



TUGAS AKHIR RC14-1501

**EVALUASI GEDUNG APARTEMEN CASABLANCA
EAST RESIDENCE SESUAI SNI 03-1726-2012
DENGAN METODE *PUSHOVER ANALYSIS***

KhayrinaTrimarentra
NRP 3111 100 161

Dosen Pembimbing :
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015



FINAL PROJECT RC14-1502

**EVALUATION STUDY OF CASABLANCA EAST
RESIDENCE APARTMENT DUE TO SNI 03-1726-2012
TRANSITION WITH PUSHOVER ANALYSIS METHOD**

Khayrina Trimarentra
NRP 3111 100 161

Academic Supervisor :
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA
Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015

**EVALUASI GEDUNG APARTEMEN CASABLANCA
EAST RESIDENCE SESUAI SNI 03-1726-2012
DENGAN METODE *PUSHOVER ANALYSIS***

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Oleh :

**KHAYRINA TRIMARENTRA
NRP. 3111100161**

Disetujui oleh Pembimbing I

Prof. Dr. Ir. IGP Raka,
NIP. 19500403 197603 1 001

Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D.
NIP. 19700327 199702 1 001



(Pembimbing I)

(Pembimbing II)

**SURABAYA
21 JANUARI 2015**

EVALUASI GEDUNG APARTEMEN CASABLANCA EAST RESIDENCE SESUAI SNI 03-1726-2012 DENGAN METODE *PUSHOVER ANALYSIS*

Nama Mahasiswa : Khayrina Trimarentra
NRP : 3111 100 161
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. IGPRaka, DEA dan
Prof. Ir. Tavio, MT, Ph.D

ABSTRAK

Desain perencanaan gedung tahan gempa pada Apartemen Casablanca East Residence yang terletak di Jakarta ini telah menggunakan SNI 03-1726-2002 sebagai acuan standar perencanaan gedung tahan gempa. Namun, SNI 03-1726-2002 ini sudah dianggap tidak akurat lagi akibat hal-hal baru seperti kejadian gempa yang terjadi, perubahan data geologi, teknologi semakin baik, pemahaman, dan pengetahuan baru yang muncul. Oleh karena itu, peraturan SNI 03-1726-2012 diterbitkan sebagai pengganti SNI 03-1726-2002.

Akibat perubahan peraturan tersebut, tugas akhir ini difokuskan untuk mengevaluasi gedung Apartemen Casablanca East Residence dengan metode pushover analysis. Pushover analysis adalah analisis dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan dianggap sebagai beban-beban statik pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara bertahap hingga melampaui pembebanan yang menyebabkan komponen struktur mengalami leleh pertama, kemudian diberi peningkatan beban lebih lanjut sampai mengalami perubahan bentuk. Analisis pushover ini menggunakan peraturan ATC 40. Dari hasil analisis ini didapatkan target displacement sebesar 0.202 m arah x dan 0.215 m arah y. Baik arah x dan arah y terjadi sendi plastis maksimum pada kategori CtoD yaitu batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung sehingga dapat dikatakan pada

bagian ini diperlukan perkuatan karena hamper mengalami kegagalan. Saran perkuatan yang terbaik dilakukan dengan metode jacketing menggunakan CRFP (Carbon Reinforced Fiber Polymer) karena metode ini relative mudah dilaksanakan dan dapat memperkuat pada bagian baik gagal geser maupun lendutan.

Kata Kunci: *Evaluasi, SNI 03-1726-2012, Pushover analysis, Perkuatan*

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Allah SWT atas segala karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul “Evaluasi Gedung Apartemen Casablanca East Residence Sesuai SNI 03-1726-2012 dengan Metode *Pushover Analysis*” dengan baik dan tepat pada waktunya.

Tugas akhir ini dibuat dengan tujuan untuk mengevaluasi gedung yang telah didesain dengan peraturan lama sehingga gedung dapat tetap aman kedepannya. Selain itu juga untuk memenuhi syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap tugas akhir ini dapat memberikan kontribusi dalam bidang ketekniksipil.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesaikannya laporan tugas akhir ini, antara lain :

1. Mama tercinta serta Mas Indra dan Mas Vari yang selalu ribut agar tugas akhir ini dapat cepat selesai,
2. Prof.Dr.Ir.IGP Raka, DEA dan Prof. Ir. Tawio, MT, Ph.D selaku dosen pembimbing yang selalu baik dan mendukung agar tugas akhir ini cepat selesai dengan baik,
3. Ir. Djoko Irawan, MS selaku dosen wali yang baik memberikan arahan,
4. Seluruh dosen dan karyawan Jurusan Teknik Sipil ITS atas jasa-jasanya penulis dapat menuntut ilmu di jurusan Teknik Sipil ITS,
5. Ka Dini dan Ka Runi yang telah selalu menyemangati dan mengingatkan untuk segera menyelesaikan tugas akhir,
6. Mas Adnan yang telah memberikan data-data untuk menunjang terselesaikan tugas akhir ini dan membantu jika ada masalah,
7. Mas Taufik, dkk. yang telah menjadi tempat konsultasi selama pengerjaan tugas akhir ini,

8. Temen Kocan yang sering mengganggu jika penulis sedang mengerjakan tugas akhir, terima kasih telah menjadi keluarga kedua di Surabaya ini,
9. Temen Basecamp57 yang namanya tidak bisa disebutkan satu persatu tetapi kalian selalu menghibur, menjadi teman makan, pergi, dll. Semoga kalian sukses selalu,
10. Serta seluruh pihak yang menyempatkan hadir pada Seminar Tugas Akhir penulis.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Januari 2015

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak	i
Kata Pengantar	v
Daftar Isi	vii
Daftar Tabel	xi
Daftar Gambar	xiii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Perbedaan Perencanaan Gedung Ketahanan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012	7
2.3 <i>Pushover Analysis</i>	12
2.3.1 Mekanisme Sendi Plastis	14
2.3.2 Kriteria Kinerja Struktur	16
2.4 Pemilihan Perkuatan Struktur Atas	18

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Tahapan Penulisan	21
3.2 Pengumpulan Data	23
3.3 Pemodelan Struktur Gedung dengan SAP 2000	23
3.4 Pembebanan dari Beban Hidup, Beban Mati sesuai SNI RSNI 1727-20XX dan Beban Gempa sesuai SNI 03-1726-2012	23
3.4.1 Beban Vertikal	23

3.4.2 Beban Horizontal.....	23
3.4.3 Kombinasi Pembebanan.....	30
3.5 Evaluasi Struktur dengan <i>Pushover Analysis</i>	31
3.6 Hasil Evaluasi.....	33

BAB IV PEMBEBANAN STRUKTUR

4.1 Umum.....	35
4.2 Data Bangunan Eksisting.....	35
4.2.1 Data Umum Bangunan.....	35
4.2.2 Data Bahan.....	36
4.2.3 Data Dimensi Lantai Huni.....	36
4.3 Beban Gravitasi.....	36
4.3.1 Beban Mati.....	36
4.3.2 Beban Hidup	37
4.4 Beban Gempa.....	37
4.4.1 Menentukan Nilai Spektra Percepatan S_s dan S_1	37
4.4.2 Menentukan Kategori Resiko (Risk Category) Bangunan & Faktor Keutamaan I_e	38
4.4.3 Menentukan Koefisien Situs (Site Coefficient), F_a dan F_v	38
4.4.4 Menentukan Spektral Respons Percepatan SDS dan SD1.....	39
4.4.5 Menentukan Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 0.2 detik dan 1 detik.....	39
4.4.6 Menentukan Spektrum Respons Desain.....	40
4.4.7 Menentukan Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T).....	42
4.4.8 Menentukan Koefisien Respons Seismik (C_s).....	43
4.4.9 Perhitungan Berat Bangunan Total.....	43
4.4.10 Perhitungan Gaya Geser Dasar.....	44
4.5 <i>Stress Check</i>	46
4.6 Kontrol Partisipasi Massa.....	46
4.7 Kontrol Drift.....	48

BAB V ANALISIS PUSHOVER	
5.1 Analisis Pushover.....	51
5.2 Tahapan Analisis Pushover.....	52
5.3 Hasil Analisis Pushover.....	60
5.3.1 Kurva Pushover.....	60
5.3.2 Perubahan Format ADRS.....	61
5.3.3 <i>Performance point</i>	66
5.3.4 Distribusi sendi plastis.....	71
5.3.5 Level kinerja struktur.....	76
5.3.6 Hasil Daktilitas dan Faktor R.....	79
 BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	
6.1 Kesimpulan.....	81
6.2 Saran.....	82

Daftar Pustaka
Lampiran
Biografi Penulis

*Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Pertemuan 3 Lempeng Aktif Dunia di Wilayah Indonesia.....	5
Gambar 2.2.	Peta Spektra dengan Puncak Batuan Dasar dengan Periode Ulang 500 tahun.....	8
Gambar 2.3	Grafik Respon Spektrum Jakarta.....	8
Gambar 2.4	Peta MCE_R Untuk Periode Pendek (0,2 detik).....	10
Gambar 2.5	Peta MCE_R Untuk Periode 1 detik.....	10
Gambar 2.6	<i>Pushover Curve</i>	13
Gambar 2.7	<i>Performance point</i>	13
Gambar 2.8	Kurva Spektrum Demand.....	14
Gambar 2.9	Gambar Struktur yang Dikenakan Analisis Pushover.....	15
Gambar 2.10	Kurva <i>Equal Displacement</i>	15
Gambar 2.11	Hubungan force-deformation pada Properti Sendi.....	16
Gambar 2.12	Kurva Performansi Gedung.....	17
Gambar 3.1.	Grafik Respon Spektrum Desain (SNI 03-1726-2012).....	25
Gambar 4.1	Pemodelan Struktur Casablanca East Residence....	35
Gambar 4.2	Respon Spektra Percepatan Periode 0.2 dan 1 Detik.....	37
Gambar 4.3	Hasil Spektrum Respons Desain.....	41
Gambar 4.4	Hasil Stress Check.....	46
Gambar 4.5	Penentuan Simpangan Antar Lantai.....	49
Gambar 5.1	Memilih Elemen Struktur yang akan Dibuat Properti Sendi.....	53
Gambar 5.2	Memilih <i>Relative Distance</i> pada Balok.....	53
Gambar 5.3	Menentukan <i>Degree of Freedom</i> pada Balok.....	54
Gambar 5.4	Memilih <i>Relative Distance</i> pada Kolom.....	54
Gambar 5.5	Menentukan <i>Degree of Freedom</i> pada Kolom.....	55
Gambar 5.6	Membuat <i>Hinges Overwrites</i>	55

Gambar 5.7 Memasukkan <i>Hinges Properties</i>	56
Gambar 5.8 <i>Load Case Push x</i>	56
Gambar 5.9 <i>Load Case Push y</i>	57
Gambar 5.10 Titik Kontrol dan Perpindahan <i>Load Case x</i>	57
Gambar 5.11 Titik Kontrol dan Perpindahan <i>Load Case y</i>	58
Gambar 5.12 Menentukan <i>Maximum dan Minimum Saved States</i>	58
Gambar 5.13 Running Analisis Push x	59
Gambar 5.14 Running Analisis Push y	59
Gambar 5.15 Kurva Gaya Geser Dasar dengan Perpindahan Titik Kontrol akibat Push x.....	60
Gambar 5.16 Kurva Gaya Geser Dasar dengan Perpindahan Titik Kontrol akibat Push y.....	61
Gambar 5.17 Spektrum Kapasitas Manual.....	64
Gambar 5.18 Spektrum Kapasitas SAP2000.....	64
Gambar 5.19 Spektrum Demand Manual.....	66
Gambar 5.20 Spektrum Demand SAP2000.....	66
Gambar 5.21 Parameter ATC 40 dalam SAP2000.....	68
Gambar 5.22 <i>Performance Point</i> (S_a (m^2/s) – S_d (ton)) Struktur Arah x.....	69
Gambar 5.23 <i>Performance Point</i> (S_a (m^2/s) – S_d (ton)) Struktur Arah y.....	70
Gambar 5.24 Distribusi Sendi Plastis Akibat Push x.....	73
Gambar 5.25 Distribusi Sendi Plastis Akibat Push y.....	75

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor R dalam SNI 03-1726-2002.....	9
Tabel 2.2 Faktor R dalam SNI 03-1726-2012.....	11
Tabel 2.3 Perbedaan-perbedaan antara SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012.....	11
Tabel 2.4 Kriteria Kinerja (NEHRP dan Vision 2000).....	17
Tabel 3.1 Koefisien Situs F_a	24
Tabel 3.2 Koefisien Situs F_v	24
Tabel 3.3 Tabel Kategori Resiko.....	26
Tabel 3.4 Tabel Faktor Keutamaan Gempa (I_e).....	27
Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Sds.....	27
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Sd1.....	27
Tabel 4.1 Dimensi Lantai Huni.....	36
Tabel 4.2 Pemilihan Faktor Keutamaan Gempa.....	38
Tabel 4.3 Pemilihan Koefisien Situs F_a	38
Tabel 4.4 Pemilihan Koefisien Situs F_v	39
Tabel 4.5 Pemilihan Kategori desain seismik berdasarkan respons percepatan pada perioda 0.2 detik.....	39
Tabel 4.6 Pemilihan Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik.....	40
Tabel 4.7 Pemilihan Kategori Desain Seismik.....	40
Tabel 4.8 Pemilihan Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan X	42
Tabel 4.9 Pemilihan Koefisien C_u	42
Tabel 4.10 Beban yang Bekerja pada Tiap Lantai.....	44
Tabel 4.11 Output Reaksi Dasar Hasil SAP 2000.....	44
Tabel 4.12 Output Reaksi Dasar Hasil Analisa Ulang SAP2000.....	45
Tabel 4.13 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi.....	47
Tabel 4.14 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Statik Ekuivalen Arah Sumbu X.....	49
Tabel 4.15 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Statik Ekuivalen Arah Sumbu Y.....	50

Tabel 5.1 Faktor Φ dan PF1	63
Tabel 5.2 Perhitungan kurva kapasitas dalam format ADRS.....	63
Tabel 5.3 Perhitungan Kurva Demand dalam Format ADRS.....	65
Tabel 5.4 Hasil Level Kinerja Struktur akibat push x.....	77
Tabel 5.5 Hasil Level Kinerja Struktur akibat push y.....	78

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Apartemen Casablanca East Residence yang terletak di daerah Jakarta Timur ini terdiri dari 1 lantai basement dan 18 lantai hunian dengan total ketinggian 51.5 m di atas tanah. Desain perencanaan ketahanan gempa pada apartemen ini menggunakan SNI 03-1726-2002, sedangkan pada tahun 2012 telah diterbitkan revisinya yaitu SNI 03-1726-2012. Perubahan yang cukup signifikan dalam rancangan struktur gedung tahan gempa SNI 03-1726-2012 dengan SNI 03-1726-2002 adalah perbedaan pengkategorian wilayah gempa yang lebih spesifik yaitu semula dibagi menjadi 6 wilayah gempa lalu menjadi 19 wilayah gempa. Selain itu, dalam SNI 03-1726-2002 gempa rencana ditetapkan sebesar 10% dengan periode ulang 500 tahun sedangkan gempa rencana yang ditetapkan dalam SNI 03-1726-2012 sebesar 2% dengan periode ulang 2500 tahun. Maksud gempa rencana 2% adalah gempa yang ditetapkan dengan kemungkinan terlewat selama umur struktur 50 tahun adalah sebesar 2% dengan periode ulang 2500 tahun yang merupakan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) (Budiono, 2011). Hal ini mempengaruhi perbedaan hasil nilai percepatan respon gempa dan periode yang mengakibatkan perbedaan rancangan ketahanan struktur gedung pada gempa bumi.

Keberhasilan Jakarta yang dapat melewati dengan aman guncangan gempa di Tasikmalaya yang bermagnitudo 7.2 skala richter tersebut, membuat kepercayaan bahwa Jakarta aman terhadap gempa bumi sampai 8 skala richter. Kesimpulan tersebut salah karena sebetulnya epicenter gempa tersebut berjarak 190 km dari Jakarta ini hanya mengguncang Jakarta dengan PGA 4% g (USGS 2009) sedangkan bayangan dampak gempa yaitu PGA 19-21% g (SNI 03-1726-2012), guncangan 5x lebih besar. Oleh karena itu, desain pembangunan gedung di Jakarta harus

distandardisasikan untuk tetap memenuhi persyaratan tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung sesuai SNI 03-1726-2012.

Dalam analisis respon struktur terhadap beban gempa, terdapat beberapa peraturan Amerika yang dapat dijadikan acuan seperti *Pushover Analysis* dan analisis dinamik nonlinier riwayat waktu. Namun, pengerjaan analisis riwayat waktu cukup rumit sehingga pendekatan analisis gempa lebih mudah dilakukan dengan *Pushover Analysis* yang lebih sederhana tetapi tetap aman (Wisnumurti, dkk. 2008). Jadi, metode yang akan digunakan untuk mengetahui perilaku seismik terhadap deformasi inelastis komponen struktur gedung tersebut adalah dengan metode *Pushover Analysis*. *Pushover Analysis* adalah suatu analisis dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban static pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara bertahap hingga melampaui pembebanan yang menyebabkan komponen struktur mengalami leleh pertama, kemudian diberi peningkatan beban lebih lanjut sampai mengalami perubahan bentuk (ATC 40). Dengan metode *Pushover Analysis*, komponen struktur yang mengalami *collapse* dapat diketahui dan dievaluasi. Jika hasil evaluasi terdapat komponen struktur apartemen Casablanca East Residence yang tidak kuat menahan beban gempa sesuai SNI 03.1726-2012, maka komponen struktur yang membutuhkan perkuatan dapat diketahui dan diperbaiki. Terdapat beberapa metode perkuatan yang dapat diterapkan, salah satunya adalah metode *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*. Kelebihan dari metode ini yaitu relatif mudah dan cepat dibanding dengan metode perkuatan lainnya seperti *concrete jacketing*, memperpendek bentang struktur, dsb.

Dengan demikian, penulis merasa perlu untuk melakukan evaluasi gedung apartemen Casablanca East Residence sesuai SNI 03-1726-2012 dengan metode *Pushover Analysis* agar dapat mengetahui apakah struktur apartemen tersebut dapat menahan beban gempa sesuai SNI 03-1726-2012 atau tidak sehingga

apartemen tersebut tetap aman digunakan apabila dilanda gempa bumi di masa mendatang. Selain itu, studi terhadap apartemen ini juga dapat dijadikan riwayat bagi gedung-gedung lama yang telah didesain SNI 03-1726-2002 untuk melakukan evaluasi gedung dan membuat perkuatan struktur jika diperlukan

1.2 Perumusan Masalah

Perumusan masalah penulisan tugas akhir ini antara lain :

1. Bagaimana hasil evaluasi perilaku seismik seperti kurva kapasitas, target *displacement*, distribusi sendi plastis, kriteria kinerja struktur gedung, daktilitas, dan faktor koefisien gempa (R) akibat revisi SNI 03-1726-2012 dengan metode *Pushover Analysis*?
2. Jika ada komponen struktur yang memerlukan perkuatan, sebutkan bagian yang memerlukan perkuatan dan saran metode perkuatannya?

1.3 Tujuan

Tujuan penulisan tugas akhir ini antara lain yaitu :

1. Menyajikan hasil evaluasi perilaku seismik seperti kurva kapasitas, target *displacement*, distribusi sendi plastis, kriteria kinerja struktur gedung, daktilitas, dan faktor koefisien gempa (R) akibat revisi SNI 03-1726-2012 dengan metode *Pushover Analysis*
2. Mengetahui bagian-bagian struktur yang memerlukan perkuatan, menyebutkan bagian yang memerlukan perkuatan dan saran metode perkuatannya

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada tugas akhir ini meliputi :

1. Menggunakan acuan Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung (SNI 03-1726-2012),
2. Menggunakan acuan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847;2013),

3. Menggunakan acuan Beban Perancangan Bangunan Beton (RSNI 1727-20XX),
4. Metode evaluasi *pushover analysis* menggunakan *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (ATC 40),
5. Pemodelan dan evaluasi *pushover analysis* menggunakan *software* SAP 2000,,
6. Efek P-Delta diperhitungkan,
7. Tidak memperhitungkan Rencana Anggaran Biaya (RAB),
8. Tidak memperhitungkan analisa kekuatan pondasi, hanya kolom dan balok,
9. Gedung yang ditinjau terbatas hanya 10 lantai.

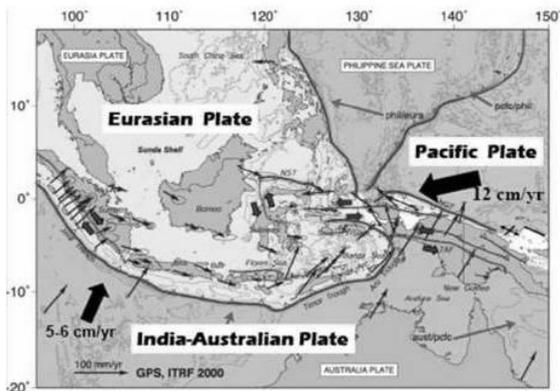
1.5 Manfaat

Manfaat dari penulisan tugas akhir evaluasi gedung apartemen Casablanca East Residence sesuai SNI 03-1726-2012 dengan metode *Pushover Analysis* adalah dapat mengevaluasi serta melakukan perkuatan jika diperlukan agar gedung ini tetap aman Selain itu, studi terhadap apartemen ini juga dapat dijadikan riwayat bagi gedung-gedung lama yang telah didesain SNI 03-1726-2002 untuk melakukan evaluasi gedung dan membuat perkuatan struktur jika diperlukan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Indonesia adalah negara kepulauan yang memiliki tingkat resiko terhadap gempa bumi cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena Indonesia terletak pada 3 pertemuan lempeng aktif utama dunia, yaitu Lempeng Indo-Australia, Eurasia, dan Pasifik. Menurut Hoedajanto (2010) besarnya dampak gempa bumi terhadap bangunan bergantung pada beberapa hal seperti skala gempa, jarak epicenter, dan kualitas bangunan. Durasi gempa juga berpengaruh pada besarnya pemindahan energi vibrasi tanah ke energi struktur (energy disipasi).



Gambar 2.1 Pertemuan 3 Lempeng Aktif Dunia di Wilayah Indonesia

Sumber : Wikipedia.com mengenai : penyebab Indonesia rawan gempa

Pada umumnya, desain struktur bangunan tahan gempa merupakan desain yang mengatur hubungan antara respon gaya gempa horizontal yang bekerja pada struktur, kekakuan struktur (*stiffness*), dan deformasi lateral struktur. Sesuai desain *performance based*, kekuatan elemen struktur dirancang agar saat gempa tercapai kekuatan desain (*capacity design*) sesuai dengan spektrum permintaan (*demand spectrum*) (ATC 40). Desain

performance based tersebut adalah desain yang berbasis pada target tingkat kinerja struktur yang diinginkan. Selanjutnya, *Capacity design* dapat sesuai dengan *demand spectrum* karena struktur mempunyai kekakuan. Kekakuan tersebut sangat berhubungan dengan kemampuan deformasi struktur ketika gempa bumi berguncang. Oleh karena itu, faktor R (koefisien modifikasi respon) akan menentukan besarnya pereduksian gaya gempa menjadi deformasi struktur. Perbedaan faktor R yang merepresentasikan tingkat daktilitas yang dimiliki struktur ini tergantung dari pemilihan sistem penahan gaya seismik yang telah diatur pada SNI 03-1726-2013.

Menurut Vision 2000, falsafah desain *performance based* dalam perencanaan bangunan tahan gempa ialah :

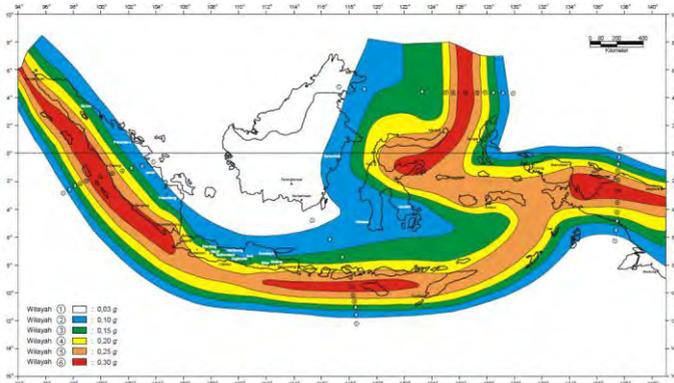
1. Bangunan dapat menahan gempa bumi kecil (magnitudo 4 – 4.9) tanpa mengalami kerusakan,
2. Bangunan dapat menahan gempa bumi sedang (magnitudo 5 – 5.9) tanpa kerusakan yang berarti pada struktur utama, walaupun ada kerusakan pada struktur sekunder,
3. Bangunan dapat menahan gempa bumi besar (magnitudo 6 – 6.9) tanpa mengalami korban jiwa walaupun terdapat kerusakan struktur dan non struktur,
4. Bangunan dapat menahan menahan gempa bumi hebat (magnitudo 7-7.9) tanpa mengalami keruntuhan.

Agar struktur dapat menahan sampai tercapainya target kinerja struktur, maka struktur gedung yang daktail merupakan dasar bagi penentuan beban gempa rencana yang bekerja sehingga tingkat daktilitas yang diinginkan harus tercapai. Hal ini dapat tercapai dengan desain “*Strong Column Weak Beam*”. Artinya, sendi-sendi plastis dalam struktur gedung hanya boleh terjadi di ujung-ujung balok, kaki kolom dan kaki dinding geser.

2.2 Perbedaan Perencanaan Gedung Ketahanan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012

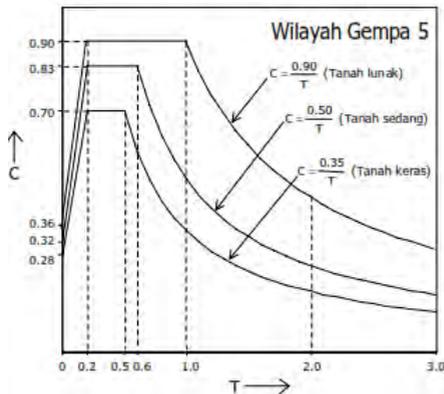
Apartemen Casablanca East Residence telah didesain sesuai SNI 03-1726-2002 dengan sistem rangka pemikul momen bertulang khusus. Namun, SNI 03-1726-2002 dianggap kurang pas dengan kondisi Indonesia dalam perencanaan gedung tahan gempa sehingga diterbitkan revisinya yaitu SNI 03-1726-2012. Terdapat berbagai perbedaan diantara Peraturan Perencanaan Gedung Ketahanan Gempa SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012 ini yang lekat hubungannya dengan gedung apartemen Casablanca East Residence.

Dalam SNI 03-1726-2002 Indonesia ditetapkan terbagi menjadi 6 wilayah gempa, dengan wilayah 1 adalah wilayah terkena gempa rendah dan wilayah 6 terkena gempa paling tinggi. Gempa rencana yang ditetapkan dengan periode ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun. Terdapat pula 1 buah peta wilayah gempa, yaitu untuk gempa dengan periode sangat singkat ($T = 0,2$ sekon) yang didesain dengan Peak Ground Acceleration (PGA) sebesar 16%. Dapat dilihat dalam gambar 2.2, Apartemen Casablanca East Residence berada dalam wilayah gempa 5 dan grafik respon spektrum telah digambarkan pada gambar 2.3.



Gambar 2.2. Peta Spektra dengan Puncak Batuan Dasar dengan Periode Ulang 500 tahun

Sumber : SNI 03-1726-2002 hal.21



Gambar 2.3 Grafik Respon Spektrum Jakarta

Sumber : SNI 03-1726-2002 hal.22

Lalu, faktor reduksi gempa (R) juga ditentukan melalui pemilihan sistem dan subsistem struktur gedung seperti tabel 2.1. Jika dilihat dari tabel, apartemen Casablanca East Residence dengan sistem rangka pemikul momen khusus ditentukan faktor R = 8,5.

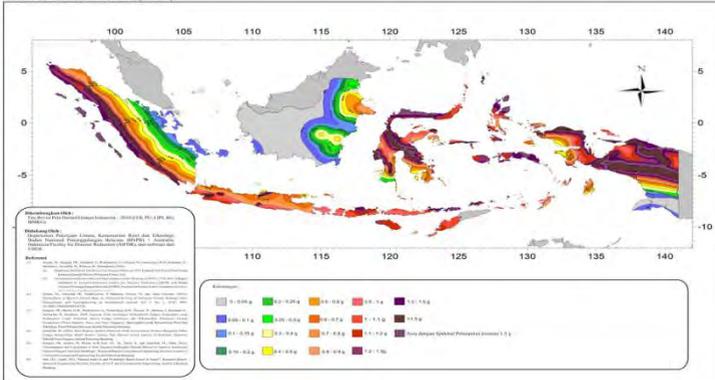
Tabel 2.1 Faktor R dalam SNI 03-1726-2002

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5.2	8.5	2.8
	b. Beton bertulang	5.2	8.5	2.8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3.3	5.5	2.8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2.7	4.5	2.8
	b. Beton bertulang	2.1	3.5	2.8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4.0	6.5	2.8

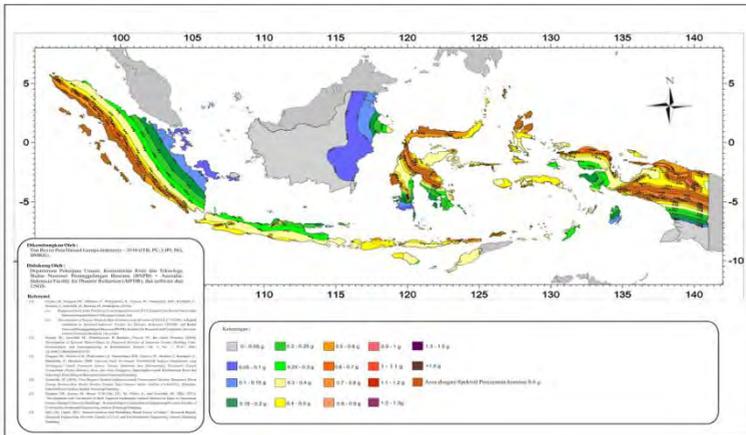
Sumber : SNI 03-1726-2002 hal.16

Dalam SNI 03-1726-2012 Indonesia ditetapkan menjadi 19 wilayah gempa. Gempa rencana yang ditetapkan dengan 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 ($T = 0,2$

sekon) dan periode 1 detik ($T= 1$ detik) seperti yang tercantum pada gambar 2.4 dan 2.5, perencana harus membuat grafik respon spektrum sendiri sesuai menggunakan parameter-parameter percepatan berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang akan dibangun.



Gambar 2.4. Peta MCE_R Untuk Periode Pendek (0,2 detik)
 Sumber : SNI 03-1726-2012 hal.133



Gambar 2.5. Peta MCE_R Untuk Periode 1 detik
 Sumber : SNI 03-1726-2012 hal.134

Berdasarkan peta tersebut, Apartamen Casablanca East Residence harus didesain terhadap beban gempa Peak Ground Acceleration (PGA) 19-21% yaitu peningkatan sekitar 5 % dari ketentuan lama. Selain itu, dalam tabel 2.2, faktor R telah ditentukan sebesar 8 untuk rangka beton bertulang pemikul momen khusus. Sehingga terdapat perbedaan R sebesar 0,5 dari SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012.

Tabel 2.2 Faktor R dalam SNI 03-1726-2012

Sistem penahan-gaya gempa	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_b^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4/2	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2/2	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 03-1726-2012 hal.41

Perbedaan cara perhitungan mencari waktu getar alami (T) antara SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012 juga cukup berbeda. Akibat dari perbedaan-perbedaan tersebut, hasil nilai percepatan respon spektrum gempa dan periode menjadi berbeda sehingga berakibat pada perbedaan rancangan ketahanan struktur gedung pada gempa bumi. Perbedaan-perbedaan tersebut dapat ditabelkan seperti tabel 2.3.

Tabel 2.3 Perbedaan-perbedaan antara SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012

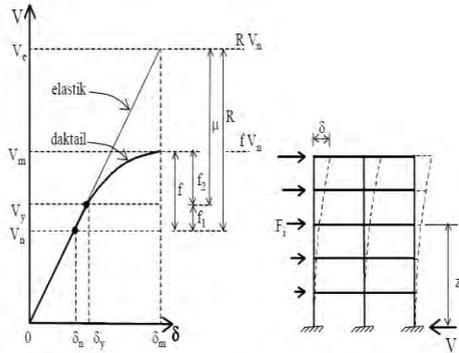
SNI 03-1726-2002	SNI 03-1726-2012
Wilayah gempa terbagi menjadi 6 wilayah dengan peta periode singkat	Wilayah gempa terbagi menjadi 19 wilayah dengan peta periode singkat 0.2 detik dan 1 detik
Gempa rencana 10%	Gempa rencana 2 %

periode ulang 500 tahun dari PGA 15%	periode ulang 2500 tahun dari PGA 19-21%
Desain kriteria kinerja <i>life safety</i>	Desain kriteria kinerja <i>collapse prevention</i>
Nilai faktor reduksi gempa R lebih besar dan tidak dibatasi oleh ketinggian struktur	Nilai faktor reduksi gempa R lebih kecil dan dibatasi oleh ketinggian struktur

2.3 Pushover Analysis

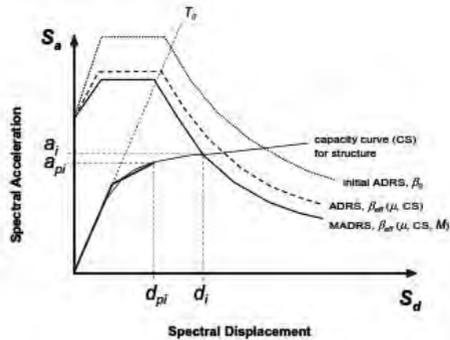
Pushover analysis merupakan analisis yang dilakukan untuk menggambarkan perilaku keruntuhan dan kapasitas dari suatu struktur secara keseluruhan, mulai dari kondisi elastis, plastis, hingga elemen-elemen struktur yang akan mengalami keruntuhan akibat gempa. Konsep *pushover analysis* ini adalah analisis untuk mendapatkan peralihan aktual struktur gedung, yaitu membandingkan antara simpangan atap struktur tertinggi dengan lantai dasar akibat gempa rencana. Analisis ini didapatkan dengan cara memberikan pola beban lateral statik pada struktur yang nilainya dinaikkan secara bertahap hingga mencapai target perpindahan (*displacement*) dari suatu titik acuan yaitu atap bangunan (Suprpto, dkk. 2009). Dengan melakukan analisis ini, *pushover curve* seperti gambar 2.6 yang menggambarkan kapasitas struktur berupa hubungan gaya dorong total (*base shear*) dengan perpindahan lateral struktur (*displacement*) akan didapat. Setelah itu, penentuan *target displacement* dapat diketahui melalui *performance point* seperti gambar 2.7 yaitu titik singgung antara *demand spectrum* dengan *capacity spectrum* sesuai metode ATC 40. Titik singgung tersebut menandakan bahwa kapasitas yang dimiliki elemen struktur tersebut sudah sesuai dengan beban gempa rencana yang bekerja pada struktur. *Capacity spectrum* adalah *pushover curve* yang telah diubah format menjadi ADRS sedangkan *Demand spectrum* ini berasal dari *demand curve* yaitu hubungan $S_a - T$ dari respon spektrum

sesuai SNI 03-1726-2012 yang telah diubah menjadi format ADRS seperti gambar 2.8.



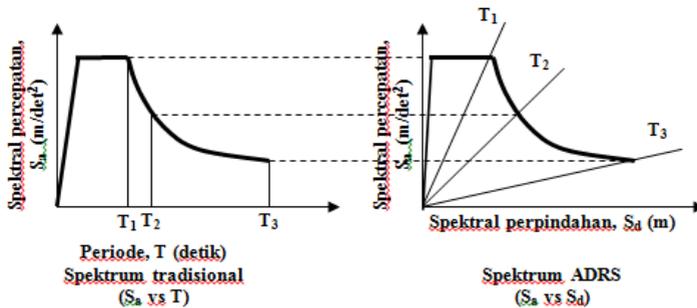
Gambar 2.6 Pushover Curve

Sumber : *Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report ATC-40, (Redwood City : ATC, 1996)*



Gambar 2.7 Performance point

Sumber : *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure, FEMA 440 (Washington D.C., 2005), .6-8*

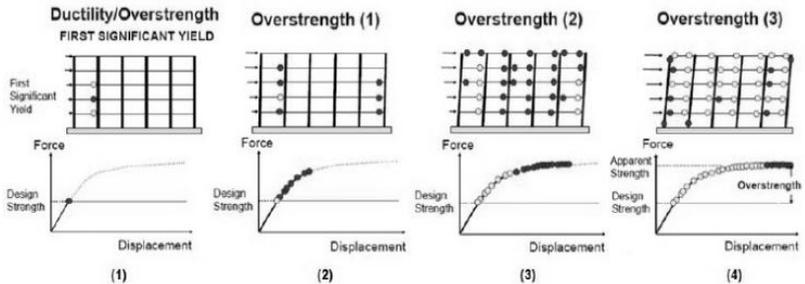


Gambar 2.8 Kurva Spektrum Demand

Sumber : *Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report ATC-40, (Redwood City : ATC, 1996), p. 8-12*

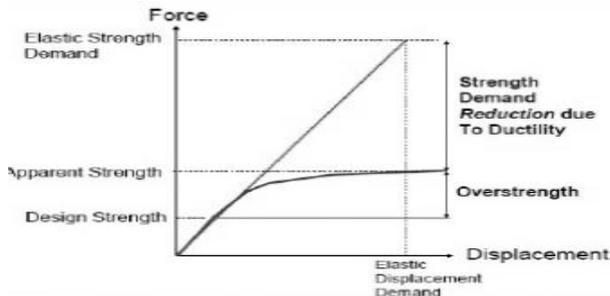
2.3.1 Mekanisme Sendi Plastis

Pola pembebanan akan ditinjau dari arah x dan arah y sehingga dapat diketahui kinerja terburuk dari bangunan ini. Selanjutnya, mekanisme dari *Pushover analysis* ini adalah ketika struktur dikenai beban lateral hingga mengalami leleh di satu / lebih lokasi pada komponen struktur, urutan terjadinya leleh di satu / lebih lokasi ini merupakan akibat dari pembentukan sendi plastis seperti pada gambar 2.7. Pembentukan sendi plastis pertama ini terjadi pada tingkat beban yang disebut *design strength* yaitu kekuatan elastik dari struktur. Setelah penambahan beban maka semakin banyak sendi plastis yang terbentuk, namun sendi plastis yang pertama terbentuk sudah berotasi inelastis sebesar kapasitas rotasinya dan mulai kehilangan kekuatan, Oleh karena itu, kurva pushover mulai datar. Sampai pada akhirnya struktur mencapai kapasitas kekuatan dan deformasinya, Lalu setelah *design strength* terlewati terjadi *overstrength*. Kekuatan total dari struktur tersebut disebut *apparent strength* atau kekuatan ultimit struktur. Distribusi sendi plastis pun dapat diplotkan.



Gambar 2.9. Gambar Struktur yang Dikenakan Analisis Pushover
 Sumber : Scribd.com mengenai Bangunan Tahan Gempa

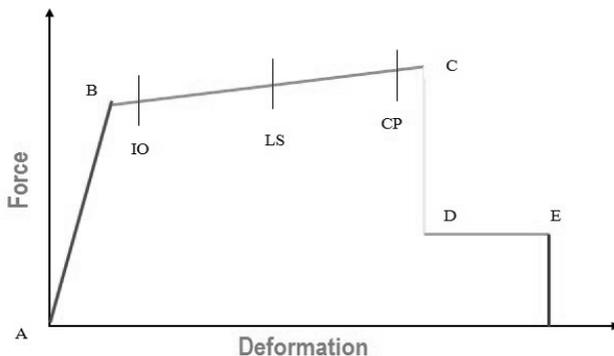
Kekuatan ultimit tersebut sangat berhubungan dengan daktilitas struktur. Daktilitas tersebut dipengaruhi oleh faktor modifikasi respon, R , yang digunakan untuk mengurangi kebutuhan kekuatan elastik untuk tingkat *design strength*. Berdasarkan teori equal displacement, besarnya kebutuhan perpindahan *inelastic* sama besar dengan kebutuhan perpindahan elastis yang dinyatakan dalam gambar 2.8. Jika dihubungkan dengan struktur yang akan ditinjau, perbedaan faktor modifikasi respon R untuk Apartamen Casablanca East Residence dalam SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012 sebesar 0,5 sehingga akan menghasilkan *overstrength factor* dan *ductility reduction* yang berbeda pada struktur tersebut.



Gambar 2.10 Kurva *Equal Displacement*
 Sumber : Scribd.com mengenai Bangunan Tahan Gempa

2.3.2 Kriteria Kinerja Struktur

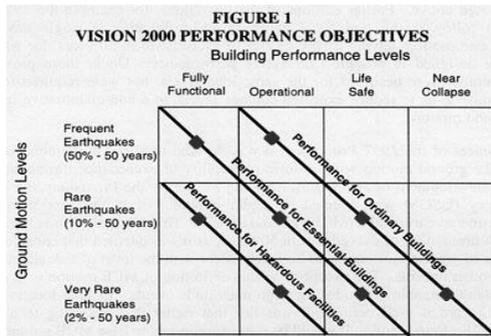
. Desain *performance based* merupakan konsep dalam perencanaan dan analisis struktur terhadap beban gempa yang menetapkan berbagai tingkat kinerja struktur. *Performance point* yang akan menentukan *performance level* adalah besarnya perpindahan titik kontrol pada saat terjadinya gempa rencana. *Performance point* didapat melalui pengamatan pada titik kontrol ketika struktur didorong sampai pada target perpindahan. Hal ini terlihat perilaku simpangan terhadap *property* sendi yang telah dimodelkan dalam SAP 2000 yaitu hubungan gaya dan deformasi dari sendi plastis pada gambar 2.9. Dalam hubungan tersebut terdapat 5 poin yang ditandai A, B, C, D, dan E yang digunakan untuk mendefinisikan perilaku deformasi pada sendi. Selain itu, terdapat 3 poin yang ditandai yaitu IO, LS, dan CP akan digunakan untuk mendefinisikan kriteria yang sesuai untuk sendi. Kriteria yang sesuai untuk sendi tersebut telah diatur oleh vision 2000 dan NEHRP pada gambar 2.10 yang telah memplotkan hubungan antara performansi gedung dan pergerakan tanah. Penjelasan terhadap kriteria kinerja pun dapat dilihat pada tabel 2.2



Gambar 2.11 Hubungan force-deformation pada properti sendi
Sumber : Presentasi dari *Benny Seismic Performance*

Keterangan :

- A = Komponen tanpa beban
- B = Titik leleh
- Garis AB = Respon garis lurus dimulai
- C = Kapasitas ultimit
- Garis BC = Regangan menguat
- D = Kekuatan tersisa
- Garis CD = Gradasi kekuatan
- E = Kegagalan
- Garis DE = Kekuatan menurun



Gambar 2.12 Kurva Performansi Gedung
 Sumber : *Vision 2000 Performance Objective, fig. 1*

Tabel 2.4 Kriteria Kinerja (NEHRP dan Vision 2000)

Level Kinerja		Penjelasan
NEHRP	Vision 2000	
Operational	Fully Functional	Tak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi.
Immediate Occupancy	Operational	Tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.
Life Safety	Life Safe	Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tetapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.
Collapse Prevention	Near Collapse	Kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuannya berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.

Sumber : *Performance Criteria, NEHRP and Vision 2000*

2.4 Perkuatan Struktur Atas

Struktur atas merupakan struktur yang berada dan bekerja diatas tanah, diantaranya adalah balok, kolom, pelat lantai dan tangga. Dalam evaluasi ini hanya meninjau evaluasi pada kolom dan balok dari struktur gedung. Kolom merupakan elemen struktur tekan yang mempunyai peranan penting dalam bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom sangat dihindari karena merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total seluruh struktur. Apabila tidak dimungkinkan suatu kolom untuk memikul beban tambahan akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2012 maka diperlukan penanganan yaitu berupa perkuatan. Lalu, balok adalah suatu gelagar yang berfungsi menahan beban serta menyalurkannya pada kolom. Balok direncanakan untuk menahan tegangan tekan dan tegangan tarik yang diakibatkan oleh beban lentur. Apabila balok tidak mampu menahan tegangan-tegangan tersebut akibat penambahan beban, maka diperlukan perkuatan seperti halnya kolom.

Pemilihan perkuatan pada struktur atas sangat berhubungan dengan faktor-faktor seperti kegagalan apa yang terjadi, seberapa besar struktur tersebut membutuhkan perkuatan, biaya, dan waktu. Ada beberapa metode perkuatan yang dapat dilakukan pada struktur atas akibat beban lateral gempa, antara lain :

- *Concrete Jacketing*

Concrete jacketing merupakan metode perkuatan kolom atau balok dengan menyelimuti beton guna memperbesar dimensi beton. Chai dkk. (1991) telah meneliti metode perbaikan kolom bulat dengan bahan pelat baja. Sedangkan, Bett dkk. (1998) telah mengembangkan metode perbaikan kolom dengan penambahan tulangan transversal. Namun, pada akhirnya penggunaan tulang spiral sebagai tulangan geser terbukti mempunyai kemampuan terhadap gaya aksial dan daktalitas tinggi (Triwiyono,1997). Oleh karena itu, Triwiyono dkk. (2011) menerapkan pemberian tulangan spiral dalam pelapisan pelindung beton (*concrete*

jacketing) dari kolom dan menunjukkan bahwa kekuatan kolom dalam menahan beban lateral gempa meningkat 2x lipat.

- Memperpendek bentang dari struktur

Tujuannya adalah memperkecil gaya-gaya dalam yang terjadi, tetapi harus dianalisa ulang akibat dari perpendekan bentang ini yang menyebabkan perubahan dari gaya-gaya dalam tersebut. Umumnya dilakukan dengan menambah balok atau kolom baik dari beton maupun baja.

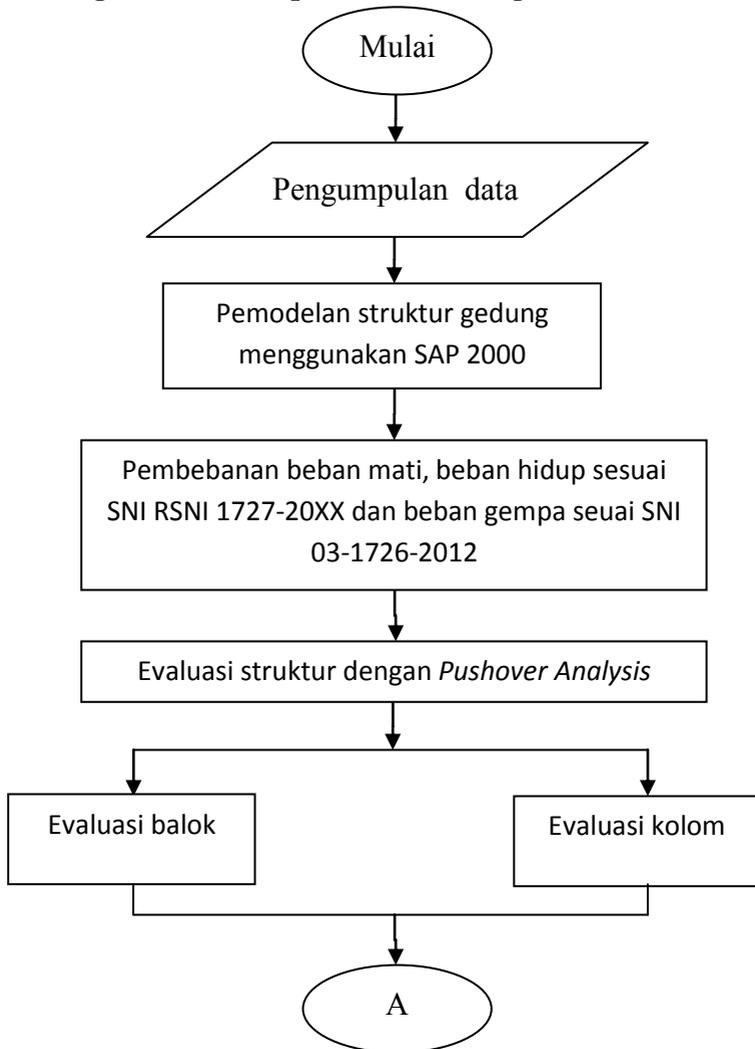
- Menggunakan FRP (*Fiber Reinforced Polymer*)

FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) merupakan pilihan perkuatan luar yang mudah dikerjakan karena bahannya ringan, tahan terhadap korosi dan kekuatan yang tinggi. FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) merupakan pilihan perkuatan luar yang mudah dikerjakan karena bahannya ringan, tahan terhadap korosi dan kekuatan yang tinggi. Selain itu, perkuatan luar dengan menggunakan lembaran FRP dapat meningkatkan lentur dan geser balok beton bertulang, dan tekan kolom yang bergantung pada kegagalan apa yang terjadi dan seberapa besar struktur tersebut membutuhkan perkuatan. Material FRP terdapat berbagai jenis seperti serat kaca, karbon, dan aramid. Pemilihan tipe fiber ini sangat tergantung pada beberapa faktor seperti tipe struktur, beban yang direncanakan, dan kondisi lingkungan. FRP digunakan dengan cara direkatkan pada permukaan elemen struktur secara kimiawi yaitu perekat yang mempunyai bahan dasar epoxy resin. Menurut Tavio., dkk (2009) perkuatan terhadap balok dengan *Carbon Reinforced Fiber Polymer* (CRFP) terjadi peningkatan daktilitas kurvatur dan momen pada dua lapis dibandingkan dengan balok tanpa CRFP, presentasi kenaikan daktilitas kurvatur yang terjadi rata-rata 265 persen, sedangkan peningkatan momen sebesar rata-rata 45 persen. Sedangkan, menurut Sianipar, M. (2009) perkuatan CRFP dengan tebal = 0.3 cm terhadap kolom dengan mutu beton $f'_c = 25$ MPa dapat mencapai $f_{cc}' = 29.364$ MPa, peningkatan kapasitas kolom pada beban aksial sebesar 29.3 % dan momen lentur 133 %.

*halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Tahapan Penulisan Tugas Akhir





3.2 Pengumpulan Data

Mengumpulkan data – data yang diperlukan berupa data umum bangunan, data bahan, dan dimensi elemen struktur.

3.3. Pemodelan Struktur Gedung dengan SAP 2000

Setelah mendapatkan data-data yang mendukung, struktur gedung dimodelkan dengan SAP 2000. Elemen-elemen struktur yang dimodelkan pada program SAP 2000 yaitu :

- Balok Induk
Balok dimodelkan sebagai elemen frame dengan memiliki hubungan (joint) yang kaku sehingga momen-momen maksimum tempat terjadinya sendi plastis adalah pada kedua ujung balok
- Kolom
Kolom dimodelkan sebagai elemen frame dengan memiliki hubungan (joint) yang kaku

3.4 Pembebanan dari Beban Hidup, Beban Mati sesuai SNI RSNI 1727-20XX dan Beban Gempa sesuai SNI 03-1726-2012

Pembebanan dikelompokkan menjadi dua beban (menurut arah gaya), yaitu :

3.4.1 Beban Vertikal

Beban vertikal terbagi menjadi 2, yaitu :

- a. Beban mati yang didapat dari berat sendiri struktur, berat plumbing, berat sanitasi, berat tegel, dsb
- b. Beban hidup yang telah diatur dalam RSNI 1727 20XX

3.4.2 Beban Horizontal

Beban horizontal terdiri dari beban gempa (SNI 03-1726-2012) dan beban angin. Namun dalam tugas akhir ini beban angin tidak diperhitungkan karena beban gempa lebih berpengaruh dikarenakan lebih besar. Berikut ini adalah langkah-langkah membuat respon spectrum sehingga mendapatkan beban lateral gempa yang dipikul oleh struktur bangunan :

- i. Menentukan S_s (di dapat dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ detik gambar 2.4) dan S_1 (di dapat dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 1$ detik gambar 2.5)
- ii. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs melalui tabel 3.1 dan tabel 3.2

Tabel 3.1 Koefisien Situs Fa

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				

Sumber : SNI 03-1726-2012 hal. 29

Tabel 3.2. Koefisien Situs Fv

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				

Sumber : SNI 03-1726-2012 hal. 29

- iii. Menghitung S_{ms} dan S_{m1} (parameter spectrum respon percepatan dalam periode dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs,ditentukan oleh :

$$S_{ms} = F_a S_s$$

$$S_{m1} = F_a S_1$$
- iv. Menghitung parameter percepatan spektral desain, ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{ds} = 2/3 S_{ms}$$

$$S_{d1} = 2/3 S_{m1}$$

- v. Kurva spektrum respon desain dapat digambar mengikuti ketentuan ini :
- Untuk periode $T \leq T_0$, spectrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan :

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

- Untuk periode $T_0 \leq T \leq T_s$, spectrum respon percepatan desain (S_a) :

$$S_a = S_{ds}$$

- Untuk periode $T \geq T_s$, spectrum respon percepatan desain (S_a) :

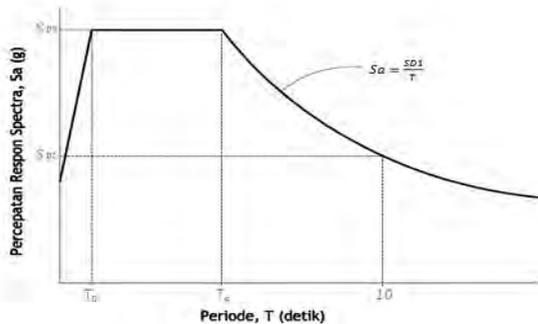
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur



Gambar 3.1. Grafik Respon Spektrum Desain

Sumber : SNI 03-1726-2012 hal. 30

- vi. Menentukan kategori resiko berdasarkan pemanfaatan bangunan berdasarkan tabel yang tercantum pada tabel 3.3

kemudian mencari faktor keutamaan (I_e) berdasarkan tabel 3.4. Apartemen Casablanca East Residence termasuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan $I_e = 1$.

Tabel 3.3. Tabel Kategori Resiko

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> – Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan – Fasilitas sementara – Gudang penyimpanan – Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> – Perumahan – Rumah toko dan rumah kantor – Pasar – Gedung Perkantoran – Gedung apartemen/rumah susun – Pusat perbelanjaan/Mall – Bangunan industri – Fasilitas manufaktur – Pabrik 	II

Sumber : SNI 03-1726-2012 hal. 21

Tabel 3.4. Tabel Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Jenis Pemanfaatan	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 03-1726-2012 hal. 30

- vii. Dengan mengetahui parameter respon percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik dan kategori resiko dari pemanfaatan gedung, Kategori resiko desain seismik dapat dicari melalui tabel 3.5 dan tabel 3.6

Tabel 3.5. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Sds

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 : SNI 03-1726-2012 hal. 31

Tabel 3.6. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Sd1

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 : SNI 03-1726-2012 hal. 31

- viii. Memilih sistem struktur bangunan penahan gaya seismik yang sesuai dengan kebutuhan struktur dan batasan tinggi struktur bangunan sehingga koefisien reduksi gempa R didapatkan sesuai dengan tabel 2.2. Apartemen Casablanca East Residence telah didesain menggunakan sistem rangka pemikul khusus (SRPMK) yang mempunyai faktor R sebesar 8.
- ix. Gaya horizontal, gaya vertikal dan momen torsi yang terjadi akibat gempa pada struktur, sangat tergantung pada berat dan kekakuan material struktur, konfigurasi dan sistem struktur, periode atau waktu getar struktur, kondisi tanah dasar, wilayah kegempaan, serta perilaku gempa itu sendiri. Gaya geser dasar seismik, V yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan :

$$V = C_s \cdot W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan diatas tidak perlu melebihi :

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

C_s harus tidak kurang dari :

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

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

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

Keterangan :

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1,0 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

- x. Mendapatkan distribusi vertikal gaya gempa akibat gaya geser dasar seismik

$$F_x = C_{vx} V$$

Beban Gempa merupakan beban yang tidak dapat diperkirakan baik besar, arah, maupun saat terjadinya. Untuk mengantisipasi kondisi ini SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.3 ditetapkan bahwa, arah gempa yang biaksial dapat disimulasikan dengan meninjau beban gempa rencana yang bekerja pada ke dua arah sumbu utama struktur bangunan yang saling tegak lurus secara simultan. Besarnya beban gempa pada struktur dapat diperhitungkan dengan menjumlahkan 100% beban gempa pada satu arah dengan 30% beban gempa pada arah tegak lurus nya.

3.4.3 Kombinasi Pembebanan

Metode beban ultimit menurut SNI 03-1726-2012 adalah :

- 1) 1,4D
- 2) 1,2D + 1,6L + 0,5 (L atau R)
- 3) 1,2D + 1,6 (L atau R) + (L atau 0,5 W)
- 4) 1,2D + 1,0E + L
- 5) 0,9D + 1,0E

3.5 Evaluasi Struktur dengan *Pushover Analysis*

Evaluasi pushover menggunakan ATC 40 didapatkan dari membandingkan *pushover curve* yang menggambarkan kapasitas struktur berupa hubungan gaya dorong total (*base shear*) dengan perpindahan lateral struktur (*displacement*) dengan *spectrum demand* yang menggambarkan besarnya tuntutan kinerja (representasi dari spektrum gempa SNI 03-1726-2012 dengan redaman 5% untuk struktur inelastis). Evaluasi ini sudah *built in* dalam SAP 2000. Berikut urutan analisis *pushover* adalah sebagai berikut :

- a) Struktur yang telah dimodelkan dibuat property sendinya, yaitu untuk balok menggunakan tipe sendi M3 dengan pertimbangan balok hanya menerima momen sumbu 3 dan kolom menggunakan tipe sendi P-M2-M3 dengan pertimbangan kolom hanya menerima gaya aksial dan momen sumbu 2 dan 3
- b) Membuat pola distribusi beban lateral, yang dimaksud adalah 1 model hanya diperbolehkan untuk menganalisis 1 jenis pola beban lateral tiap arahnya.
- c) Membuat 2 case, yaitu PUSH X dan PUSH Y. Kedua arah diperhitungkan. *Case* ini berupa nonlinier dari lanjutan *case* dead dan live sebagai beban hidup.
- d) Menentukan titik kontrol untuk meninjau besarnya *target displacement* struktur dengan mencatat besarnya perpindahan yang terjadi antara gaya geser dasar dengan atap bangunan untuk menyusun kurva pushover.
- e) Membuat kurva pushover berdasarkan macam pola distribusi gaya lateral yang mempunyai hasil kriteria kinerja terburuk sehingga deformasi yang didapatkan hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa.
- f) Membuat performance point dengan metode ATC 40 yang sudah *built in* dalam SAP 2000. Pertama, ubah format kurva pushover yang telah didapat menjadi ADRS lalu ubah juga kurva demand menjadi spectrum demand yaitu beban gempa rencana SNI 03-1726-2012 menjadi format ADRS. Cara

merubah kurva pushover dalam format ADRS (Sa-Sd) adalah :

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

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

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

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

Dimana :

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

α_1 = koefisien massa ragam untuk ragam ke-1

w_i/g = massa lantai i

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

N = jumlah lantai

V = gaya geser dasar

W = berat struktur (akibat beban mati dan beban hidup tereduksi)

Δ_{atap} = perpindahan atap (yang digunakan pada kurva kapasitas)

S_a = spektrum percepatan

S_d = spektrum perpindahan

Sedangkan *Demand spectrum* ini berasal dari *demand curve* yaitu hubungan $S_a - T$ dari respon spektrum sesuai SNI 03-1726-2012 yang telah diubah menjadi format ADRS seperti gambar 2.8. Sedangkan Sedangkan cara mengubah demand curve menjadi demand spectrum sesuai ATC 40 adalah :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

- g) Evaluasi level kinerja struktur ketika *performance point* tepat berada pada target perpindahan lalu diamati komponen struktur yang mengalami *collapse*.

Performance point adalah besarnya perpindahan pusat massa di atap ketika dikenai beban gempa rencana. *Demand spectrum* didapatkan dari respon spektrum gempa rencana pada wilayah yang akan ditinjau. Setelah *performance point* diperoleh, tingkat kinerja struktur dari nilai simpangan antar tingkat dapat ditentukan. Kriteria kinerja juga dapat diketahui dengan melihat tabel yang menyatakan kriteria kinerja yang ditetapkan oleh vision 2000 dan NEHRP.

3.6 Hasil Evaluasi

Apabila dari hasil evaluasi menunjukkan bahwa Apartemen Casablanca East Residence sudah cukup kuat untuk menerima beban gempa yang telah disyaratkan oleh SNI 03-1726-2012 maka saran perkuatan tidak diperlukan. Namun, jika hasil evaluasi menunjukkan bahwa gedung tersebut tidak kuat menerima beban gempa sesuai SNI 03-1726-2012 maka saran perkuatan diperlukan.

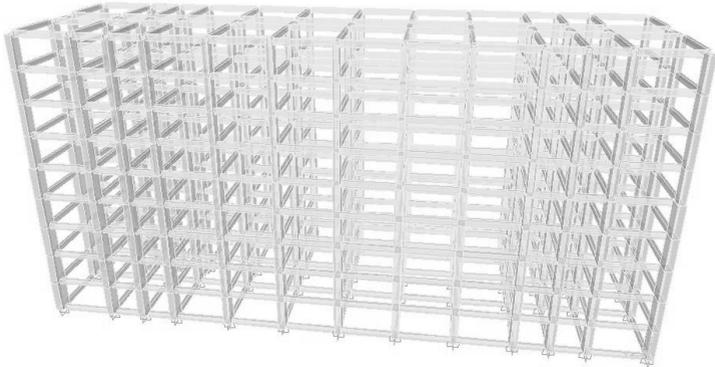
*Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

PEMBEBANAN STRUKTUR

4.1 Umum

Peninjauan Apartemen Casablanca East Residence dibatasi 10 lantai dengan total ketinggian 25.2 m diatas tanah. Proses permodelan struktur apartemen ini dilakukan dalam SAP 2000 dengan memodelkan kolom, balok, dan pelat lalu pendefinisian properti elemen struktur, dan input pembebanan yang akan diterima struktur. Setelah itu, *run analysis* untuk meninjau balok dan kolom yang harus dievaluasi.



Gambar 4.1 Pemodelan Struktur Casablanca East Residence

4.2 Data Bangunan Eksisting

4.2.1 Data Umum Bangunan

Nama gedung	: Apartemen Casablanca East Residence
Fungsi	: Apartemen
Sistem Gedung	: Sistem rangka pemikul momen khusus
Jumlah Lantai	: 10 lantai
Tinggi Total	: 25.2 m

4.2.2 Data Bahan
Mutu Beton

- Kolom : K 450 / $f'c = 37.75 \text{ Mpa}$
- Balok dan pelat : K 300 / $f'c = 24.9 \text{ Mpa}$
- Mutu Besi :
- D (ulir), $D \geq 13 \text{ mm} = \text{U50}$ ($f_y = 500 \text{ Mpa}$)
- $D < 13 \text{ mm} = \text{U24}$ ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)

4.2.3 Data Dimensi Lantai Huni

K = Kolom

B = Balok induk

B' = Balok sekunder

Tabel 4.1 Dimensi Lantai Huni

Notasi	Ukuran	Notasi	Ukuran
K1 (Lt.B-6)	600 x 1200	B3A	300 x 500
K1 (Lt.7-10)	450 x 1000	B4A	300 x 500
B1A	300 x 500	B5A	300 x 500
B2A	300 x 500	BKO	500 x 200

4.3 **Beban Gravitasi**

4.3.1 **Beban Mati**

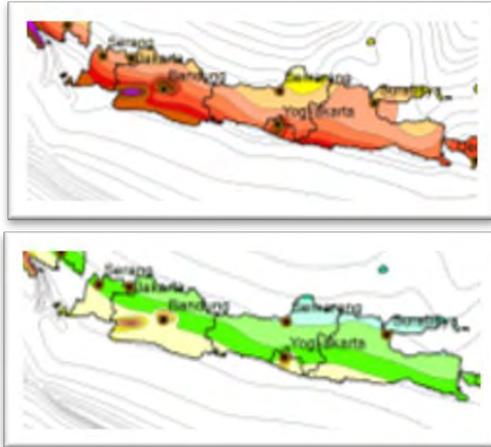
- Plafond = 11 kg/m^2
- Penggantung = 7 kg/m^2
- Spesi (2 cm) = 42 kg/m^2
- Tegel (1cm) = 24 kg/m^2
- Ducting plumbing = $40 \text{ kg/m}^2 +$
- DL = 124 kg/m^2
- Hebel : $2.8 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2$ = 280 kg/m^2

4.3.2 Beban Hidup

- Lantai apartemen = 250 kg/m²
- Pelat tangga = 300 kg/m²

4.4 Beban Gempa

4.4.1 Menentukan Nilai Spektra Percepatan S_s dan S_1



Gambar 4.2 Respon Spektra Percepatan Periode 0.2 dan 1 Detik

Sumber : SNI 03-1726-2012 hal. 133-134

Berdasarkan gambar 4.2 di atas, Apartemen Casablanca East Residence yang terletak di Jakarta yang memiliki respon spektra percepatan untuk perioda pendek 0.2 detik yaitu sekitar 0.686 g dan untuk perioda 1 detik yaitu sekitar 0.3 g. Parameter spectrum respons percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spectrum percepatan untuk perioda 0.2 detik (S_s) dan perioda 1.0 detik (S_1) di batuan dasar, dituliskan dalam rumus sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (F_a \times S_s) \text{ dan } S_{D1} = \frac{2}{3} (F_v \times S_1)$$

dimana :

S_s = Nilai respon spektra percepatan untuk perioda pendek 0.2 detik di batuan dasar

S_1 = Nilai respon spektra percepatan untuk perioda 1.0 detik di batuan dasar

F_a = Koefisien perioda pendek 0.2 detik, lihat tabel 3.1

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik, lihat tabel 3.2

4.4.2 Menentukan Kategori Resiko (*Risk Category*) Bangunan & Faktor Keutamaan I_e

Tabel 4.2 Pemilihan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan yaitu apartemen, maka masuk dalam kategori resiko II dan memiliki faktor keutamaan $I_e = 1$

4.4.3 Menentukan Koefisien Situs (*Site Coefficient*), F_a dan F_v

Tabel 4.3 Pemilihan Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa <i>MCEER</i> terpetakan pada perioda 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	SSb				

Kelas situs

= SD

Respon spektra percepatan pada 0.2 detik (S_s) = 0.686 g
 Didapatkan nilai F_a = 1.251

Tabel 4.4 Pemilihan Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada perioda 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	SSb				

Kelas situs = SD

Respon spektra percepatan pada 1 detik (S_1) = 0.3 g

Didapatkan nilai F_v = 1.8

4.4.4 Menentukan Spektral Respons Percepatan S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(1.1256 \times 0.686) = 0.572$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}(1.8 \times 0.3) = 0.36$$

4.4.5 Menentukan kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 0.2 detik dan 1 detik

Tabel 4.5 Pemilihan Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 0.2 detik

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

Tabel 4.6 Pemilihan Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 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

Tabel 4.7 Pemilihan Kategori Desain Seismik

Sistem penahan-gaya gempa	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_b^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4/2	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2/2	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB	

Kategori desain seismik pada Apartemen Casablanca East Residence termasuk dalam kategori “D” sehingga untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus tidak memiliki batasan dan mempunyai koefisien R sebesar 8.

4.4.6 Menentukan Spektrum Respons Desain

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \times \frac{0.36}{0.572} = 0.126 \text{ det } ik$$

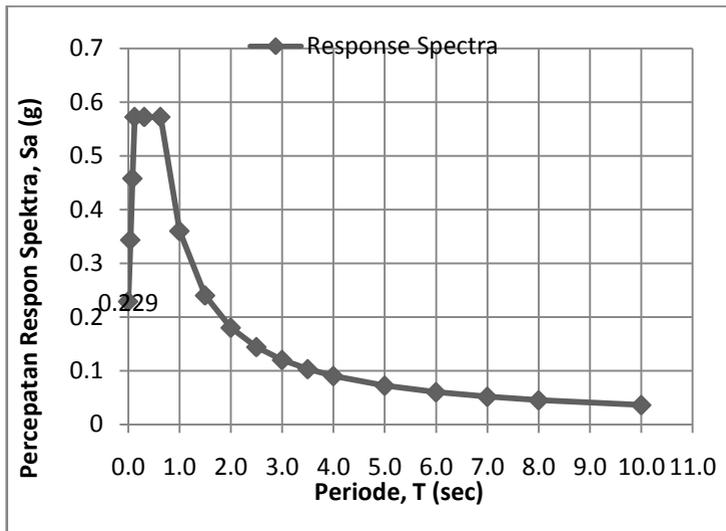
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.36}{0.572} = 0.63 \text{ det } ik$$

- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad S_a = 0.572 \left(0.4 + 0.6 \frac{0}{0.105} \right) = 0.229 \text{ det } ik$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spectrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar dari T_S , spectrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.36}{1} = 0.36g$$



Gambar 4.3 Spektrum Respons Desain

4.4.7 Menentukan Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T_a < T < C_u T_a$$

$$T_a = C_t h_n^x$$

T_a = periode fundamental pendekatan

T = periode fundamental dari perhitungan SAP

C_u = koefisien batas atas pada periode yang dihitung

Tabel 4.8 Pemilihan Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan X

Tipe struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

$$T_a = 0.0466 \times 25.2^{0.9} = 0.85 \text{ detik}$$

Tabel 4.9 Pemilihan Koefisien C_u

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
> 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Koefisien C_u didapat sebesar 1.4

$$C_u T_a = 1.4 \times 0.85 = 1.191 \text{ detik}$$

T uncrack dari SAP 2000 = .02455 detik

$$T_a = 0.85 \text{ detik} \leq T \text{ uncrack} = 1.02455 \text{ detik} \leq C_u T_a = 1.191 \text{ detik}$$

T crack dari SAP 2000 = 1.42507 detik

$$T \text{ crack} = 1.42507 \text{ detik} > C_u T_a = 1.191 \text{ detik}, T = C_u T_a$$

4.4.8 Menentukan Koefisien Respons Seismik (C_s)

Koefisien respons seismic (C_s) harus ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1 :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.572}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.072$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari :

- Saat uncrack

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T_{uncrack} \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.36}{\left(\frac{8}{1}\right) \times 1.02455} = 0.039$$

- Saat crack

$$C_s = \frac{S_{D1}}{C_{uTa} \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.36}{\left(\frac{8}{1}\right) \times 1.191} = 0.0378$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \\ C_s &= 0.044 \times 0.572 \times 1 \geq 0.01 \\ C_s &= 0.025 \end{aligned}$$

Maka diambil nilai C_s saat sebelum crack sebesar 0.039

4.4.9 Perhitungan Berat Bangunan Total

Berat pada masing-masing lantai dapat dilihat pada tabel 4.10 sebagai berikut :

Tabel 4.10 Beban yang Bekerja pada Tiap Lantai

Lantai	h (m)	Berat Lantai dan Beban Mati (kg)	Beban Frame (kg)	0.5 Beban Hidup (kg)	Berat Total (kg)
GF	0	377520	1330749.541	930000	2173269.541
2	2.8	377520	1330749.541	930000	2173269.541
3	5.6	377520	1317669.301	930000	2160189.301
4	8.4	377520	1317669.301	930000	2160189.301
5	11.2	377520	1317669.301	930000	2160189.301
6	14	377520	1317669.301	930000	2160189.301
7	16.8	377520	1296211.141	930000	2138731.141
8	19.6	377520	1296211.141	930000	2138731.141
9	22.4	377520	1296211.141	930000	2138731.141
10	25.2	377520	1296211.141	930000	2138731.141
Total					19368951.31

4.4.10 Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 03-1726-2012

$V = C_s W$, dimana:

$$C_s = 0.039$$

$$W = 19368951.3 \text{ kg}$$

$$V = 0.039 \times 19368951 \text{ kg} = 929709.7 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_i) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_i$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1).

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan gaya geser dasar ragam (V_i) sebagai berikut :

Tabel 4.11 Output Reaksi Dasar Hasil SAP 2000

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
RSX	LinRespSpec	Max	657833.2	214294.7
RSY	LinRespSpec	Max	197350	714315.8

$$V_t \text{ arah } x = 657833.2 \text{ kg}$$

$$0.85 V = 790253.2 \text{ kg} > V_{tx} = 657833.2 \text{ kg (TIDAK OK)}$$

$$V_t \text{ arah } y = 714315.8 \text{ kg}$$

$$0.85 V = 790253.2 \text{ kg} > V_{ty} = 714315.8 \text{ kg (TIDAK OK)}$$

Untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0.85V/V_t$.

Arah X :

$$\frac{0.85 \times V}{V_{tx}} = \frac{790253.2}{657833.2} = 1.2$$

Arah Y :

$$\frac{0.85 \times V}{V_{ty}} = \frac{790253.2}{714315.8} = 1.1$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectrum*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 4.12 Output Reaksi Dasar Hasil Analisa Ulang SAP 2000

OutputCase	Case Type	Step Type	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
RSX FACTORY	Combination	Max	855183.1	278583.1
RSY FACTORY	Combination	Max	236819.9	857178.9

Arah x :

$$0.85 V = 790253.2 \text{ kg} < V_{tx} = 855183.1 \text{ kg (OK)}$$

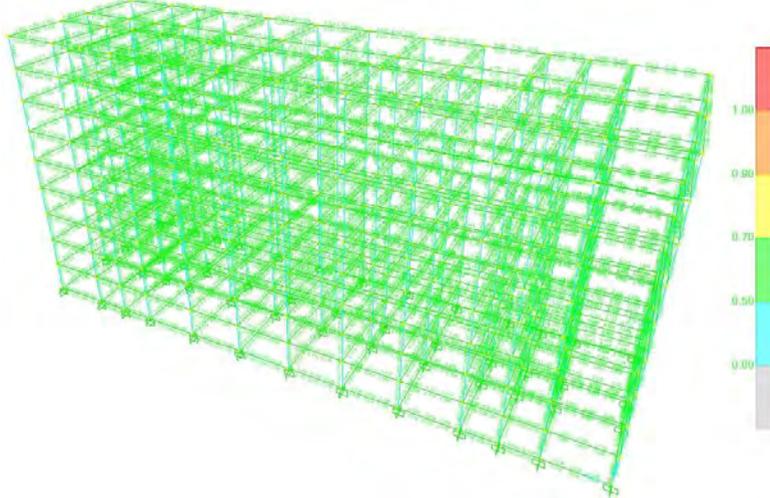
Arah y :

$$0.85 V = 790253.2 \text{ kg} < V_{ty} = 857178.9 \text{ kg (OK)}$$

Ternyata hasil dari analisa ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1. Lalu struktur dikenai 2 pola beban gempa sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.3 yaitu pola ke-1 adalah arah x sebesar 100% dan arah y 30% sedangkan pola ke-2 adalah arah y sebesar 100% dan arah x 30%. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.5 Stress Check

Setelah struktur telah dibebankan berbagai macam kombinasi pembebanan maka program akan mengevaluasi rasio stress yang terjadi di elemen struktur.



Gambar 4.4 Hasil Stress Check

Dapat dilihat dari gambar diatas bahwa tidak ada elemen struktur yang mengalami gagal desain, untuk balok nilai *stress ratio* sebesar 0.538 sedangkan untuk kolom sebesar 0.11. Kesimpulannya adalah tahap analisis pushover dapat dilanjutkan.

4.6 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Ps. 7.9.1 jumlah ragam vibrasi/*mode shape* yang ditinjau dalam penjumlahan respons

ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %.

Tabel 4.13 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

Output Case	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.425066	0.6529	0
MODAL	Mode	2	1.294393	0.6529	0.0802
MODAL	Mode	3	1.286448	0.6529	0.7105
MODAL	Mode	4	0.393587	0.6529	0.8071
MODAL	Mode	5	0.366932	0.7829	0.8071
MODAL	Mode	6	0.34171	0.7829	0.8072
MODAL	Mode	7	0.205711	0.7829	0.8491
MODAL	Mode	8	0.156964	0.8384	0.8491
MODAL	Mode	9	0.149261	0.8384	0.8491
MODAL	Mode	10	0.126998	0.8384	0.8735
MODAL	Mode	11	0.087004	0.8384	0.8891
MODAL	Mode	12	0.085739	0.8683	0.8891
MODAL	Mode	13	0.070555	0.8683	0.8891
MODAL	Mode	14	0.065216	0.8683	0.8992
MODAL	Mode	15	0.063792	0.8683	0.8993
MODAL	Mode	16	0.055098	0.8696	0.9012
MODAL	Mode	17	0.05447	0.8865	0.9014
MODAL	Mode	18	0.050904	0.8866	0.9084
MODAL	Mode	19	0.039015	0.8914	0.9214
MODAL	Mode	20	0.038298	0.8985	0.9331
MODAL	Mode	21	0.031564	0.8997	0.9449
MODAL	Mode	22	0.028244	0.9095	0.9459
MODAL	Mode	23	0.016656	0.93	0.9466

MODAL	Mode	24	0.012559	0.9344	0.9571
MODAL	Mode	25	0.007816	0.9765	0.9577

Dari tabel 4.13 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.7 Kontrol Drift

Untuk kontrol drift pada RSNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (5.5)
(SNI 03-1726-2012 Tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (1)
(RSNI 03-1726-2012 Pasal 4.1.2)

Untuk struktur bangunan SRPMK simpangan antar lantai ijin dibatasi sebesar:

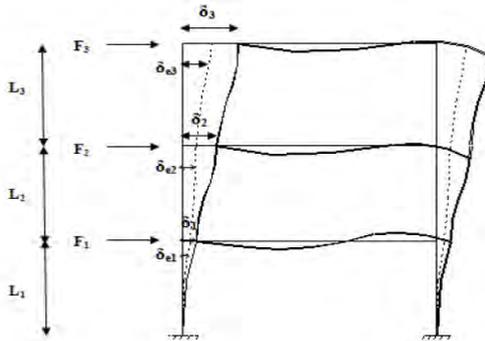
$$\Delta_a = 0,025h_{sx}$$

perhitungan simpangan lantai 1:

$$\Delta_1 = \delta_{e1} C_d / I$$

perhitungan simpangan lantai 2-keatas :

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d / I$$



Gambar 4.5 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 4.14 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Statik Ekuivalen Arah Sumbu X

Lantai	h_x (m)	δ_{xe} (m)	Δ (m)	Δ_a (m)	Ket
Lantai GF	0	0	0	0	OK
Lantai 2	2.8	0.002246	0.01235	0.07	OK
Lantai 3	5.6	0.007991	0.0316	0.07	OK
Lantai 4	8.4	0.016091	0.04455	0.07	OK
Lantai 5	11.2	0.025618	0.0524	0.07	OK
Lantai 6	14	0.035832	0.05618	0.07	OK
Lantai 7	16.8	0.046242	0.05726	0.07	OK
Lantai 8	19.6	0.056149	0.05449	0.07	OK
Lantai 9	22.4	0.065152	0.04952	0.07	OK
Lantai 10	25.2	0.073248	0.04453	0.07	OK

Tabel 4.15 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Statik Ekuivalen Arah Sumbu Y

Lantai	h_x (m)	δ_{xe} (m)	Δ (m)	Δ_a (m)	Ket
Lantai GF	0	0	0	0	OK
Lantai 2	2.8	0.003661	0.02014	0.07	OK
Lantai 3	5.6	0.011673	0.04407	0.07	OK
Lantai 4	8.4	0.021391	0.05345	0.07	OK
Lantai 5	11.2	0.031396	0.05503	0.07	OK
Lantai 6	14	0.040933	0.05245	0.07	OK
Lantai 7	16.8	0.04969	0.04816	0.07	OK
Lantai 8	19.6	0.056622	0.03813	0.07	OK
Lantai 9	22.4	0.061622	0.0275	0.07	OK
Lantai 10	25.2	0.064874	0.01789	0.07	OK

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

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

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

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

Sehingga akan didapatkan spektrum kapasitas seperti gambar 5.17 dan hasil spektrum kapasitas SAP2000 seperti gambar 5.18. Dapat dilihat ternyata hasil perhitungan manual dan hasil SAP2000 tidak jauh berbeda.

Tabel 5.1 Faktor Φ dan PF1

No	Lantai	Displacement (m)	Berat (ton)	wi Φ i	wi Φ i ²
1	10	0.044528	2138.731141	95.23342	4.2405537
2	9	0.0495165	2138.731141	105.9025	5.2439202
3	8	0.0544885	2138.731141	116.5363	6.3498856
4	7	0.057255	2138.731141	122.4531	7.0110495
5	6	0.056177	2160.189301	121.353	6.8172449
6	5	0.0523985	2160.189301	113.1907	5.9310218
7	4	0.04455	2160.189301	96.23643	4.2873331
8	3	0.0315975	2160.189301	68.25658	2.1567373
9	2	0.012353	2173.269541	26.8464	0.3316336
10	GF	0	2173.269541	0	0

$$(\sum w_i \Phi_i)^2 = 749970.2908$$

$$\sum w_i \Phi_i^2 = 42.36937965$$

$$\sum w_i = 21542.22085$$

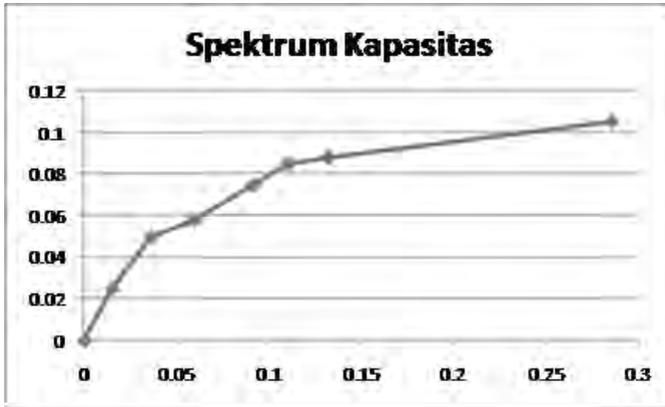
$$\alpha = 0.821677662$$

$$P_f = 20.43948385$$

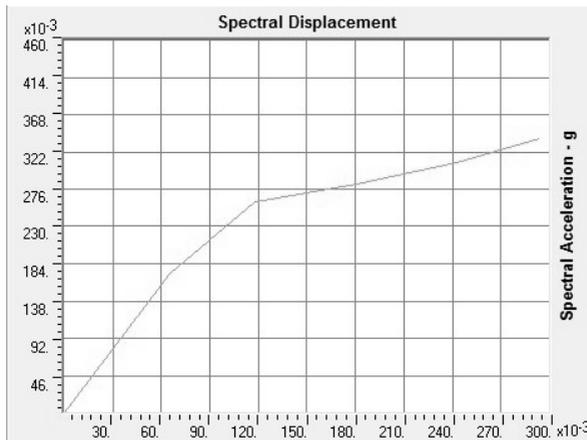
Tabel 5.2 Perhitungan kurva kapasitas dalam format ADRS

No	Displacement (m)	V (ton)	α	$\sum w_i$ (ton)	Sa (m ² /s)	Sd (m)
0	0.00	0	0.8217	21542.22	0	0
1	0.002891	32.6824	0.8217	21542.22	0.025	0.015
2	0.090141	880.8073	0.8217	21542.22	0.049761	0.036
3	0.165924	1315.0057	0.8217	21542.22	0.058	0.06
4	0.166863	1318.2523	0.8217	21542.22	0.0744743	0.091
5	0.253223	1501.227	0.8217	21542.22	0.0848114	0.11
6	0.339583	1684.1901	0.8217	21542.22	0.088	0.132
7	0.411318	1862.9739	0.8217	21542.22	0.1052482	0.285

$$\Delta t_{ap} = 1.43$$



Gambar 5.17 Spektrum Kapasitas Manual



Gambar 5.18 Spektrum Kapasitas SAP2000

Selanjutnya akan dicari spektrum demand dengan format ADRS seperti pada gambar 5.19 dan hasil spektrum demand SAP2000 seperti gambar 5.20. Ternyata hasil manual untuk spektrum demand ini juga tidak jauh berbeda dengan perhitungan SAP2000.

Untuk $T = 0.63$,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

Untuk $T > 0.63$,

$$\frac{S_a}{g} = \frac{S_d1}{T}$$

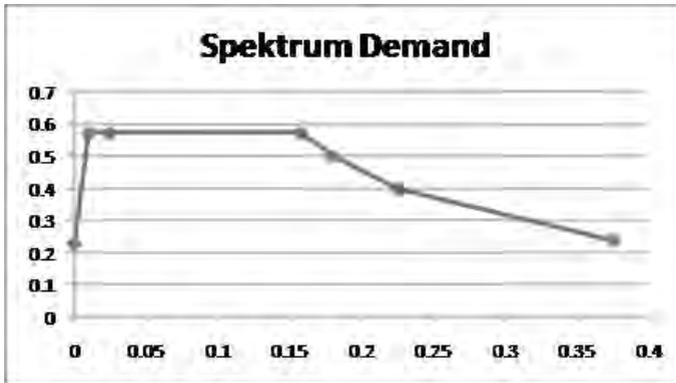
$$\frac{S_a}{g} = \frac{T}{0.36}$$

$$\frac{S_a}{g} = \frac{2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}}{0.36}$$

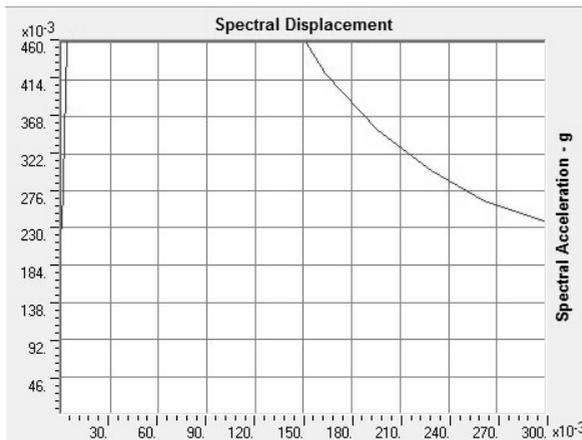
$$\frac{S_a}{g} = 0.09/S_d$$

Tabel 5.3 Perhitungan Kurva Demand dalam Format ADRS

No	T (s)	Sa (m ² /s)	Sd (m)
1	0.00	0.229	0
2	0.13	0.572215467	0.01
3	0.31	0.572215467	0.0245
4	0.63	0.572215467	0.158
5	0.72	0.5	0.18
6	0.85	0.4	0.225
7	1.50	0.24	0.375



Gambar 5.19 Spektrum Demand Manual

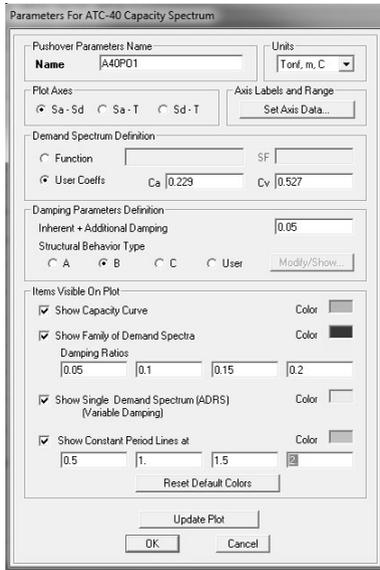


Gambar 5.20 Spektrum Demand SAP2000

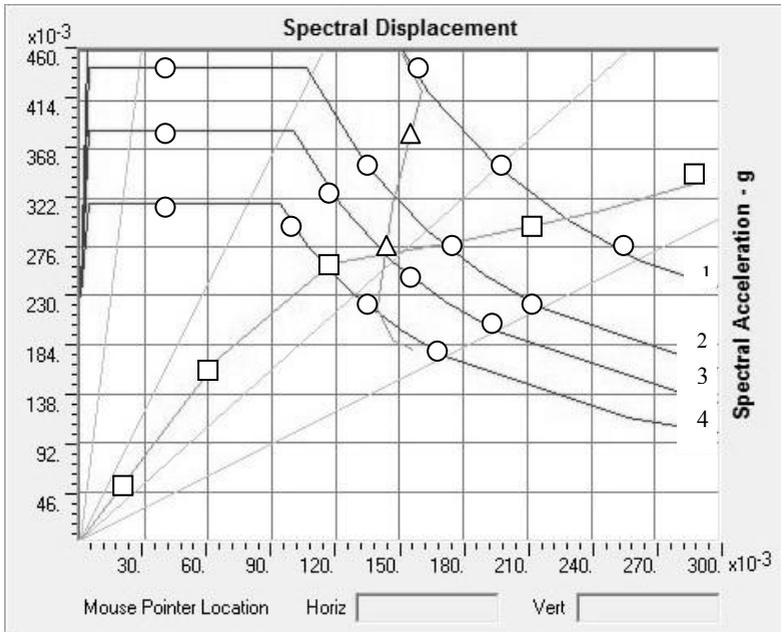
5.3.3 Performance point

Performance point ini digunakan untuk mendapatkan target perpindahan maksimum dari analisis nonlinier dengan penyeteraan linier antara periode efektif (T_{eff}) dan damping efektif (β_{eff}) pada struktur. Dapat dilihat pada gambar 5.21, *Single Demand Spectrum* (ADRS) merupakan hasil pemplotan dari iterasi antara *demand spectrum* berbagai redaman dengan

perpindahan maksimum dari spektrum kapasitas yang terjadi sehingga didapatkan periode efektif (T_{eff}) dan damping efektif (β_{eff}) pada struktur. Perkiraan efektif redaman ini dipengaruhi oleh bentuk dari spektrum kapasitas, estimasi perpindahan, dan hasil kurva histeresis. Lalu performance point ini didapat dari hasil trial and error untuk mendapatkan titik pertemuan spektrum kapasitas dan spektrum demand tersebut. pada titik T_{eff} , β_{eff} yang menyinggung kurva kapasitas ini lah yang disebut dengan *performance point* yaitu titik dimana didapatkan *spectral displacement* maksimum dan *spectral acceleration* maksimum sesuai pada gambar 5.22. Banyaknya iterasi yang harus dilakukan maka perhitungan ini menggunakan SAP2000 yang telah built in dengan metode ATC 40. Besar koefisien gempa C_a dan C_v yang didapat dari respon spektrum desain berdasarkan SNI 03-176-2012 yaitu $C_a = 0.229$ dan $C_v = 0.527$. Koefisien gempa ini yang akan dimasukkan dalam parameter performance point dalam ATC 40 seperti gambar 5.21. Kemudian, dari titik kinerja yang diperoleh, akan didapat level kinerja melalui property sendi yang telah dibuat. Beberapa level kinerja adalah IO (*Immediate Occupancy*), LS (*Life Safety*), dan CP (*Collapse Prevention*). *Performance point* pada push x didapat di titik 1393.711 ton ; 0.202 m (gambar 5.21) dan pada push y di titik 1248.996 ton ; 0.215 m (gambar 5.22).

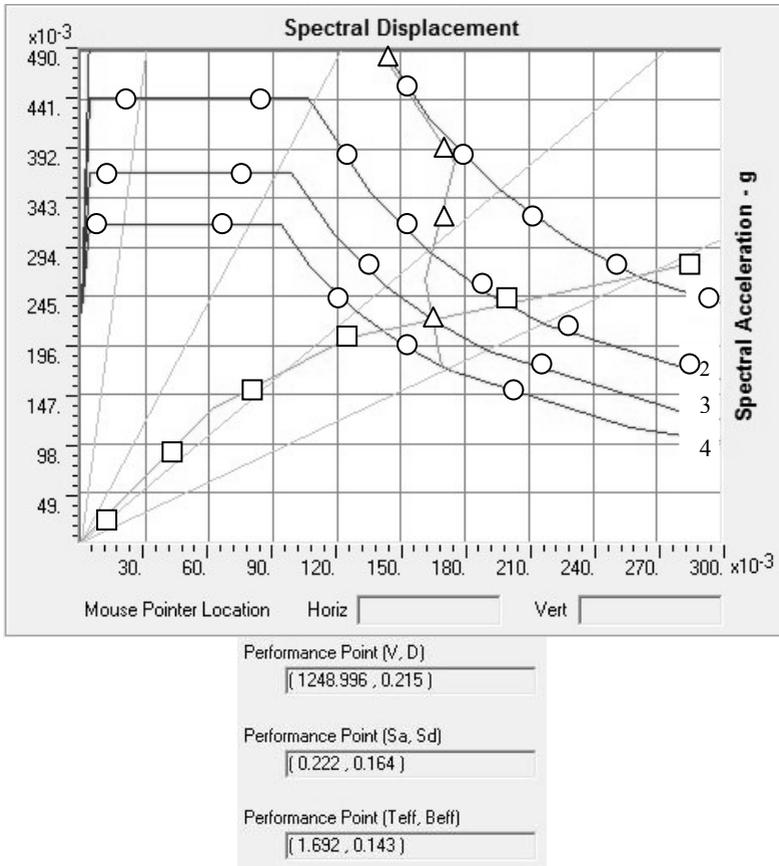


Gambar 5.21 Parameter ATC 40 dalam SAP2000



Performance Point (V, D)	(1393.711 , 0.202)
Performance Point (Sa, Sd)	(0.269 , 0.144)
Performance Point (Teff, Beff)	(1.458 , 0.138)

Gambar 5.22 Performance Point Struktur Arah x



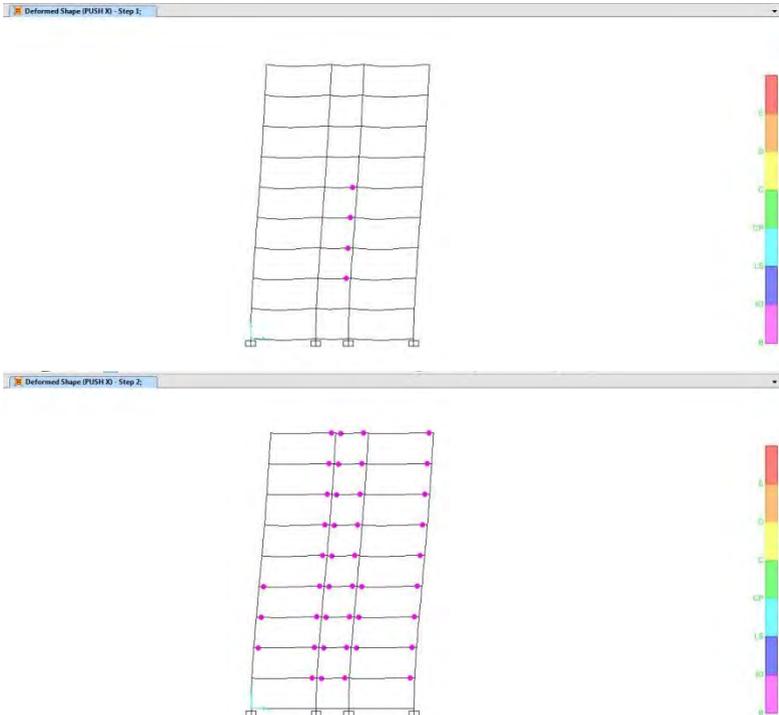
Gambar 5.23 Performance Point Struktur Arah y

Keterangan :

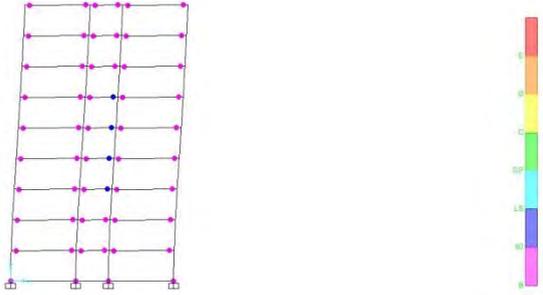
- 1 = Spektrum demand damping 5%
- 2 = Spektrum demand damping 10%
- 3 = Spektrum demand damping 14.3%
- 4 = Spektrum demand damping 20%
- △ = Single Demand Spectrum (ADRS)
- = Spektrum kapasitas

5.3.4 Distribusi sendi plastis

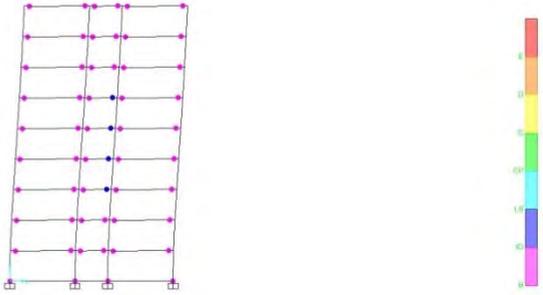
Analisis push x menghasilkan 7step. Dapat dilihat dari gambar 5.23 sendi plastis pertama terbentuk di bagian balok koridor lalu terbentuk sendi plastis lainnya di balok-balok lainnya, namun pada balok koridor yang telah terbentuk sendi plastis pertama sudah mengalami rotasi inelastis sebesar kapasitas rotasinya sehingga mulai kehilangan kekuatan, hal ini lah yang membuat kurva pushover menjadi mulai datar. Pada step terakhir yaitu step ke-7, level kinerja yang tercapai adalah sesudah CP (Collapse Prevention). Artinya elemen struktur tidak kuat menahan beban gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2012 pada arah x.



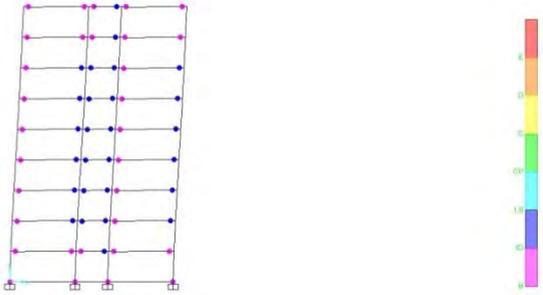
Deformed Shape (PUSH X) - Step 3

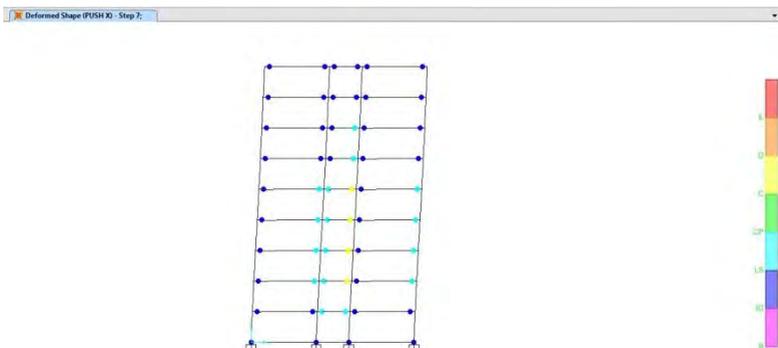
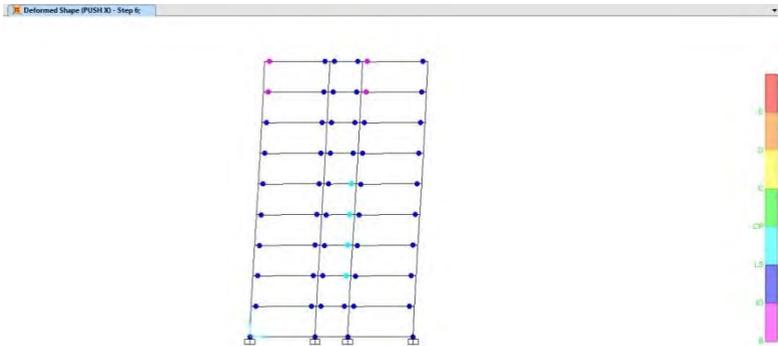


Deformed Shape (PUSH X) - Step 4



Deformed Shape (PUSH X) - Step 5

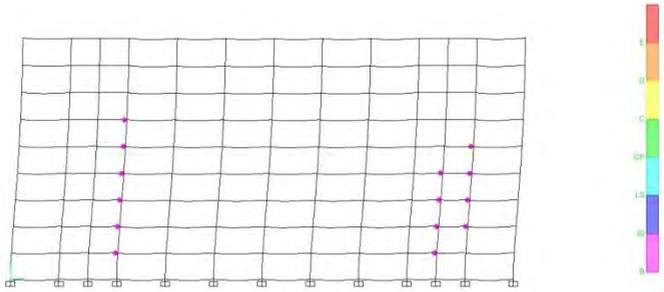




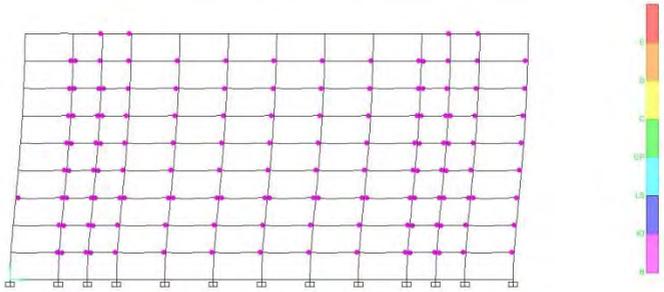
Gambar 5.24 Distribusi Sendi Plastis Akibat Push x

Analisis push y menghasilkan 5step. Dapat dilihat dari gambar 5.24 sendi plastis pertama terbentuk pada balok yang mempunyai panjang 3 m lalu terbentuk sendi plastis pada balok-balok lainnya. Pada step ke-5, level kinerja yang tercapai yaitu melebihi CP (Collapse Prevention) tepatnya pada titik C yaitu rotasi yang terjadi sudah melebihi kapasitas ultimate yang dimiliki elemen struktur. Sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan tidak kuat menerima beban gempa rencana sesuai SNI 03-1726 2012.

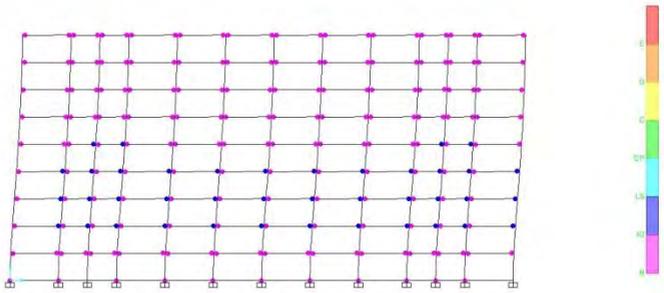
Deformed Shape (PUSHY) - Step 1

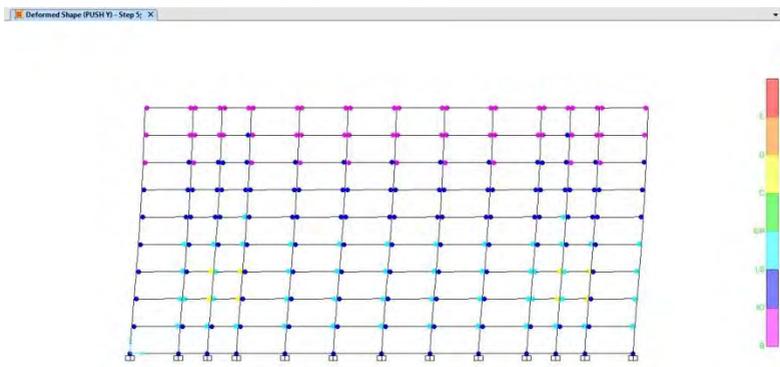
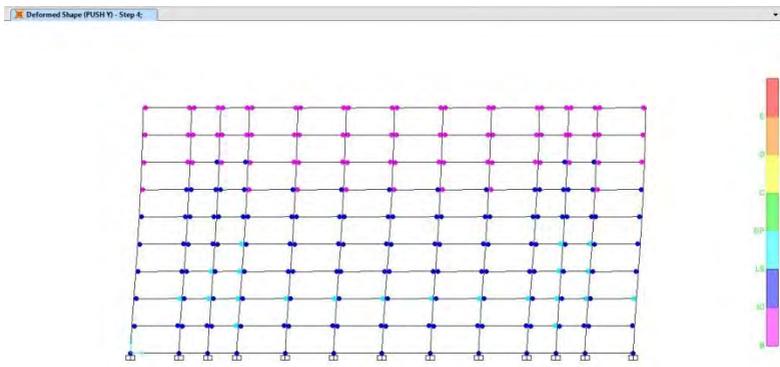


Deformed Shape (PUSHY) - Step 2



Deformed Shape (PUSHY) - Step 3





Gambar 5.25 Distribusi Sendi Plastis Akibat Push y

5.3.5 Level Kinerja Struktur

Dari hasil output SAP2000 didapatkan level kinerja sejumlah titik yang ada yaitu 2676 titik. Dapat dilihat di tabel 5.4 bahwa baik pada portal arah x maupun arah y termasuk pada kategori CtoD. Pada arah x level kinerja struktur melebihi CP (*Collapse Prevention*) yaitu CtoD sebanyak 47 titik sedangkan pada tabel 5.5 didapat level kinerja diatas CP yaitu CtoD dengan jumlah 26 titik. Perpindahan terbesar yang terjadi pada arah x sebesar 0.41 m sedangkan pada arah y sebesar 0.383 m. Besar gaya geser terbesar yang terjadi pada arah x adalah 1862.97 ton sedangkan pada arah y adalah 1643.22 ton.

Tabel 5.4 Hasil Level Kinerja Struktur akibat push x

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Tonf									
0	-5.44E-07	0	2676	0	0	0	0	0	0	0	2676
1	0.002891	32.6824	2668	8	0	0	0	0	0	0	2676
2	0.090141	880.8073	2155	521	0	0	0	0	0	0	2676
3	0.165924	1315.0057	1927	697	52	0	0	0	0	0	2676
4	0.166863	1318.2523	1922	702	52	0	0	0	0	0	2676
5	0.253223	1501.227	1922	453	301	0	0	0	0	0	2676
6	0.339583	1684.1901	1920	70	634	52	0	0	0	0	2676
7	0.411318	1862.9739	1913	9	554	153	0	47	0	0	2676

Tabel 5.5 Hasil Level Kinerja Struktur akibat push y

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Tonf									
0	7.05E-17	0	2676	0	0	0	0	0	0	0	2676
1	0.001284	19.04	2662	14	0	0	0	0	0	0	2676
2	0.078663	745.0053	2126	550	0	0	0	0	0	0	2676
3	0.164954	1131.2769	1765	802	109	0	0	0	0	0	2676
4	0.329286	1516.1002	1753	312	558	53	0	0	0	0	2676
5	0.383059	1643.2198	1743	264	478	165	0	26	0	0	2676

5.3.6 Hasil Daktilitas dan Faktor R

Agar diketahui besarnya daktilitas aktual yang terjadi pada struktur maka perlu diperhitungkan besarnya perpindahan pada sendi plastis saat ultimit dengan sendi plastis yang pertama kali terbentuk.

Untuk arah x :

$$\begin{aligned}\mu_x &= \frac{\delta tx}{\delta ax} \\ &= \frac{0.414}{0.095} \\ &= 4.35\end{aligned}$$

Untuk arah y :

$$\begin{aligned}\mu_y &= \frac{\delta ty}{\delta ay} \\ &= \frac{0.39}{0.08} \\ &= 4.875\end{aligned}$$

Sedangkan faktor R dapat diketahui dengan mengkalikan nilai daktilitas dengan f_i yaitu faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung dalam suatu struktur. Nilai f_i ini sebesar 1.6 sesuai dengan SNI 03-1726-2002 pasal 4.3.3

Untuk arah x :

$$\begin{aligned}R &= f_i \mu_x \\ &= 1.6 \times 4.35 \\ &= 7\end{aligned}$$

Untuk arah y :

$$\begin{aligned}R &= f_i \mu_y \\ &= 1.6 \times 4.875 \\ &= 7.8\end{aligned}$$

*Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

1. Ketetapan *strong column weak beam* terpenuhi karena sendi plastis pertama kali terbentuk pada ujung-ujung balok sampai akhirnya pada kaki kolom
2. Hasil analisis pushover pada struktur Apartemen Casablanca East Residence adalah arah x lebih kritis daripada arah y
3. *Target displacement* arah x sebesar 0.202 m sedangkan pada arah y sebesar 0.215 m
4. Sesuai metode *capacity spectrum* ATC 40, *performance point* pada arah x terjadi di titik 1393.711 ton ; 0.202 m dan pada arah y di titik 1248.996 ton ; 0.215 m
5. Level kinerja struktur baik pada portal arah x dan y melebihi kategori yang direncanakan, CP(Collapse Prevention) yaitu pada kategori CtoD, maksudny aadalah struktur masih mampu menahan batas maksimum gayageser yang terjadi tetapi sudah hampir runtuh. Pada kategori ini terdapat 47 titik pada arah x sedangkan pada arah y terdapat 26 titik.
6. Hasil daktalitas aktual arah x sebesar 4.35 dan arah y sebesar 4.875. Baik arah x maupun arah y mempunyai nilai lebih kecil dibandingkan prediksi awal daktalitas rencana sebesar 5.2
7. Hasil faktor reduksi gempa R arah x sebesar 7 dan arah y sebesar 7.8. Hal ini menunjukkan bahwa faktor reduksi gempa R aktual masih lebih kecil dari yang direncanakan yaitu sebesar 8

6.2 Saran

1. Dalam melakukan analisis pushover, pastikan bangunan yang ditinjau sudah aman melalui *stess check* yaitu evaluasi dalam kondisi linier karena jika tidak analisis pushover tidak akan berjalan
2. Perlu dilakukan evaluasi lebih lanjut dengan menggunakan analisis nonlinier dinamik *Time History* untuk membuktikan kebenaran analisis nonlinier statik *Pushover*
3. Saran perkuatan untuk bagian yang berada pada kategori CtoD ini adalah dengan metode jacketing menggunakan CRFP (Carbon Reinforced Fiber Polymer) karena pengerjaannya relatif mudah dilakukan. Bagian yang diperkuat terlebih dahulu adalah yang berada pada lantai terbawah yaitu lantai 2 setelah itu dilakukan running ulang untuk mengetahui apakah keseluruhan elemen struktur tersebut sudah memenuhi kategori yang direncanakan atau belum.

DAFTAR LAMPIRAN

Gambar 3D Step Akhir dari Pushover Arah X.....	1
Gambar 3D Step Akhir dari Pushover Arah Y.....	2
Denah Pembalokan Lantai G-5.....	3
Denah Pembalokan Lantai 6-10.....	4
Potongan A-A.....	5
Potongan B-B.....	6
Detail Penulangan.....	7

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2012.**Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**, SNI 03-1726-2012.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002.**Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung**, SNI 03-2847-2002.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013.**Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain**, SNI 1727-2013.
- Applied Technology Council. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*, ATC-40, Volume 1, Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, California.
- Pranata, Aji Yosafat. 2006.**Evaluasi Kinerja gedung Beton Bertulang Tahan Gempa dengan Analisis Pushover**, Jurnal Teknik Sipil , Vol. 3, No. 1, Januari 2006.
- Pranata, Aji Yosafat. 2008.**Kajian Daktilitas Struktur Gedung Beton Bertulang Dengan Analisis Riwayat Waktu Dan Analisis Beban Dorong**, Jurnal Teknik Sipil, Vol. 8, No. 3, Juni 2008.
- Suprpto, Kurdian dan Sudarto. 2009.*Evaluation of Performance of Asymmetrically Dual System Structures Using Pushover and Time History Analysis*, ITS Journal of Civil Engineering, Vol. 29, No. 1, May 2009.
- Tavio, dkk. 2009. **Peningkatan Daya Dukung dan Daktilitas Balok Beton Bertulang dengan Menggunakan CRFP (Carbon Reinforced Fiber Polymer)**, Jurnal Teknik Sipil, Vol. 9, No.1, Januari 2009.
- Budiono, Bambang. 2011.**Konsep SNI Gempa 1726-20XX**, Seminar HAKI 2011.
- Wisnumurti, dkk. 2008.**Analisis Pushover pada Gedung Tidak Beraturan dengan Studi Kasus pada Gedung Baru FIA UNIBRAW**, Jurnal Rekayasa Sipil, Vol. 2, No. 1, 2008.

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Denpasar, 26 April 1993. Penulis merupakan anak ketiga dari tiga bersaudara. Penulis menempuh pendidikan formal SD di SD Muhammadiyah 24 Jakarta, kemudian SMP di SMPN 115 Jakarta, lalu SMA di SMAN 8 Jakarta dan lulus pada tahun 2011. Setelah itu, penulis melanjutkan studi S-1 di Teknik Sipil ITS pada tahun 2011.

Penulis juga aktif di beberapa kegiatan organisasi baik di dalam kampus maupun luar kampus. Penulis pernah menjadi sekretaris dalam program kerja sosial masyarakat Civillage Sipil ITS, bendahara UKM Sepakbola, dan berpartisipasi menjadi anggota dalam beberapa kegiatan kampus seperti Civil Expo, pelatihan CECC, dsb. Penulis juga pernah mengikuti *Global Community Development AIESEC* Surabaya untuk mengajarkan kebudayaan Indonesia serta bertukar pikiran dengan peserta lainnya di Chelyabinsk, Russia. Penulis melakukan kerja praktek di konsultan teknik sipil, PT TeamworX Indonesia. Penulis sangat tertarik dalam perencanaan di bidang struktur bangunan. Bersama selesainya tugas akhir ini penulis berharap dapat mewujudkan impiannya mendapatkan Gelar Sarjana Teknik dalam waktu 3,5 tahun dan dapat melanjutkan pendidikan S-2 di luar negeri juga dapat bekerja di bidang konsultan bangunan.