permodelan struktur baja ini tidak diperoleh *performance point* karena hanya terbentuk *step* yang sangat pendek sehingga kondisi ultimitnya tidak bisa diketahui

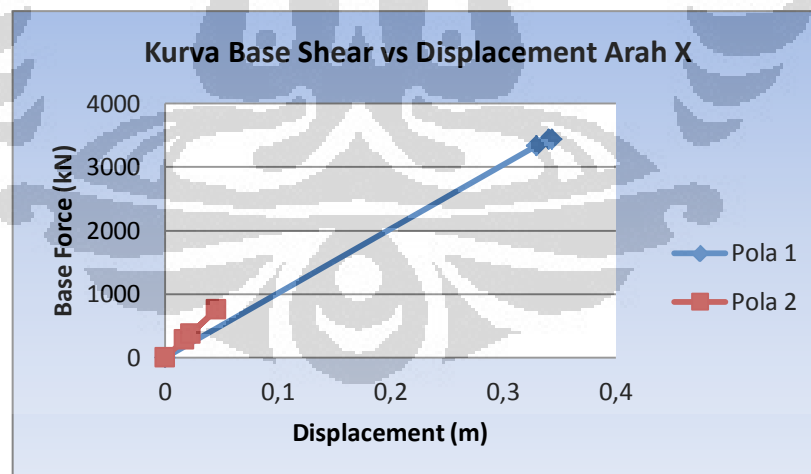
tetapi level kinerja masih bisa dapat dibandingkan. Berikut ini hasil dari analisis satatik non-linier *pushover* untuk struktur dinding geser pelat baja.

Tabel 4.11 Level Kinerja pada Struktur Baja saat Leleh Pertama

Kategori	Arah X		Arah Y	
	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2
Step	1	1	1	1
Displacement (mm)	343	23	152	146
Base force (KN)	3435,65	373,59	7633,64	10970,25
Level Kinerja	CP	CP	CP	CP
Vb statik (kN)	4488,35	8049,61	4488,35	8049,61

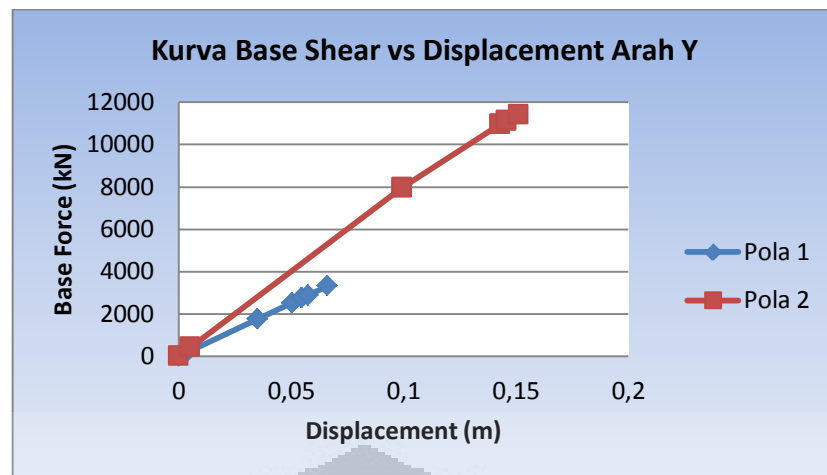
Sumber: Pengolahan Penulis

Pada peristiwa leleh pertama untuk dinding geser pelat baja cukup bervariasi terutama pada pola 1 arah X dimana perpindahan yang terjadi sangatlah besar yaitu mencapai 0,33 m dengan gaya geser 1798,3 kN. Dalam analisa *pushover* pada dinding geser pelat baja ini tidak didapat level kinerja struktur sampai mengalami keruntuhan pada balok dan kolom. Sehingga grafik kurva *pushover* yang dihasilkan masih linier atau dalam kondisi elastis.



Gambar 4.21 Kurva *Base Shear vs Displacement* Struktur Baja Arah X

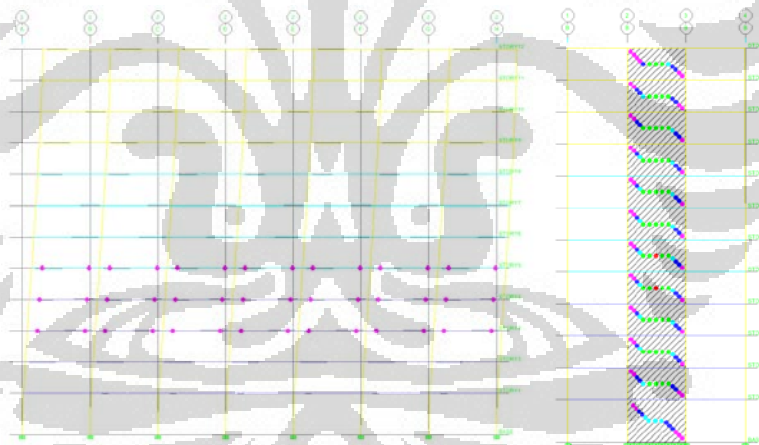
Sumber: Pengolahan Penulis



Gambar 4.22 Kurva *Base Shear vs Displacement* Struktur Baja Arah Y

Sumber: Pengolahan Penulis

Berdasarkan grafik yang dihasilkan *base shear* untuk pola 2 yaitu pembebanan lateral merata lebih besar daripada pola 1 pembebanan lateral segitiga.

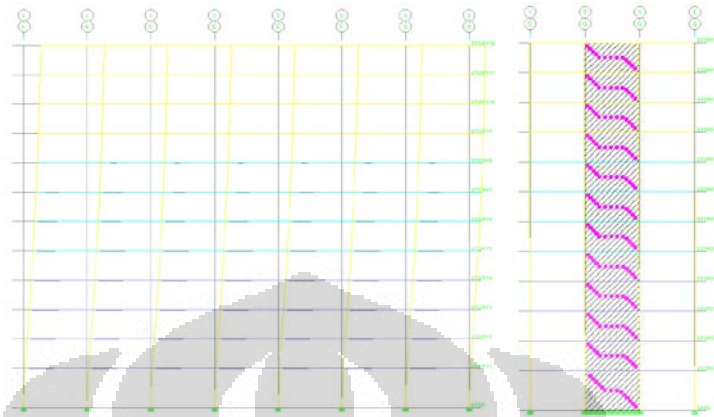


Gambar 4.23 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 1 Arah X

Sumber: Pengolahan Penulis

Pada model struktur baja dengan pembebanan lateral pola 1 arah X terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 329 mm dan 3338,54 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada balok di lantai 3-5 dan pada *strip* model. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Collapse (C)* pada *strip* model setelah berdeformasi sejauh 340 mm dengan gaya

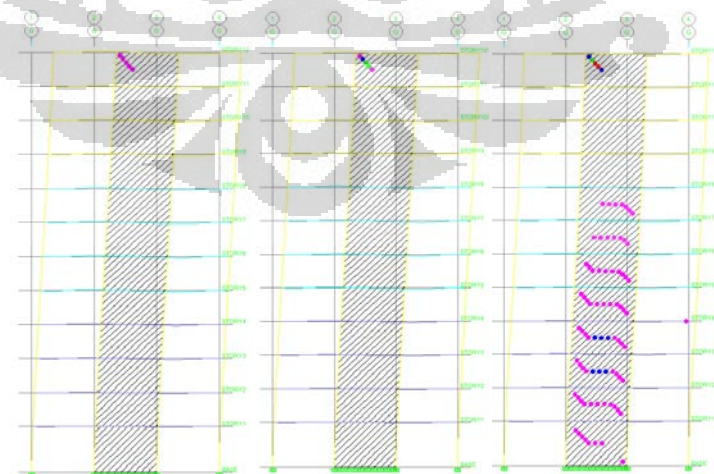
geser sebesar 3434,87 kN namun pada balok masih tetap dalam kondisi *Operational* (O) dan kolom belum terjadi sendi plastis.



Gambar 4.24 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 2 Arah X

Sumber: Pengolahan Penulis

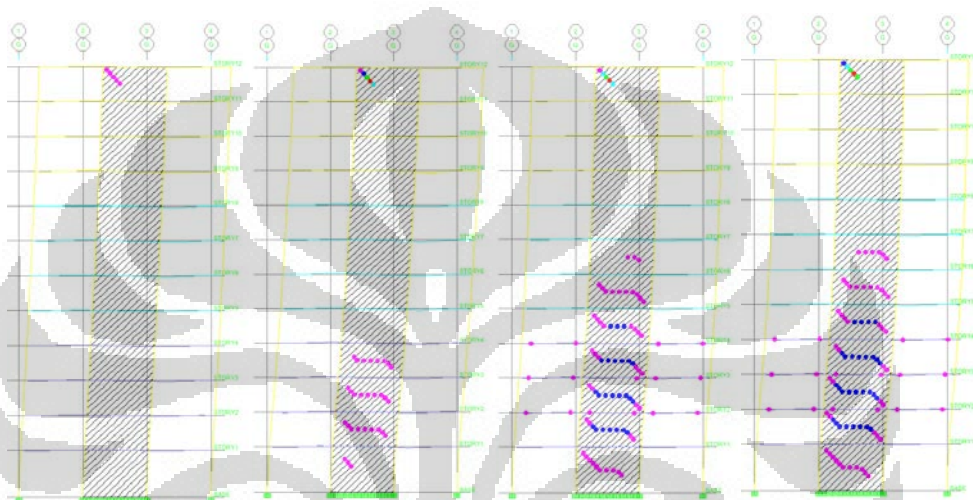
Pada model struktur baja dengan pembebanan lateral pola 2 arah X terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 17,2 mm dan 285,29 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada *strip* model sedangkan pada balok dan kolom tidak terjadi sendi plastis. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Collapse* (C) pada *strip* model setelah berdeformasi sejauh 45,3 mm dengan gaya geser sebesar 751,83 kN namun pada balok dan kolom masih tetap dalam kondisi tidak leleh atau belum mengalami sendi plastis.



Gambar 4.25 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 1 Arah Y

Sumber: Pengolahan Penulis

Pada model struktur baja dengan pembebanan lateral pola 1 arah Y terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 3,5 mm dan 174,94 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada *strip* model di lantai 12 sedangkan pada balok dan kolom tidak terjadi sendi plastis. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Collapse* (C) pada *strip* model pada lantai 1-8 dan 12 setelah berdeformasi sejauh 152,1 mm dengan gaya geser sebesar 7633,64 kN. Namun pada balok dan kolom masih tetap dalam kondisi tidak leleh atau belum mengalami sendi plastis.



Gambar 4.26 Sendi Plastis Struktur Baja Pola 2 Arah Y

Sumber: Pengolahan Penulis

Pada model struktur baja dengan pembebanan lateral pola 2 arah Y terjadi leleh pertama saat lendutan dan gaya geser masing-masing 5,1 mm dan 411,25 kN. Lokasi terjadinya sendi plastis yaitu pada *strip* model di lantai 12 sedangkan pada balok dan kolom tidak terjadi sendi plastis. Pada pembebanan selanjutnya model struktur mencapai kondisi level kinerja *Collapse* (C) pada *strip* model pada lantai 1-4 dan 12 setelah berdeformasi sejauh 99,3 mm dengan gaya geser sebesar 7968,22 kN namun pada balok dan kolom masih tetap dalam kondisi tidak leleh atau belum mengalami sendi plastis. Kemudian pembebanan selanjutnya menghasilkan sendi plastis di balok saat struktur mengalami perpindahan dan gaya geser masing-masing 142,9 mm dan 10961,61 kN. Namun pada kolom juga masih belum mengalami sendi plastis.

4.6 Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur sangatlah dipengaruhi oleh besar profil stuktur dan juga perilaku dari volume material yang digunakan. Berdasarkan hasil yang didapat dari analisis *pushover* dapat dilihat kekakuan struktur untuk masing-masing model struktur beton dan baja adalah seperti pada Tabel 4.11 di bawah ini.

Tabel 4.12 Kekakuan Model Struktur

Model Struktur	Arah Gempa	Pola Beban	Perpindahan (m)	Gaya (kN)	Kekakuan (kN/m)
Beton	Arah X	Pola 1	0,0910	7687,86	84505,19
		Pola 2	0,0865	10824,64	125107,09
	Arah Y	Pola 1	0,0458	11396,06	249001,62
		Pola 2	0,0384	13858,66	361166,03
Baja	Arah X	Pola 1	0,3299	3338,54	10121,27
		Pola 2	0,0172	285,2935	16586,83
	Arah Y	Pola 1	0,0035	174,9479	49985,11
		Pola 2	0,0051	411,2471	80636,69

Sumber: Pengolahan Penulis

Dapat dilihat bahwa struktur beton dalam model ini memiliki kekakuan yang besar baik dalam arah X maupun arah Y sedangkan pada struktur baja kekakuan yang paling besar hanya terdapat pada arah Y. Hal ini menunjukkan bahwa kekakuan struktur beton lebih besar daripada struktur baja.

4.7 Daktilitas Struktur

Tabel berikut ini menunjukkan daktilitas dari kedua model link 0,6 m dan 1,2 m, pada masing-masing arah dan pola beban lateral. Besarnya daktilitas diperoleh dengan perbandingan simpangan saat runtuh pertama dengan simpangan saat leleh pertama.

Tabel 4.13 Perbandingan Daktilitas Struktur

Model Struktur	Arah Gempa	Pola Beban	Simpangan Leleh Pertama (mm)	Simpangan Runtuh Pertama (mm)	Faktor Daktilitas
Beton	Arah X	Pola 1	90,98	519,92	5,71
		Pola 2	86,52	713,98	8,25
	Arah Y	Pola 1	45,77	108,97	2,38
		Pola 2	38,37	138,64	3,61
Baja	Arah X	Pola 1	329,85	-	-
		Pola 2	17,20	-	-
	Arah Y	Pola 1	3,50	-	-
		Pola 2	5,10	-	-

Sumber: Pengolahan Penulis

Dari hasil tabel di atas, menunjukkan besarnya daktilitas pada model struktur beton yang sangat besar pada pola 2 dengan gempa arah X. Namun pada model struktur baja tidak didapat nilai daktilitas dari struktur karena hasil dari kurva analisis *pushover* Gambar 4.13 & 4.14 menunjukkan bahwa struktur masih dalam kondisi elastis.

4.8 Volume Material yang Digunakan

Dalam pembuatan model struktur ini dibedakan atas dua material struktur yang sangat berbeda yaitu beton (2400 kg/m^3) untuk struktur beton dengan dinding geser beton bertulang dan baja (7850 kg/m^3) untuk struktur baja dengan dinding geser pelat baja. Volume material yang dihitung hanya komponen struktur saja seperti balok, kolom, pelat, dan dinding geser. Berdasarkan perhitungan baik dengan menggunakan perangkat lunak ETABS maupun hitungan manual tidak berbeda jauh. Untuk volume material yang digunakan pada struktur beton mencapai 12111,17 Ton dan untuk volume material struktur baja mencapai 7578,33 Ton.

Perbandingan penggunaan volume material dari kedua struktur cukup besar yaitu mencapai 4532,84 Ton. Dengan kata lain volume struktur baja hanya 62,57% dari volume struktur beton.

4.9 Diskusi

Secara keseluruhan untuk karakteristik dinamika struktur untuk model beton dan baja belum memenuhi syarat yang ditentukan sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-20xx. Untuk model beton pada pola ragam getar pertama yang bertranslasi

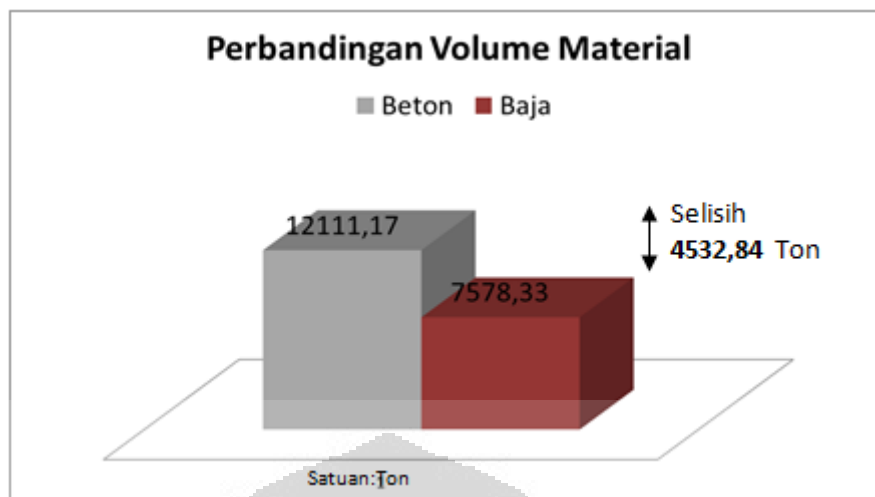
arah X memiliki periode sebesar 2,06 detik dengan batasan izin 1,98 detik dan pada pola ragam getar kedua yang bertranslasi arah Y memiliki periode sebesar 1,35 detik dengan batasan izin 1,17 detik. Untuk model baja pada pola ragam getar pertama yang bertranslasi arah X memiliki periode sebesar 2,22 detik dengan batasan periode izin 2,11 detik dan pada pola ragam getar kedua yang bertranslasi arah Y memiliki periode 1,60 detik dengan batasan izin sebesar 1,17 detik.

Untuk partisipasi massa efektif pada model beton mencapai nilai minimum 90% yang disyaratkan terjadi pada pola ragam getar ke-11 sedangkan pada model baja partisipasi massa yang disyaratkan terjadi pada pola ragam getar ke-6. Hal ini dikarenakan model struktur beton memiliki kekakuan yang lebih besar dari model baja sehingga pola ragam getar yang dibutuhkan untuk mencapai partisipasi massa minimal 90% lebih banyak daripada pola ragam getar yang dibutuhkan oleh model baja.

Untuk kinerja struktur baik kondisi layan maupun kondisi ultimit pada model beton dan baja telah memenuhi kriteria izin yang ditetapkan pada peraturan SNI 03-1726-2002. (Tabel 4.3 - Tabel 4.6)

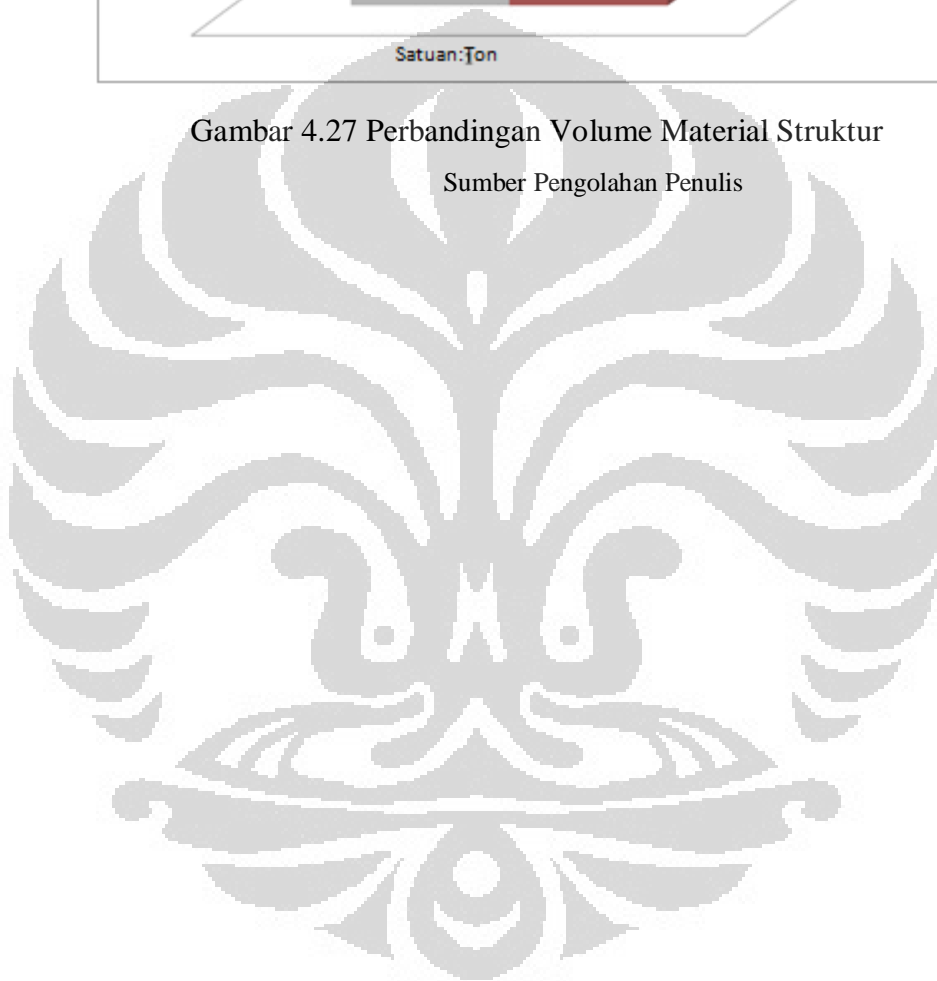
Untuk pengecekan gaya geser dasar baik model beton dan model baja, gaya geser dasar analisis dinamik telah mencapai 85% dari hasil analisis statik ekuivalen. Hal ini perlu ditinjau karena pada analisis dinamik dalam perhitungan gaya geser melibatkan kontribusi dari keseluruhan pola ragam getar sedangkan pada analisis statik ekuivalen hanya melibatkan kontribusi pada pola ragam pertama saja. Pada struktur bangunan tertentu kadang-kadang terjadi bahwa respon total terhadap gempa lebih kecil dari respon pola ragam getar pertama.

Dalam analisis *pushover* yang telah dilakukan pada model struktur beton dengan volume material beton sebesar 12111,17 Ton menghasilkan disipasi energi lebih besar daripada model baja dengan volume material sebesar 7578,33 Ton. Namun dengan volume material yang jauh lebih kecil sekitar 62,57% dari volume beton, struktur baja ini masih bisa mampu menahan gaya geser yang terjadi dengan dinding geser tipis yang dimilikinya. Pada model baja hampir semua gaya geser dasar yang terjadi diserap oleh dinding geser sehingga portal masih bisa berdiri sendiri sampai kondisi elastis berakhir.



Gambar 4.27 Perbandingan Volume Material Struktur

Sumber Pengolahan Penulis



BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

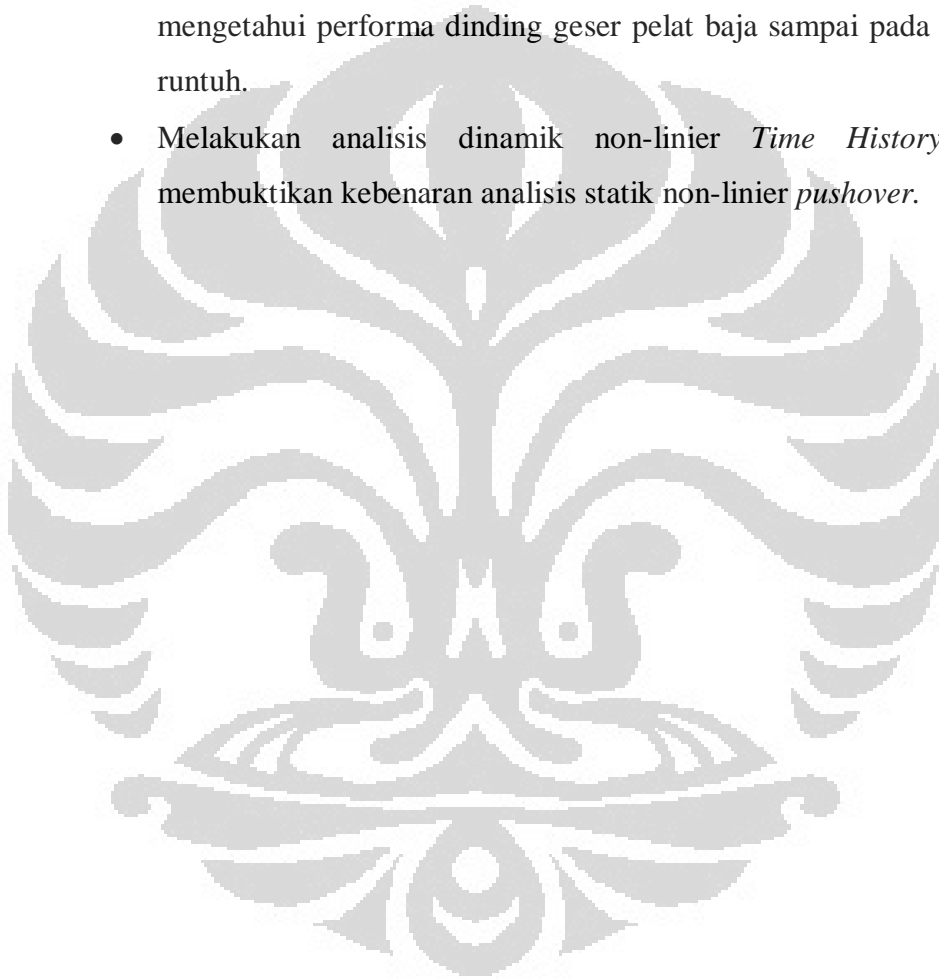
Adapun kesimpulan dari penelitian ini adalah:

- Dinding geser sangat berperan penting dalam menahan gaya gempa untuk bangunan tingkat tinggi.
- Dinding geser pelat baja menghasilkan kinerja penyerapan energi yang cukup baik dengan pelat tipisnya.
- Penggunaan volume material struktur sangat mempengaruhi kekakuan dan kinerja dari struktur.
- Struktur baja dengan volume material sebesar 7578,33 Ton mampu menyerap energi gaya geser sebesar:
 - Pola 1 Arah X sebesar 3435,65 kN
 - Pola 2 Arah X sebesar 373,59 kN
 - Pola 1 Arah Y sebesar 7633,64 kN
 - Pola 2 Arah Y sebesar 10970,25 kN
- Struktur beton dengan volume material sebesar 12111,17 Ton mampu menyerap energi gaya geser sebesar:
 - Pola 1 Arah X sebesar 7687,86 kN
 - Pola 2 Arah X sebesar 10824,64 kN
 - Pola 1 Arah Y sebesar 11396,06 kN
 - Pola 2 Arah Y sebesar 13858,66 kN
- Daktilitas pada kedua model tidak dapat dibandingkan karena pada model struktur baja belum mencapai kondisi plastis secara keseluruhan.

5.2 Saran

Adapun saran untuk penelitian selanjutnya adalah:

- Melakukan pendefinisian lebih detil untuk *hinge properties* pada model struktur.
- Perlu dipelajari penggunaan pengaku sirip pada dinding geser pelat baja apakah dapat meningkatkan disipasi energi pada dinding geser tersebut.
- Penelitian ini masih perlu dilakukan pengkajian lebih lanjut untuk mengetahui performa dinding geser pelat baja sampai pada keadaan runtuh.
- Melakukan analisis dinamik non-linier *Time History* untuk membuktikan kebenaran analisis statik non-linier *pushover*.



DAFTAR PUSTAKA

- ACI Committe 318. 2002. *Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318 – 02) and Commentary (318R-02)*. American Concrete Institute.
- AISC 341-05. 2005. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Including Supplement No. 1*. American Institute of Steel Construction. United States of America.
- AISC 360-10. 2010. *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. United States of America.
- Anonim. 2002. *SNI 03-1726-2002 Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung*. Badan Standarisasi Nasional.
- Anonim. 2002. *SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. Badan Standarisasi Nasional.
- ATC 40.1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*. Prepared by Applied Technology Council. California.
- Berman, J.W., Bruneau, M. 2002. *Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls*. ASCE Journal of Structural Engineering 129:11. University at Buffalo.
- Chopra, Anil K. 1995. *Dynamics of Structures*. Prentice Hall. University of California at Berkeley. United States of America.
- FEMA 273. 1997. *NEHRP Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.
- FEMA 356. 2000. *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Prepared by American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.
- Fintel, M. *Shearwalls - An Answer for Seismic Resistance? Point of View : 30 Years of Observation on the Performance of Buildings with Shearwalls in Earthquakes*. Concrete International, 1991. Vol.13, No.7.
- Ikhsanshaleh, Dodi. *Analisis Pushover Struktur Dinding Geser Berangkai Hibrid dengan Balok Perangkai Baja*. Depok, 2011.

- Imran, I., et al. *Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perancangan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang. Seminar dan Pameran HAKI - Pengaruh Gempa dan Angin terhadap Struktur*. 2008.
- Lase, Y. *Rational Selection of Structural Ductility Capacity and Reinforcement Details for Seismic Design of Reinforced Concrete Shear Wall - Frame Structure. Proceeding of Concrete Technology and StructuresTM*. Bali, 2006.
- Paulay, T., Priestley M. J. N. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc. United States of America.
- PCA Notes on ACI 318-02. 2002. *Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318 - 02) and Commentary (318R-02)*. American Concrete Institute.
- Stankevicius, Joseph. 2011. *A Design Guide for Steel Plate Shear Walls in Canada*. Canada. University of Alberta.
- Wibowo, Wahana Adhi. *Perencanaan Struktur Rangka Baja dengan Dinding Geser Pelat baja Konfigurasi Couple Berdasarkan ANSI/AISC 360-05 dan ANSI/AISC 341-05*. Bandung, 2010.

LAMPIRAN

Lampiran 1.

Desain Dinding Geser, Balok, dan Kolom Model Struktur Beton

1. Dinding Geser Beton Bertulang

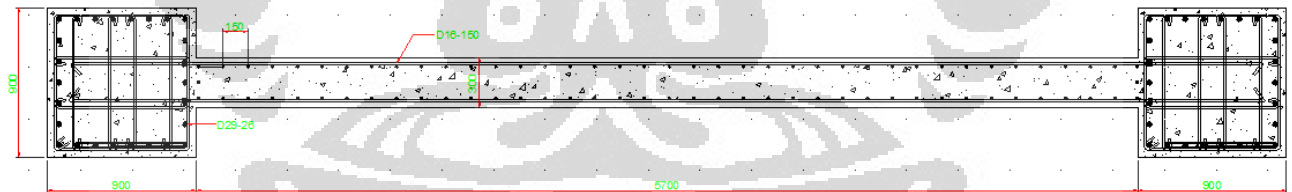
Section Properties

Tebal, t	= 300 mm
Lebar, B	= 6600 mm
Luas, Ag	= 1.980.000 mm ²
Ix	= 7,187 x 10 ¹² mm ⁴
Iy	= 1,485 x 10 ¹⁰ mm ⁴
Rasio tulangan	= 0,8%
Dia. Tulangan	= D16

$$A_s = 0,8\% \times 300 \times 1000 = 2400 / 2 \text{ layer} = 1200 \text{ mm}^2/\text{layer}$$

$$n = \frac{1200}{\frac{1}{4} \pi 16^2} = 5,96 \text{ buah}$$

$$s = \frac{1000}{5,96} = 167 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$



Gambar A.1 Detil Tulangan Dinding Geser dan Kolom *Boundary*

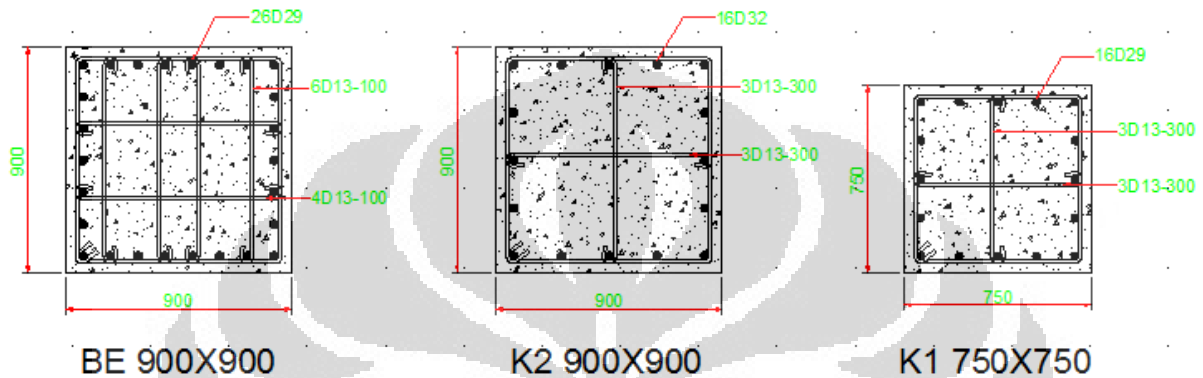
2. Kolom dan *Boundary Element*

Tabel A.1 Dimensi Kolom Struktur Beton

Kolom	b (mm)	h (mm)	As butuh (mm ²)
K1	750	750	5625
K2	900	900	8100
BE	900	900	15468

Tabel A.2 Kebutuhan Tulangan Kolom Struktur Beton

Kolom	D (mm)	As (mm ²)	n	n pakai	As pakai (mm ²)
K1	29	660,52	8,52	16	10568,32
K2	32	804,25	10,07	16	12867,96
BE	29	660,52	23,42	26	17173,52



Gambar A.2 Detil Tulangan Kolom

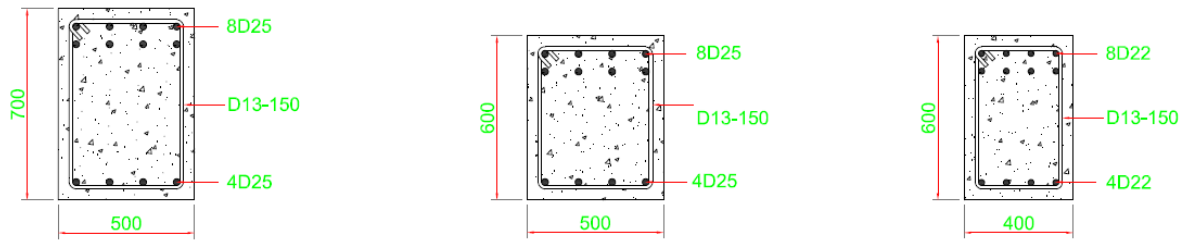
3. Balok

Tabel A.3 Dimensi Balok Struktur Beton

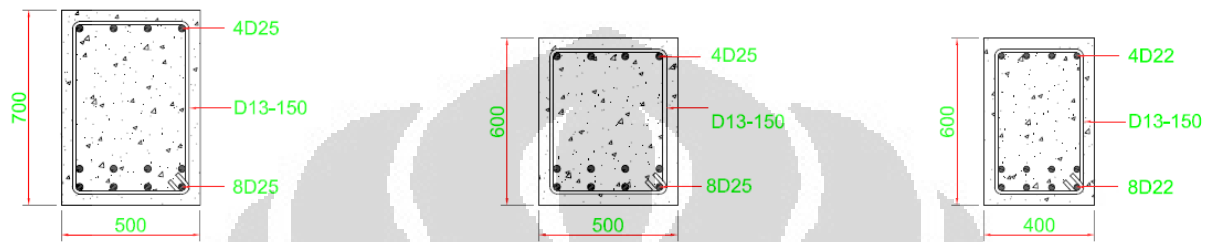
Balok	b (mm)	h (mm)	AS butuh (mm ²)
B1	500	700	3125
B2	500	600	3133
B3	400	600	2603

Tabel A.4 Kebutuhan Tulangan Balok Struktur Beton

Balok	D (mm)	AS (mm ²)	n	n pakai	AS pakai (mm ²)
B1	25	490,87	6,37	8	3926,99
B2	25	490,87	6,11	8	3926,99
B3	22	380,13	6,85	8	3041,06



Gambar A.2 Detil Tulangan Balok Tumpuan



Gambar A.3 Detil Tulangan Balok Lapangan

Lampiran 2.

Desain Dinding Geser, Balok, dan Kolom Model Struktur Baja

1. Dinding Geser Pelat Baja

Section Properties

$$\text{Tebal, } t = 3 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar, } B = 6600 \text{ mm}$$

$$\text{Luas, } A_g = 19.800 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}}$$

Dimana:

t_w : tebal dinding geser/elemen web, mm

h : jarak antara garis tengah Horizontal Boundary Element (HBE), mm

A_b : luas bidang HBE, mm^4

A_c : luas bidang VBE, mm^2

L : jarak antara garis tengah Vertical Boundary Element (VBE), mm

I_c : momen inersia VBE yang diambil tegak lurus terhadap garis pelat web, mm^4

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{3 \times 6600}{2 \times 138709,4}}{1 + 3 \times \left(\frac{1}{31483,8075} + \frac{3600^3}{360 \times 5,952 \times 10^9 \times 6600} \right)}} = 45,48^\circ$$

Lampiran 3.

Karakteristik Dinamika Struktur

1. Model Struktur Beton

Pengecekan Gaya Geser Dasar			
Arah	Gaya Geser Dasar, Vb (KN)		
	Vb Pier	Vb Structure	Vb Frame
Vx	1062,88	5717,14	4654,26
Vy	7985,08	9687,32	1702,24

Untuk Perhitungan Pada Sistem Ganda :

Vb Frame :

Vx	81,41	%
Vy	17,57	%

Pengecekan Gaya Geser Sistem Ganda :

Syarat Sistem Ganda :

Vbx	25	%
Vby	25	%

Vb Frame

Vbx	Sistem Ganda Terpenuhi
Vby	Sistem Ganda Tidak Terpenuhi

Pengecekan Periode Getar

Periode Getar Izin :		
Sd1	:	0,56
Cu	:	1,4
Ta	:	$Ct \times Hn^{\wedge}x$
	:	1,4
T	:	$Cu \times Ta$
	:	1,982251

(dari Tabel SNI 2010 hal 60)
(Ct dan X lihat di Tabel SNI 2010 hal 60)

Periode Getar Izin Arah Y:		
Sd1	:	1,4
Cu	:	1,4
Ta	:	$Ct \times Hn^{\wedge}x$
	:	0,8
T	:	$Cu \times Ta$
	:	1,175128

Periode Getar Fundamental :		
Arah X	:	2,064507
Arah Y	:	1,356859

Periode Dipakai :		
Arah X	:	1,982251
Arah Y	:	1,175128

Pengecekan Periode Getar :		
Arah X	:	Periode Getar Tidak OK
Arah Y	:	Periode Getar OK

Perhitungan Gaya Geser Dasar Berdasarkan Statik Ekuivalen

GAYA GESER DASAR ANALISIS STATIK EKIVALEN

Arah X

Gaya Geser Dasar Seismik harus ditentukan :

$$V = C_s \times W$$

Dimana : C_s = koefisien respon seismik

W = berat seismik efektif

Sds	:	0,606667
W	:	16924,6 Ton
SRPMK, R	:	7
Faktor Keutamaan	:	1
Periode Getar, T	:	1,982251
S1	:	0,3 g
	:	2,943 m/s ²
Sd1	:	0,56

Nilai C_s yang digunakan adalah :

$$C_s : Sds \times I / R$$

$$: 0,086667$$

dan tidak perlu melebihi nilai berikut :

$$C_s : Sd1 \times I / (R \times T)$$

$$: 0,040358$$

sehingga nilai C_s yang diambil :

$$C_s : 0,040358$$

Dan nilai C_s harus tidak kurang dari nilai :

$$C_s : 0,044 \times Sds \times I \geq 0,01$$

$$C_s : 0,026693$$

dan harus lebih besar dari : 0,01

$$C_s : 0,026693$$

Nilai C_s sementara yang harus diambil adalah :

$$C_s : 0,040358$$

Untuk Struktur yang berlokasi di daerah dimana $S1 \geq 0,6g$

maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s : 0,5 S1 \times I / R$$

$$C_s : 0,021429$$

cek nilai $s1$ yang dipakai

$$S1 : 0,3$$

nilai $s1$ yang dipakai :

$$s1 : \text{struktur berada di lokasi } s1 \geq 0,6g$$

jadi nilai C_s yang dipakai adalah

$$C_s : \mathbf{0,040358}$$

$$V : 683,0458 \text{ Ton}$$

$$: 6700,679 \text{ KN}$$

Arah Y

Gaya Geser Dasar Seismik harus ditentukan :

$$V = C_s \times W$$

Dimana : C_s = koefisien respon seismik

W = berat seismik efektif

Sds	:	0,606667
W	:	16924,6 Ton
SRPMK, R	:	7
Faktor Keutamaan	:	1
Periode Getar, T	:	1,175128
S1	:	0,3 g
	:	2,943 m/s ²
Sd1	:	0,56

Nilai C_s yang digunakan adalah :

$$C_s : Sds \times I / R$$

$$: 0,086667$$

dan tidak perlu melebihi nilai berikut :

$$C_s : Sd1 \times I / (R \times T)$$

$$: 0,068078$$

sehingga nilai C_s yang diambil :

$$C_s : 0,068078$$

Dan nilai C_s harus tidak kurang dari nilai :

$$C_s : 0,044 \times Sds \times I \geq 0,01$$

$$C_s : 0,026693$$

dan harus lebih besar dari : 0,01

$$C_s : 0,026693$$

Nilai C_s sementara yang harus diambil adalah :

$$C_s : 0,068078$$

Untuk Struktur yang berlokasi di daerah dimana $S1 \geq 0,6g$

maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s : 0,5 S1 \times I / R$$

$$C_s : 0,021429$$

cek nilai $s1$ yang dipakai

$$S1 : 0,3$$

nilai $s1$ yang dipakai :

$s1$: struktur berada di lokasi $s1 \geq 0,6g$

jadi nilai C_s yang dipakai adalah

$$C_s : 0,068078$$

$$V : 1152,188 \text{ Ton}$$

$$: 11302,96 \text{ KN}$$

Vb	Dinamik	Statik	%tase	%tase izin	Ket
Vbx	5717,14	6700,679	85%	85%	OK
Vby	9687,32	11302,96	86%	85%	OK

Tabel C.1 Partisipasi Massa

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	2,06	78,29	0,00	0,00	78,29	0,00	0,00	0,00	99,72	0,00
2	1,36	0,00	70,29	0,00	78,29	70,29	0,00	98,77	0,00	0,06
3	1,26	0,00	0,06	0,00	78,29	70,35	0,00	0,08	0,00	70,37
4	0,72	12,60	0,00	0,00	90,90	70,35	0,00	0,00	0,02	0,00
5	0,40	4,31	0,00	0,00	95,20	70,35	0,00	0,00	0,24	0,00
6	0,35	0,00	19,15	0,00	95,20	89,50	0,00	0,94	0,00	0,02
7	0,33	0,00	0,02	0,00	95,20	89,51	0,00	0,00	0,00	19,12
8	0,26	2,01	0,00	0,00	97,21	89,51	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,18	1,25	0,00	0,00	98,46	89,51	0,00	0,00	0,01	0,00
10	0,17	0,00	5,98	0,00	98,46	95,49	0,00	0,18	0,00	0,01
11	0,15	0,00	0,01	0,00	98,46	95,50	0,00	0,00	0,00	5,99
12	0,14	0,69	0,00	0,00	99,15	95,50	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabel C.2 Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY12	D1	1007,36	1007,36	27,3	9,9	1007,36	1007,36
STORY11	D1	1395,81	1395,81	27,403	9,9	2403,17	2403,17
STORY10	D1	1395,81	1395,81	27,403	9,9	3798,99	3798,99
STORY9	D1	1395,81	1395,81	27,403	9,9	5194,80	5194,80
STORY8	D1	1442,35	1442,35	27,399	9,9	6637,15	6637,15
STORY7	D1	1442,35	1442,35	27,399	9,9	8079,49	8079,49
STORY6	D1	1442,35	1442,35	27,399	9,9	9521,84	9521,84
STORY5	D1	1442,35	1442,35	27,399	9,9	10964,18	10964,18
STORY4	D1	1481,12	1481,12	27,397	9,9	12445,30	12445,30
STORY3	D1	1481,12	1481,12	27,397	9,9	13926,42	13926,42
STORY2	D1	1481,12	1481,12	27,397	9,9	15407,55	15407,55
STORY1	D1	1517,06	1517,06	27,394	9,9	16924,60	16924,60

Tabel C.3 Pier Forces

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY12	P1	EX	Top	6,19	0	41,83	0	243,11	0
STORY12	P1	EX	Bottom	6,19	0	41,83	0	125,07	0,01
STORY12	P1	EY	Top	0	725,68	0	5,64	0,00	1128,48
STORY12	P1	EY	Bottom	0	725,68	0	5,64	0,00	3651,90
STORY11	P1	EX	Top	12,82	0	131,61	0	477,04	0,01
STORY11	P1	EX	Bottom	12,82	0	131,61	0	110,20	0,00
STORY11	P1	EY	Top	0	697,07	0	3,574	0,00	4827,17
STORY11	P1	EY	Bottom	0	697,07	0	3,574	0,00	4427,23
STORY10	P1	EX	Top	19,6	0	187,49	0	543,49	0,00

STORY10	P1	EX	Bottom	19,6	0	187,49	0	190,58	0,00
STORY10	P1	EY	Top	0	1144,84	0	4,005	0,00	5395,36
STORY10	P1	EY	Bottom	0	1144,84	0	4,005	0,00	5299,46
STORY9	P1	EX	Top	26,55	0	228,13	0	535,36	0,00
STORY9	P1	EX	Bottom	26,55	0	228,13	0	335,20	0,00
STORY9	P1	EY	Top	0	1455,58	0	4,331	0,00	5683,59
STORY9	P1	EY	Bottom	0	1455,58	0	4,331	0,00	7401,08
STORY8	P1	EX	Top	35,08	0	258,25	0	614,31	0,00
STORY8	P1	EX	Bottom	35,08	0	258,25	0	371,59	0,01
STORY8	P1	EY	Top	0	1686,84	0	4,865	0,00	7034,55
STORY8	P1	EY	Bottom	0	1686,84	0	4,865	0,00	10410,73
STORY7	P1	EX	Top	43,47	0	292,96	0	668,13	0,01
STORY7	P1	EX	Bottom	43,47	0	292,96	0	438,25	0,00
STORY7	P1	EY	Top	0	2060,01	0	4,734	0,00	9490,50
STORY7	P1	EY	Bottom	0	2060,01	0	4,734	0,00	14674,09
STORY6	P1	EX	Top	51,51	0	329,6	0	667,76	0,00
STORY6	P1	EX	Bottom	51,51	0	329,6	0	559,91	0,00
STORY6	P1	EY	Top	0	2450,8	0	4,419	0,00	13430,75
STORY6	P1	EY	Bottom	0	2450,8	0	4,419	0,00	20467,18
STORY5	P1	EX	Top	58,98	0	350,56	0	544,40	0,00
STORY5	P1	EX	Bottom	58,98	0	350,56	0	754,34	0,01
STORY5	P1	EY	Top	0	2569,87	0	5,011	0,00	19105,42
STORY5	P1	EY	Bottom	0	2569,87	0	5,011	0,00	26958,68
STORY4	P1	EX	Top	68,98	0	361,06	0	708,69	0,01
STORY4	P1	EX	Bottom	68,98	0	361,06	0	618,36	0,00
STORY4	P1	EY	Top	0	2634,24	0	6,032	0,00	24979,28
STORY4	P1	EY	Bottom	0	2634,24	0	6,032	0,00	33185,83
STORY3	P1	EX	Top	77,55	0	404,44	0	810,47	0,00
STORY3	P1	EX	Bottom	77,55	0	404,44	0	660,59	0,00
STORY3	P1	EY	Top	0	3106,64	0	4,591	0,00	31396,06
STORY3	P1	EY	Bottom	0	3106,64	0	4,591	0,00	41462,37
STORY2	P1	EX	Top	84,46	0	410,9	0	765,77	0,00
STORY2	P1	EX	Bottom	84,46	0	410,9	0	721,23	0,00
STORY2	P1	EY	Top	0	3564,36	0	3,755	0,00	39986,09
STORY2	P1	EY	Bottom	0	3564,36	0	3,755	0,00	51912,95
STORY1	P1	EX	Top	89,2	0	531,44	0	624,01	0,00
STORY1	P1	EX	Bottom	89,2	0	531,44	0	1928,98	0,00
STORY1	P1	EY	Top	0	3939,51	0	2,8	0,00	50875,55
STORY1	P1	EY	Bottom	0	3939,51	0	2,8	0,00	69060,88
STORY12	P2	EX	Top	6,19	0	41,83	0	243,11	0,00
STORY12	P2	EX	Bottom	6,19	0	41,83	0	125,07	0,00
STORY12	P2	EY	Top	0	747,45	0	9,489	0,00	1156,53
STORY12	P2	EY	Bottom	0	747,45	0	9,489	0,00	3757,48
STORY11	P2	EX	Top	12,82	0	131,61	0	477,04	0,00

STORY11	P2	EX	Bottom	12,82	0	131,61	0	110,20	0,01
STORY11	P2	EY	Top	0	714,18	0	5,531	0,00	4962,70
STORY11	P2	EY	Bottom	0	714,18	0	5,531	0,00	4556,88
STORY10	P2	EX	Top	19,6	0	187,49	0	543,49	0,01
STORY10	P2	EX	Bottom	19,6	0	187,49	0	190,58	0,00
STORY10	P2	EY	Top	0	1174,39	0	6,724	0,00	5551,65
STORY10	P2	EY	Bottom	0	1174,39	0	6,724	0,00	5447,79
STORY9	P2	EX	Top	26,55	0	228,13	0	535,36	0,00
STORY9	P2	EX	Bottom	26,55	0	228,13	0	335,20	0,00
STORY9	P2	EY	Top	0	1493,66	0	7,256	0,00	5846,72
STORY9	P2	EY	Bottom	0	1493,66	0	7,256	0,00	7596,37
STORY8	P2	EX	Top	35,08	0	258,25	0	614,31	0,00
STORY8	P2	EX	Bottom	35,08	0	258,25	0	371,59	0,00
STORY8	P2	EY	Top	0	1731,04	0	8,34	0,00	7226,94
STORY8	P2	EY	Bottom	0	1731,04	0	8,34	0,00	10677,84
STORY7	P2	EX	Top	43,47	0	292,96	0	668,13	0,00
STORY7	P2	EX	Bottom	43,47	0	292,96	0	438,25	0,00
STORY7	P2	EY	Top	0	2113,93	0	8,052	0,00	9738,57
STORY7	P2	EY	Bottom	0	2113,93	0	8,052	0,00	15044,81
STORY6	P2	EX	Top	51,51	0	329,6	0	667,76	0,00
STORY6	P2	EX	Bottom	51,51	0	329,6	0	559,91	0,00
STORY6	P2	EY	Top	0	2515,05	0	7,329	0,00	13772,00
STORY6	P2	EY	Bottom	0	2515,05	0	7,329	0,00	20982,34
STORY5	P2	EX	Top	58,98	0	350,56	0	544,40	0,00
STORY5	P2	EX	Bottom	58,98	0	350,56	0	754,34	0,00
STORY5	P2	EY	Top	0	2637,86	0	8,642	0,00	19586,66
STORY5	P2	EY	Bottom	0	2637,86	0	8,642	0,00	27640,18
STORY4	P2	EX	Top	68,98	0	361,06	0	708,69	0,00
STORY4	P2	EX	Bottom	68,98	0	361,06	0	618,36	0,01
STORY4	P2	EY	Top	0	2704,56	0	10,479	0,00	25610,42
STORY4	P2	EY	Bottom	0	2704,56	0	10,479	0,00	34030,09
STORY3	P2	EX	Top	77,55	0	404,44	0	810,47	0,01
STORY3	P2	EX	Bottom	77,55	0	404,44	0	660,59	0,00
STORY3	P2	EY	Top	0	3189,57	0	7,912	0,00	32194,27
STORY3	P2	EY	Bottom	0	3189,57	0	7,912	0,00	42524,31
STORY2	P2	EX	Top	84,46	0	410,9	0	765,77	0,00
STORY2	P2	EX	Bottom	84,46	0	410,9	0	721,23	0,00
STORY2	P2	EY	Top	0	3659,17	0	6,553	0,00	41009,75
STORY2	P2	EY	Bottom	0	3659,17	0	6,553	0,00	53249,81
STORY1	P2	EX	Top	89,2	0	531,44	0	624,01	0,00
STORY1	P2	EX	Bottom	89,2	0	531,44	0	1928,98	0,00
STORY1	P2	EY	Top	0	4045,57	0	3,913	0,00	52185,31
STORY1	P2	EY	Bottom	0	4045,57	0	3,913	0,00	70856,96

Tabel C.4 *Story Shear*

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY12	EX	Top	0	829,83	0	8215,363	0	0
STORY12	EX	Bottom	0	829,83	0	8215,363	0,007	2987,4
STORY12	EY	Top	0	0	1426,89	39203,29	0	0
STORY12	EY	Bottom	0	0	1426,89	39203,29	5136,792	0,001
STORY11	EX	Top	0	1739,89	0	17224,93	0,007	2987,4
STORY11	EX	Bottom	0	1739,89	0	17224,93	0,009	9211,104
STORY11	EY	Top	0	0	3031,06	83451,69	5136,792	0,001
STORY11	EY	Bottom	0	0	3031,06	83451,69	16031,66	0,002
STORY10	EX	Top	0	2459,49	0	24348,92	0,009	9211,104
STORY10	EX	Bottom	0	2459,49	0	24348,92	0,005	17924,41
STORY10	EY	Top	0	0	4287,61	118101,6	16031,66	0,002
STORY10	EY	Bottom	0	0	4287,61	118101,6	31379,6	0,002
STORY9	EX	Top	0	3027,55	0	29972,77	0,005	17924,41
STORY9	EX	Bottom	0	3027,55	0	29972,77	0,004	28542,64
STORY9	EY	Top	0	0	5278,84	145425,8	31379,6	0,002
STORY9	EY	Bottom	0	0	5278,84	145425,8	50120,73	0,001
STORY8	EX	Top	0	3502,91	0	34678,76	0,004	28542,64
STORY8	EX	Bottom	0	3502,91	0	34678,76	0,005	40666,94
STORY8	EY	Top	0	0	6130,28	168889	50120,73	0,001
STORY8	EY	Bottom	0	0	6130,28	168889	71611,06	0,002
STORY7	EX	Top	0	3913,13	0	38740	0,005	40666,94
STORY7	EX	Bottom	0	3913,13	0	38740	0,005	54010,12
STORY7	EY	Top	0	0	6877,77	189488,2	71611,06	0,002
STORY7	EY	Bottom	0	0	6877,77	189488,2	95397,7	0,002
STORY6	EX	Top	0	4284,6	0	42417,49	0,005	54010,12
STORY6	EX	Bottom	0	4284,6	0	42417,49	0,003	68398,52
STORY6	EY	Top	0	0	7545,47	207890,5	95397,7	0,002
STORY6	EY	Bottom	0	0	7545,47	207890,5	121187,1	0,002
STORY5	EX	Top	0	4631,57	0	45852,54	0,003	68398,52
STORY5	EX	Bottom	0	4631,57	0	45852,54	0,007	83739,44
STORY5	EY	Top	0	0	8140,02	224278,8	121187,1	0,002
STORY5	EY	Bottom	0	0	8140,02	224278,8	148751,6	0,003
STORY4	EX	Top	0	4973,85	0	49241,09	0,007	83739,44
STORY4	EX	Bottom	0	4973,85	0	49241,09	0,005	100017,3
STORY4	EY	Top	0	0	8682,18	239224,5	148751,6	0,003
STORY4	EY	Bottom	0	0	8682,18	239224,5	177925,7	0,004
STORY3	EX	Top	0	5292,52	0	52395,96	0,005	100017,3
STORY3	EX	Bottom	0	5292,52	0	52395,96	0,004	117232,8
STORY3	EY	Top	0	0	9146,72	252033,9	177925,7	0,004
STORY3	EY	Bottom	0	0	9146,72	252033,9	208531,6	0,002
STORY2	EX	Top	0	5553,69	0	54981,51	0,004	117232,8
STORY2	EX	Bottom	0	5553,69	0	54981,51	0,006	135324

STORY2	EY	Top	0	0	9494,18	261617,9	208531,6	0,002
STORY2	EY	Bottom	0	0	9494,18	261617,9	240341,6	0,004
STORY1	EX	Top	0	5717,14	0	56599,74	0,006	135324
STORY1	EX	Bottom	0	5717,14	0	56599,74	0,004	160495,2
STORY1	EY	Top	0	0	9687,32	266946,4	240341,6	0,004
STORY1	EY	Bottom	0	0	9687,32	266946,4	284067,2	0,002



2. Model Struktur Baja

Pengecekan Gaya Geser Dasar			
Arah	Gaya Geser Dasar, Vb (KN)		
	Vb Pier	Vb Structure	Vb Frame
Vx	2028,44	3841,78	1813,34
Vy	3048,76	6862,49	3813,73

Untuk Perhitungan Pada Sistem Ganda : 47,20052

Vb Frame :

Vx	47,20	%
Vy	55,57	%

Pengecekan Gaya Geser Sistem Ganda :

Syarat Sistem Ganda :

Vbx	25	%
Vby	25	%

Vb Frame

Vbx	Sistem Ganda Terpenuhi
Vby	Sistem Ganda Terpenuhi

Pengecekan Periode Getar

Periode Getar Izin Arah X:		
Sd1	:	0,56
Cu	:	1,4
Ta	:	Ct x Hn ^{0,75}
	:	1,5
T	:	Cu x Ta
	:	2,107526

(dari Tabel SNI 2010 hal 60)
(Ct dan X lihat di Tabel SNI 2010 hal 60)

Periode Getar Izin Arah Y:		
Sd1	:	0,56
Cu	:	1,4
Ta	:	Ct x Hn ^{0,75}
	:	0,8
T	:	Cu x Ta
	:	1,175128

Periode Getar Fundamental :		
Arah X	:	2,225281
Arah Y	:	1,604186

Periode Getar Dipakai :		
Arah X	:	2,107526
Arah Y	:	1,175128

Pengecekan Periode Getar :		
Arah X	:	Periode Getar Tidak Ok
Arah Y	:	Periode Getar OK

Perhitungan Gaya Geser Dasar Berdasarkan Statik Ekuivalen

GAYA GESER DASAR ANALISIS STATIK EKIVALEN

Arah X

Gaya Geser Dasar Seismik harus ditentukan :

$$V = C_s \times W$$

Dimana : C_s = koefisien respon seismik

W = berat seismik efektif

Sds	:	0,544
W	:	12914,11 Ton
SRPMK, R	:	7,5
Faktor Keutamaan	:	1
Periode Getar, T	:	2,107526
S1	:	0,3 g
	:	2,943 m/s ²
Sd1	:	0,56

Nilai C_s yang digunakan adalah :

$$C_s = Sds \times I / R$$

$$C_s = 0,072533$$

dan tidak perlu melebihi nilai berikut :

$$C_s = Sd1 \times I / (R \times T)$$

$$C_s = 0,035429$$

sehingga nilai C_s yang diambil :

$$C_s = 0,035429$$

Dan nilai C_s harus tidak kurang dari nilai :

$$C_s = 0,044 \times Sds \times I \geq 0,01$$

$$C_s = 0,023936$$

dan harus lebih besar dari : 0,01

$$C_s = 0,023936$$

Nilai C_s sementara yang harus diambil adalah :

$$C_s = 0,035429$$

Untuk Struktur yang berlokasi di daerah dimana $S1 \geq 0,6g$

maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = 0,5 S1 \times I / R$$

$$C_s = 0,02$$

cek nilai $s1$ yang dipakai

$$S1 = 0,4$$

nilai $s1$ yang dipakai :

$s1$: struktur tidak berada di lokasi $s1 \geq 0,6g$

jadi nilai C_s yang dipakai adalah

$$C_s = 0,035429$$

$$V = 457,5284 \text{ Ton}$$

$$V = 4488,354 \text{ KN}$$

Arah Y

Gaya Geser Dasar Seismik harus ditentukan :

$$V = C_s \times W$$

Dimana : C_s = koefisien respon seismik

W = berat seismik efektif

Sds	:	0,544
W	:	12914,11 Ton
SRPMK, R	:	7,5
Faktor Keutamaan	:	1
Periode Getar, T	:	1,175128
S1	:	0,4 g
	:	3,924 m/s ²
Sd1	:	0,56

Nilai C_s yang digunakan adalah :

C_s	:	$Sds \times I / R$
	:	0,072533

dan tidak perlu melebihi nilai berikut :

C_s	:	$Sd1 \times I / (R \times T)$
	:	0,063539

sehingga nilai C_s yang diambil :

C_s	:	0,063539
-------	---	----------

Dan nilai C_s harus tidak kurang dari nilai :

C_s	:	$0,044 \times Sds \times I \geq 0,01$
	:	0,023936

dan harus lebih besar dari :

C_s	:	0,023936
-------	---	----------

Nilai C_s sementara yang harus diambil adalah :

C_s	:	0,063539
-------	---	----------

Untuk Struktur yang berlokasi di daerah dimana $S1 \geq 0,6g$

maka C_s harus tidak kurang dari :

C_s	:	$0,5 S1 \times I / R$
	:	0,026667

cek nilai $s1$ yang dipakai

S1	:	0,6
----	---	-----

nilai $s1$ yang dipakai :

$s1$: struktur tidak berada di lokasi $s1 \geq 0,6g$

jadi nilai C_s yang dipakai adalah

C_s	:	0,063539
-------------------------	---	-----------------

V	:	820,5518 Ton
	:	8049,613 KN

Vb	Dinamik	Statik	%tase	%tase izin	Ket
Vbx	3841,78	4488,354	86%	85%	OK
Vby	6862,49	8049,612954	85%	85%	OK

Tabel C.5 Partisipasi Massa

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	2,37	83,9042	0	0	83,90	0	0	0	99,2403	0,0001
2	1,69	0	78,4151	0	83,90	78,4151	0	99,8862	0	0
3	1,56	0,0001	0	0	83,90	78,4151	0	0	0,0001	78,6753
4	0,82	9,8091	0	0	93,71	78,4151	0	0	0,6327	0
5	0,53	0	14,0083	0	93,71	92,4233	0	0,0001	0	0
6	0,50	0	0	0	93,71	92,4233	0	0	0	13,8997
7	0,48	3,2981	0	0	97,01	92,4233	0	0	0,0908	0
8	0,32	1,4094	0	0	98,42	92,4233	0	0	0,016	0
9	0,29	0	3,8675	0	98,42	96,2909	0	0,102	0	0
10	0,27	0	0	0	98,42	96,2909	0	0	0	3,8288
11	0,24	0,7155	0	0	99,14	96,2909	0	0	0,0111	0
12	0,19	0	1,7046	0	99,14	97,9955	0	0	0	0

Tabel C.6 Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY12	D1	775,18	775,18	27,3	9,9	775,18	775,18
STORY11	D1	1093,17	1093,17	27,3	9,868	1868,36	1868,36
STORY10	D1	1093,17	1093,17	27,3	9,868	2961,53	2961,53
STORY9	D1	1093,17	1093,17	27,3	9,868	4054,71	4054,71
STORY8	D1	1108,04	1108,04	27,3	9,869	5162,74	5162,74
STORY7	D1	1108,04	1108,04	27,3	9,869	6270,78	6270,78
STORY6	D1	1108,04	1108,04	27,3	9,869	7378,82	7378,82
STORY5	D1	1108,04	1108,04	27,3	9,869	8486,85	8486,85
STORY4	D1	1104,28	1104,28	27,3	9,869	9591,13	9591,13
STORY3	D1	1104,28	1104,28	27,3	9,869	10695,41	10695,41
STORY2	D1	1104,28	1104,28	27,3	9,869	11799,68	11799,68
STORY1	D1	1114,42	1114,42	27,3	9,869	12914,11	12914,11

Tabel C.7 Pier Forces

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY12	P1	QX	Top	0,2	0,4	0	0	0	0,333
STORY12	P1	QX	Bottom	0,22	0,32	0	0	0	0,246
STORY12	P1	QY	Top	0	199,05	0	0	0	170,897
STORY12	P1	QY	Bottom	0	172,99	0	0	0	126,786
STORY11	P1	QX	Top	0,41	0,35	0	0	0,001	0,155
STORY11	P1	QX	Bottom	0,42	0,51	0	0	0	0,249
STORY11	P1	QY	Top	0	250,79	0	0	0	108,418
STORY11	P1	QY	Bottom	0	356,35	0	0	0	166,521

STORY10	P1	QX	Top	0,59	0,73	0	0	0,001	0,347
STORY10	P1	QX	Bottom	0,57	0,9	0	0	0,001	0,435
STORY10	P1	QY	Top	0	487,04	0	0	0	217,225
STORY10	P1	QY	Bottom	0	587,8	0	0	0	291,079
STORY9	P1	QX	Top	0,71	1,03	0	0	0,001	0,447
STORY9	P1	QX	Bottom	0,64	1,14	0	0	0,002	0,572
STORY9	P1	QY	Top	0	660,64	0	0	0	271,201
STORY9	P1	QY	Bottom	0	726,05	0	0	0	378,531
STORY8	P1	QX	Top	0,82	1,19	0	0	0,001	0,442
STORY8	P1	QX	Bottom	0,69	1,33	0	0	0,002	0,747
STORY8	P1	QY	Top	0	758,88	0	0	0	261,589
STORY8	P1	QY	Bottom	0	844,87	0	0	0	491,227
STORY7	P1	QX	Top	0,83	1,45	0	0	0,001	0,509
STORY7	P1	QX	Bottom	0,67	1,61	0	0	0,002	0,987
STORY7	P1	QY	Top	0	912,15	0	0	0	295,177
STORY7	P1	QY	Bottom	0	1005,15	0	0	0	6,38E+02
STORY6	P1	QX	Top	0,76	1,73	0	0	0,001	0,564
STORY6	P1	QX	Bottom	0,56	1,88	0	0	0,002	1,257
STORY6	P1	QY	Top	0	1073,07	0	0	0	322,274
STORY6	P1	QY	Bottom	0	1155,12	0	0	0	7,99E+02
STORY5	P1	QX	Top	0,62	1,96	0	0	0,001	0,563
STORY5	P1	QX	Bottom	0,37	2,05	0	0	0,002	1,53
STORY5	P1	QY	Top	0	1202,69	0	0	0	3,23E+02
STORY5	P1	QY	Bottom	0	1249,54	0	0	0	9,59E+02
STORY4	P1	QX	Top	0,39	2,09	0	0	0,001	0,541
STORY4	P1	QX	Bottom	0,14	2,21	0	0	0,002	1,809
STORY4	P1	QY	Top	0	1274,97	0	0	0	3,21E+02
STORY4	P1	QY	Bottom	0	1345,96	0	0	0	1,13E+03
STORY3	P1	QX	Top	0,16	2,33	0	0	0,002	0,524
STORY3	P1	QX	Bottom	0,32	2,45	0	0	0,002	2,168
STORY3	P1	QY	Top	0	1420,21	0	0	0	3,25E+02
STORY3	P1	QY	Bottom	0	1491,52	0	0	0	1,34E+03
STORY2	P1	QX	Top	0,45	2,58	0	0	0,002	0,49
STORY2	P1	QX	Bottom	0,75	2,62	0	0	0,002	2,528
STORY2	P1	QY	Top	0	1573,85	0	0	0	3,18E+02
STORY2	P1	QY	Bottom	0	1590,1	0	0	0	1,55E+03
STORY1	P1	QX	Top	1,02	2,56	0	0	0,002	0,449
STORY1	P1	QX	Bottom	1,22	1,72	0	0	0,005	2,276
STORY1	P1	QY	Top	0	1524,38	0	0	0	2,90E+02
STORY1	P1	QY	Bottom	0	1014,22	0	0	0	1,39E+03
STORY12	P2	QX	Top	0,2	0,4	0	0	0	0,333
STORY12	P2	QX	Bottom	0,22	0,32	0	0	0	0,246
STORY12	P2	QY	Top	0	199,04	0	0	0	170,897
STORY12	P2	QY	Bottom	0	172,98	0	0	0	126,785
STORY11	P2	QX	Top	0,41	0,35	0	0	0,001	0,155

STORY11	P2	QX	Bottom	0,42	0,5	0	0	0	0,248
STORY11	P2	QY	Top	0	250,79	0	0	0	108,419
STORY11	P2	QY	Bottom	0	356,35	0	0	0	166,522
STORY10	P2	QX	Top	0,59	0,73	0	0	0,001	0,347
STORY10	P2	QX	Bottom	0,57	0,9	0	0	0,001	0,435
STORY10	P2	QY	Top	0	487,05	0	0	0	217,227
STORY10	P2	QY	Bottom	0	587,8	0	0	0	291,081
STORY9	P2	QX	Top	0,71	1,03	0	0	0,001	0,447
STORY9	P2	QX	Bottom	0,64	1,14	0	0	0,002	0,572
STORY9	P2	QY	Top	0	660,64	0	0	0	271,201
STORY9	P2	QY	Bottom	0	726,05	0	0	0	378,53
STORY8	P2	QX	Top	0,82	1,19	0	0	0,001	0,442
STORY8	P2	QX	Bottom	0,69	1,33	0	0	0,002	0,747
STORY8	P2	QY	Top	0	758,88	0	0	0	261,588
STORY8	P2	QY	Bottom	0	844,86	0	0	0	491,225
STORY7	P2	QX	Top	0,83	1,45	0	0	0,001	0,509
STORY7	P2	QX	Bottom	0,67	1,61	0	0	0,002	0,987
STORY7	P2	QY	Top	0	912,15	0	0	0	295,177
STORY7	P2	QY	Bottom	0	1005,15	0	0	0	6,38E+02
STORY6	P2	QX	Top	0,76	1,73	0	0	0,001	0,564
STORY6	P2	QX	Bottom	0,56	1,88	0	0	0,002	1,257
STORY6	P2	QY	Top	0	1073,07	0	0	0	322,273
STORY6	P2	QY	Bottom	0	1155,12	0	0	0	7,99E+02
STORY5	P2	QX	Top	0,62	1,96	0	0	0,001	0,563
STORY5	P2	QX	Bottom	0,37	2,05	0	0	0,002	1,53
STORY5	P2	QY	Top	0	1202,69	0	0	0	3,23E+02
STORY5	P2	QY	Bottom	0	1249,54	0	0	0	9,59E+02
STORY4	P2	QX	Top	0,39	2,09	0	0	0,001	0,541
STORY4	P2	QX	Bottom	0,14	2,21	0	0	0,002	1,809
STORY4	P2	QY	Top	0	1274,97	0	0	0	3,21E+02
STORY4	P2	QY	Bottom	0	1345,96	0	0	0	1,13E+03
STORY3	P2	QX	Top	0,16	2,33	0	0	0,002	0,524
STORY3	P2	QX	Bottom	0,32	2,45	0	0	0,002	2,168
STORY3	P2	QY	Top	0	1420,21	0	0	0	3,25E+02
STORY3	P2	QY	Bottom	0	1491,52	0	0	0	1,34E+03
STORY2	P2	QX	Top	0,45	2,58	0	0	0,002	0,49
STORY2	P2	QX	Bottom	0,75	2,62	0	0	0,002	2,528
STORY2	P2	QY	Top	0	1573,84	0	0	0	3,18E+02
STORY2	P2	QY	Bottom	0	1590,1	0	0	0	1,55E+03
STORY1	P2	QX	Top	1,02	2,56	0	0	0,002	0,449
STORY1	P2	QX	Bottom	1,22	1,72	0	0	0,005	2,276
STORY1	P2	QY	Top	0	1524,38	0	0	0	2,90E+02
STORY1	P2	QY	Bottom	0	1014,22	0	0	0	1,39E+03

Tabel C.8 *Story shear*

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY12	QX	Top	0	510,95	0,01	5047,053	0	0,003
STORY12	QX	Bottom	0	510,95	0,01	5047,053	0,02	1839,408
STORY12	QY	Top	0	0,02	900,79	2,46E+04	0,005	0
STORY12	QY	Bottom	0	0,02	900,79	2,46E+04	3242,844	0,062
STORY11	QX	Top	0	1120,92	0	1,11E+04	0,02	1839,406
STORY11	QX	Bottom	0	1120,92	0	1,11E+04	0,037	5860,602
STORY11	QY	Top	0	0	1984,71	5,42E+04	3242,839	0,062
STORY11	QY	Bottom	0	0	1984,71	5,42E+04	1,04E+04	0,075
STORY10	QX	Top	0	1610,45	0	1,59E+04	0,037	5860,6
STORY10	QX	Bottom	0	1610,45	0	1,59E+04	0,027	1,16E+04
STORY10	QY	Top	0	0,02	2872,22	7,84E+04	1,04E+04	0,075
STORY10	QY	Bottom	0	0,02	2872,22	7,84E+04	2,06E+04	0,017
STORY9	QX	Top	0	1999,54	0,01	1,97E+04	0,027	1,16E+04
STORY9	QX	Bottom	0	1999,54	0,01	1,97E+04	0,009	1,86E+04
STORY9	QY	Top	0	0,01	3601,24	9,83E+04	2,06E+04	0,017
STORY9	QY	Bottom	0	0,01	3601,24	9,83E+04	3,34E+04	0,02
STORY8	QX	Top	0	2321,67	0	2,29E+04	0,009	1,86E+04
STORY8	QX	Bottom	0	2321,67	0	2,29E+04	0,016	2,67E+04
STORY8	QY	Top	0	0,02	4224,04	1,15E+05	3,34E+04	0,02
STORY8	QY	Bottom	0	0,02	4224,04	1,15E+05	4,83E+04	0,052
STORY7	QX	Top	0	2604,49	0	2,57E+04	0,016	2,67E+04
STORY7	QX	Bottom	0	2604,49	0	2,57E+04	0,012	3,57E+04
STORY7	QY	Top	0	0,01	4763,21	1,30E+05	4,83E+04	0,052
STORY7	QY	Bottom	0	0,01	4763,21	1,30E+05	6,48E+04	0,098
STORY6	QX	Top	0	2861	0,01	2,82E+04	0,012	3,57E+04
STORY6	QX	Bottom	0	2861	0,01	2,82E+04	0,029	4,54E+04
STORY6	QY	Top	0	0,02	5244,84	1,43E+05	6,48E+04	0,098
STORY6	QY	Bottom	0	0,02	5244,84	1,43E+05	8,29E+04	0,044
STORY5	QX	Top	0	3099,42	0	3,05E+04	0,029	4,54E+04
STORY5	QX	Bottom	0	3099,42	0	3,05E+04	0,034	5,58E+04
STORY5	QY	Top	0	0,02	5684,41	1,55E+05	8,29E+04	0,044
STORY5	QY	Bottom	0	0,02	5684,41	1,55E+05	1,02E+05	0,012
STORY4	QX	Top	0	3326,46	0,01	3,28E+04	0,034	5,58E+04
STORY4	QX	Bottom	0	3326,46	0,01	3,28E+04	0,016	6,68E+04
STORY4	QY	Top	0	0,01	6080,73	1,66E+05	1,02E+05	0,012
STORY4	QY	Bottom	0	0,01	6080,73	1,66E+05	1,23E+05	0,021
STORY3	QX	Top	0	3537,69	0,01	3,49E+04	0,016	6,68E+04
STORY3	QX	Bottom	0	3537,69	0,01	3,49E+04	0,016	7,85E+04
STORY3	QY	Top	0	0,02	6426,45	1,75E+05	1,23E+05	0,021
STORY3	QY	Bottom	0	0,02	6426,45	1,75E+05	1,45E+05	0,074

STORY2	QX	Top	0	3718,85	0	3,66E+04	0,016	7,85E+04
STORY2	QX	Bottom	0	3718,85	0	3,66E+04	0,015	9,07E+04
STORY2	QY	Top	0	0	6700,75	1,83E+05	1,45E+05	0,074
STORY2	QY	Bottom	0	0	6700,75	1,83E+05	1,67E+05	0,082
STORY1	QX	Top	0	3841,78	0,01	3,79E+04	0,015	9,07E+04
STORY1	QX	Bottom	0	3841,78	0,01	3,79E+04	0,017	1,08E+05
STORY1	QY	Top	0	0,01	6862,49	1,87E+05	1,67E+05	0,082
STORY1	QY	Bottom	0	0,01	6862,49	1,87E+05	1,98E+05	0,039



Lampiran 4.

Analisis Statik Non-linier *Pushover*

1. Model Struktur Beton

Tabel 4.1 Pola Distribusi Beban Lateral Statik Ekuivalen

Story	wi (Ton)	hi (m)	kx	$w_i h_i^{kx}$	Cvx	Vbx statik (kN)	Fix	ky	$w_i h_i^{ky}$	Cvy	Vby statik (kN)	Fiy
12	1007,359	44,4	1,74	743848,8	0,150332	6700,68	1576,66	1,34	160940,1	0,128952	11302,96	2442,08
11	1395,815	40,8		889588,4	0,179786		1084,22		199153,8	0,159571		1623,26
10	1395,815	37,2		757425,6	0,153076		923,14		176006,7	0,141024		1434,59
9	1395,815	33,6		634418,5	0,128216		773,22		153604,5	0,123075		1252,00
8	1442,345	30		538173,9	0,108765		655,92		136399,6	0,109289		1111,76
7	1442,345	26,4		430784,4	0,087062		525,04		114962,2	0,092113		937,03
6	1442,345	22,8		333736,8	0,067448		406,76		94491,73	0,075711		770,18
5	1442,345	19,2		247433	0,050006		301,57		75087,31	0,060163		612,02
4	1481,121	15,6		176998,7	0,035772		215,72		58407,8	0,046799		476,07
3	1481,121	12		112093,5	0,022654		136,62		41121,06	0,032948		335,17
2	1481,121	8,4		60238,85	0,012174		73,42		25519,55	0,020447		208,00
1	1517,057	4,8		23287,79	0,004706		28,38		12365,32	0,009908		100,79
Total	16924,6			4948028	1		6700,68		1248060			11302,96

Tabel 4.2 Pola Distribusi Beban Lateral sesuai dengan Partisipasi Massa

Story	wi (Ton)	Vbx Statik (kN)	Fix	Vby Statik (kN)	Fiy
12	1007,359	6700,68	398,83	11302,96	672,76
11	1395,8145		552,62		932,18
10	1395,8145		552,62		932,18
9	1395,8145		552,62		932,18
8	1442,3451		571,04		963,26
7	1442,3451		571,04		963,26
6	1442,3451		571,04		963,26
5	1442,3451		571,04		963,26
4	1481,1207		586,40		989,16
3	1481,1207		586,40		989,16
2	1481,1207		586,40		989,16
1	1517,0566		600,62		1013,15
Total	16924,602				

Tabel 4.3 Level Kinerja Model Beton Pola 1-X

Step	Displacement m	BaseForce N	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,00E+00	0,000	1972	0	0	0	0	0	0	0	1972
1	0,090975	7.687.860	1971	1	0	0	0	0	0	0	1972
2	0,146054	11.730.187	1821	151	0	0	0	0	0	0	1972
3	0,219172	14.492.061	1680	292	0	0	0	0	0	0	1972
4	0,323365	16.051.476	1541	387	44	0	0	0	0	0	1972
5	0,422261	16.947.216	1465	362	145	0	0	0	0	0	1972
6	0,519921	17.645.869	1424	282	255	11	0	0	0	0	1972
7	0,520866	17.613.515	1424	277	260	11	0	0	0	0	1972
8	0,539616	17.727.761	1418	261	270	23	0	0	0	0	1972
9	0,539618	17.727.950	1418	261	270	23	0	0	0	0	1972

Tabel 4.4 Level Kinerja Model Beton Pola 2-X

Step	Displacement m	BaseForce N	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-1,08E-14	0,00	1972	0	0	0	0	0	0	0	1972
1	0,086523	10824640,51	1971	1	0	0	0	0	0	0	1972
2	0,179535	18821884,95	1774	198	0	0	0	0	0	0	1972
3	0,199853	19802485,93	1674	298	0	0	0	0	0	0	1972
4	0,287249	21821497,42	1574	394	4	0	0	0	0	0	1972
5	0,390476	23227163,36	1528	277	167	0	0	0	0	0	1972
6	0,504879	24452413,99	1495	149	328	0	0	0	0	0	1972
7	0,600431	25370940,60	1461	124	302	85	0	0	0	0	1972
8	0,713981	26284623,03	1451	125	183	160	0	53	0	0	1972
9	0,762785	26644906,60	1434	115	129	183	0	111	0	0	1972

Tabel 4.5 Level Kinerja Model Beton Pola 1-Y

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	N									
0	-4,92E-13	0,000	1972	0	0	0	0	0	0	0	1972
1	0,045767	11.396.057	1970	2	0	0	0	0	0	0	1972
2	0,079510	20.155.444	1874	98	0	0	0	0	0	0	1972
3	0,108190	24.178.285	1695	273	4	0	0	0	0	0	1972
4	0,108190	24.178.303	1695	273	4	0	0	0	0	0	1972
5	0,108145	24.142.761	1695	273	4	0	0	0	0	0	1972
6	0,108972	24.235.302	1693	273	6	0	0	0	0	0	1972

Tabel 4.6 Level Kinerja Model Beton Pola 2-Y

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	N									
0	-4,90E-13	0,000	1972	0	0	0	0	0	0	0	1972
1	0,038372	13.858.663	1971	1	0	0	0	0	0	0	1972
2	0,068139	25.161.235	1931	41	0	0	0	0	0	0	1972
3	0,128379	35.551.243	1602	356	14	0	0	0	0	0	1972
4	0,138705	36.619.619	1545	409	18	0	0	0	0	0	1972
5	0,138715	36.620.698	1545	409	18	0	0	0	0	0	1972
6	0,138770	36.625.806	1545	409	18	0	0	0	0	0	1972
7	0,138780	36.626.926	1545	409	18	0	0	0	0	0	1972
8	0,138780	36.626.942	1545	409	18	0	0	0	0	0	1972
9	0,138638	36.575.544	1545	409	18	0	0	0	0	0	1972

2. Model Struktur Baja

Tabel 4.3 Pola Distribusi Beban Lateral Statik Ekuivalen

Story	wi	hi	kx	$w_i h_i^{kx}$	Cvx	Vx statik (kN)	Fix	ky	$w_i h_i^{ky}$	Cvy	Vy statik (kN)	Fiy
12	775,1833	44,4	1,80	725927,1	0,153	4488,35	1066,04	1,34	123846,7	0,13	8049,61	1736,03
11	1093,175	40,8		878898,7	0,185		747,27		155973,3	0,16		1172,59
10	1093,175	37,2		744006,8	0,157		632,58		137845,0	0,14		1036,30
9	1093,175	33,6		619218,5	0,130		526,48		120300,0	0,12		904,40
8	1108,037	30		511600,6	0,108		434,98		104784,8	0,11		787,76
7	1108,037	26,4		406247,7	0,086		345,41		88316,2	0,09		663,95
6	1108,037	22,8		311850,9	0,066		265,15		72590,3	0,08		545,73
5	1108,037	19,2		228731,3	0,048		194,48		57683,5	0,06		433,66
4	1104,277	15,6		156744,4	0,033		133,27		43547,0	0,05		327,38
3	1104,277	12		97648,41	0,021		83,02		30658,6	0,03		230,49
2	1104,277	8,4		51316,7	0,011		43,63		19026,6	0,02		143,04
1	1114,421	4,8		18873,26	0,004		16,05		9083,5	0,01		68,29
Total	12914,11			4751064	1		4488,35		963655,5	1		8049,61

Tabel 4.4 Pola Distribusi Beban Lateral sesuai dengan Partisipasi Massa

Story	wi	Vbx Statik (kN)	Fix	Vby Statik (kN)	Fiy
12	775,1833	4488,35	269,42	8049,61	483,19
11	1093,175		379,94		681,40
10	1093,175		379,94		681,40
9	1093,175		379,94		681,40
8	1108,037		385,1		690,66
7	1108,037		385,1		690,66
6	1108,037		385,1		690,66
5	1108,037		385,1		690,66
4	1104,277		383,8		688,32
3	1104,277		383,8		688,32
2	1104,277		383,8		688,32
1	1114,421		387,32		694,64
Total	12914,11				

Tabel 4.7 Level Kinerja Model Baja Pola 1-X

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
	m	kN									
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,3298537	3338,54	2182	178	0	0	0	0	0	0	2360
2	0,34059	3434,8713	2057	190	54	28	30	0	0	1	2360
3	0,34317	3435,65	1906	227	95	50	79	0	0	3	2360

Tabel 4.8 Level Kinerja Model Baja Pola 2-X

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
	m	kN									
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,0172	285,2935	2197	163	0	0	0	0	0	0	2360
2	0,0453	751,8308	2197	35	14	10	103	0	0	1	2360
3	0,0225	373,5866	2044	60	25	21	197	0	0	13	2360

Tabel 4.9 Level Kinerja Model Baja Pola 1-Y

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
	m	kN									
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,0035	174,9479	2350	10	0	0	0	0	0	0	2360
2	0,0349	1749,4175	2350	4	2	2	2	0	0	0	2360
3	0,0349	1750,3136	2348	6	2	1	3	0	0	0	2360
4	0,0503	2522,3896	2348	6	1	1	3	0	0	1	2360
5	0,0503	2523,2896	2348	5	2	1	3	0	0	1	2360
6	0,0547	2744,2988	2348	5	2	1	2	0	0	2	2360
7	0,0547	2745,1917	2348	4	2	2	2	0	0	2	2360
8	0,0575	2881,3826	2348	4	2	2	1	0	0	3	2360
9	0,0575	2882,2864	2348	3	3	2	1	0	0	3	2360
10	0,0661	3315,4705	2348	3	3	1	1	0	0	4	2360
11	0,0661	3316,373	2348	2	4	1	1	0	0	4	2360
12	0,1521	7633,6367	2268	76	10	0	2	0	0	4	2360

Tabel 4.9 Level Kinerja Model Baja Pola 2-Y

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
	m	kN									
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2360
1	0,0051	411,2471	2350	10	0	0	0	0	0	0	2360
2	0,0993	7968,2207	2321	31	2	2	3	0	0	1	2360
3	0,0993	7969,6729	2321	31	2	2	3	0	0	1	2360
4	0,1429	10961,6064	2216	112	25	3	2	0	0	2	2360
5	0,1429	10962,1816	2216	112	25	3	2	0	0	2	2360
6	0,1457	11115,748	2197	130	26	3	2	0	0	2	2360
7	0,1457	11116,6982	2197	129	27	3	2	0	0	2	2360
8	0,1511	11392,2881	2181	141	31	3	2	0	0	2	2360
9	0,1458	10970,2451	2181	141	31	2	3	0	0	2	0

Lampiran 5.

Volume Material

1. Model Struktur Beton

$$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Balok	Dimensi (mm)		Diameter (mm)	As	AS maks	n	n Pakai
B1	500	700	25	491,07	3125	6,36	8
B2	500	600	25	491,07	3133	6,38	8
B3	400	600	22	380,29	2603	6,84	8

Balok	Lantai	Arah X (mm ³)	Arah Y (mm ³)	Pelat (mm ³)
		54600	19800	
B3	Lantai 12	52416000000	38016000000	2,16216E+11
	Lantai 11	52416000000	38016000000	2,16216E+11
	Lantai 10	52416000000	38016000000	2,16216E+11
	Lantai 9	52416000000	38016000000	2,16216E+11
B2	Lantai 8	65520000000	47520000000	2,16216E+11
	Lantai 7	65520000000	47520000000	2,16216E+11
	Lantai 6	65520000000	47520000000	2,16216E+11
	Lantai 5	65520000000	47520000000	2,16216E+11
B1	Lantai 4	76440000000	55440000000	2,16216E+11
	Lantai 3	76440000000	55440000000	2,16216E+11
	Lantai 2	76440000000	55440000000	2,16216E+11
	Lantai 1	76440000000	55440000000	2,16216E+11
TOTAL		7,77504E+11	5,63904E+11	2,59459E+12

Kolom	Dimensi (mm)		Tinggi (mm)	Jumlah	Volume (mm ³)
K1	750	750	44400	20	4,995E+11
K2	900	900	44400	8	2,87712E+11
BE	900	900	44400	4	1,43856E+11
				TOTAL	9,31068E+11

SHEAR WALL	Dimensi (mm)		Tinggi (mm)	Jumlah	Volume (mm ³)
PI	300	6600	44400	1	87912000000
P2	300	6600	44400	1	87912000000
				TOTAL	1,75824E+11

TOTAL VOLUME CONCRETE	12111,17	Ton
------------------------------	-----------------	------------

2. Model Struktur Baja

$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^2$$

Balok	Profil	A (mm ²)
B1	W24x94	17870,93
B2	W21x101	19225,77
B3	W21x73	13870,94

Balok	Lantai	Arah X (mm ³)	Arah Y (mm ³)	Pelat (mm ³)
		54600	19800	
B3	Lantai 12	3029413296	2197156896	2,16216E+11
	Lantai 11	3029413296	2197156896	2,16216E+11
	Lantai 10	3029413296	2197156896	2,16216E+11
	Lantai 9	3029413296	2197156896	2,16216E+11
B2	Lantai 8	4198908168	3045361968	2,16216E+11
	Lantai 7	4198908168	3045361968	2,16216E+11
	Lantai 6	4198908168	3045361968	2,16216E+11
	Lantai 5	4198908168	3045361968	2,16216E+11
B1	Lantai 4	3903011112	2830755312	2,16216E+11
	Lantai 3	3903011112	2830755312	2,16216E+11
	Lantai 2	3903011112	2830755312	2,16216E+11
	Lantai 1	3903011112	2830755312	2,16216E+11
TOTAL		44525330304	32293096704	2,5946E+12

Kolom	Profil	A (mm ²)	Tinggi (mm)	Jumlah	Volume (mm ³)
K1	W14x311	58967,62	44400	20	5,2363E+10
K2	W14x342	65161,16	44400	8	2,3145E+10
BE	W14x550	104515,92	44400	4	1,8562E+10
				TOTAL	9,407E+10

SHEAR WALL	Dimensi (mm)		Tinggi (mm)	Jumlah	Volume (mm ³)
PI	3	6600	44400	1	879120000
P2	3	6600	44400	1	879120000
				TOTAL	1,758E+09

TOTAL VOLUME STEEL	7578,33	Ton
---------------------------	----------------	------------