

TESIS

**ANALISIS *PUSHOVER* PADA STRUKTUR BANGUNAN EKSISTING
DENGAN SIMULASI *CONCRETE JACKETING* PADA BEBERAPA
ELEMEN KOLOM STRUKTUR**

*Pushover Analysis of Existing Building with Simulation of Concrete
Jacketing on Columns Structure Elements*



Disusun Oleh :

Novia Mahlisani

13914026

**KONSENTRASI REKAYASA KEGEMPAAN DAN MANAJEMEN
BENCANA**

PROGRAM PASCA SARJANA MAGISTER TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

YOGYAKARTA

2017

HALAMAN PERSETUJUAN

**ANALISIS *PUSHOVER* PADA STRUKTUR BANGUNAN EKSISTING
DENGAN SIMULASI *CONCRETE JACKETING* PADA BEBERAPA
ELEMEN KOLOM STRUKTUR**



Disusun Oleh :

Nama : Novia Mahlisani

NIM :13914026

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Prof. Ir. Mochamad. Teguh., MSCE., Ph.D

Dosen Pembimbing I

Tanggal : 15 Juli 2017

DR. Ir. Lalu Makrup, MT

Dosen Pembimbing II

Tanggal : 19 Juli 2017

HALAMAN PENGESAHAN

TESIS

**ANALISIS *PUSHOVER* PADA STRUKTUR BANGUNAN EKSISTING
DENGAN SIMULASI *CONCRETE JACKETING* PADA BEBERAPA
ELEMEN KOLOM STRUKTUR**

Nama : Novia Mahlisani

NIM :13914026

Telah diuji di depan Dewan Penguji

Pada tanggal 10 Juli 2017

dan dinyatakan telah memenuhi syarat untuk diterima



Susunan Dewan Penguji

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Dosen Penguji

Prof. Ir. H.M. Teguh., MSCE., Ph.D

DR. Ir. Lalu Makrup, MT

Prof. Ir. Sarwidi, MSCE, Ph.D, IP-U

Tanggal: 15 Juli 2017

Tanggal: 19 Juli 2017

Tanggal: 21 Juli 2017

Yogyakarta, 21 Juli 2017

Universitas Islam Indonesia

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Program Pasca Sarjana Magister Teknik Sipil
Ketua Program,

(Prof. Ir. Sarwidi, MSCE, Ph.D, IP-U)
Tanggal: 21 Juli 2017

PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan bahwa:

1. Karya tulis ini adalah asli dan belum pernah diajukan untuk mendapatkan gelar akademik (magister), baik di Universitas Islam Indonesia maupun di perguruan tinggi lainnya.
2. Karya tulis ini adalah merupakan gagasan, rumusan, dan penelitian saya sendiri tanpa bantuan pihak lain kecuali arahan Dosen Pembimbing.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain, kecuali secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam daftar pustaka.
4. Program “*Software*” komputer yang digunakan dalam penelitian ini sepenuhnya menjadi tanggung jawab saya, bukan tanggung jawab Universitas Islam Indonesia.
5. Pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya dan apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik dengan pencabutan gelar yang sudah diperoleh, serta sanksi lainnya sesuai dengan norma yang berlaku di perguruan tinggi.

Yogyakarta, 10 Juli 2017
Yang membuat pernyataan,

Novia Mahlisani, ST
NIM. 13914026



KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu 'alaikum wr.wb

Alhamdulillahirabbil'alamiin, segala puji bagi Allah SWT yang telah memberikan hidayah, kesempatan, kenikmatan serta kemudahan terutama dalam menjalankan amanah dalam menyusun tesis yang berjudul **“Analisis Pushover Pada Struktur Bangunan Eksisting Dengan Simulasi Concrete Jacketing Pada Beberapa Elemen Kolom Struktur”** dapat diselesaikan. Shalawat dan salam senantiasa kita sampaikan untuk teladan dan pemimpin kita tercinta, Nabi Muhammad SAW. Juga untuk keluarganya, para sahabat, hingga para pengikutnya.

Tesis ini merupakan syarat untuk mencapai jenjang strata dua (S2), pada jurusan Konsentrasi Rekayasa Kegempaan dan Manajemen Bencana, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Masih terdapat banyak keterbatasan dalam penelitian dan penulisan tesis ini, oleh karena itu penulis mohon maaf dan berharap akan ada pengembangan penelitian yang lebih baik dengan rekomendasi penelitian yang dikemukakan pada bagian akhir dari tesis ini.

Proses penyusunan ini tidak lepas dari dukungan berbagai pihak, baik dukungan spiritual maupun material. Maka dalam kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih yang tidak terhingga kepada :

1. Prof. Ir. H. Mochammad Teguh, MSCE, Ph.D selaku dosen pembimbing satu, terima kasih telah memberikan dorongan, motivasi, bimbingannya serta kemudahan dalam penyusunan tesis ini mulai dari judul hingga filosofinya.
2. Dr. Ir. Lalu Makrup, MT selaku dosen pembimbing dua, terima kasih atas bimbingan dan nasehat selama bimbingan, serta koreksinya dalam penyusunan tesis sehingga dalam penyajiannya menjadi lebih mudah dipahami orang lain.
3. Prof. Ir. Sarwidi, MSCE. Ph.D. IP-U selaku dosen penguji dalam tesis dan sekaligus selaku ketua program MTS yang telah memberi masukan dan saran yang membangun sehingga menyempurnakan tesis ini.

4. Seluruh dosen dan pengajar Magister Teknik Sipil Manajemen Rekayasa Kegempaan UII yang telah memberikan ilmu dan pengalamannya selama masa kuliah.
5. Kedua orang tua dan Mertua, Bapak Abdurrani dan Ibu Lisawati serta Ibu Hj. Rosmuna dan Alm. Bpk Sukardi yang telah mendoakan, memberikan dorongan, motivasi, kasih sayang dan semangat dalam menyelesaikan pendidikan S2.
6. Suami saya tercinta Syamsul bahri ST, yang menjadi tempat keluh dan kesah, pendengar yang baik selama pengerjaan tesis ini, terima kasih atas segala doa, nasehat dan motivasi yang telah diberikan.
7. Adek Dewi Laraswati Ariani, semoga dapat segera menyelesaikan S1 dengan baik.
8. Mbak Nadya Nor Azila ST, MT terima kasih telah menjadi partner yang baik dan banyak membantu dan membimbing dari awal pengerjaan tesis ini sampai dengan tesis ini terselesaikan dan kepada Mas Rizaldi Patria ST, MT terima kasih sudah meluangkan banyak waktu untuk berkonsultasi dan membantu dalam proses penyelesaian tesis ini.
9. Seluruh staff dan karyawan bagian akademik Magister Teknik Sipil UII, Pak Bashori, Mbak Venska, Pak Gandung, dan Pak Jan terima kasih sudah membantu dalam kelancaran studi sampai dengan tugas akhir ini selesai
10. Kepada teman-teman MRK VI terimakasih atas segala kerja samanya ketika masih kuliah dan semoga silaturahmi kita tetap terjalin terus.
11. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu diucapkan terima kasih sebesar-besarnya.

Disadari bahwa tesis ini masih banyak kekurangan oleh karena itu, saran dan kritik yang sifatnya membangun diharapkan demi perbaikan laporan tesis ini dan semoga laporan ini bermanfaat bagi penyusun dan semua pihak yang membutuhkan.

Wassalamu'alaikum wr. wb

Yogyakarta, 10 Juli 2017

Novia Mahlisani, ST

HALAMAN PERSEMBAHAN

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

يَرْفَعُ اللَّهُ الَّذِينَ ءَامَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ دَرَجَاتٍ وَاللَّهُ بِمَا تَعْمَلُونَ خَبِيرٌ ﴿١١﴾

Allah SWT akan meninggikan beberapa derajat orang-orang yang beriman diantaramu dan orang-orang yang diberi ilmu pengetahuan”(QS :Al Mujaadilah : 11)

Man Jadda Wajada, Man Shabara Zhafira, Man Saara Ala Darbi Washala

(Siapa yang bersungguh-sungguh akan berhasil, siapa yang bersabar akan beruntung, siapa yang berjalan di jalannya akan sampai ketujuan)

Tesis ini Kutulis dengan penuh cinta dan ketulusan hati sebagai persembahan tanda hormat dan baktiku serta terima kasih atas segala kebaikan hati serta doa bagiku

Kupersembahkan karya ini untuk :

- Kedua orang tuaku (Papa Abdurrani dan Mama Lisawati tercinta)
- Suami tercinta (Syamsul Bahri ST)
- Kedua mertuaku (Alm. Bpk Sukardi dan mama rosmuna)
- Adekku (Dewi Laraswati Ariani)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERSETUJUAN	ii
HALAMAN PENGESAHAN	iii
PERNYATAAN	iv
KATA PENGANTAR	v
HALAMAN PERSEMBAHAN	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xxi
DAFTAR NOTASI	xxv
DAFTAR LAMPIRAN	xxxii
ABSTRAK	xxxii
ABSTRACT	xxxiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	8
1.3 Tujuan Penelitian	9
1.4 Manfaat Penelitian	9
1.5 Batasan Masalah	9
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	12
2.1 Penelitian Terdahulu Mengenai Perkuataan (Strengthening) Struktur Bangunan	12
2.1.1 Analisa Kapasitas dan Desain Perkuatan Kolom Bulat Struktur Gedung Akibat Penambahan Lantai Gedung	12
2.1.2 Identifikasi Kegagalan Struktur Dan Alternatif Perbaikan Serta Perkuatan Gedung BPKP Provinsi Sumatera Barat	13
2.1.3 Evaluasi Kinerja dan Perkuatan Struktur Gedung Guna Alih Fungsi Bangunan	14
2.2 Penelitian Terdahulu Mengenai Evaluasi Kinerja Struktur	15

2.2.1 Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Gedung Studi Kasus Hotel Inna Garuda Extention Yogyakarta	16
2.2.2 Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Apartemen dan Hotel Mataram City	17
2.3 Keaslian Penelitian	18
BAB III LANDASAN TEORI	23
3.1 Filosofi Bangunan Tahan Gempa	23
3.2 Teori Evaluasi Bangunan	24
3.2.1 Evaluasi Exsisting Building	25
3.2.2 Post Damage Building	27
3.3 Perfomance Based Seismic Design	28
3.3.1 Performance Objectives	28
3.3.2 Performance Levels	29
3.3.3 Hazard Level	31
3.4 Evaluasi Respon Struktur	32
3.4.1 Prosedur Analisis Statik Ekuivalen	33
3.4.2 Prosedur Analisis Dinamik	46
3.4.3 Pembebanan	47
3.4.4 Skala Gaya	50
3.4.5 Pengaruh Beban Gempa	50
3.4.6 Arah Pembebanan	51
3.4.7 Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan	52
3.4.8 Analisis Kekuatan Komponen Struktur Penahan Gaya Lateral	58
3.5 Prosedur Analisis Statik Nonlinier (Pushover)	63
3.5.1 Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)	64
3.5.2 Coefficient Displacement Method (FEMA 356)	69
3.5.3 Sendi Plastis	75
3.6 Perbaikan dan Perkuatan Struktur	76
3.7 Perkuatan Pada Struktur Beton Bertulang	77
3.7.1. Pelapisan (Jacketing)	80
3.7.2. FRP (Fiber Reinforced Polymer)	83
3.7.3. Pemasangan Dinding Geser	84
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	87

4.1	Lokasi Penelitian	87
4.2	Pengumpulan Data	88
4.2.1	Gambar Kerja	88
4.2.2	Deskripsi Umum Bangunan	91
4.2.3	Deskripsi Umum Struktur	91
4.2.4	Mutu Bahan	91
4.2.5	Kondisi Tanah	91
4.3	Prosedur Penelitian	92
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		96
5.1	Pendahuluan	96
5.2	Simulasi Perkuatan Elemen Kolom Struktur	96
5.3	Perhitungan Pembebanan Gempa Linier Statik Ekuivalen	102
5.3.1	Analisis Spektrum Respon Desain Seismik	102
5.3.2	Faktor Modifikasi Respon (R)	105
5.3.3	Waktu Getar Alami Struktural (T)	105
5.3.4	Gaya Geser Dasar	106
5.3.5	Titik Pusat Massa dan Titik Pusat Kekakuan	107
5.4	Analisis Gempa Dinamik Respon Spektrum	111
5.4.1	Partisipasi Massa	112
5.4.2	Sumber Massa	114
5.4.3	Gaya Geser Dasar	114
5.4.4	Gaya Gempa Tiap Tingkat	116
5.5	Demand Capacity Ratio (DCR) Akibat Kombinasi Beban Dinamik	117
5.5.1	Perhitungan Kapasitas Kolom	117
5.6	Analisis Statik Nonlinier (Pushover)	132
5.6.1	Pengaturan Hinge Properties	132
5.6.2	Pendefinisian Pushover Load Case	135
5.6.3	Hasil Analisis Statik Nonlinier (pushover)	138
5.7	Plastifikasi dan Prediksi Letak Kerusakan	161
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		221
6.1	Kesimpulan	221
6.2	Saran	223

DAFTAR PUSTAKA	224
LAMPIRAN	228

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta tektonik indonesia (MSN Encarta Encyclopedia)	2
Gambar 1.2 Peta indeks rawan bencana indonesia tahun 2012 (Badan Nasional Penanggulangan Bencana)	3
Gambar 1.3 Grand Hotel de Djokdja pada tahun 1908	5
Gambar 1.4 Hotel Inna Garuda yang dibangun tahun 1983	6
Gambar 3.1 Plan irregularity bangunan (FEMA 154)	26
Gambar 3.2 Flow-chart performance based seismic design (Anonim, 2006)	28
Gambar 3.3 Ilustrasi tingkat kinerja bangunan (building performance level) (Widodo, 2008)	31
Gambar 3.4 Gaya lateral tiap tingkat	33
Gambar 3.5 Peta spektrum respons percepatan periode 0,2 detik (S_s) kelas situs SB (SNI 1726-2012)	37
Gambar 3.6 Peta spektrum respons percepatan periode 1,0 detik (S_1) kelas situs SB (SNI 1726-20112)	38
Gambar 3.7 Desain respon spektrum (SNI 1726-2012)	39
Gambar 3.8 Ilustrasi batas-batas periode fundamental yang digunakan (Rizaldi, 2017)	43
Gambar 3.9 Ketidakberaturan torsi (Indarto, 2013)	53
Gambar 3.10 Ketidakberaturan sudut dalam (Indarto, 2013)	53
Gambar 3.11 Ketidakberaturan diskontinuitas diagframa (Indarto, 2013)	54
Gambar 3.12 Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang (Indarto, 2013)	54
Gambar 3.13 Ketidakberaturan sistem non paralel (Indarto, 2013)	54
Gambar 3.14 Ketidakberaturan kekauan tingkat lunak (Indarto, 2013)	55
Gambar 3.15 Ketidakberaturan berat (masa) (Indarto, 2013)	56
Gambar 3.16 Ketidakberaturan geometri vertikal (Indarto, 2013)	56
Gambar 3.17 Ketidakberaturan diskontinuitas dalam bidang (Indarto, 2013)	57
Gambar 3.18 Ketidakberaturan kekuatan tingkat lunak (Indarto, 2013)	57
Gambar 3.19 Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap (Yunus, 2015)	58

Gambar 3.20 Diagram tegangan-regangan balok tulangan rangkap (Yunus,2015)	61
Gambar 3.21 Performance point pada capacity sperctrum method	65
Gambar 3.22 Kurva kapasitas tipikal (ATC 40, 1996)	66
Gambar 3.23 Proses konversi kebentuk capacity curve spectrum	67
Gambar 3.24 Konversi Spektrum Respon Kespektrum Demand (ATC-40, 1996)	68
Gambar 3.25 Simpangan pada atap dan rasio simpangan pada atap (ATC-40, 1996)	69
Gambar 3.26 Perilaku pasca leleh sistem struktur (FEMA 356, 2000)	72
Gambar 3.27 Hubungan beban-deformasi dan kriteria batas penerimaan deformasi pada komponen (FEMA 356, 2000)	73
Gambar 3.28 Parameter waktu getar efektif dari kurva pushover (FEMA 356, 2000)	75
Gambar 3.29 Kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis	76
Gambar 3.30 Strategi sistem perkuatan untuk sistem penahan beban lateral (Murty et al, 2009)	78
Gambar 3.31 Perkuatan stuktur kolom dengan penambahan tulangan dan selimut beton (Cristiawan, 2008)	81
Gambar 3.32 Jacketing yang kurang tepat, baja siku disambungkan dengan pengelasan dalam arah vertikal, sambungan tidak menerus (Murty et al, 2009)	82
Gambar 3.33 Jacketing yang kurang tepat, jacketing kolom menyebabkan dimensi kolom sangat besar (Murty et al, 2009)	83
Gambar 3.34 Pemasangan dinding geser baru (Murty et al, 2009)	85
Gambar 3.35 Konsep pemasangan dinding geser baru (Gulkan et al, 2002)	85
Gambar 3.36 Perkuatan struktur rangka beton bertulang dengan baja diagonal silang (Murty et al, 2009)	86
Gambar 4.1 lokasi objek penelitian (https://www.maps.google.com)	87
Gambar 4.2 Denah lantai dasar	88
Gambar 4.3 Denah lantai 1	89
Gambar 4.4 Denah lantai 2	89
Gambar 4.5 Denah lantai typical	90

Gambar 4.6 Denah lantai atap (Inventaris Hotel Inna Garuda)	90
Gambar 4.7 Diagram alir proses perencanaan strengthening struktur bangunan	93
Gambar 4.8 Diagram Alir Proses analisis dinamik respon spektrum	94
Gambar 4.9 Diagram alir analisis pushover	95
Gambar 5.1 Letak sendi plastis pada step 72 pushover arah x utara ke selatan	97
Gambar 5.2 Letak sendi plastis pada step 72 portal 6 pushover arah x utara ke selatan	97
Gambar 5.3 Letak sendi plastis pada step 19 portal a' pushover arah x selatan ke utara	97
Gambar 5.4 Letak sendi plastis pada step 4 portal h pushover arah y barat ke timur	98
Gambar 5.5 Letak sendi plastis pada step 5 portal 0' pushover arah y timur ke barat	98
Gambar 5.6 Titik kerusakan pada kolom pipih	99
Gambar 5.7 Koefisien C_{rs} (untuk periode pendek 0,2 dt)	103
Gambar 5.8 Koefisien C_{rs} (untuk periode panjang 1,0 dt)	103
Gambar 5.9 Respons spektra hasil desain untuk wilayah Yogyakarta, tanah sedang	104
Gambar 5.10 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 1	108
Gambar 5.11 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 2	108
Gambar 5.12 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 3	109
Gambar 5.13 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 4	109
Gambar 5.14 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 5	110
Gambar 5.15 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 6	110
Gambar 5.16 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai Atap	111
Gambar 5.17 Kurva spektrum respon pada program ETAB's	112
Gambar 5.18 Pengaturan mass source	114
Gambar 5.19 Input data arah pembebanan gempa sebelum dikoreksi	115
Gambar 5.20 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan eksisting	120
Gambar 5.21 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan eksisting	121
Gambar 5.22 Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan eksisting	121

Gambar 5.23	Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pemodelan eksisting	122
Gambar 5.24	Penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y pemodelan eksisting	122
Gambar 5.25	Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan KJ-P2	123
Gambar 5.26	Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan KJ-P2	123
Gambar 5.27	Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P2	124
Gambar 5.28	Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pemodelan KJ-P2	125
Gambar 5.29	Penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y pemodelan KJ-P2	126
Gambar 5.30	Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan KJ-P4	126
Gambar 5.31	Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan KJ-P4	127
Gambar 5.32	Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P4	127
Gambar 5.33	Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pemodelan KJ-P4	128
Gambar 5.34	Penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y pemodelan KJ-P4	128
Gambar 5.35	Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan KJ-P5	129
Gambar 5.36	Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan KJ-P5	129
Gambar 5.37	Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P5	130
Gambar 5.38	Penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y pemodelan KJ-P5	131
Gambar 5.39	Pemilihan frame hinge properties	133
Gambar 5.40	Pengaturan frame nonlinier hinges pada balok	133
Gambar 5.41	Pengaturan frame nonlinier hinges pada kolom	134
Gambar 5.42	Frame nonlinear hinge tiap elemen struktur pada portal	134
Gambar 5.43	Pendefinisian pushover beban gravitasi	136
Gambar 5.44	Pendefinisian pushover lateral arah x	137
Gambar 5.45	Pendefinisian pushover lateral arah Y	138
Gambar 5.46	Hasil kurva kapasitas pemodelan eksisting dari analisis pushover keempat arah	140
Gambar 5.47	Hasil kurva kapasitas pemodelan KJ-P2 dari analisis pushover keempat arah	140
Gambar 5.48	Hasil kurva kapasitas pemodelan KJ-p4 dari analisis pushover keempat arah	141
Gambar 5.49	Hasil kurva kapasitas pemodelan KJ-P5 dari analisis pushover keempat arah	141

Gambar 5.50 Spektrum kapasitas pushover pemodelan eksisting arah X utara ke selatan	142
Gambar 5.51 Spektrum kapasitas pushover pemodelan eksisting arah X selatan ke utara	143
Gambar 5.52 Spektrum kapasitas pushover pemodelan eksisting arah Y barat ke timur	144
Gambar 5.53 Spektrum kapasitas pushover pemodelan eksisting arah Y timur ke barat	144
Gambar 5.54 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan	147
Gambar 5.55 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P2 arah X selatan ke utara	148
Gambar 5.56 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur	149
Gambar 5.57 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P2 arah Y timur ke barat	149
Gambar 5.58 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P4 arah X utara ke selatan	152
Gambar 5.59 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara	152
Gambar 5.60 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P4 arah Y barat ke timur	153
Gambar 5.61 Spektrum Kapasitas Pushover Pemodelan KJ-P4 Arah Y timur ke barat	154
Gambar 5.62 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P5 arah X utara ke selatan	156
Gambar 5.63 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke utara	157
Gambar 5.64 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P5 arah X barat ke timur	158
Gambar 5.65 Spektrum kapasitas pushover pemodelan KJ-P5 arah X timur ke barat	158

Gambar 5.66 Hubungan beeban-deformasi dan level kerusakan.	161
Gambar 5.67 Letak sendi plastis pada step 4 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan eksisting	166
Gambar 5.68 Letak sendi plastis pada step 40 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan eksisting	166
Gambar 5.69 Letak sendi plastis pada step 40 portal 6 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan eksisting	167
Gambar 5.70 Letak sendi plastis pada step 40 portal E pushover arah x utara ke selatan pada pemodelan eksisting	167
Gambar 5.71 Letak sendi plastis pada step 4 pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan eksisting	168
Gambar 5.72 Letak sendi paada step 18 pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan eksisting	168
Gambar 5.73 Letak Sendi Plastis pada Step 18 Portal D Pushover Arah X Utara ke Selatan pada Pemodelan Eksisting	169
Gambar 5.74 Letak sendi paada step 9 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan eksisting	169
Gambar 5.75 Letak sendi plastis pada step 9 portal 4 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan eksisting	170
Gambar 5.76 Letak sendi plastis pada step 9 portal D pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan eksisting	170
Gambar 5.77 Letak sendi paada step 9 pushover arah Y timur ke barat pada pemodelan eksisting	171
Gambar 5.78 Letak sendi plastis pada step 9 portal H pushover arah Y timur ke barat pada pemodelan eksisting	171
Gambar 5.79 Letak sendi paada step 28 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P2	176
Gambar 5.80 Letak sendi plastis pada step 28 portal E pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P2	176
Gambar 5.81 Letak sendi plastis pada step 28 portal 3 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P2	176

Gambar 5.82 Letak sendi pada step 23 pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P2	177
Gambar 5.83 Letak sendi plastis pada step 23 portal D pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P2	177
Gambar 5.84 Letak sendi pada step 17 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P2	178
Gambar 5.85 Letak sendi plastis pada step 17 portal 4 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P2	178
Gambar 5.86 Letak sendi plastis pada step 17 portal 7 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P2	179
Gambar 5.87 Letak sendi pada step 13 pushover arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P2	179
Gambar 5.88 Letak sendi plastis pada step 13 portal H pushover arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P2	180
Gambar 5.89 Letak sendi plastis pada step 28 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P4	185
Gambar 5.90 Letak sendi plastis pada step 28 portal 3 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P4	185
Gambar 5.91 Letak sendi plastis pada step 28 portal E pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P4	185
Gambar 5.92 Letak sendi plastis pada step 35 pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P4	186
Gambar 5.93 Letak sendi plastis pada step 35 portal D pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P4	186
Gambar 5.94 Letak sendi plastis pada step 5 pushover arah Y barat ke timur	187
Gambar 5.95 Letak sendi plastis pada step 5 portal 4 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P4	187
Gambar 5.96 Letak Sendi Plastis pada Step 5 Portal 7 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P4	188
Gambar 5.97 Letak sendi plastis pada step 8 pushover arah Y timur ke barat	188
Gambar 5.98 Letak sendi plastis pada step 8 portal H pushover arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P4	189

Gambar 5.99 Letak sendi plastis pada step 14 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P5	193
Gambar 5.100 Letak sendi plastis pada step 14 portal 3 pushover arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P5	193
Gambar 5.101 Letak sendi plastis pada step 19 pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P5	194
Gambar 5.102 Letak sendi plastis pada step 19 portal D pushover arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P5	194
Gambar 5.103 Letak sendi plastis pada step 4 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P5	195
Gambar 5.104 Letak sendi plastis pada step 4 portal 7 pushover arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P5	195
Gambar 5.105 Letak sendi plastis pada step 4 pushover arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P5	196
Gambar 5.106 Letak sendi plastis pada step 4 portal H pushover arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P5	196
Gambar 5.107 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' pushover arah X utara ke selatan	205
Gambar 5.108 Letak sendi plastis kolom pipih portal 0' pushover arah X utara ke selatan	206
Gambar 5.109 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' pushover arah X selatan ke utara	206
Gambar 5.110 Letak sendi plastis kolom pipih portal 0' pushover arah X selatan ke utara	207
Gambar 5.111 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' pushover arah Y barat ke timur	207
Gambar 5.112 Letak sendi plastis kolom pipih portal 0' pushover arah Y barat ke timur	208
Gambar 5.113 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' pushover arah Y timur ke barat	208
Gambar 5.114 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' pushover arah Y timur ke barat	209

Gambar 5.115 Letak titik yang akan dianalisis SCWB	210
Gambar 5.116 Hasil SCWB C18 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5	215
Gambar 5.117 Hasil SCWB C19 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5	215
Gambar 5.118 Hasil SCWB C21 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5	216
Gambar 5.119 Hasil SCWB C35 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5	216
Gambar 5.120 Hasil SCWB C36 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5	217
Gambar 5.121 Hasil SCWB C36 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5	217

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan keaslian penelitian dari beberapa sumber	19
Tabel 3.1 Hubungan hazard levels dengan performance levels (Widodo, 2012)	29
Tabel 3.2 Katagori resiko banguna struktur dan bangunan lainnya untuk beban gempa (SNI 1726-2012)	34
Tabel 3.3 Faktor keutamaan gempa I_c untuk berbagai katagori gedung (SNI 1726-2012)	35
Tabel 3.4 Klasifikasi jenis tanah (SNI 1726-2012)	36
Tabel 3.5 Faktor amplifikaasi untuk peeriodde pendek (F_a) (SNI 1726-2012)	37
Tabel 3.6 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v) (SNI 1727-2012)	38
Tabel 3.7 Katagori desain seismik berdasarkan S_{DS} (SNI 1726-2012)	40
Tabel 3.8 Katagori desai seismik berdasarkan S_{D1} (SNI 1726-2012)	40
Tabel 3.9 Nilai C_u untuk batas pada waktu getar yang dihitung (SNI 1726-2012)	42
Tabel 3.10 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x (SNI 1726-2012)	43
Tabel 3.11 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	44
Tabel 3.12 Beban mati bangunan (PPPURG, 1987)	48
Tabel 3.13 Beban hidup bangunan ((PPPURG, 1987)	49
Tabel 3.14 Batasan drift ratio untuk level kinerja (ATC-40, 1996)	69
Tabel 3.15 Nilai faktor modifikasi C_{01} (FEMA 356, 2000)	71
Tabel 3.16 Nilai untuk faktor massa efektif C_{m1} (FEMA 356, 2000)	71
Tabel 3.17 Nilai modifikasi C_2 (FEMA 356, 2000)	72
Tabel 3.18 Batasan drift rasio untuk level kinerja (FEMA 356, 2000)	74
Tabel 3.19 Metode perkuatan dan dampaknya pada karakteristik struktur (Murty et al, 2009)	80
Tabel 5.1 Penambahan dimensi pada kolom pipih	100
Tabel 5.2 Waktu getar alami (T) dan frekuensi (F)	105
Tabel 5.3 Titik pusat massa, titik pusat kekakuan dan eksentrisitas	107
Tabel 5.4 Partisipasi massa pemodelan Eksisting, KJ-P1 dan KJ-P2	112
Tabel 5.5 Partisipasi massa pemodelan KJ-P3, KJ-P4 dan KJ-P5	113
Tabel 5.6 Gaya geser dasar sebelum dikoreksi pemodelan KJ-P5	115

Tabel 5.7 Faktor skala gata geser dasar pemodelan KJ-P5	116
Tabel 5.8 Gaya gempa tiap tingkat	116
Tabel 5.9 Nilai displacement maksimum dan base shear pemodelan eksisting	139
Tabel 5.10 Nilai displacement maksimum dan base shear pemodelan KJ-P2	139
Tabel 5.11 Nilai displacement maksimum dan base shear pemodelan KJ-P4	139
Tabel 5.12 Nilai displacement maksimum dan base shear pemodelan KJ-P5	139
Tabel 5.13 Performance point pemodelan eksisting dengan metode ATC-40	145
Tabel 5.14 Performance point pemodelan KJ-P2 dengan metode ATC-40	150
Tabel 5.15 Performance point pemodelan KJ-P4 dengan metode ATC-40	155
Tabel 5.16 Performance point pemodelan KJ-P5 dengan metode ATC-40	159
Tabel 5.17 Penjelasan warna sendi plastis	161
Tabel 5.18 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan eksisting arah X utara ke selatan	162
Tabel 5.19 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan eksisting arah X selatan ke utara	163
Tabel 5.20 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan eksisting arah Y barat ke timur	164
Tabel 5.21 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan eksisting arah Y timur ke barat	165
Tabel 5.22 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan	172
Tabel 5.23 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P2 arah X selatan ke utara	173
Tabel 5. 24 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur	174
Tabel 5.25 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P2 arah Y timur ke barat	175
Tabel 5.26 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P4 arah X utara ke selatan	181
Tabel 5.27 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara	182

Tabel 5.28 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P4 arah Y barat ke timur	183
Tabel 5.29 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P4 arah Y timur ke barat	184
Tabel 5.30 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P5 arah X utara ke selatan	189
Tabel 5.31 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke Utara	190
Tabel 5.32 plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P5 arah Y barat ke timur	191
Tabel 5.33 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan KJ-P5 arah Y timur ke barat	192
Tabel 5.34 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah X utara ke selatan	197
Tabel 5.35 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah X selatan ke utara	197
Tabel 5.36 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah Y barat ke timur	198
Tabel 5.37 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah Y timur ke barat	198
Tabel 5.38 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan	199
Tabel 5.39 Jumlah dan Level Kerusakan Kolom pada pemodelan KJ-P2 arah X selatan ke utara	199
Tabel 5.40 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur	200
Tabel 5.41 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P2 arah Y timur ke barat	200
Tabel 5.42 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah X utara ke selatan	201
Tabel 5.43 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara	201

Tabel 5.44 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah Y barat ke timur	202
Tabel 5.45 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah Y timur ke barat	202
Tabel 5.46 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke utara	203
Tabel 5.47 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke utara	203
Tabel 5.48 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah Y barat ke timur	204
Tabel 5.49 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah Y timur ke barat	204
Tabel 5.50 Perhitungan SCWB kolom C18 As A'6''	211
Tabel 5.51 Perhitungan SCWB kolom C19 As A'6'	212
Tabel 5.52 Perhitungan SCWB kolom C21 As A'4'	212
Tabel 5.53 Perhitungan SCWB kolom C35 As F0'	213
Tabel 5.54 Perhitungan SCWB kolom C36 As H0'	213
Tabel 5.55 Perhitungan SCWB kolom C37 As H'0'	214

DAFTAR NOTASI

- A_c = jumlah dari luas total penampang kolom pada lantai yang ditinjau
- A_g = luas total penampang kotor
- A_s = luas tulangan tarik
- A'_s = luas tulangan tekan
- A_{st} = luas total tulangan baja, yaitu $A_s + A'_s$
- A_v = luas tulangan geser yang berada dalam jarak s
- C = nilai faktor respons gempa yang didapat dari spektrum respons gempa rencana menurut Gambar 3.17 untuk waktu getar alami (T_1)
- CQC = *complete quadratic combination*
- C_0 = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356
- C_1 = nilai faktor respons gempa yang didapat dari spektrum respon gempa rencana menurut Gambar 2 SNI 03-1726-2002 untuk waktu getar alami fundamental T
- C_1 = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier,
- C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan beban deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356
- C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P-delta
- C_c = gaya tekan pada beton
- C_m = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356
- C_s = gaya tekan pada tulangan
- C_t = faktor modifikasi berdasarkan rekaman gempa yang sesuai dengan tipe bangunan
- DCR = *Demand Capacity Ratio*
- D = death load (beban mati)

- DR = *drift ratio* berdasarkan quick check FEMA 154 (2003)
- d' = tebal selimut beton desak
- d = tinggi efektif balok
- d_y = perpindahan (*displacement*) pada titik leleh
- d_{pi} = perpindahan maksimum
- E = beban gempa ditetapkan berdasarkan SNI-1726-2002
- E_c = modulus elastisitas beton = $4700 \sqrt{f'c}$
- E_s = modulus elastisitas baja
- EX = *earthquake* X (beban gempa arah X)
- EY = *earthquake* Y (beban gempa arah Y)
- F_a = fungsi site class dan mapped short-period spectral acceleration
- F_i = nilai distribusi beban lateral yang terjadi pada lantai tingkat i
- F_v = fungsi site class dan mapped spectral acceleration pada periode 1 detik
- f = frekuensi
- $f'c$ = kuat tekan beton (MPa)
- f_y = tegangan leleh baja tulangan (MPa)
- g = percepatan gravitasi 9.81 m/det²
- H = tinggi dari lantai dasar sampai atap (m)
- h = tinggi tingkat (m), halaman 46
- h_n = tinggi bangunan (m)
- h_b = tinggi balok dihitung dari tepi dasar sampai ke pusat tulangan tarik
- I = faktor keutamaan gedung menurut Tabel 1 SNI 03-1726-2012
- I = momen inersia (cm⁴)
- I_1 = Faktor keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung
- I_2 = Faktor keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut
- I_p = faktor keutamaan komponen yang nilainya antara 1.00 sampai 1.5
- j = jumlah tingkat yang ditinjau
- k = kekakuan

- k = faktor modifikasi redaman yang nilainya ditentukan sesuai dengan Tabel 8.1 ATC-40 (1996)
- K_i = kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau
- K_e = kekakuan lateral efektif bangunan
- k_b = I/l untuk balok yang ditinjau (m^3)
- k_c = I/h untuk kolom yang ditinjau (m^3)
- L = beban hidup yang ditetapkan sesuai dengan ketentuan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987
- IO = *immadiate occupancy*
- l = jarak pusat kolom ke pusat kolom (m)
- L = panjang bentang balok (cm)
- LS = *life safety*
- M_n = kapasitas momen nominal balok
- M_u = momen pada kondisi ultimate
- M_y = momen pada kondisi leleh
- M_{yf} = momen pada kondisi leleh pertama
- m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar
- m = faktor modifikasi komponen, diambil nilai 2.0 untuk bangunan yang dievaluasi dengan target level kinerja life safety, dan 1.3 untuk bangunan dengan target level kinerja Immediate Occupancy, halaman 48
- N = masa layan bangunan, halaman 23
- N = jumlah lantai
- n = jumlah tingkat
- n = nomor lantai tingkat paling atas, halaman 51
- n_b = angka ekivalensi
- n_a = nomor lantai tingkat paling atas
- n_c = jumlah kolom
- n_f = jumlah rangka pada arah pembebanan
- N_i = nilai hasil test penetrasi standar lapisan tanah ke-i
- N = nilai hasil test penetrasi standar tanah rata-rata
- $P_{F1}(I)$ = modal participation untuk mode pertama
- P_n = beban aksial

- P_{nb} = beban aksial yang berkaitan dengan keruntuhan balance
 P_{nt} = kekuatan tarik nominal penampang
 P_o = resiko gempa
 P_{ot} = gaya aksial pada kolom
 q_c = nilai tahanan konus tanah (kg/cm^2)
 Q_{CE} = Kuat yang diharapkan pada setiap komponen
 Q_e = Gaya geser elastik struktur
 Q_s = Gaya geser pada saat terjadi pelelehan pertama
 Q_{UD} = Kuat perlu akibat beban grafitasi dan beban gempa
 Q_y = Gaya geser pada titik leleh
 R = faktor reduksi gempa menurut Tabel 3 SNI 03-1726-2012
 R = rasio “kuat elastik perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”
 R_{aktual} = faktor reduksi gempa aktual
 R_e = rasio “kuat elastis perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”
 R_p = faktor modifikasi respon komponen yang nilainya bervariasi antara 1.0 sampai 5.0
 R_u = daktilitas struktur
 r = faktor bilinear positif
 S = final score (skor akhir dalam formulir RVS FEMA 154, 2003)
 $SRSS$ = *square root of the cum of squares*
 S_1 = percepatan respon spectra pada periode 1 detik
 S_a = *spectral acceleration* (g)
 S_d = spektrum simpangan (g)
 S_{d1} = spektrum respon percepatan pada periode 1.0 detik pertama (g)
 S_{d5} = spektrum respon percepatan pada periode pendek 0.2 detik (g)
 S_s = percepatan respon periode pendek S_u
 S_{ui} = kuat geser niralir lapisan tanah ke-i (kPa)
 S_u = kuat geser niralir lapisan tanah rata-rata (kPa)
 T = periode fundamental (detik)
 T = Gaya tarik pada tulangan
 T = waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis
 T_e = waktu getar efektif (detik)

- T_i = periode alami awal elastis (detik) pada arah yang ditinjau
 T_R = periode ulang gempa
 T_s = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan (detik)
 t_i = tebal lapisan tanah ke-i (m)
 V = gaya lateral (KN)
 V_I = gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam yang pertama terhadap pengaruh gempa rencana
 V_{avg} = tegangan geser rata-rata pada kolom (kN)
 V_j = gaya geser pada tingkat ke-j (KN)
 V_c = gaya geser dalam kolom (kN)
 V_c = kuat geser yang disumbangkan oleh beton, halaman 61
 V_n = kekuatan geser nominal balok
 V_s = kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser
 V_x = gaya geser dasar akibat beban elastik statik ekuivalen untuk arah-X
 V_y = gaya geser pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushovermenjadi bilinear
 V_y = gaya geser dasar akibat beban elastik statik ekuivalen untuk arah-Y, halaman 132
 v_s = kecepatan rambat gelombang geser tanah (m/det)
 v_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i (m/det)
 W = berat total bangunan (KN)
 W_i = berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai
 W_j = jumlah berat pada semua lantai diatas tingkat ke-j(KN)
 W_t = berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai
 z = tinggi dalam struktur yang diukur dari pengikatan komponen
 Z_i = ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral
 α = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastis efektif, dimana hubungan gaya-lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear
 a_y = percepatan (acceleration) pada titik leleh
 a_{pi} = percepatan (acceleration) maksimum
 α_I = modal mass coefficient untuk mode pertama

- β_{eff} = redaman viskous efektif
- β_{eq} = redaman viskous ekuivalen
- β_0 = redaman histeristik yang direpresentasikan sebagai redaman viskous ekuivalen
- β = nilai redaman pada demandspektra
- Δ_{roof} = simpangan atap
- δ_u = perpindahan (displacement) lateral ultimit
- δ_y = perpindahan (displacement) pada saat leleh
- ε_c = regangan desak beton
- δ_T = target perpindahan

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1** Gambar Struktur Gedung Hotel Inna Garuda *Extention*
- Lampiran 2** Perhitungan Pembebanan, Daftar Combo, Berat Bangunan dan Gaya Gempa
- Lampiran 3** Propertis Balok, Inersia Balok
- Lampiran 4** Perhitungan DCR Kolom

ABSTRAK

Patria (2017) telah melakukan evaluasi kinerja struktur pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention*. Dari analisis *pushover* yang dilakukan oleh Patria (2017) tersebut diperoleh hasil plastifikasi dan prediksi letak kerusakan yang dihasilkan oleh analisis *pushover* pada program ETAB's. Hasil analisis tersebut menunjukkan terjadinya sendi plastis pada komponen struktur kolom, terutama pada komponen struktur kolom pipih. Dari hasil analisis ini menunjukkan bahwa struktur gedung tersebut tidak memenuhi konsep *strong column weak beam* (SCWB). Dampak dari kondisi ini dapat menyebabkan keruntuhan pada gedung meskipun dapat disimpulkan hasil analisis tersebut pada level kinerja *immediate occupancy* (IO), akan tetapi apabila gedung dibebani gaya gempa secara maksimum kemungkinan besar mengalami keruntuhan pada kolom pipih. Untuk menindaklanjuti kondisi tersebut, maka perlu dilakukan penelitian mengenai perkuatan (*strengthening*) pada elemen kolom pipih. Perkuatan (*strengthening*) dilakukan dengan metode *concrete jacketing* yaitu, dengan cara memperbesar dimensi penampang kolom pipih.

Dalam penelitian ini dilakukan analisis *pushover* sebanyak lima kali, dengan mensimulasikan perkuatan (*strengthening*) pada kolom pipih berupa perbesaran dimensi penampang kolom pipih untuk mendapatkan level kinerja struktur. Dari kelima simulasi tersebut diambil tiga hasil yang dianggap merepresentasikan keseluruhan hasil. Hasil simulasi perkuatan (*strengthening*) yang diambil adalah pada perbesaran kolom KJ-P2 (25 x 50 cm), KJ-P4 (25 x 60 cm) dan KJ-P5 (30 x 65 cm).

Hasil analisis *pushover* pada ketiga simulasi tersebut diperoleh nilai *drift ratio* kurang dari 1,0% dari keempat arah *pushover* dengan level kinerja *immediate occupancy* (IO). Dengan level kinerja ini, komponen struktur gedung tersebut tidak menunjukkan adanya kerusakan yang berarti, kondisi ini terlihat dari kekuatan dan kekakuan yang relatif sama dibandingkan kondisi sebelum terjadi gempa.

Hasil plastifikasi dengan menggunakan analisis *pushover* menghasilkan prediksi letak kerusakan pada struktur Hotel Inna Garuda *Extention*. Pada KJ-P2 didapatkan persentase kerusakan pada elemen struktur kolom pada arah X dari utara ke selatan dan arah selatan ke utara masing-masing sebesar 51,38% dan 49,51%, sedangkan arah Y dari barat ke timur dan sebaliknya masing-masing sebesar 29,98% dan 26,67%. KJ-P4 didapatkan persentase kerusakan pada elemen struktur kolom arah X utara ke selatan dan sebaliknya masing-masing sebesar 44,52% dan 46,26%, sedangkan pada arah Y barat ke timur dan sebaliknya persentase kerusakan masing-masing sebesar 30,05% dan 35,54%. Pada KJ-P5 didapatkan persentase kerusakan pada elemen struktur kolom arah X utara ke selatan dan arah sebaliknya masing-masing sebesar 38,39% dan 42,57%, sedangkan untuk arah Y barat ke timur dan arah sebaliknya masing-masing sebesar 28,48% dan 26,57%. Dari hasil analisis *pushover* ini, perkuatan dengan cara perbesaran dimensi pada KJ-P5 memberikan hasil yang baik untuk peletakan sendi plastis, karena pada elemen kolom ini tidak terdapat kondisi yang melebihi *immediate occupancy* (IO).

Kata kunci : perkuatan, *concrete jacketing*, analisis *pushover*, sendi plastis

ABSTRACT

Patria (2017) conducted structural performance evaluation of the Hotel Inna Garuda Extension Building. This previous research was carried out by pushover analysis using ETABS program and resulted prediction of plastic hinges and damage locations. The results of this analysis indicated the occurrence of plastic hinges at column structures was mostly experienced at slim columns. Considering the current results, the structural behavior basically does not meet the strong column weak beam (SCWB) concept. This leads to building collapse when the building is progressively provided the maximum seismic load, although the analysis shows the performance level of Immediate Occupancy (IO). Based on this condition, it is necessary to conduct an advanced research by strengthening on the identified critical slim columns with concrete jacketing (cross section enlargement).

The cross section enlargement on the slim column was simulated five times and followed by pushover analysis to define a structural performance level. Three simulations were selected to represent the overall results of pushover analysis. The chosen simulations of slim column enlargement were KJ-P2 (25 x 50 cm), KJ-P4 (25 x 60 cm), and KJ-P5 (30 x 65 cm) respectively.

The pushover analysis of three simulations showed that the drift ratios based on four directions were less than 1.0% with the performance levels of Immediate Occupancy (IO). Given this condition, the structural components of the building does not demonstrate serious damages showing that their strength and stiffness are relatively the same as before suffering an earthquake impact.

The pushover analysis also showed the prediction of damage locations. The percentage of column damages in the X-direction from north to south and vice versa for the KJ-P2 are 51.38% and 49.51%, while at the Y-direction from west to east and vice versa are 29.98% and 26.67%, respectively. However, the KJ-P4 has resulted relatively similar to the percentage of column damages on X-direction from north to south and vice versa are 44.52% and 46.26%, while in Y-direction from west to east and vice versa are 30.05% and 35.54%, respectively. Finally, the KJ-P5 produced the percentage of column damage on X-direction from north to south and vice versa are 38.39% and 42.57%, while for Y-direction from west to east and vice versa are 28.48% and 26.57%, respectively. It can be concluded that the KJ-P5 concrete jacketing produces a good result for defining plastic hinge locations, because there is no such condition exceeding the Immediate Occupancy (IO) level.

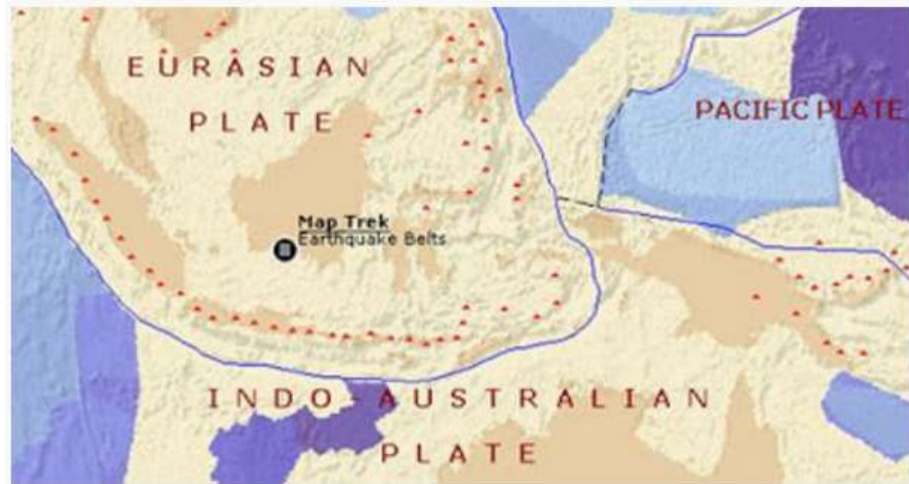
Keywords: strengthening, concrete jacketing, pushover analysis, plastic hinge

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

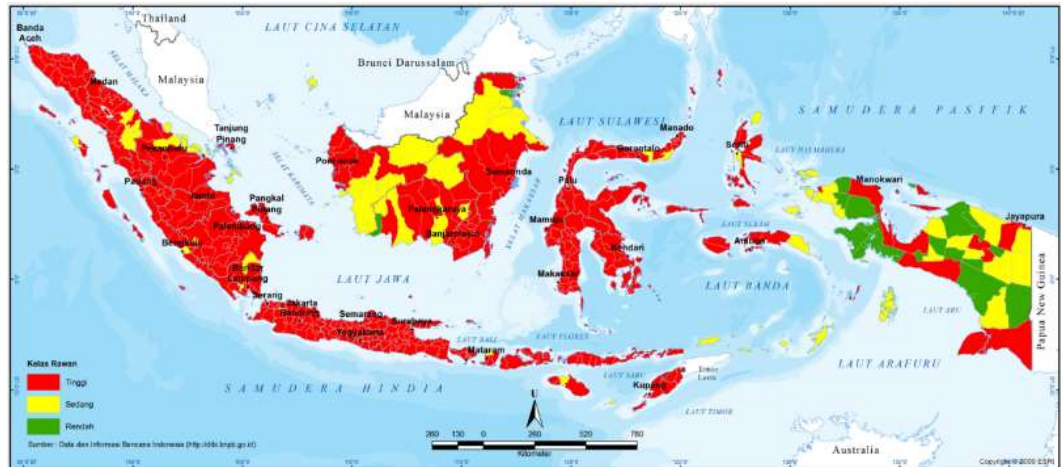
Secara geografis Indonesia terletak diantara 6° LU – 11° LS dan 95° BT – 141° BT. Indonesia merupakan negara kepulauan yang memiliki kondisi geologi yang menarik karena gugusan kepulauannya dibentuk oleh tumbukan lempeng-lempeng tektonik besar, yaitu lempeng Indo-Australia, Eurasia dan lempeng Pasific. Hal ini mengakibatkan Indonesia mempunyai tatanan tektonik yang komplek dari arah zona tumbukan yaitu *Fore arc*, *Volcanic arc* dan *Back arc*. *Fore arc* merupakan daerah yang berbatasan langsung dengan zona tumbukan atau sering disebut sebagai zona aktif akibat patahan yang biasa terdapat di darat maupun di laut. Pada daerah ini material batuan penyusun utama lingkungan ini juga sangat spesifik serta mengandung potensi sumberdaya alam dari bahan tambang yang cukup besar. *Volcanic arc* merupakan jalur pegunungan aktif di Indonesia yang memiliki topografi khas dengan sumberdaya alam yang khas juga. *Back arc* merupakan bagian paling belakang dari rangkaian busur tektonik yang relatif paling stabil dengan topografi yang hampir seragam berfungsi sebagai tempat sedimentasi. Semua daerah tersebut memiliki kekhasan dan keunikan yang jarang ditemui di daerah lain, baik keanekaragaman hayatinya maupun keanekaragaman geologinya.

Kondisi geologi Indonesia yang terletak di pertemuan tiga lempeng tektonik besar memberikan pengaruh tersendiri pada daerah yang terkenan tumbukan lempeng tektonik tersebut. Tumbukan Lempeng Eurasia dan Lempeng India-Australia mempengaruhi Indonesia bagian barat (lepas pantai Sumatra, Jawa dan Nusa tenggara), sedangkan pada Indonesia bagian timur (utara Irian dan Maluku utara), dua lempeng tektonik ini ditubruk lagi oleh Lempeng Samudra Pasifik dari arah timur (*MSN Encarta Encyclopedia*). Peta tektonik Indonesia dapat dilihat pada Gambar 1.1 dibawah ini.



Gambar 1.1 Peta tektonik indonesia (*MSN Encarta Encyclopedia*)

Pada Gambar 1.1 terlihat garis biru melambangkan batas antar lempeng tektonik, dan segitiga merah melambangkan kumpulan gunung berapi. Pertemuan lempeng-lempeng tektonik besar di Indonesia itu menghasilkan berbagai macam fenomena alam. Salah satu contoh yang terjadi di Indonesia adalah pertemuan antara lempeng Indo-Australia dan Lempeng Eurasia. Pertemuan kedua lempeng tersebut menghasilkan jalur penunjaman di selatan Pulau Jawa, jalur gunung api aktif yang sewaktu-waktu akan metelus di sepanjang pantai barat Sumatera, Jawa bagian selatan sampai ke Nusa Tenggara, dan pembentukan berbagai cekungan seperti Cekungan Sumatera Utara, Sumatera Tengah, Sumatera Selatan dan Cekungan Jawa Utara. Secara umum bencana alam yang disebabkan oleh aktivitas tektonik lempeng dapat berupa gempa bumi maupun letusan gunung berapi. Baik gempa bumi maupun gunung berapi yang sumber aktivitasnya berada di laut bisa menyebabkan bencana tsunami pada kekuatan tertentu. Dengan kondisi geologi yang demikian juga membuat Indonesia menjadi negara yang rawan bencana, hal ini dapat dilihat pada Gambar 1.2 dibawah ini, pada gambar tersebut hampir seluruh wilayah indonesia berwarna merah yang berarti memiliki tingkat rawan bencana yang tinggi.



Gambar 1.2 Peta indeks rawan bencana indonesia tahun 2012 (Badan Nasional Penanggulangan Bencana)

Salah satu bencana alam yang sering terjadi di Indonesia adalah gempa bumi. Data mencatat dalam kurun waktu 20 tahun terakhir wilayah Indonesia banyak terjadi gempa bumi dengan skala di atas 6 SR, seperti Papua 2009 (7,6 SR), Padang 2009 (7,6 SR), Tasikmalaya 2009 (7,7 SR), Bengkulu 2007 (7,9 SR), Padang 2007 (8,4 SR), Bantul 2006 (6,2 SR), Pangandara 2006 (7,7 SR), Nias-Simeuleu 2005 (8,7 SR), Nabire 2004 (6,4 SR), Aceh-Andaman 2004 (9,3 SR). Dari beberapa gempa bumi besar tersebut juga menimbulkan bencana susulan yaitu tsunami. Akibat gempa bumi tersebut banyak menimbulkan korban jiwa serta kerugian materil. Dari data gempa di atas salah satu wilayah Indonesia yang sering dilanda gempa bumi adalah Daerah Istimewa Yogyakarta (DIY).

Yogyakarta secara tektonik merupakan kawasan dengan tingkat aktivitas kegempaan yang cukup tinggi di Indonesia. Kondisi ini disebabkan karena Yogyakarta berdekatan dengan zona tumbukan lempeng. Menurut Daryono (2009) disamping sangat rawan dengan gempa bumi akibat aktivitas tumbukan lempeng tektonik, Yogyakarta juga sangat rawan gempa bumi akibat aktivitas sesar-sesar lokal di daratan. Berdasarkan data sejarah kegempaan, Yogyakarta beberapa kali mengalami bencana gempa bumi, yaitu pada tahun 1840 dan 1859 yang juga terjadi tsunami, 1867 (5 tewas dan 327 rumah roboh), 1875, 1937 (2.200 rumah roboh), 1943 (250 orang tewas, 28 ribu rumah roboh), 1957, 1981, 1992, 2001, 2004, serta 2006 lalu.

Pada gempa Yogyakarta 2006 silam, Badan Survei Geologi Amerika Serikat (*U.S. Geological Survey*) mencatat kekuatan gempa sebesar 6,3 *Skala Richter* pada kedalaman 10 Km. Pusat gempa terletak di daratan selatan Yogyakarta (7.962° LS, 110.458° BT). Gempa tersebut mengakibatkan banyak bangunan dan infrastruktur yang mengalami kerusakan, serta banyak terdapat korban jiwa yang diakibatkan oleh tertimpa reruntuhan bangunan. Dari kerusakan bangunan yang diakibatkan oleh gempa ditemukan bahwa tidak hanya rumah tinggal yang mengalami kerusakan, tetapi juga banyak bangunan seperti sekolah, rumah sakit, gedung perkantoran, hotel, dan bangunan tua. Dari hasil tinjauan lapangan dapat diketahui bahwa sebagian besar bangunan-bangunan *nonengineered* dan *engineered* rusak berat dan runtuh karena bangunan-bangunan tersebut mempunyai tingkat kerentanan yang tinggi. Bangunan yang digolongkan sebagai bangunan *engineered* adalah bangunan fasilitas umum, sedangkan bangunan *nonengineered* adalah rumah masyarakat (Satyarno, 2007).

Salah satu fasilitas umum yang terkena dampak dari gempa bumi 2006 adalah hotel. Dari data *Java Media-Tourism Crisis Center* (JM-TCC) sejumlah hotel berbintang maupun non-bintang di Yogyakarta mengalami kerusakan baik rusak ringan maupun berat. Hotel Sheraton Mustika misalnya, mengalami rusak berat sehingga tidak beroperasi, demikian pula Hotel Quality mengalami rusak berat. Sedangkan Hotel Hyatt Regency mengalami rusak ringan sehingga masih beroperasi dengan eksisting. Hotel Melia Purosani mengalami rusak ringan, namun ditutup sementara hingga akhir Mei 2006. Hotel Saphir mengalami rusak sedang dan masih beroperasi. Hotel Sahid Raya rusak berat dan tidak beroperasi. Hotel Inna Garuda mengalami rusak ringan dan masih beroperasi.

Standar FEMA 302 (1997) menyatakan bangunan hotel masuk kedalam kelompok kegunaan II, yaitu bangunan fasilitas umum dengan jumlah orang yang beraktifitas di dalamnya cukup banyak. Kelompok bangunan II ini harus memiliki tingkat kinerja *immediate occupancy* (IO), yaitu ketika terkena gempa harus tetap beroperasi walaupun tidak secara penuh, kerusakan struktur bangunan ringan, sehingga aman untuk dihuni kembali. Standar FEMA 154 (2002) menyatakan bahwa bangunan 4-7 lantai merupakan bangunan tipe *mid rise*, yang artinya rentan terjadi kerusakan akibat gempa. Oleh karena itu, bangunan yang memiliki lebih dari

4 lantai harus didesain dengan standar perencanaan bangunan tahan gempa. Desain terhadap gedung sangat mempengaruhi kekuatan struktur gedung tersebut sewaktu gempa terjadi. Struktur bangunan yang baik yaitu apabila didesain secara daktail, sehingga struktur bangunan tersebut akan memiliki tingkat kekakuan yang tinggi. Semakin kaku bangunan tersebut, maka nilai frekuensi sudut struktur (*angular frequency of structure*) akan semakin tinggi juga. Hal tersebut menyebabkan periode getaran struktur bangunan menjadi rendah, dan frekuensi alam (*natural frequency*) menjadi tinggi. Akibatnya suatu struktur bangunan yang kaku akan bergoyang dengan frekuensi yang tinggi, begitu juga sebaliknya (Widodo, 2001).

Hotel Inna Garuda merupakan salah satu hotel yang terkena dampak gempa 2006 silam dan mengalami rusak ringan. Hotel Inna Garuda yang terletak di kawasan wisata Malioboro ini merupakan hotel tua yang dibangun pada tahun 1908. Hotel Inna Garuda sendiri sudah beberapa kali berganti nama pada saat pertama kali dibangun dimasa penjajahan belanda dikenal dengan nama Grand Hotel de Djokdja dapat dilihat pada Gambar 1.3.



Gambar 1.3 Grand Hotel de Djokdja pada tahun 1908

(https://id.wikipedia.org/wiki/Berkas:Inna_1908_-_1042.jpg)

Hotel Inna Garuda sendiri sudah beberapa kali direnovasi. Pada tahun 1983 Hotel Inna Garuda pertama kali dibangun dengan jumlah lantai 7 lantai dapat dilihat pada Gambar 1.4. Pada tahun 1989 dibangun gedung di area selatan Hotel Inna Garuda dengan nama Hotel Inna Garuda *Extention* dengan jumlah lantai yang sama, yaitu 7 lantai.



Gambar 1.4 Hotel Inna Garuda yang dibangun tahun 1983

<http://indonesiawisataindah.blogspot.co.id/informasi-hotel-inna-garuda-yogyakarta.html>

Hotel Inna Garuda merupakan bangunan tua yang didisain menggunakan peraturan lama. Dari tahun renovasi pembangunan Hotel Inna Garuda pada tahun 1983 telah terbit beberapa peraturan terbaru mengenai standar perencanaan bangunan tahan gempa untuk struktur bangunan gedung. Berikut adalah beberapa perkembangan peraturan perencanaan bangunan tahan gempa di Indonesia :

1. Peraturan Muatan Indonesia tahun 1970, yaitu N1-18 (PMI-1970);
2. Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung tahun 1981 (PPTGIUG-1981);
3. Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPTGIUG 1983);
4. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung tahun 1987 (SKBI-1.3.53.1987);
5. Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung tahun 1989 (SNI-03-1726-1989);
6. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung tahun 2002 (SNI 03-1726-2002);
7. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung tahun 2012 (SNI 03-1726-2012).

Dari uraian di atas dapat dilihat Indonesia telah beberapa kali menganti peraturan perencanaan bangunan tahan gempa, sehingga bangunan-bangunan tua seperti Hotel Inna Garuda perlu dievaluasi apakah struktur dari bangunan Hotel Inna Garuda masih kuat dan layak menurut peraturan SNI 03-1726-2012.

Patria (2017) dalam penelitiannya yang berjudul Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Gedung Studi Kasus Pada Hotel Inna Garuda *Extention* Yogyakarta, melakukan evaluasi struktur menggunakan SNI 03-1726-2012. Hotel Inna Garuda *Extention* merupakan bangunan *irregular* yang memiliki bentuk “L” tipe *mid rise* (4-7 lantai) yang rawan terjadi kerusakan struktur akibat gaya gempa. Bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* bersebelahan dengan bangunan lain sehingga berpotensi *pounding* jika terjadi gempa, namun pada penelitian Patria (2017) tidak membahas efek *pounding*. Hotel Inna Garuda *Extention* masuk kedalam level kinerja *immediate occupancy* (IO). Dari hasil penelitian yang dilakukan oleh Patria (2017) berdasarkan hasil dari plastifikasi dengan menggunakan analisis *pushover* pada program ETAB’s banyak terjadi sendi plastis pada komponen elemen kolom terutama lantai dasar, sehingga kerusakan dapat diprediksi akan terjadi pada beberapa komponen elemen kolom terutama ditingkat dasar. Selain itu pada *strong column weak beam* (SCWB) secara garis besar bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* tidak memenuhi kriteria SCWB.

Pada umumnya bangunan gedung direncanakan dapat berfungsi selama masa layan tertentu. Namun selama masa layannya, bangunan tersebut rentan terhadap kerusakan akibat berbagai hal. Setiap kerusakan diusahakan dapat dideteksi sedini mungkin, sebab apabila ada satu kerusakan maka dapat merembet, memicu dan mempengaruhi kerusakan lainnya. Triwiyono (2005) menyatakan bahwa perbaikan atau perkuatan struktur atau elemen-elemen struktur diperlukan apabila terjadi degradasi bahan yang berakibat tidak terpenuhi lagi persyaratan-persyaratan yang bersifat teknik, yaitu kekuatan (*strenght*), kekakuan (*stiffness*), stabilitas (*stability*) dan ketahanan terhadap kondisi lingkungan (*durability*). Tidak terpenuhinya persyaratan-persyaratan tersebut tidak hanya disebabkan oleh kerusakan saja, akan tetapi peraturan dengan persyaratan yang lebih ketat. Pada saat mendesain bangunan gedung dengan peraturan yang lama dianggap memenuhi

persyaratan, akan tetapi dengan peraturan yang terbaru menjadi tidak memenuhi persyaratan, sehingga diperlukan tindakan perkuatan (*stengthening*).

Pada penelitian ini akan menindak lanjuti penelitian yang dilakukan oleh Patria (2017). Dari hasil penelitian tersebut disimpulkan bahwa elemen kolom struktur bangunan tersebut khususnya pada lantai dasar teridentifikasi mengalami kerusakan apabila terjadi gempa dengan skala besar. Hal ini dapat membahayakan penghuni yang ada di dalam bangunan tersebut. Untuk mengatasi hal tersebut, maka perlu dilakukan perkuatan (*strengthening*) pada elemen struktur yang lemah khususnya kolom. *Strengthening* yang dilakukan pada penelitian ini berupa simulasi pada elemen struktur kolom yang lemah dibantu dengan *software* ETAB's. Simulasi *strengthening* dilakukan pada elemen kolom dengan cara mengubah dimensi kolom. *Strengthening* dilakukan sampai mendapatkan hasil yang maksimum dan memenuhi kriteria SCWB. Tujuan dari *strengthening* ini sendiri adalah untuk meningkatkan kekuatan struktur dibandingkan dengan kekuatan semula serta meningkatkan kekakuan maupun daktilitas struktur.

Ada berbagai macam metode yang dapat digunakan untuk melakukan *strengthening*, salah satunya adalah *concrete jacketing*. *Concrete jacketing* merupakan metode perkuatan dengan cara melapisi seluruh atau sebagian permukaan elemen struktur dengan beton baru. Proses pelapisan elemen struktur dilakukan dengan atau tanpa disertai tulangan longitudinal dan tulangan transversal. Dalam penelitian Kawashima et.al (1997), metode *jacketing* dapat meningkatkan kapasitas aksial kolom dan metode ini sudah banyak dikembangkan dan diterapkan untuk melakukan *strengthening* dan *retrofiting*. Dalam penelitian ini metode *strengthening* Hotel Inna Garuda *Extantion* yang digunakan adalah *concrete jacketing*. Konsep dari metode *concrete jacketing* yang digunakan pada Hotel Inna Garuda *Extantion* ini adalah pembesaran dimensi dan penambahan tulangan pada elemen struktur kolom yang mengalami sendi plastis tingkat akhir guna untuk meningkatkan kinerja elemen struktur kolom tersebut, sehingga tercapai kriteria *strong column weak beam* (SCWB).

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada latar belakang di atas, maka dalam penelitian ini ditetapkan beberapa rumusan masalah sebagai beriku ini:

1. Bagaimanakah kekuatan elemen struktur kolom pasca dilakukan perkuatan berdasarkan peraturan yang berlaku (SNI 03-1726-2012)?
2. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, apakah setelah dilakukan *strengthening* level kinerja *immediate occupancy* mampu dipenuhi?
3. Setelah dilakukan perkuatan apakah kondisi kerusakan mengalami perubahan dibandingkan dengan kondisi sebelum di perkuatan?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan dari penelitian ini adalah untuk :

1. mengetahui kekuatan elemen kolom struktur pasca dilakukan *strengthening* berdasarkan SNI 03-1726-2012,
2. mengetahui *performance level* Hotel Inna Garuda *Extantion* setelah dilakukan *strengthening* sesuai dengan SNI 03-1726-2012, dan
3. melakukan perbandingan mekanisme keruntuhan pada saat kondisi Hotel Inna Garuda *Extantion* sebelum dan sesudah dilakukan *strengthening*.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dalam melakukan penelitian ini adalah untuk :

1. memperlihatkan hasil evaluasi kinerja struktur Hotel Inna Garuda setelah dilakukan *strengthening*,
2. memberikan informasi *performance level* Hotel Inna Garuda *Extention* setelah dilakukan *strengthening* bila terkena gempa, dan
3. sebagai upaya mitigasi terhadap gempa bumi sehingga nantinya tidak menimbulkan banyak korban jiwa.

1.5 Batasan Masalah

Agar penulisan tesis ini tidak menyimpang dan sesuai dengan maksud dan tujuan yang telah ditetapkan, maka perlu ada batasan penelitian sebagai berikut ini.

1. Obyek penelitian adalah bangunan Hotel Inna Garuda yang berada di Jalan Malioboro No 60, Yogyakarta khususnya Hotel Inna Garuda *Extention*.
2. Penelitian ini menindak lanjutin penelitian sebelumnya yang telah dilakukan oleh Patri (2017), yang hanya meninjau bangun Hotel Inna Garuda sisi selatan

dengan nama Hotel Inna Garuda *Extention* dikarenakan keterbatasan data yang didapat.

3. Perkuatan dilakukan hanya pada elemen struktur kolom pipih.
4. Metode perkuatan dengan cara *concrete jacketing* dengan asumsi sebagai berikut ini.
 - a. *Concrete jacketing* dilakukan hanya pada elemen struktur kolom pipih.
 - b. *Concrete jacketing* dilakukan dengan memperbesar dimensi kolom dan menambah jumlah baja tulangan bila diperlukan, tanpa mengubah mutu beton serta mutu baja tulangan.
5. Mutu bahan pada struktur mempunyai karakteristik sebagai berikut ini.
 - a. Mutu beton $f'c = 19,04$ MPa
 - b. Mutu baja tulangan $f_y = 400$ MPa ($\theta > 12$ mm, ulir), $f_{ys} = 240$ MPa ($\theta < 12$ mm, polos)
6. Rasio tulangan untuk kolom yang diperkuat tidak lebih kecil dari 1%.
7. Efek *pounding* pada penelitian ini tidak ditinjau karena keterbatasan data struktur.
8. Pondasi dan kondisi tanah tidak dievaluasi.
9. Analisis struktur menggunakan program ETAB's Versi 9.6, dengan asumsi sebagai berikut ini.
 - a. Analisis pada gedung dilakukan secara 3 dimensi.
 - b. Pemodelan menggunakan tumpuan jepit.
 - c. Pemodelan gedung sebagai *open frame*.
 - d. Balok dan kolom dimodelkan sebagai *frame*.
 - e. Plat lantai dan plat atap dimodelkan sebagai membran.
 - f. Tangga dan dinding tidak dimodelkan didalam ETAB's namun beban tangga dan dinding tetap dimasukkan didalam program ETAB's.
 - g. Beban *lift* tidak dimasukkan didalam analisis.
 - h. Gaya lateral yang ditinjau adalah beban gempa horisontal.
 - i. Pengaruh beban angin tidak diperhitungkan.
 - j. Analisis *pushover* yang digunakan sesuai prosedur pada ATC-40 yang telah *built-in* dan program ETAB's Versi 9.6.

10. Analisis struktur pembebanan bangunan menggunakan peraturan pembebanan berupa beban vertikal (beban mati dan beban hidup) sesuai dengan PPPURG 1987.
11. Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung mengacu pada SNI 2847-2013.
12. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung mengacu pada SNI 03-1726-2012.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu Mengenai Perkuataan (*Strengthening*) Struktur Bangunan

Perkuataan (*strengthening*) adalah suatu tindakan modifikasi struktur, dengan tujuan untuk menaikkan kekuatan, kekakuan, serta daktilitas struktur. Penelitian mengenai perkuataan struktur diawali pada tahun 1960 oleh negara-negara maju sampai sekarang ini (Kristianto, A et al,2012). Penelitian mengenai perkuataan dilatar belakangi oleh beberapa hal, yaitu kesalahan dalam implementasinya di lapangan, kerusakan elemen struktur akibat bencana alam salah satunya gempa bumi, perubahan fungsi struktur yang mengakibatkan perbedaan beban rencana dengan beban desain, serta perubahan peraturan perencanaan bangunan tahan gempa.

Adanya perubahan peraturan perencanaan bangunan tahan gempa membuat bangunan-bangunan yang didesain dengan peraturan lama perlu dievaluasi apakah bangunan tersebut masih layak dan cukup kuat menahan gaya gempa yang sesuai dengan SNI 03-1726-2012 atau apakah bangunan tersebut perlu dilakukan perkuataan sesuai dengan kebutuhan bangunan.

2.1.1 Analisa Kapasitas dan Desain Perkuataan Kolom Bulat Struktur Gedung Akibat Penambahan Lantai Gedung

Pada penelitian yang dilakukan oleh Hasyim (2015), membahas mengenai perubahan fungsi gedung yang berupa penambahan jumlah ruang kelas baru pada gedung eksisting akan mempengaruhi kekuatan struktur dari gedung eksisting. Perencanaan penambahan ruang harus mempertimbangkan kekuatan struktur dari kondisi eksisting gedung. Pemeriksaan terhadap kapasitas nominal kolom dalam menahan beban lebih diutamakan mengingat kegagalan kolom lebih memiliki resiko tinggi dibanding komponen lain. Perkuataan struktur kolom perlu dilakukan apabila kapasitas nominal tidak cukup untuk menahan beban ultimit yang terjadi.

Analisa dilakukan dengan pendekatan *Finite Elemen Method* (FEM), dimana struktur memiliki derajat kebebasan di 3 arah rotasi dan 3 arah translasi,

sehingga model dianggap sebagai sebuah struktur *space frame* dengan arah translasi dan rotasi di sumbu x,y dan z baik di sumbu lokal maupun sumbu global. Pemodelan dan analisa struktur menggunakan *software* Staad Pro v.8i. Analisis bertujuan untuk mencari gaya dalam pada komponen struktur dengan maksud untuk merencanakan ulang kekuatan struktur terhadap pembebanan akibat penambahan ruang kelas baru. Dari hasil analisa akan didapatkan bagian komponen struktur yang lemah maka akan dilakukan perkuatan menggunakan CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*).

Hasil uji kuat tekan beton dengan uji *Hammer Test* menghasilkan beberapa nilai kuat tekan beton rata-rata dengan nilai dibawah standar, yaitu sebesar 16 MPa di kolom K2. Kolom K2 merupakan kolom bulat dengan diameter 0,25 m, desain perkuatan dilakukan pada kolom K2 menggunakan CFRP yang diaplikasikan secara menyeluruh dan parsial dengan lebar dan jarak spasi masing-masing sebesar 100 mm dan 400 mm. Berdasarkan hasil analisis didapatkan nilai f_l dan f'_{cc} dari CFRP yang dipasang menyeluruh dan parsial masing-masing sebesar 6,336 dan 36,996 Mpa dan 1,584 dan 21,227 MPa, selain itu nilai rasio CFRP masing-masing didapatkan sebesar 0,396 dan 0,099. Nilai P_n dan M_n kolom komposit dalam kondisi seimbang pada kondisi aplikasi CFRP secara parsial masing-masing sebesar 49,837740 Ton dan 3,637844 Tonm dengan rasio tegangan aksial dan lentur masing-masing sebesar 0,47153 dan 0,080267.

2.1.2 Identifikasi Kegagalan Struktur Dan Alternatif Perbaikan Serta

Perkuatan Gedung BPKP Provinsi Sumatera Barat

Penelitian mengenai kegagalan struktur dan alternatif perbaikan serta perkuatan ini dilakukan oleh Ismail (2011). Pada saat gempa 30 September 2009, gedung BPKP yang baru beroperasi setahun mengalami kerusakan yang cukup parah akibat gempa padang tersebut. Kerusakan terjadi pada beberapa bagian dan diindikasikan mengalami kerusakan struktur yang signifikan. Hal ini menyebabkan operasional gedung dihentikan dan aktifitas BPKP dipindahkan ke gedung lain. Tujuan dari penelitian yang dilakukan oleh penulis adalah untuk mengidentifikasi kerusakan yang terjadi pada gedung BPKP, baik secara visual maupun *software*.

Dari hasil pengamatan visual di lapangan, kerusakan struktural diperoleh :

1. Kerusakan struktur pada lantai 2.

Adanya kerusakan pada kaki kolom berupa selimut beton kolom terlepas dan beton struktur kaki kolom hancur. Pada *joint* balok yang sama juga terjadi kerusakan dengan lepasnya selimut beton.

2. Kerusakan struktur pada lantai 3 dan lantai 4.
 - a. Kerusakan struktur gedung BPK lebih terkonsentrasi pada kerusakan kolom. Kegagalan struktur pada ujung kolom berupa lepasnya selimut beton dan ikatan sengkang.
 - b. Lepasnya sambungan balok ke kolom berupa terlepasnya selimut beton dan ikatan sengkang.
3. Kerusakan *joint* balok-kolom pada lantai 4.

Dari hasil analisis yang dilakukan, terlihat kerusakan terjadi terutama diakibatkan oleh kurangnya kapasitas lentur kolom dalam menahan gaya lateral yang terjadi. Hal ini ditandai dengan adanya retak yang terjadi pada ujung kolom.

Gedung BPKP diberi perkuatan berupa penambahan dinding geser pada keempat sudut gedung. Selain menambahkan dinding geser, perkuatan juga dilakukan dengan metode *jacketing*. *Jacketing* dilakukan dengan cara memperbesar penampang kolom dan menambah tulangan lentur serta geser kolom di keliling kolom lama.

Dari hasil analisis terlihat penambahan dinding geser maupun dengan metode *jacketing* pada struktur gedung, mempengaruhi perilaku gedung secara signifikan. Sehingga dapat disimpulkan perkuatan dengan dinding geser sangat efektif dalam menurunkan nilai perpindahan gedung hingga 80% dibandingkan dengan kondisi eksisting maupun mereduksi gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen-elemen struktur terutama yang diakibatkan oleh gaya lateral. Sedangkan perkuatan struktur menggunakan metode *jacketing* hanya mampu mereduksi perpindahan struktur hingga 45% dibandingkan dengan kondisi eksisting.

2.1.3 Evaluasi Kinerja dan Perkuatan Struktur Gedung Guna Alih Fungsi Bangunan

Penelitian yang dilakukan oleh Christiawan (2008) melakukan penelitian mengenai evaluasi kekuatan struktur guna alih fungsi bangunan dengan solusi perkuatan yang diperlukan. Studi kasus perubahan fungsi ruang kelas menjadi ruang perpustakaan pada lantai II Gedung G Kampus III Universitas Semarang.

Alih fungsi bangunan menyebabkan terjadi perubahan pembebanan dari 250 kg/m² menjadi 500 kg/m² sehingga dibutuhkan evaluasi kekuatan struktur kondisi existing. Penelitian ini dilakukan untuk evaluasi kinerja dan kekuatan struktur pada kondisi existing, memberikan alternatif solusi perkuatan, menentukan spesifikasi teknis metode pelaksanaan perkuatan berdasar peraturan beton SNI-2847-2002, dan melakukan analisis struktur ulang setelah perkuatan.

Untuk mengetahui kuat tekan beton dapat dilakukan uji non-destructive test (uji tidak merusak) dengan pengambilan sampel bor inti (core case), Schmidt Hammer Test, UPV (Ultrasonic Pulse Velocity) dan lain- lain. Pengujian bahan dilakukan pada bagian struktur yang pada dugaan awal diragukan kekuatannya. Tegangan leleh baja tulangan ditentukan berdasar data mutu baja yang digunakan pada pelaksanaan pembangunan (as build drawing).

Dari hasil uji bahan kondisi eksisting didapat kuat tekan beton f'_c sebesar 17 MPa dan tegangan leleh baja tulangan berdasar as build drawing didapatkan f_y sebesar 390 MPa. Hasil analisis beban statik dorong (Pushover analysis) didapatkan nilai faktor reduksi gempa representatif (R) = 4,8. Evaluasi kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit didapatkan simpangan antar tingkat < simpangan ijin, sehingga memenuhi syarat sesuai SNI-1726-2002. Hasil analisis struktur didapatkan pelat lantai 2 : pelat A, C, E dan H pada bagian tumpuan Y membutuhkan perkuatan lentur. Perkuatan lentur dengan Fiber Reinforced Polymer (FRP) didapatkan mampu menambah kuat lentur pelat : A, C, E dan H masing-masing 39,28 %.

2.2 Penelitian Terdahulu Mengenai Evaluasi Kinerja Struktur

Evaluasi adalah suatu proses untuk menyediakan informasi tentang sejauh mana suatu kegiatan tertentu telah dicapai, bagaimana perbedaan pencapaian itu dengan suatu standar tertentu untuk mengetahui apakah ada selisih di antara keduanya, serta bagaimana manfaat yang telah dikerjakan itu bila dibandingkan dengan harapan-harapan yang ingin diperoleh. Dalam hal ini, evaluasi bangunan diartikan bahwa proses menyediakan informasi sebanyak-banyaknya tentang bangunan baik dari segi struktur, arsitektur maupun mekanikal dan elektrikal yang akan ditinjau dengan standar bangunan yang telah ditentukan. Menurut Sudibyo (1989), *Post Occupancy Evaluation* (POE) atau evaluasi pasca huni merupakan kegiatan berupa peninjauan (pengkajian) kembali (evaluasi) terhadap bangunan-

bangunan dan atau lingkungan binaan yang telah dihuni. Istilah tersebut merupakan kegiatan evaluasi terhadap hasil perancangan yang sudah ada atau sudah dibangun dan digunakan.

Kinerja struktur bangunan adalah kemampuan efektif struktur bangunan yang mampu menahan gaya atau beban bangunan, meliputi beban atau gaya yang diteliti adalah beban gempa. Kekuatan struktur dapat diartikan sebagai struktur struktur yang mampu menahan beban atau gaya-gaya yang terjadi meliputi momen, gaya geser, dan gaya aksial.

Evaluasi kinerja struktur bangunan merupakan hasil informasi yang dibandingkan dari analisis struktur dengan hasil struktur yang sudah ada. Informasi dari evaluasi kekuatan struktur meliputi hasil perbandingan gaya momen, gaya geser, dan gaya aksial dari struktur yang ada dengan analisis tertentu.

2.2.1 Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Gedung Studi Kasus Hotel Inna Garuda *Extention* Yogyakarta

Penelitian yang dilakukan oleh Patria (2017) ini dilakukan untuk menentukan kinerja struktur bangunan yang didirikan sebelum peraturan kegempaan diterbitkan. Saat ini peraturan kegempaan terbaru sudah disahkan yaitu SNI 1729-03-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan *Non* Gedung. Obyek bangunan yang digunakan adalah bangunan gedung Hotel Inna Garuda *Extention* yang didirikan pada tahun 1989. Bangunan tersebut dievaluasi untuk menentukan level kinerja struktur dan kemungkinan letak kerusakan dengan pemberian beban *pushover* ke empat arah bangunan.

Evaluasi kinerja struktur digunakan metode dari FEMA 154 untuk evaluasi *rapid visual screening* (*tier* 1). Evaluasi *tier* 2 digunakan metode *Demand Capacity Ratio* (DCR) dengan mengacu peraturan SNI 1729-03-2012 tentang kegempaan. Sedangkan untuk evaluasi *tier* 3 digunakan metode evaluasi koefisien dengan metode analisis ATC-40, FEMA 356, FEMA 440 dan metode analisis manual. Analisis evaluasi tier 3 digunakan analisis *pushover* dengan bantuan program ETAB's versi 9.6.

Menurut ketentuan FEMA 154, bangunan gedung Hotel Inna Garuda *Extention* termasuk ke dalam zona *high seismicity* sehingga, form *rapid visual*

screening (RVS) digunakan form RVS *high seismicity*. Nilai akhir dari *rapid visual screening high seismicity* pada bangunan tersebut diperoleh sebesar 0,5 dengan probabilitas kerusakan sebesar 31,62%. Untuk *quick check* dapat diketahui bahwa hasil analisis *drift ratio* pada rangka momen ternyata terdapat tingkat lemah (*weak story*). Pada *checklist* terdapat beberapa komponen struktur yang tidak memenuhi syarat atau *Non-Compliant* (NC), sehingga perlu evaluasi lebih lanjut ke evaluasi *tier 2*. Evaluasi *tier 2* yaitu evaluasi analisis DCR terdapat komponen kolom yang memiliki nilai DCR lebih dari 2,0, maka harus dilakukan analisis *pushover* dengan evaluasi *tier 3*. Evaluasi *tier 3* diperoleh nilai *drift ratio* kurang dari 1,0% dari keempat metode dengan level kinerja *Immediate Occupancy* (IO). Dengan level kinerja *Immediate Occupancy* tersebut, bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* menunjukkan bahwa tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktur, terlihat dari kekuatan dan kekakuan hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Hasil dari plastifikasi dengan menggunakan analisis *pushover* pada program ETAB's banyak terjadi sendi plastis pada komponen kolom terutama pada lantai dasar dan di beberapa titik kolom terjadi sendi plastis sampai kondisi *collapse*, sehingga kerusakan dapat diprediksi akan terjadi pada beberapa komponen elemen kolom terutama di tingkat dasar. Analisis *pushover* sendi plastis dengan analisis *strong column weak beam* dari keempat titik tersebut pada bangunan ini secara garis besar tidak memenuhi kriteria SCWB.

2.2.2 Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Apartemen dan Hotel Mataram

City

Penelitian yang dilakukan oleh Yunus (2015) bertujuan untuk mengevaluasi secara menyeluruh komponen struktur dan sebagian komponen arsitektur gedung apartemen dan hotel Mataram City. Evaluasi dilakukan untuk mengetahui bagaimana perilaku gedung dan *target performance building* saat diberi beban *pushover*. Perilaku gedung adalah mencari nilai daktilitas, faktor reduksi gempa, dan letak sendi plastis pada gedung Mataram City.

Evaluasi pada bangunan menggunakan metode dari FEMA 356 dan FEMA 310, dimana evaluasi terdiri dari tiga tahap, yaitu *tier 1*, *tier 2*, dan *tier 3*. Evaluasi *tier 1* terdiri dari *Rapid Visual Screening* (RVS) dengan nilai akhir 1,9 dan *quick check* yang menunjukkan adanya tingkat lunak pada gedung Mataram City.

Evaluasi berlanjut ke tahap *tier 2* dimana setelah dilakukan perhitungan *Demand Capacity Ratio* (DCR) pada setiap elemen struktur, terdapat beberapa balok yang nilai DCR-nya lebih dari 2 dan konfigurasi bangunan terdapat *irregularity* sehingga perlu evaluasi *tier 3*.

Kemudian pada evaluasi tahap *tier 3* dilakukan *pushover analysis* dengan 4 arah pembebanan yaitu dari beban dari arah utara, selatan, barat, dan timur bangunan. Dengan menggunakan metode ATC-40 diperoleh *target displacement* pada arah-x sebesar 0,251 m dan pada arah-y 0,183 m sehingga masuk dalam kategori *Immediate Occupancy*. Sedangkan dengan metode FEMA 356 diperoleh *target displacement* pada arah-x sebesar 0,155 m dan pada arah-y sebesar 0,201 m sehingga masuk dalam kategori *Immediate Occupancy*. Nilai daktilitas aktual struktur untuk arah-x adalah 5,85 dan untuk arah-y sebesar 4,36. Nilai faktor reduksi gempa aktual, R_{aktual} arah-x adalah sebesar 9,747 dan R_{aktual} arah-y adalah sebesar 7,265.

2.3 Keaslian Penelitian

Perkembangan ilmu rekayasa kegempaan sekarang sudah semakin maju. Saat ini penelitian mengenai evaluasi kinerja gedung terhadap gaya gempa sudah banyak dilakukan. Hal ini dikarenakan intensitas gempa yang terjadi di wilayah Indonesia semakin besar. Penelitian-penelitian tersebut dilakukan dengan menggunakan program SAP2000 dan ETABS dengan berbagai jenis permodelan pada kinerja struktur bangunan.

Keaslian penelitian perlu dilakukan sebagai bukti agar tidak adanya plagiarisme antara penelitian sebelumnya dengan penelitian yang dilakukan. Penelitian yang dilakukan oleh penulis menindaklanjuti penelitian yang dilakukan oleh Patria (2017), yaitu melakukan perkuatan pada titik-titik yang lemah, yang mana sebelumnya telah dilakukan evaluasi kinerja struktur Hotel Inna Garuda *Extention* oleh Patri (2017). Sehingga penelitian yang dilakukan oleh penulis yaitu melakukan analisis *pushover* terhadap bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* yang diberi perkuatan struktur. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 2.1

Tabel 2.1 Perbedaan keaslian penelitian dari beberapa sumber

No	Peneliti	Judul Penelitian	Bahasan Penelitian	Perbedaan Bahasan Penelitian
1	Hasyim (2015)	Analisis Kapasitas dan Desai Perkuatan Kolom Bulat Struktur Gedung Akibat Penambahan Lantai Gedung	<ul style="list-style-type: none"> - Perkuatan struktur kolom dengan cara penambahan CFRP (<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>). - Perkuatan sesuai dengan kondisi lapangan dan diaplikasikan langsung. - Analisis dilakukan dengan pendekatan <i>Finite Elemen Method</i> (FEM) - Pemodelan dan analisis struktur menggunakan <i>software</i> Staad Pro V 8i. - Bangunan yang ditinjau adalah gedung perkuliahan. 	<ul style="list-style-type: none"> - Perkuatan struktur pada elemen kolom dengan metode <i>concrete jacketing</i> tanpa mengubah mutu beton dan baja tulangan serta jumlah baja tulangan yang digunakan tetap sama dengan kondisi real ada saat pembangunan. - Perkuatan tidak diaplikasikan di lapangan tetapi perkuatan hanya dilakukan sebatas simulasi perubahan dimensi kolom sampai memenuhi kriteria SCWB. - Evaluasi dilakukan dengan pendekatan pendekatan <i>pushover analysis</i>. - Pemodelan dan analisis dibantu dengan <i>software</i> ETAB's V 9.6. - Bangunan yang ditinjau adalah gedung Hotel Inna Garuda <i>Extention</i>. - Mengacu pada SNI 03-1726-2012.

Tabel 2.1 Perbedaan keaslian penelitian dari beberapa sumber (lanjutan)

2	Ismail (2011)	Identifikasi Kegagalan Struktur dan Alternatif Perbaikan Serta Perkuatan Gedung BPKP Provinsi Sumatera Barat	<ul style="list-style-type: none"> - Pengamatan secara visual kerusakan yang terjadi baik pada elemen struktur maupun non struktur. - Perkuatan struktur dilakukan dengan dua metode yaitu penambahan dinding geser dan <i>jacketing</i>. - Melakukan perbandingan perkuatan yang paling efektif digunakan. - Pemodelan dan analisis struktur menggunakan <i>software</i> SAP 2000. - Bangunan yang ditinjau adalah gedung Perkantoran BPKP Sumatera Barat. - Mengacu pada SNI 03-1726-2002 	<ul style="list-style-type: none"> - Perkuatan struktur pada elemen kolom dengan metode <i>concrete jacketing</i> tanpa mengubah mutu beton dan baja tulangan serta jumlah baja tulangan yang digunakan tetap sama dengan kondisi real ada saat pembangunan. - Perkuatan tidak diaplikasikan di lapangan tetapi perkuatan hanya dilakukan sebatas simulasi perubahan dimensi kolom sampai memenuhi kriteria SCWB. - Evaluasi struktur dilakukan dengan pendekatan pendekatan <i>pushover analysis</i>. - Pemodelan dan analisis dibantu dengan <i>software</i> ETAB's V 9.6. - Bangunan yang ditinjau adalah gedung Hotel Inna Garuda <i>Extention</i>. - Mengacu pada SNI 03-1726-2012.
3	Christiawan (2008)	Evaluasi Kinerja dan Perkuatan Struktur Guna Alih Fungsi Bangunan	<ul style="list-style-type: none"> - Pengujian bahan pada kondisi eksisting. - Perkuatan dilakukan pada beberapa elemen struktur, yaitu pelat dan balok dengan 	<ul style="list-style-type: none"> - Perkuatan struktur pada elemen kolom dengan metode <i>concrete jacketing</i> tanpa mengubah mutu beton dan baja tulangan serta jumlah baja

Tabel 2.1 Perbedaan keaslian penelitian dari beberapa sumber (lanjutan)

			<p>metode perkuatan FRP dan kolom menggunakan metode <i>external reinforcement</i>.</p> <p>- Pemodelan dan analisis struktur menggunakan <i>software</i> SAP V 10.0.7.</p> <p>- Evaluasi struktur dilakukan dengan menggunakan pendekatan <i>pushover analysis</i>.</p> <p>- Bangunan yang ditinjau adalah gedung perkuliahan.</p>	<p>tulangan yang digunakan tetap sama dengan kondisi real ada saat pembangunan.</p> <p>- Perkuatan tidak diaplikasikan di lapangan tetapi perkuatan hanya dilakukan sebatas simulasi perubahan dimensi kolom sampai memenuhi kriteria SCWB.</p> <p>- Evaluasi struktur dilakukan dengan pendekatan pendekatan <i>pushover analysis</i>.</p> <p>- Pemodelan dan analisis dibantu dengan <i>software</i> ETAB's V 9.6.</p> <p>- Bangunan yang ditinjau adalah gedung Hotel Inna Garuda <i>Extention</i></p> <p>- Mengacu pada SNI 03-1726-2012.</p>
4	Patria (2017)	Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Gedung Studi Kasus Hotel Inna Garuda <i>Extention</i> Yogyakarta	<p>- Melakukan <i>rapid visual screening</i> sesuai dengan standar FEMA 154 (2002).</p> <p>- Evaluasi kinerja struktur terhadap gaya gempa sesuai dengan FEMA 310 (1998), ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000) dan FEMA 440.</p>	<p>- Perkuatan struktur pada elemen kolom dengan metode <i>concrete jacketing</i> tanpa mengubah mutu beton dan baja tulangan serta jumlah baja tulangan yang digunakan tetap sama dengan kondisi real ada saat pembangunan.</p>

Tabel 2.1 Perbedaan Keaslian Penelitian Dari Beberapa Sumber (lanjutan)

				<ul style="list-style-type: none"> - Perkuatan tidak diaplikasikan di lapangan tetapi perkuatan hanya dilakukan sebatas simulasi perubahan dimensi kolom sampai memenuhi kriteria SCWB. - Evaluasi kinerja struktur terhadap gaya gempa sesuai dengan FEMA 56 (2000) dan ATC-40.
5	Yunus (2015)	Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Apartemen dan Hotel Mataram City	<ul style="list-style-type: none"> - Melakukan <i>rapid visual screening</i> sesuai dengan standar FEMA 154 (2002). - Evaluasi kinerja struktur terhadap gaya gempa sesuai dengan FEMA 310 (1998), ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000) dan FEMA 440. 	<ul style="list-style-type: none"> - Perkuatan struktur pada elemen kolom dengan metode <i>concrete jacketing</i> tanpa mengubah mutu beton dan baja tulangan serta jumlah baja tulangan yang digunakan tetap sama dengan kondisi real ada saat pembangunan. - Perkuatan tidak diaplikasikan di lapangan tetapi perkuatan hanya dilakukan sebatas simulasi perubahan dimensi kolom sampai memenuhi kriteria SCWB. - Evaluasi kinerja struktur terhadap gaya gempa sesuai dengan FEMA 56 (2000) dan ATC-40.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Filosofi Bangunan Tahan Gempa

Struktur bangunan tahan gempa merupakan suatu struktur yang didesain untuk menahan gaya-gaya yang timbul akibat gempa sehingga suatu bangunan dapat bertahan utuh dan tidak mudah roboh. Struktur / bangunan tahan gempa adalah struktur yang tahan (tidak rusak dan tidak runtuh) apabila terlanda gempa. Bukan struktur yang semata-mata sudah diperhitungkan (dalam perencanaan) dengan beban gempa (beban horizontal) (Kardiyono, 2008).

Bangunan yang kuat terhadap gempa bukan berarti mencegah semua kerusakan bangunan bila terjadi gempa yang dahsyat, bangunan seperti ini sulit dilaksanakan karena memerlukan biaya yang sangat mahal. Tujuan utama dalam merencanakan bangunan tahan gempa adalah menyelamatkan nyawa manusia, mengurangi secara maksimal kecelakaan yang akan terjadi dan harta benda serta mengurangi semaksimal mungkin biaya yang harus dikeluarkan bila harus melakukan perbaikan bangunan yang rusak akibat gempa.

Adapun prinsip-prinsip disain filosofi bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut ini (ATC 1978, Widodo 2007).

1. Pada gempa kecil (*light*, atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non struktur masih diperbolehkan.
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/retak ringan tetapi masih dapat diperbaiki. Elemen *non* struktur dapat saja rusak tetapi masih dapat diganti dengan yang baru.
3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total (*totally collapse*). Kondisi seperti ini juga diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/penghuni bangunan secara maksimum.

3.2 Teori Evaluasi Bangunan

Pengertian evaluasi dalam kamus besar bahasa Indonesia berarti penilaian; hasil. Menurut Bryan & White (1987), evaluasi adalah upaya untuk mendokumentasi dan melakukan penilaian tentang apa yang terjadi dan juga mengapa hal itu terjadi. Dalam hal ini, evaluasi bangunan diartikan bahwa proses menyediakan informasi sebanyak-banyaknya tentang bangunan baik dari segi struktur, arsitektur maupun mekanikal dan elektrik yang akan ditinjau dengan standar bangunan yang telah ditentukan. Untuk memperoleh informasi yang tepat dalam kegiatan evaluasi dilakukan melalui kegiatan pengukuran. Pengukuran merupakan suatu proses pemberian skor atau angka-angka terhadap suatu keadaan atau gejala berdasarkan aturan-aturan tertentu. Dengan demikian terdapat kaitan erat antara pengukuran (*measurement*) dan evaluasi (*evaluation*), kegiatan pengukuran merupakan dasar dalam kegiatan evaluasi (Wirawan, 2010).

Langkah-langkah prosedur evaluasi secara umum menurut Tyler (1973) dijelaskan dalam beberapa hal, yaitu :

1. perumusan tujuan program evaluasi,
2. mengidentifikasi situasi yang akan memberi kesempatan pelaku evaluasi untuk mengungkapkan perilaku yang diimplikasikan dalam tujuan evaluasi,
3. memeriksa ketersediaan instrument evaluasi untuk melihat sejauh mana hal tersebut dapat memenuhi tujuan evaluasi yang diinginkan yaitu melalui langkah-langkah :
 - a. menyusun *instrument* evaluasi untuk sasaran tertentu,
 - b. merencanakan makna dari perolehan catatan perilaku objek evaluasi dari hasil pelaku evaluasi,
 - c. memutuskan unit-unit yang akan digunakan untuk merangkum atau menilai hasil evaluasi, dan
 - d. menentukan sejauh mana metode peringkasan tersebut obyektif.

Dilakukannya evaluasi terhadap suatu bangunan gedung bertujuan untuk mengetahui keadaan dan kelayakan suatu gedung tersebut karena adanya perubahan standar-standar keamanan pada suatu gedung bertingkat saat terjadi bencana seperti gempa bumi. Misalnya pada perencanaan suatu gedung masih menggunakan pedoman perencanaan pembangunan gedung bertingkat dengan metode pra

bencana, sedangkan pasca terjadi bencana telah terjadi perubahan pada pedoman perencanaan pembangunan gedung bertingkat sehingga diperlukannya evaluasi keamanan dan kelayakan pada gedung tersebut sebagai proses mitigasi bencana.

Pada tahapan evaluasi gedung, dapat dilakukan dengan dua metode yaitu evaluasi *existing building* dan evaluasi *post-damage building*. Berikut adalah penjelasan dari tahapan-tahapan evaluasi gedung.

3.2.1 Evaluasi *Existing Building*

Evaluasi pada bangunan *existing* adalah evaluasi yang dilakukan saat bangunan berdiri setelah pembangunan dan belum pernah terkena gempa sebelumnya. Pada umumnya bangunan gedung direncanakan dapat berfungsi selama masa layan tertentu. Namun selama masa layannya, bangunan rentan terhadap kerusakan akibat berbagai hal. Setiap kerusakan diusahakan dapat dideteksi sedini mungkin, sebab suatu kerusakan dapat merembet, memicu, dan memperparah kerusakan lainnya. Menurut Triwiyono (2005), beberapa penyebab kerusakan adalah :

1. masalah *durability* akibat material yang kurang baik,
2. kesalahan perencanaan dan pelaksanaan,
3. lingkungan agresif yang belum diantisipasi saat perencanaan,
4. *overloading* akibat kenaikan beban karena perubahan fungsi/pemakaian bangunan,
5. kenaikan *life-span*,
6. penyebab khusus dan beban berlebih: gempa, banjir, kebakaran, dan
7. *life-span* yang berbeda-beda antara bahan-bahan struktur dan non struktur.

Evaluasi kinerja bangunan dapat dijadikan sebagai landasan perlu dilakukannya perbaikan kinerja bangunan atau justru diperlukan bangunan baru, karena kinerja bangunan lama yang tidak memungkinkan lagi secara teknis digunakan untuk mengantisipasi kinerja akibat fungsi baru atau perubahan beban. Hal ini bisa muncul akibat terjadinya perubahan standar tata cara desain bangunan, seperti bangunan pada saat desain menggunakan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SKBI 1987, maka perlu dievaluasi ketahanan gempanya berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung.

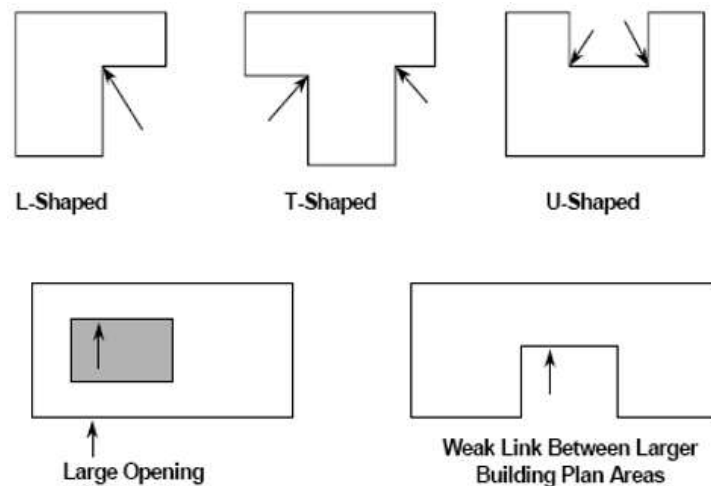
Evaluasi bangunan dapat dilakukan dengan empat metode yakni penyelidikan secara visual, *configuration check*, *strength check*, dan *performance based design*.

1. Penyelidikan secara visual

Evaluasi bangunan *existing* secara visual merupakan tahapan awal yang harus dilakukan apakah bangunan tersebut layak untuk dilakukan penyelidikan lebih lanjut atau tidak. Penyelidikan secara visual atau bisa disebut dengan *Rapid Visual Screening (RVS)* ini dapat mengacu pada pedoman yang ditetapkan oleh FEMA 154 dan FEMA 310, penyelidikan dilakukan dengan melakukan cek struktur dan non struktur.

2. Configuration check

Configuration check adalah tahapan lanjutan dari penyelidikan secara visual pada bangunan. Cek konfigurasi bangunan dilakukan pengamatan pada bentuk bangunan apakah bangunan tersebut berbentuk reguler atau irreguler, terdapatnya kolom pendek, *soft story*, bangunan bersebelahan, dan *set back* pada bentuk bangunan tersebut. Misalnya, bangunan perlu di evaluasi apabila memiliki denah yang irreguler (tidak beraturan) karena diduga akan terdapatnya momen puntir.



Gambar 3.1 Plan irregularity bangunan (FEMA 154)

3. Strength check

Cek kekuatan bangunan dilakukan dengan melakukan analisis struktur bangunan baik dengan analisis linier statik elastik maupun analisis linier statik dinamik elastik. Dari hasil analisis tersebut, maka akan dilakukan cek *demand capacity ratio* dari hasil kapasitas momen, gaya geser, serta gaya aksial dari elemen-

elemen pada bangunan tersebut. Dari hasil analisis maka dapat dilihat apakah struktur bangunan tersebut masih layak dan mampu menahan beban dan gaya gempa, apabila struktur tersebut gagal dalam menerima gaya gempa maka perlu dilakukan perkuatan.

4. *Performance based design*

Saat ini perencanaan struktur untuk bangunan tahan gempa sudah mulai populer digunakan perencanaan yang berbasis kinerja (*Performance Based Seismic Design*) dimana kinerja struktur dijadikan sebagai sasaran perencanaan. Pada perencanaan ini disyaratkan suatu level kinerja yang diinginkan. Level kinerja tersebut menurut FEMA 356 (2000) adalah :

- a. *Operational Performance Level*,
- b. *Immediate Occupancy Level*,
- c. *Life Savety Level*, dan
- d. *Collpse Prevention Level*.

3.2.2 *Post Damage Building*

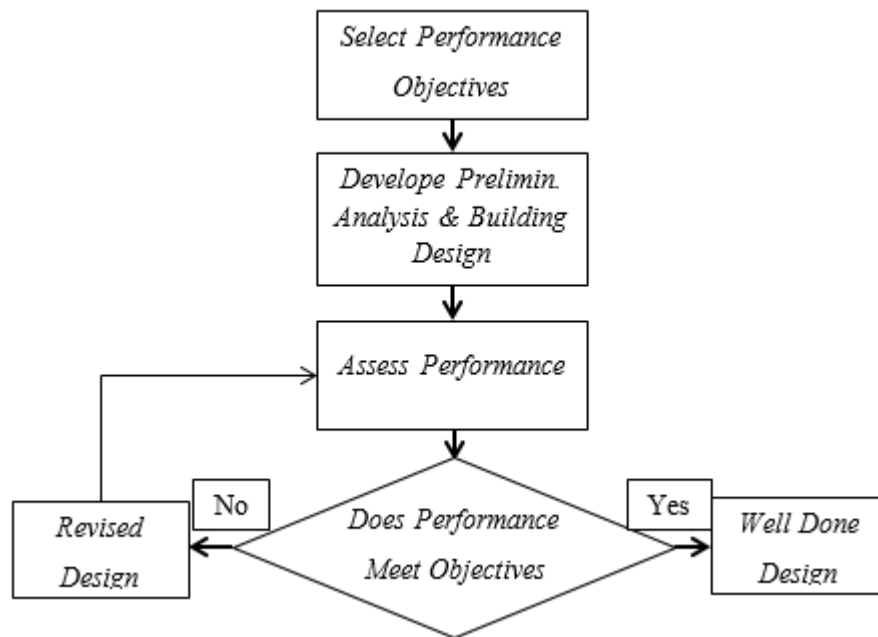
Evaluasi *post damage* adalah evaluasi pada bangunan yang sudah terkena dampak gempa baik direncanakan dengan tahan gempa maupun tidak. Evaluasi bangunan atau pemeriksaan bangunan pasca bencana dilakukan dengan beberapa tahapan yang nanti diperlukan untuk kebutuhan data dan akan mengemukakan permasalahan yang ada pada bangunan tersebut, tahapan-tahapan pemeriksaan bangunan antara lain :

1. pemeriksaan dengan melakukan pengamatan visual terhadap bagian-bagian bangunan yang mengalami gejala kerusakan, kemudian akan dicatat jenis kerusakan, tingkat kerusakan, dan pola kerusakannya,
2. setelah pengamatan visual, maka dilakukan pengelompokkan jenis kerusakan berdasarkan bagian apa saja yang rusak dan bagian apa saja yang tidak rusak, bagian yang mengalami kerusakan akan ditandai agar memudahkan untuk pemeriksaan selanjutnya, dan
3. dari berbagai pengamatan kerusakan sebelumnya, akan ditetapkan metode pemeriksaan yang nantinya akan dilakukan dengan melihat kondisi dan situasi daerah yang mengalami kerusakan. Sangat memungkinkan dilakukannya *re-design* bangunan jika diperlukan.

3.3 Performance Based Seismic Design

Widodo (2012) menjelaskan, prinsip utama pada *Performance Based Seismic Design* (PBSD) adalah proses desain bangunan yang mana kinerja bangunan yang dikehendaki ditentukan terlebih dahulu dan di ujung proses desain target kinerja tersebut dipakai sebagai *acceptance criteria* yang harus dipenuhi.

Secara singkat proses PBSD pada bangunan adalah seperti yang disajikan pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Flow-chart performance based seismic design (Anonim, 2006)

3.3.1 Performance Objectives

Sebagaimana dalam Gambar 3.2, langkah awal dalam PBSD adalah menentukan *performance objectives* yang terdiri dari 2 elemen pokok (Kunnath, 2006) yang pada hakekatnya adalah hubungan konsekuensial antara *hazard levels* dengan *performance levels*. *Hazard levels* adalah level-level ancaman gerakan tanah akibat gempa yang didasarkan atas *percent risk (% risk)* atau % resiko yang boleh dilampaui selama masa layan (*life time*) bangunan. Level gerakan tanah yang diperoleh pada *% risk* untuk masa-layan bangunan N tertentu dan periode ulang gempa T_R tertentu baik yang dinyatakan dalam *hazard curve* maupun *hazard map*, dapat dihitung melalui *seismic hazard analysis* baik secara deterministik maupun

probabilitik (Widodo, 2012). Sementara itu *performance levels* adalah serangkaian level kinerja struktur akibat dari tiap-tiap tingkatan *hazard level*.

Performance objectives yang dinyatakan dalam hubungan antara *hazard levels* dan *performances level* adalah seperti yang ditampilkan di Tabel 3.1. Tampak pada tabel tersebut bahwa *performance level* dinyatakan dalam 2 kelompok yaitu level kerusakan (*damage state*) dan status operasional (*operational state*). Sementara itu *hazard levels* dinyatakan sebagai hubungan antara % R_N selama masa layan bangunan N atas gempa dengan periode ulang T_R . Hubungan pada Tabel 3.1 dapat digunakan sebagai *tools* untuk menguji status bangunan paska gempa bumi apakah suatu bangunan sudah didesain secara *proper* atau sebaliknya.

Tabel 3.1 Hubungan *hazard levels* dengan *performance levels* (Widodo, 2012)

<i>Hazard Levels</i>			<i>Performance Levels</i>			
<i>EQ Magn./ Frequency</i>	<i>Ann. Risk (N=50 years)</i>	<i>EQ Return Period T_R</i>	<i>No Damage</i>	<i>Minor Damage</i>	<i>Repair able</i>	<i>Near Collapse</i>
			<i>Fully Operat.</i>	<i>Immid. Occup.</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Collapse Prevent.</i>
<i>Small/often</i>	$p_a = 0,01$ $R_N = 50\%$	73 years	SOB		Unacceptable	
<i>Moderate/ Occasional</i>	$p_a = 0,006$ $R_N = 30\%$	140 years	ERF	SOB	Performance	
<i>Strong/ Rare</i>	$p_a = 0,002$ $R_N = 10\%$	475 years	SCF	ERF	SOB	
<i>Very Strong / Very Rare</i>	$p_a = 0,001$ $R_N = 5\%$	975 years		SCF	ERF	SOB

SOB : *Standard Occupancy Buildings*

ERF : *Emergency Response Facilities*

SCF : *Safety Critical Facilities*

3.3.2 *Performance Levels*

Tingkat kinerja (*performance level*) menggambarkan tingkat kerusakan tertentu yang masih dapat diterima oleh bangunan pada saat terjadi gempa, baik pada komponen struktur maupun non struktur. Di dalam FEMA 273 dan FEMA 356 dijelaskan level-level kinerja bangunan berdasarkan level kerusakan dan status operasionalnya. Berikut adalah *performance levels* yang diurutkan dari respons yang paling kecil (ATC 58-2).

1. *Operational Level (O)*

Merupakan kondisi bangunan secara umum mengalami kerusakan sangat ringan. Elemen struktur masih berfungsi dengan baik sesuai dengan aslinya dan elemen non-struktur rusak kecil. Semua komponen pendukung bangunan (*power plant, piping, electrical*) masih berfungsi dengan baik. Dengan demikian bangunan masih dapat beroperasi setelah gempa terjadi. Ilustrasi tingkat kinerja dapat dilihat pada gambar 3.3a.

2. *Immediate Occupancy (IO)*

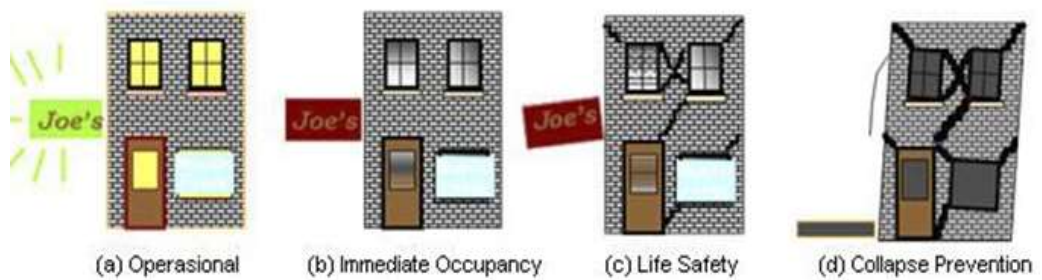
Bangunan secara umum mengalami kerusakan ringan. Elemen struktur masih memiliki kekuatan seperti sebelum terjadi gempa dan elemen non struktur hanya mengalami kerusakan kecil, seperti *lift* dapat dihidupkan kembali. Komponen pendukung bangunan tidak berfungsi sampai diperbaiki oleh teknisi. Bangunan masih dapat ditinggali untuk sementara. Ilustrasi tingkat kinerja dapat dilihat pada gambar 3.3b.

3. *Life Safety (LS)*

Bangunan mengalami kerusakan sedang. Beberapa elemen struktur rusak dan kehilangan kekuatan dan kekakuannya, tapi bangunan masih dapat berdiri. Penghuni didalamnya masih dapat selamat dan keluar menyelamatkan diri saat terjadi gempa. Elemen non struktur banyak yang rusak dan berjatuh, sistem mekanikal dan elektrik rusak berat. Bangunan tidak aman ditinggali setelah gempa. Ilustrasi tingkat kinerja dapat dilihat pada gambar 3.3c.

4. *Collapse Prevention (CP)*

Bangunan secara umum mengalami kerusakan berat, namun bangunan masih dapat berdiri dan tidak runtuh. Kolom masih dapat memberi kekuatan setelah gempa terjadi. Elemen non struktur sudah rusak. Bangunan tidak dapat dipakai lagi, harus dirubuhkan. Ilustrasi tingkat kinerja dapat dilihat pada gambar 3.3d.



Gambar 3.3 Ilustrasi tingkat kinerja bangunan (*building performance level*)

(Widodo,2008)

3.3.3 Hazard Level

Widodo (2008) menerangkan bahwa, tingkat resiko bahaya (*hazard level*) merupakan ancaman dari luar yang dapat memberikan dampak terhadap struktur bangunan. Secara umum, bahaya digambarkan sebagai parameter ukuran kemungkinan terhadap sesuatu hal yang melampaui ambang batas pada suatu periode waktu tertentu.

Ancaman yang dibahas dalam penelitian ini adalah dari getaran tanah akibat seismik, dimana lokasi bangunan terletak pada wilayah yang rawan gempa. Jadi, *seismic risk/hazard level* didefinisikan sebagai kemungkinan terjadinya gempa dengan intensitas dan periode ulang tertentu selama suatu masa layan bangunan (N tahun), hubungan antara resiko gempa, masa layan bangunan dan periode ulang kejadian gempa dapat dirumuskan dengan persamaan 3.1.

$$P_o = 1 - \left\{ 1 - \frac{1}{T_R} \right\}^N \quad (3.1)$$

Keterangan :

P_o = resiko gempa

T_R = periode ulang gempa

N = masa layan bangunan

Pebedaan fungsi bangunan berpengaruh pada penentuan sasaran rehabilitasi suatu bangunan sehingga akan berpengaruh terhadap periode ulang gempa rencana yang digunakan. Pada saat ini peraturan internasional untuk bangunan tahan gempa menggunakan peta *hazard* kegempaan dengan resiko terlampaui (*Probability of exceedence*) sebesar 10% dan 2% selama masa layan bangunan 50 tahun atau periode ulang gempa 475 tahun dan 2475 tahun. Peta *hazard* kegempaan merupakan peta kontur/zonasi percepatan tanah maksimum pada suatu wilayah.

Peta *hazard* kegempaan pada SNI 1726-03-2002 menggunakan periode ulang gempa 500 tahun.

3.4 Evaluasi Respon Struktur

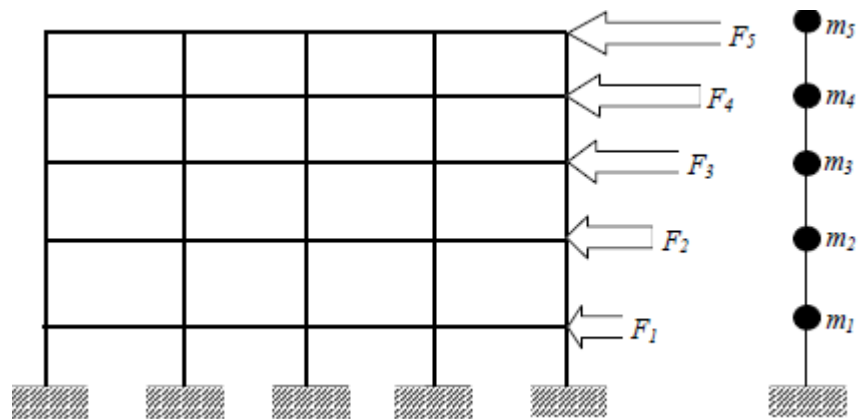
Evaluasi terhadap respon struktur perlu dilakukan dalam rangka mengetahui perilaku yang terjadi pada struktur akibat beban/gaya yang diterimanya. Respon struktur dapat dilakukan dengan dua cara yaitu analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik. Menurut Hariyanto (2011), secara umum analisis struktur terhadap beban gempa dibagi menjadi dua macam, yaitu .

1. Analisis beban statik ekuivalen adalah suatu cara analisis struktur dengan pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban statik horisontal yang diperoleh dengan hanya memperhitungkan respon ragam getar yang pertama. Biasanya distribusi gaya geser tingkat ragam getar yang pertama ini di sederhanakan sebagai segitiga terbalik. Hal ini berarti distribusi gaya geser akan besar seiring dengan tinggi tingkat bangunan.
2. Analisis dinamik adalah analisis struktur yang pembagian gaya geser gempa di seluruh tingkat diperoleh dengan memperhitungkan pengaruh dinamis gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik terbagi menjadi 2 (dua), yaitu :
 - a. analisis ragam respon spektrum, yaitu total respon didapat melalui superposisi dari respon masing-masing ragam getar, dan
 - b. analisis riwayat waktu adalah analisis dinamis yang pada model strukturnya diberikan suatu catatan rekaman gempa. kemudian respon struktur dihitung langkah demi langkah pada interval tertentu.

Menurut SNI 1726-2012, apabila tinggi struktur bangunan gedung diukur dari taraf penjepitan lateral lebih dari 10 tingkat atau 40 meter, maka analisis dengan menggunakan cara statik tidak dapat digunakan. Bangunan yang lebih dari 10 lantai atau 40 meter dikategorikan ke dalam bangunan tidak beraturan dan analisis digunakan beban dinamik. Mengingat pada bangunan tidak beraturan deformasi dari struktur dapat menyebabkan simpangan-simpangan tidak beraturan, maka analisis dengan cara statik tidak dapat digunakan (kurang tepat) untuk memprediksi respon strukturnya.

3.4.1 Prosedur Analisis Statik Ekuivalen

Analisis statik ekuivalen menggunakan konsep bahwa bangunan saat diberi beban gempa statik dalam kondisi linier dan elastik, yang ditandai dengan kekakuan struktur bangunan hampir mendekati kondisi titik leleh. Kondisi plastis belum diterapkan pada analisis ini. Desain gempa yang terjadi untuk kondisi linear elastik direpresentasikan oleh gaya lateral pada tiap tingkat struktur bangunan. Distribusi gaya lateral tersebut diilustrasikan pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Gaya lateral tiap tingkat

Beban ekuivalen statik adalah suatu representasi dari beberapa beban gempa setelah disederhanakan dan dimodifikasi, yang mana gaya inersia yang bekerja pada suatu massa akibat gempa disederhanakan menjadi ekuivalen beban statik. Jadi beban ekuivalen statik adalah beban yang *equivalent* dengan beban gempa yang membebani bangunan dalam batas-batas tertentu, sehingga tidak terjadi *over stress* pada bangunan yang bersangkutan (Widodo, 2000). Dalam melakukan analisis linier statik menggunakan peraturan dari SNI 1726 2012 sebagai peraturan perencanaan gempa terbaru.

1. Faktor keutamaan

Faktor keutamaan diperlukan dalam merencanakan struktur gedung. Menurut peraturan SNI 1726-2012, pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan. Faktor keutamaan dinilai berdasarkan fungsi dari gedung yang akan digunakan. Berikut ini pada Tabel 3.2 menunjukkan faktor keutamaan dan nilainya pada Tabel 3.3.

Tabel 3.2 Katagori resiko bangun struktur dan bangunan lainnya untuk beban gempa (SNI 1726-2012)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan 2. Fasilitas sementara 3. Gudang penyimpanan 4. Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Perumahan 2. Rumah toko dan rumah kantor 3. Pasar 4. Gedung perkantoran 5. Gedung apartemen/ rumah susun 6. Pusat perbelanjaan/ mall 7. Bangunan industri 8. Fasilitas manufaktur 9. Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Bioskop 2. Gedung pertemuan 3. Stadion 4. Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat 5. Penjara 6. Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Pusat pembangkit listrik biasa 2. Fasilitas penanganan air 3. Fasilitas penanganan limbah 4. Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Tabel 3.2 Katagori resiko bangun struktur dan bangunan lainnya untuk beban gempa (SNI 1726-2012) (lanjutan)

<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Bangunan-bangunan monumental 2. Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan 3. Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat 4. Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat 5. Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat 6. perlindungan darurat lainnya 7. Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat 8. Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat 9. Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	<p>IV</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------

Tabel 3.3 Faktor keutamaan gempa I_c untuk berbagai katagori gedung (SNI 1726-2012)

Kategori Resiko Bangunan	Faktorkeutamaan gempa, I_c
I atau II	1
III	1.25
IV	1.50

2. Parameter Respon Tanah

Parameter respon tanah merupakan parameter yang diperlukan dalam menentukan gaya geser dasar dan juga respon spektrum. Parameter ini disesuaikan berdasarkan klasifikasi situs tanah dilokasi tinjauan. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 3.4 berdasarkan profil tanah lapisan 30 meter

paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium yang dilakukan oleh ahli desain geoteknik.

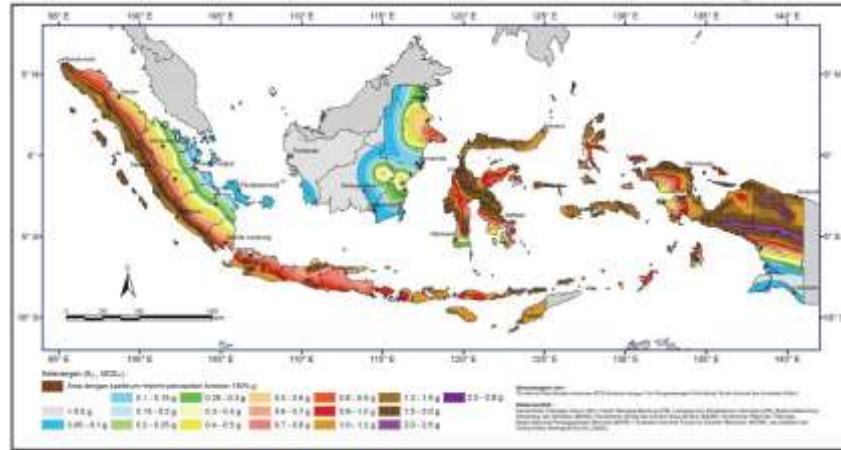
Tabel 3.4 Klasifikasi jenis tanah (SNI 1726-2012)

Kelas Situs	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, v_s (m/det)	Nilai hasil Penetrasi Standar rata-rata N	Kuat geser niralir rata-rata s_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $s_u < 25\text{kPa}$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut. 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3\text{m}$) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5\text{m}$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) 4. Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35\text{m}$ dengan $s_u < 50\text{ kPa}$.		

Dalam perhitungan gaya gempa dasar maka menggunakan peta spektrum respon SNI-1726-2012. Menentukan variabel untuk perhitungan gaya gempa.

- a. Nilai percepatan periode pendek, 0,2 detik (S_s)

Nilai S_s tergantung dari wilayah daerah masing-masing yang mempunyai karakteristik seismik berbeda-beda.



Gambar 3.5 Peta spektrum respons percepatan periode 0,2 detik (S_s) kelas situs SB (SNI 1726-2012)

b. Perhitungan respon percepatan di permukaan

Nilai faktor amplikasi (F_a) kita dapat dari Tabel 3.20 dengan menghubungkan nilai S_s tadi dengan jenis tanah dimana kita mendirikan bangunan.

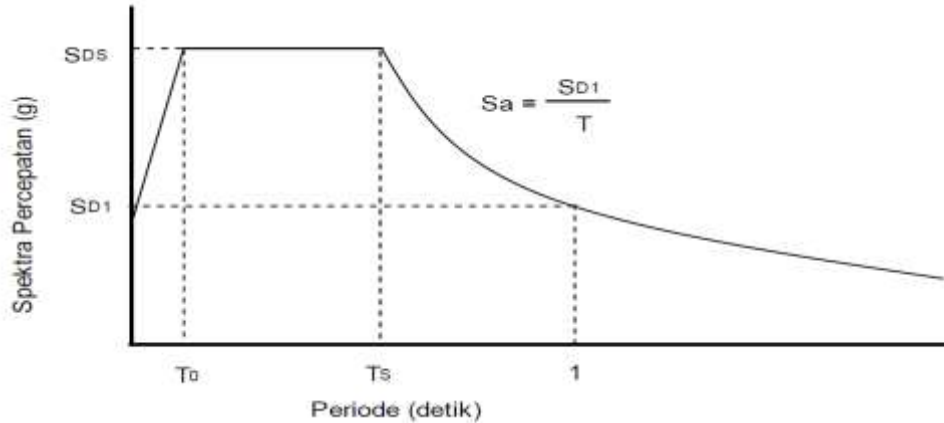
Tabel 3.5 Faktor amplifikasi untuk periode pendek (F_a) (SNI 1726-2012)

Kelas situs	S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS^b				

c. Selanjutnya akan dicari nilai percepatan 1,0 detik (S_I) dengan melihat pada peta spektrum respons.

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} \quad (3.7)$$

Dari nilai-nilai parameter spektrum respon desain di atas akan menghasilkan grafik respon spektrum seperti yang terlihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Desain respon spektrum (SNI 1726-2012)

Bila spektrum respons desain diperlakukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifikasi situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 3.7 dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

- 1) Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan harus diambil dari persamaan 3.8 berikut.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.8)$$

- 2) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
- 3) Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan 3.9 berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respons spektra percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = parameter respons spektra percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = perioda getar fundamental struktur.

T_0 = $0,2 T_s$

T_s = $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

3. Katagori desain seismik

Dalam struktur bangunan harus ditetapkan memiliki kategori seismik resiko I, II, atau III yang berdasarkan lokasi di mana parameter respon spektral percepatan terpetakan. Parameter respon spektral perioda 1 detik, S_I , harus lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Apabila S_I , lebih kecil dari 0,75 dari kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai dengan Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 berikut ini.

Tabel 3.7 Katagori desain seismik berdasarkan S_{DS} (SNI 1726-2012)

Nilai S_{DS}	Katagori Resiko	
	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 3.8 Katagori desai seismik berdasarkan S_{DI} (SNI 1726-2012)

Nilai S_{DS}	Katagori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

4. Waktu getar alami fundamental

Pada prinsipnya, periode getar struktur adalah produk dari massa dan kekakuan, yang mana tidak bisa didapat jika struktur belum selesai dirancang (karena massa dan kekakuan belum ada). Tetapi pada dasarnya, *seismic design* juga tidak bisa dimulai tanpa adanya periode getar struktur dan periode getar struktur tidak bisa dilakukan jika *seismic design* belum dilakukan. Menghadapi situasi ini, *code* memberikan suatu formula pendekatan agar proses desain dapat dimulai. Formula pendekatan tersebut pada dasarnya akan menghasilkan periode getar yang lebih pendek dari pada periode getar *real*, sehingga maksud dari hal tersebut adalah

jika periode getar (awal) tersebut tidak direvisi, maka perancangan struktur akan tetap aman (konservatif), karena periode getar struktur yang kecil akan menghasilkan *base shear* yang lebih besar yang digunakan dalam desain (Ghosh & Fanella, 2003).

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya, bahwa periode getar struktur sangat dipengaruhi oleh kekakuan dan massa yang diasumsikan, sehingga perbedaan penggunaan (*gross section*) ataupun (*cracked section*) memberikan perbedaan yang besar (misalnya seberapa “rendah” penggunaan “*cracked section*”). Oleh karena itu, persamaan yang diberikan dalam *code* (ASCE 7-10) tersebut merupakan suatu metode pendekatan yang bisa digunakan untuk memperkirakan periode getar dan hanya sedikit informasi yang tersedia saat perancangan awal. Metode pendekatan tersebut didasarkan pada formula sederhana yang hanya menyediakan deskripsi umum dari tipe struktur (seperti portal baja, portal beton, sistem *shear wall*, *braced frame*, dan lain-lain) dan dimensi total (seperti ketinggian total dan panjang/lebar struktur) untuk memperkirakan periode getar struktur dalam rangka menghitung *base shear* untuk desain awal (*preliminary design*). Diharapkan, *base shear* yang didapat tersebut memberikan hasil yang konservatif. Bahkan untuk desain akhir (*final design*), penggunaan nilai periode getar yang terlalu besar (tidak realistis) dapat memberikan hasil yang tidak konservatif (terlalu berani) (FEMA 450-2, 2003). Lebih lanjut, FEMA 450-2 (2003) menyebutkan, dengan demikian, periode getar struktur yang digunakan harus lebih kecil dari periode getar struktur yang dihitung. Hasil yang konservatif tersebut didapat dari diabaikannya efek kekakuan dari komponen non struktural dan ketahanan lateral dari kolom, balok dan pelat (Taranath, 2010).

FEMA 450-2 (2003) juga menyebutkan, umumnya telah diterima bahwa persamaan empiris telah disesuaikan terhadap tipe konstruksi yang umum di daerah dengan persyaratan gaya lateral (gempa) yang tinggi. Selain itu, umumnya juga telah dipercaya bahwa sangat jarang gedung didaerah resiko gempa rendah akan dirancang untuk menghasilkan *drift level* sebagaimana yang diijinkan oleh peraturan, sebagai akibat dari masalah stabilitas (*P-delta*) dan persyaratan beban angin.

SNI Gempa (SNI-03-1726-2012) memberikan rekomendasi nilai periode fundamental pendekatan yang sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Waktu getar alami struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. T harus memenuhi syarat:

$$T < C_u T_a \quad (3.10)$$

Keterangan :

C_u = koefisien batas atas periode yang dihitung;

T_a = waktu getar alami pendekatan.

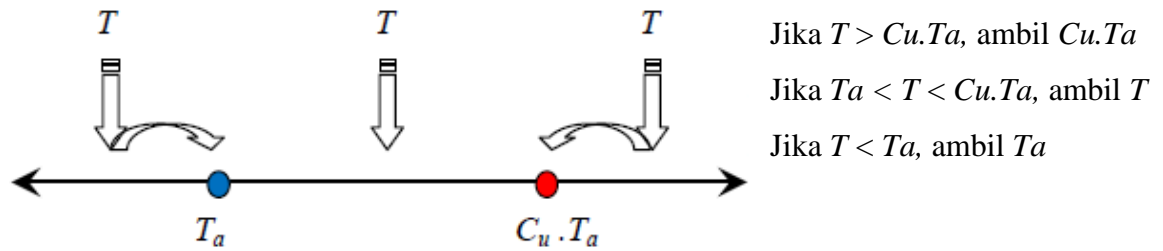
Waktu getar alami pendekatan, T_a , dalam detik, harus ditentukan dari persamaan sebagai berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.11)$$

dengan, h_n adalah ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan dapat dilihat seperti pada Tabel 3.9 berikut ini. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 3.9 dan sebagai ilustrasi perioda fundamental yang digunakan dalam analisis struktur dapat dilihat pada Gambar 3.8.

Tabel 3.9 Nilai C_u untuk batas pada waktu getar yang dihitung
(SNI 1726-2012)

Parameter Percepatan Respons Spektral Disain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7



Gambar 3.8 Ilustrasi batas-batas periode fundamental yang digunakan (Rizaldi, 2017)

Tabel 3.10 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x (SNI 1726-2012)

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya seismik 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

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan waktu getar alami pendekatan (T_a), dalam detik, dari persamaan (3.12) berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dari tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0,1 N \quad (3.12)$$

Keterangan :

T_a = waktu getar alami pendekatan;

N = jumlah tingkat.

5. Pemilihan sistem struktur

Dalam aturan SNI 1726-2012, sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 3.11. Pembagian setiap tipe berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan dalam

Tabel 3.11. Koefisien modifikasi respons yang sesuai, R , faktor kuat lebih sistem, Ω_0 , dan koefisien amplifikasi defleksi, C_d , sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 3.11 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat desain.

Setiap sistem penahan gaya gempa yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang ditetapkan dalam dokumen acuan yang berlaku seperti terdaftar dalam Tabel 3.11.

Tabel 3.11 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan-Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur (m) ^c				
				Kategori Disain Seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TI	TI
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI

TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Dijinkan

6. Gaya geser dasar seismik

Gaya geser seismik adalah gaya geser yang terjadi akibat pembebanan gempa pada struktur suatu gedung. Nilai ini digunakan sebagai pembanding antara gaya gempa statik dan dinamik. Hal ini dilakukan dengan cara berikut ini.

a. Menentukan nilai C_s

Koefisien gempa dasar (C_s) merupakan nilai faktor respon gempa yang didapat dari respon spektrum. Koefisien gempa dasar tergantung pada frekuensi

kejadian, mekanisme kejadian, ukuran gempa dan wilayah gempa, kondisi tanah setempat dan waktu getar alami struktur. Untuk menghitung C_s dihitung dengan persamaan 3.13.

$$C_s = \frac{S_{DS} \cdot I_c}{R} \quad (3.13)$$

Keterangan :

R = faktor modifikasi respon dalam Tabel 3.11;

I_c = faktor keutamaan gempa.

Nilai C_s pada pers.3.13, tidak perlu lebih besar dari pers 3.14 berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{D1} \cdot I_c}{T \cdot R} \quad (3.14)$$

C_s harus kurang dari pers 3.15 berikut ini.

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0,01 \quad (3.15)$$

b. Menentukan gaya geser dasar (V)

Kemudian nilai gaya geser dasar (V) dirumuskan sebagai berikut ini.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.16)$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismik;

W = berat seismik efektif.

7. Gaya horisontal gempa ekuivalen statik (F_i)

Gaya horizontal gempa ekuivalen statik merupakan gempa statik yang bekerja di tiap tingkat pada struktur suatu gedung. berikut ini rumusan gempa statik ekuivalen.

$$F_i = \frac{W_i \cdot H_i^k}{\sum W_i \cdot H_i^k} \times V \quad (3.17)$$

Keterangan :

F_i = gaya horizontal gempa;

W_i = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x;

H_i = tinggi (m) dari dasar sampai tingkat I atau x;

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sbb :

a. Untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ dt, $k = 1$,

b. Untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ dt, $k = 2$, dan

- c. Untuk struktur dengan nilai $0,5 < T < 2,5$, $k = 2$ atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

3.4.2 Prosedur Analisis Dinamik

Analisis dinamik dapat dilakukan perhitungan apabila bangunan tersebut memiliki massa, kekakuan, atau kondisi geometri yang tidak umum (*irregularities*) dan memiliki ketinggian bangunan lebih dari 100 ft (>30 m). Ketentuan tersebut tercantum dalam Handbook FEMA 310 (1998). Analisis dinamik yang digunakan dalam penelitian ini adalah analisis respon spektrum. Dalam SNI 1726 2012, dikenal dengan analisis spektrum respons ragam. Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur.

FEMA 310 menerangkan, *Modal Responses* harus menggunakan kombinasi metode SRSS (*Square Root Sum of the Squares*) atau CQC (*Complete Quadratic Combination*) untuk menghitung kuantitas respon. Metode CQC digunakan ketika periode modal yang berhubungan dengan gerakan pada suatu arah adalah 25%. Jumlah mode (ragam) harus dipertimbangkan dalam analisis respon spektrum yang akan cukup menangkap minimal 90% dari massa bangunan pada setiap sumbu dasar horisontal bangunan.

Respon spektrum adalah suatu diagram yang memberikan hubungan antara percepatan respon maksimum suatu sistem Satu Derajat Kebebasan (SDK) akibat suatu gempa masukan tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman waktu getar alami sistem SDK tersebut. pada analisis linier dinamik ini menggunakan spektrum elastik, dimana spektrum didasarkan atas respon elastik struktur.

Menurut SNI-03-1726-2012 nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons dibagi dengan kuantitas (R/I_e). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (C_d/I_e).

Pada praktik perencanaan, respon spektrum dibagi menjadi 3 jenis yang dijelaskan sebagai berikut.

1. Response spektrum dari *actual earthquake record*

Respons spektrum ini berasal dari catatan gempa langsung. Biasanya hasil kurva spektrum kasar dengan kurva yang tajam dan tidak teratur.

2. *Smoothen design response spectra*

Untuk mengurangi respon yang berlebihan dari suatu gerakan tanah, maka suatu respons spektra diperhalus. Puncak yang tajam pada respon gempa diindikasikan sebagai akibat resonansi pada saat periode alami mendekati periode dari fungsi gaya.

3. *Site specific response spectra*

Pada struktur khusus dimana kondisi tanah tidak memungkinkan untuk menggunakan respons gempa dengan klasifikasi umum, maka dilakukan studi khusus untuk mengetahui karakteristik daerah tersebut terhadap gempa.

Dalam penelitian ini menggunakan tipe respon spektrum jenis *Smoothed design respons spectra* dengan menggunakan pedoman dan parameter data respons gempa SNI 03 1726 2012.

3.4.3 Pembebanan

Pada perencanaan sebuah gedung, pembebanan pada struktur bangunan merupakan salah satu aspek penting yang harus diperhatikan. Apabila terjadi kekeliruan dalam mendefinisikan pembebanan, maka akan berakibat fatal dimana beban struktur tersebut akan menjadi kurang ataupun berlebihan. Hal ini dapat mempengaruhi desain bangunan tersebut. Untuk itu sangat penting bagi perencana untuk memperhitungkan pembebanan pada struktur bangunan dengan sangat teliti agar bangunan yang didesain tersebut akan aman pada saat dibangun dan digunakan. Pembebanan yang digunakan dalam penelitian ini meliputi:

1. beban mati (*dead load*),
2. beban hidup (*live load*), dan
3. beban gempa (*earthquake load*).

a. **Beban mati**

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, seperti misalnya penutup lantai, alat mekanis, dan partisi. Berat dari elemen-elemen ini pada umumnya dapat ditentukan dengan mudah dengan derajat ketelitian cukup tinggi. Untuk menghitung besarnya beban mati suatu elemen dilakukan dengan meninjau berat satuan material tersebut

berdasarkan volume elemen. Pada umumnya probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban mati nominal (SNI-1726-2002). Contoh beban mati yang digunakan tersaji dalam Tabel 3.12

Tabel 3.12 Beban mati bangunan (PPPURG, 1987)

No	Bahan bangunan	Beban	Satuan
1	Baja	7850	kg/m ³
2	Batu alam	2600	kg/m ³
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500	kg/m ³
4	Batu karang (berat tumpuk)	700	kg/m ³
5	Batu pecah	1450	kg/m ³
6	Besi tuang	7250	kg/m ³
7	Beton (¹)	2200	kg/m ³
8	Beton bertulang (²)	2400	kg/m ³
9	Kayu (kelas 1) (³)	1000	kg/m ³
10	Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650	kg/m ³
11	Pasangan bata merah	1700	kg/m ³
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200	kg/m ³
13	Pasangan batu cetak	2200	kg/m ³
14	Pasangan batu karang	1450	kg/m ³
15	Pasir (kering udara sampai lembab)	1600	kg/m ³
16	Pasir (jenuh air)	1800	kg/m ³
17	Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850	kg/m ³
18	Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700	kg/m ³
19	Tanah, lempung dan lanau (basah)	2000	kg/m ³
20	Timah hitam (timbel)	1140	kg/m ³

b. Beban hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa layan bangunan tersebut. Beban hidup ini akan berbeda pada setiap ruangan, dan

ditentukan berdasarkan fungsi ruangan tersaji pada Tabel 3.13 sebagai berikut (PPPURG, 1987).

Tabel 3.13 Beban hidup bangunan ((PPPURG, 1987)

No	Penggunaan	Berat	Satuan
1	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b.	200	kg/m ²
2	Lantai dan tangga rumah sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel.	125	kg/m ²
3	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit.	250	kg/m ²
4	Lantai ruang olah raga	400	kg/m ²
5	Lantai ruang dansa	500	kg/m ²
6	Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain dari pada yang disebut dalam a s/d e, seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton	400	kg/m ²
7	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri.	500	kg/m ²
8	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c.	300	kg/m ²
9	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g.	500	kg/m ²
10	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g.	250	kg/m ²
11	Lantai untuk: pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, <u>dengan minimum</u>	400	kg/m ²
12	lantai gedung parkir bertingkat untuk lantai bawah	800	kg/m ²
13	Lantai gedung parkir bertingkat untuk lantai tingkat lainnya	400	kg/m ²
14	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, <u>dengan minimum</u>	300	kg/m ²

c. Beban gempa

Beban gempa merupakan beban/gaya yang disebabkan oleh gempa bumi. Beban ini menirukan pengaruh terhadap struktur akibat gerakan tanah sewaktu gempa bumi. Pada penelitian ini beban gempa yang digunakan adalah respon spektrum.

Menurut SNI 1726-2002 Pasal 5.8.1, Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan

gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

3.4.4 Skala Gaya

Menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1 nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gaya gempa rencana (V_t) dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai gaya lateral ekuivalen (V). Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan 3.18.

$$V_t \geq 0,85 V \quad (3.18)$$

Keterangan :

V_t = gaya geser gempa dinamik linier;

V = gaya geser gempa statik ekuivalen linier.

3.4.5 Pengaruh Beban Gempa

Dalam perencanaan menurut SNI 03-1726-2012, kombinasi beban gempa harus disesuaikan dengan memperhatikan pengaruh gempa vertikal (E) sebagai berikut:

$$E = E_h + E_v \quad (3.19)$$

$$E = E_h - E_v \quad (3.20)$$

Keterangan :

E_h = pengaruh gempa horisontal;

E_v = pengaruh gempa vertikal.

Persamaan (3.19) digunakan untuk menambah pengaruh gaya desak, sedangkan persamaan (3.20) digunakan untuk menambah pengaruh gaya tarik. Nilai E_h dan E_v dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.21)$$

$$E_v = 0,2 \cdot S_{DS} \cdot D \quad (3.22)$$

Keterangan :

ρ = faktor redundansi struktur;

Q_E = pengaruh gaya gempa horisontal dari distribusi beban V ;

D = pengaruh beban mati.

Faktor redundansi ρ harus digunakan pada sistem penahan gaya gempa dalam masing-masing kedua arah orthogonal.

1. Kondisi dengan ρ adalah 1,0.
 - a. Struktur dirancang katagori desain seismik B dan C.
 - b. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta.
 - c. Desain komponen *non struktural*.
 - d. Desain struktur *non* gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
 - e. Struktur dengan sistem peredam.

2. Faktor redundansi ρ untuk kategori desain seismik D sampai F.

Untuk struktur yang dirancang untuk katagori desain seismik D, E atau F, ρ harus sama dengan 1,3 dan ρ diijinkan diambil sebesar 1,0 jika struktur terdiri dari paling sedikit dua bentang parameter penahan gaya gempa.

Kombinasi –kombinasi beban terfaktor yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$1,4D \quad (3.23)$$

$$1,2D+1,6L \quad (3.24)$$

$$1,2D+L+1,0E \quad (3.25)$$

$$0,9D+1E \quad (3.26)$$

3.4.6 Arah Pembebanan

Pada perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur secara keseluruhan. Ini dilakukan untuk mengetahui respon struktur terbesar akibat pembebanan arah gempa tersebut.

Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.5, Untuk menstimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitasnya hanya 30%.

3.4.7 Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan

Dalam SNI 1729-2012 untuk evaluasi bangunan gedung harus diklarifikasikan sebagai bangunan beraturan atau bangunan tidak beraturan berdasarkan pada standar yang dipakai. Bangunan yang akan di klarifikasikan harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal struktur bangunan gedung.

Struktur bangunan gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan baik ketidakberaturan horizontal maupun ketidakberaturan vertikal, maka harus dianggap mempunyai ketidakberaturan tersebut. Struktur-struktur bangunan gedung yang memiliki ketidakberaturan dan dirancang untuk kategori seismik harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal yang dirujuk.

1. Ketidakberaturan horizontal pada struktur

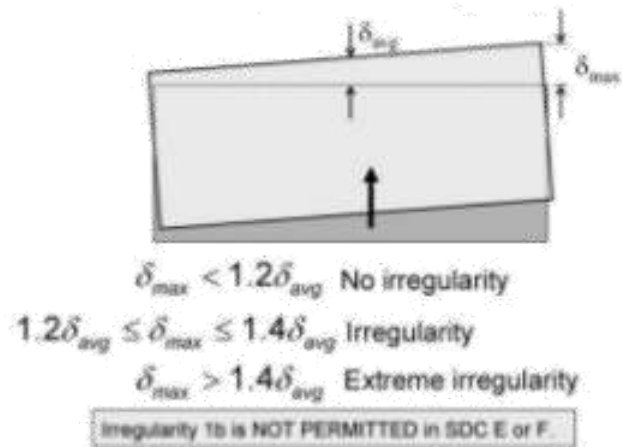
a. Ketidakberaturan torsi

1.) Ketidakberaturan torsi

Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dengan diafragmanya kaku atau setengah kaku.

2.) Ketidakberaturan torsi berlebihan

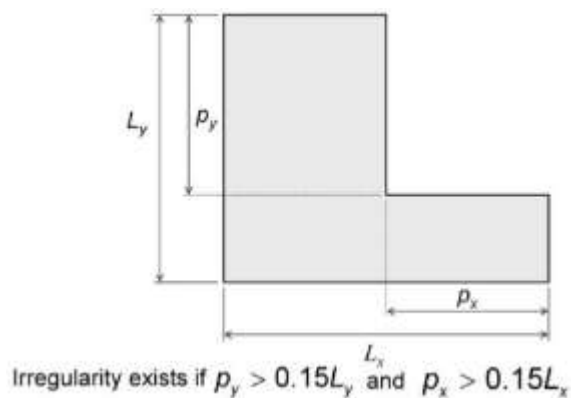
Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dengan diafragmanya kaku atau setengah kaku.



Gambar 3.9 Ketidakberaturan torsi (Indarto, 2013)

b. Ketidakberaturan sudut dalam

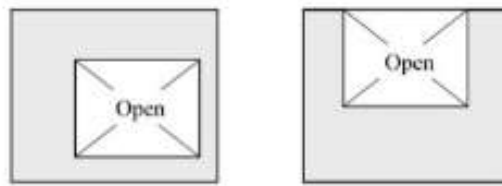
Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.



Gambar 3.10 Ketidakberaturan sudut dalam (Indarto,2013)

c. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.

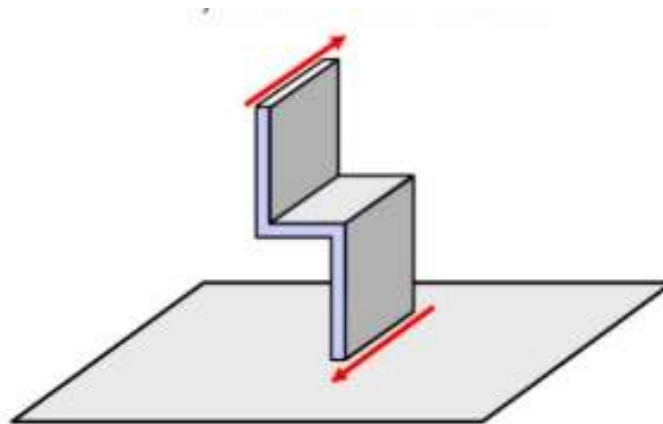


Irregularity exists if open area > 0.5 times floor area
 OR if effective diaphragm stiffness varies by more than
 50% from one story to the next.

Gambar 3.11 Ketidakberaturan diskontinuitas diaphragma (Indarto, 2013)

d. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang

Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.



Gambar 3.12 Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang
 (Indarto, 2013)

e. Ketidakberaturan sistem *non* paralel

Ketidakteraturan sistem *non* paralel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa.



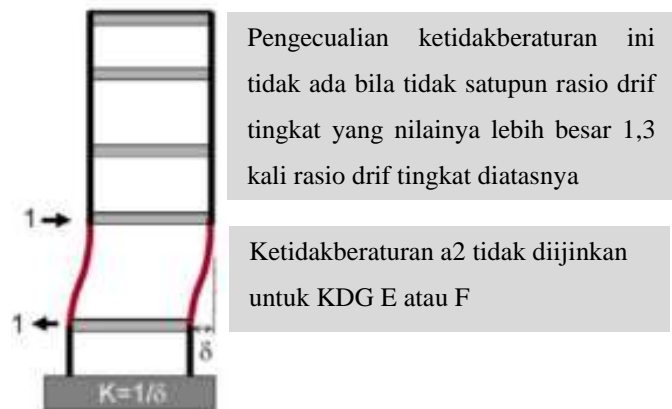
Gambar 3.13 Ketidakberaturan sistem *non* paralel (Indarto, 2013)

2. Ketidakberaturan vertikal pada struktur

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

1.) Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dengan kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.



Gambar 3.14 Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (Indarto, 2013)

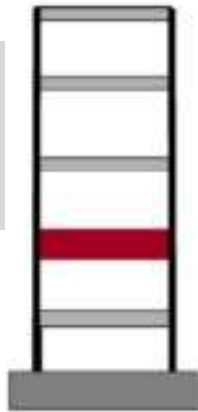
2.) Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dengan kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

b. Ketidakberaturan berat (massa)

Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

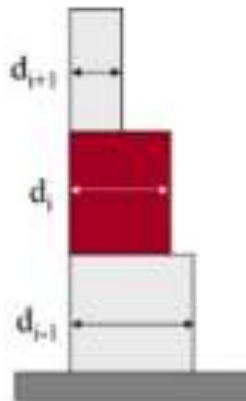
Pengecualian ketidakberaturan ini tidak ada bila tidak satupun rasio drif tingkat yang nilainya lebih besar 1,3 kali rasio drif tingkat di atasnya



Gambar 3.15 Ketidakberaturan berat (masa) (Indarto, 2013)

c. Ketidakberaturan geometri vertikal

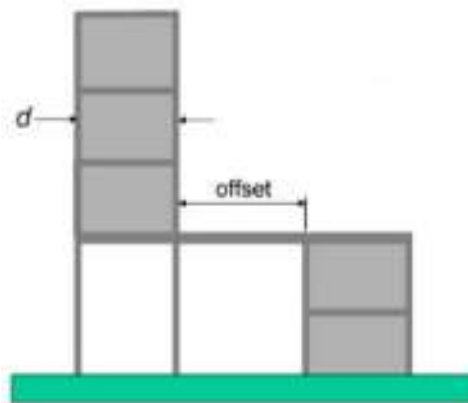
Ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa disemua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa tingkat didekatnya.



Gambar 3.16 Ketidakberaturan geometri vertikal (Indarto, 2013)

d. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral

Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.



Gambar 3.17 Ketidakberaturan diskontinuitas dalam bidang (Indarto, 2013)

e. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat

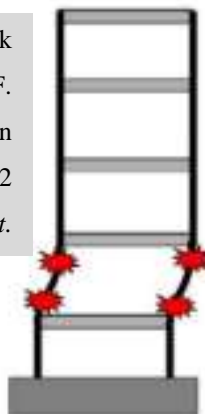
1.) Ketidakberaturan kekuatan (tingkat lunak)

Ketidakberaturan kekuatan (tingkat lunak) didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

2.) Ketidakberaturan kekuatan (tingkat lunak) berlebihan

Ketidakberaturan kekuatan (tingkat lunak) berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Ketidakberaturan e1 dan e2 tidak diijinkan untuk KDG E atau F. Ketidakberaturan e2 tidak diijinkan untuk KDG D. Tipe e2 tidak boleh > 2 lantai (9 m) kecuali pakai *over strenght*.



Gambar 3.18 Ketidakberaturan kekuatan tingkat lunak (Indarto, 2013)

3.4.8 Analisis Kekuatan Komponen Struktur Penahan Gaya Lateral

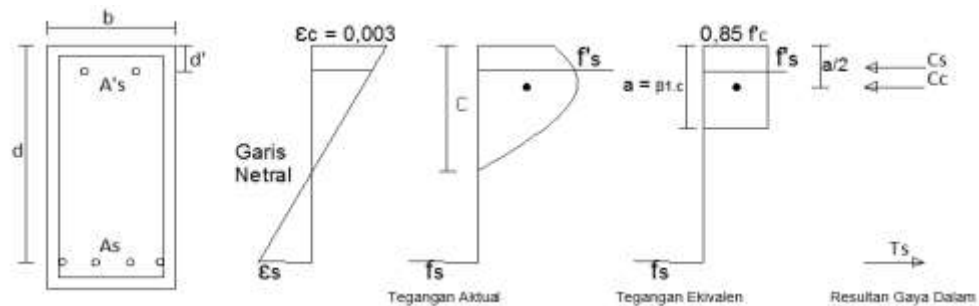
Analisis kekuatan komponen sistem penahan gaya lateral terdiri dari analisis frame yang meliputi struktur balok dan kolom.

1. Analisis kekuatan balok

Analisis kekuatan balok yang diperhitungkan meliputi kekuatan lentur dan keekuatan geser balok.

a. Analisis lentur balok

Pada Gambar 3.19 menjelaskan diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap. Pada Gambar 3.19 terlihat apabila kondisi baja desak sudah leleh pada saat regangan beton mencapai 0,003 maka $f_s' = f_y$.



Gambar 3.19 Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap (Yunus,2015)

Dilihat dari Gambar 3.19 maka reesultan gaya-gaya dalam akan diperoleh sebagai berikut ini.

Gaya tekan pada beton :

$$C_c = 0,85 f'_c . a . b \quad (3.27)$$

Gaya tekan pada tulangan :

$$C_s = A'_s . f_y \quad (3.28)$$

Gaya tarik pada tulangan :

$$T = A_s . f_y \quad (3.29)$$

$$A_s = A_s' = \frac{1}{4} . \pi . D^2 . n \quad (3.30)$$

Keterangan :

A_s' = luas tulangan tekan;

A_s = luas tulangan tarik;

D = diameter ttulangan longitudinal; dan

n = jumlah tulangan longitudinal.

Persamaan kesetimbangan dengan asumsi baja desak sudah leleh adalah sebagai berikut ini.

$$C = C_c + C_s = T \quad (3.31)$$

$$0,85 f'_c \cdot a \cdot b + A'_s \cdot f_y = A_s \cdot f_y \quad (3.32)$$

Diperoleh :

$$a = \frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot a \cdot b} \quad (3.33)$$

Diagram regangan selanjutnya digunakan untuk memeriksa apakah tulangan telah leleh apa belum. Tulangan akan mengalami leleh apabila regangannya melebihi f_y/E_s . Regangan pada tulangan dihitung sebagai berikut.

$$\epsilon'_s = 0,003 \frac{c - d'}{c} = 0,003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} \quad (3.34)$$

$$\epsilon'_s = 0,003 \frac{d - c}{c} = 0,003 \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad (3.35)$$

Diperoleh,

$$f'_s = f_y = 0,003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (3.36)$$

$$f_s = f_y = 0,003 \frac{\beta_1 d - a}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (3.37)$$

Apabila kondisi tersebut terpenuhi, maka anggapan bahwa tulangan leleh sudah sesuai.

Dengan menggunakan momen terhadap tulangan tarik, maka kapasitas momen balok adalah sebagai berikut.

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y (d - d') \quad (3.38)$$

$$a = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \cdot b} \quad (3.39)$$

Dari diagram regangan diperoleh :

$$f'_s = \epsilon'_s \cdot E_s = 0,003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} E_s \text{ atau } f_y \quad (3.40)$$

Kemudian diperoleh nilai M_n sebagai berikut :

$$f_s = \varepsilon'_s \cdot E_s = 0,003 \frac{\beta_1 d - a}{a} E_s \text{ atau } f_y \quad (3.41)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot (d - d') \quad (3.42)$$

b. Analisis geser balok

Kekuatan geser nominal balok ditentukan dengan memperhitungkan kontribusi beton dan kontribusi tulangan geser (sengkang), diperoleh dengan persamaan berikut.

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.43)$$

Keterangan :

V_c = kuat geser yang disumbangkan oleh beton; dan

V_s = kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser.

Menurut SNI 03-2874-2013 pasal 11.2.1.1, kuat geser disumbangkan oleh beton yang hanya dibebani oleh geser dan lentur dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.44)$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (3.45)$$

Keterangan :

V_c = kuat geser yang disumbangkan oleh beton;

λ = faktor modifikasi beton, $\lambda = 1$ untuk beton murni;

f'_c = mutu beton dalam (Mpa);

b_w = lebar balok; dan

h = tinggi efektif balok.

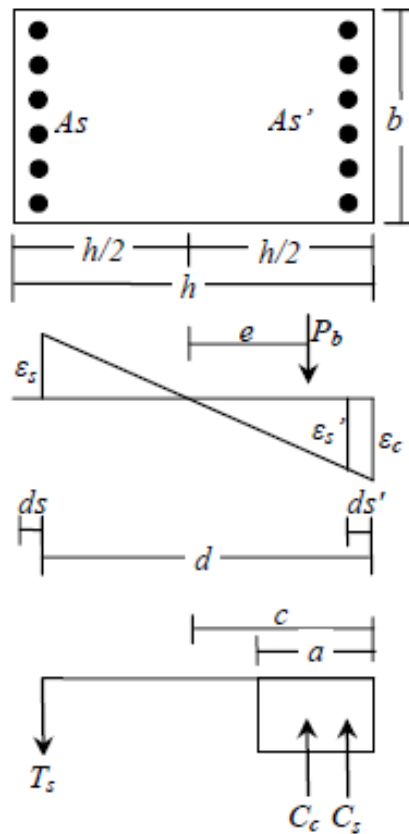
Menurut SNI 2874-2013 pasal 11.4.7.2, kuat geser yang disumbangkan oleh beton yang hanya dibebani oleh geser dan lentur adalah sebagai berikut.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3.46)$$

Dengan A_v adalah luas tulangan geser yang berada dalam jarak s .

2. Analisis kekuatan kolom

Analisis kekuatan kolom terdiri dari yang dibebani secara sentrik, dibebani secara eksentrik, keruntuhan tarik, dan kuat geser kolom. Langkah-langkah perhitungan kolom dapat dilihat pada Gambar 3.20. gambar 3.20 merupakan gambar diagram tegangan dan regangan pada komponen kolom.



Gambar 3.20 Diagram tegangan-regangan balok tulangan rangkap (Yunus,2015)

a. Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara sentrik

Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara sentrik dapat dihitung dengan persamaan 3.45 berikut.

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \tag{3.47}$$

Keterangan :

A_{st} = luas total tulangan baja, yaitu $A_s + A'_s$;

A_g = luas total penampang kotor.

b. Kekuatan kolom pendek yang dibebanin secara eksentrik

Pada analisis kolom terhadap beban eksentrik, prinsip blok tegangan persegi yang digunakan pada analisis balok dapat pula diterapkan. Regangan pada tulangan dihitung dengan persamaan berikut.

$$\epsilon'_s = 0,003 \frac{c - d'}{c} \tag{3.48}$$

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c} \tag{3.49}$$

Tegangan dapat dihitung sebagai berikut :

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s \leq f_y \quad (3.50)$$

$$f_s = \varepsilon'_s E_s \leq f_y \quad (3.51)$$

Gaya-gaya dalam dihitung sebagai berikut :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (3.52)$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad (3.53)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad (3.54)$$

Persamaan kesetimbangan mensyaratkan sebagai berikut :

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.55)$$

Diperoleh M_n sebagai berikut :

$$M_n = P_n \cdot e = C_c \left(\hat{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\hat{y} - d') - T_s (d - \hat{y}) \quad (3.56)$$

Atau,

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \quad (3.57)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(\hat{y} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s (\hat{y} - d') - A_s \cdot f_s (d - \hat{y}) \quad (3.58)$$

Jenis keruntuhan yang terjadi pada kolom pendek adalah timbulnya leleh pada tulangan tarik dan keruntuhan tekan. Kondisi seimbang (*balance*) terpenuhi apabila keruntuhan terjadi secara bersamaan pada tulangan tarik dan tekan beton. Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial yang berkaitan dengan keruntuhan *balance*, maka :

$P_n < P_{nb}$: keruntuhan tarik

$P_n = P_{nb}$: keruntuhan *balance*

$P_n > P_{nb}$: keruntuhan tekan

c. Kekuatan kolom pada keruntuhan tarik

Pada kondisi $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$, keruntuhan tarik akan terjadi pada tulangan baja, sehingga $f_s = f_y$, pada kolom umumnya dipasang tulangan $A_s' = A_s$ untuk mencegah kekeliruan dalam penempatan tulangan tarik dan desak dalam pelaksanaan. Hal ini juga diperlukan apabila kemungkinan beban yang terbalik arah, misalnya akibat angin atau gempa. Untuk kondisi keruntuhan fisik, dengan $A_s = A_s'$ diperoleh :

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.59)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(\frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y (\hat{y} - d') \quad (3.60)$$

Dengan $\hat{y} = \frac{h}{2}$ merupakan pusat geometri penampang.

d. Kekuatan kolom pada keruntuhan tarik murni

Kekuatan penampang yang dibebani gaya tarik aksial murni dihitung dengan menganggap bahwa penampang telah retak dan mengalami regangan tarik deragam melebihi regangan leleh e_y . Akibat regangan leleh tersebut semua lapisan tulangan pada penampang akan mencapai tegangan leleh f_y , sehingga :

$$P_{nt} = \sum_{i=1}^n -f_y \cdot A_{sI} \quad (3.61)$$

Dengan P_{nt} adalah kekuatan tarik nominal penampang.

e. Geser kolom

Kekuatan geser nominal kolom ditentukan dengan memperhitungkan kontribusi beton dan kontribusi tulangan geser (sengkang), dengan persamaan berikut :

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.62)$$

Keterangan :

V_c = kuat geser yang disumbangkan oleh beton; dan

V_s = kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser.

Menurut SNI 03-2874-2002, kuat geser yang disumbangkan oleh beton yang hanya dibebani oleh geser dan lentur dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_c = \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.63)$$

Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot h}{s} \quad (3.64)$$

Dengan A_v adalah luas tulangan geser yang berada dalam jarak s .

3.5 Prosedur Analisis Statik *Nonlinier (Pushover)*

Analisis *pushover* adalah analisa statik nonlinear untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan atau struktur. Tujuan dari analisis *pushover* ini adalah untuk mengevaluasi perilaku keruntuhan dari suatu struktur akibat gempa, mendapatkan kurva hubungan gaya geser dan *displacement*, dan mendapatkan kurva kapasitas dan skema plastifikasi atau distribusi sendi plastis yang terjadi. Hal ini tentunya berbeda dengan analisis beban gempa statik ekuivalen, karena model analisisnya yang linier sehingga tidak dapat digunakan untuk menganalisis kinerja

struktur yang telah mengalami plastifikasi (nonlinier) di beberapa tempat, sehingga perilaku keruntuhan struktur juga tidak dapat diketahui.

Analisis beban dorong statik (*static pushover analysis*) menurut SNI 03-1726-2012 adalah suatu cara analisis statik 2 dimensi atau 3 dimensi linier dan nonlinear, dengan pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai. Pada analisis nonlinier statik, model matematika dari struktur yaitu dengan menggunakan beban (*load*) yang mempunyai karakteristik nonlinier dari setiap komponen dan elemen bangunan. Beban non linier tersebut berupa beban lateral gempa yang akan terus ditambah yang merepresentasikan gaya inersia sampai target perpindahan (*displacement*) tercapai.

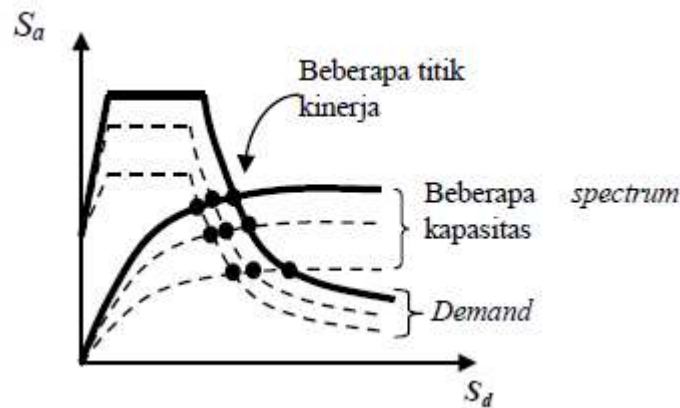
Nonlinieritas yang dimaksud pada analisis *pushover* meliputi nonlinieritas pada material atau bahan (*material nonlinierity*), dimana jika suatu bahan mengalami regangan di luar batas proporsional, maka hubungan antara tegangan dan regangan tidak lagi linier, contoh pada sendi-plastis balok (Satyarno dan Nawangalam, 2009).

Ada beberapa cara menentukan target perpindahan untuk menentukan titik kinerja bangunan dengan analisis *pushover*. Dua cara yang cukup terkenal adalah *Displacement Coeficient Method* atau Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/274, FEMA 356/440) dan *Capacity Spectrum Method* atau Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40). Karena banyaknya komponen yang harus dievaluasi, maka analisis *pushover* dilakukan dengan bantuan program komputer.

3.5.1 Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)

Metode spektrum kapasitas (*capacity spectrum method*) menyajikan secara grafis dua buah grafik yang disebut spektrum, yaitu spektrum kapasitas (*capacity spectrum*) yang menggambarkan kapasitas struktur berupa gaya dorong total (*base shear*) dengan perpindahan lateral struktur (biasanya ditetapkan di puncak bangunan) dan spektrum *demand* yang menggambarkan besarnya *demand* (tuntutan kinerja) akibat gempa dengan periode ulang tertentu (Dewabroto, 2005). Sehingga dapat disimpulkan dua hal yang paling penting dari desain *performance-based* adalah kebutuhan (*demand*) dan kapasitas (*capacity*). *Demand* merepresentasikan beban gempa sedangkan *capacity* merepresentasikan kemampuan struktur dalam

menahan beban gempa. Perpotongan kurva kapasitas dan kurva demand akan menghasilkan suatu titik yang disebut titik kinerja struktur (*performance point*), dapat dilihat pada Gambar 3.21.



Gambar 3.21 *Performance point pada capacity spectrum method*

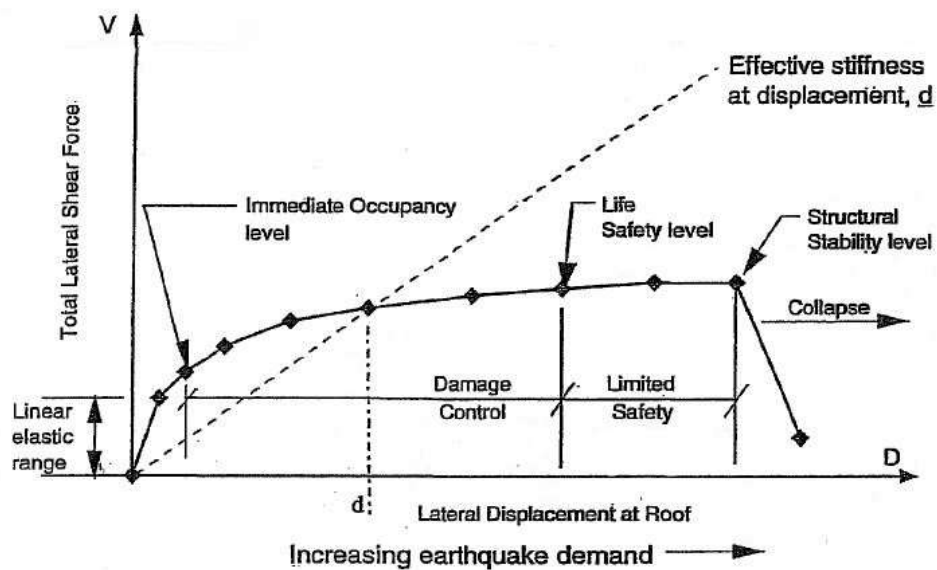
Titik kinerja merupakan perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum *demand*. Dengan demikian titik kinerja merupakan representasi dari dua kondisi, yaitu kondisi pertama karena terletak pada spektrum kapasitas, merupakan representatif kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu. Kondisi kedua karena terletak pada kurva *demand*, menunjukkan bahwa kekuatan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan.

Spektrum kapasitas didapatkan dari kurva kapasitas (*capacity curve*) yang diperoleh dari analisis *pushover*. Kurva kapasitas terdiri dari tiga titik yaitu titik awal, titik leleh, dan titik ultimit. Pada analisis *pushover*, titik leleh diartikan sebagai gaya geser yang dibutuhkan untuk mencapai kapasitas maksimum komponen pada struktur bangunan. Sedangkan titik ultimit diartikan sebagai gaya geser yang terjadi pada komponen struktur setelah terjadi titik leleh sampai runtuh. Terdapat kemungkinan kapasitas gaya geser pada titik ultimit lebih rendah daripada kapasitas pada titik leleh. Namun, kapasitas gaya geser ultimit mewakili struktur yang lebih fleksibel yang memiliki *fundamental period* yang panjang dan dapat terjadi pada beberapa posisi yang diinginkan pada respon spektrum (Freeman A, 2004).

Untuk mengetahui perilaku struktur yang ditinjau terhadap intensitas gempa yang diberikan, kurva kapasitas ini kemudian dibandingkan dengan tuntutan (*demand*) kinerja yang berupa respon spektrum berbagai intensitas (periode ulang)

gempa. Karena kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya dorong total yang diberikan ke suatu struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom system*, MDOF) terhadap perpindahan yang dipilih sebagai referensi (umumnya puncak bangunan) sedangkan spektrum *demand* dibuat untuk struktur dengan kebebasan satu (*single degree of freedom system*, SDOF), maka kurva kapasitas dengan cara tertentu harus diubah menjadi spektrum kapasitas dengan satuan yang sama dengan spektrum *demand*. Spektrum *demand* didapatkan dengan mengubah spektrum respons yang biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan (S_v), dan periode (T) menjadi format spektral percepatan (S_a) dan spektral perpindahan (SD). Format yang baru ini disebut *acceleration displacement response spectra* (ADRS). Kurva kapasitas yang merupakan produk *pushover* dinyatakan dalam satuan gaya (kN) dan perpindahan (m), sedangkan demand spektrum memiliki satuan percepatan (m/detik²) dan perpindahan (m). Satuan dari kedua kurva tersebut perlu diubah dalam format yang sama, yaitu spektral percepatan (S_a) dan spektral perpindahan (SD) agar ditampilkan dalam satu tampilan (Ginsar, 2008).

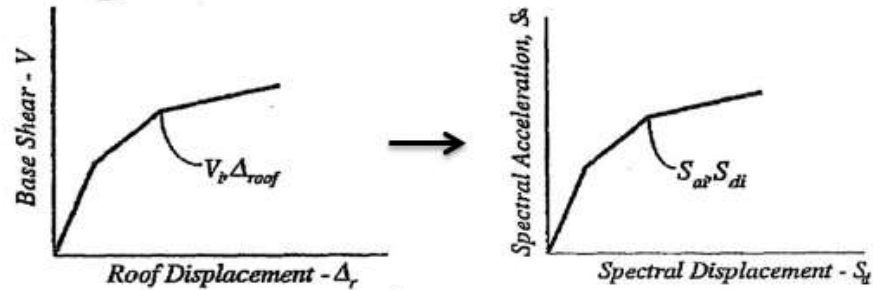
ATC 40 menjelaskan sesuai pada Gambar 3.22 kurva kapasitas yang tipikal menunjukkan level kinerja struktur mulai dari *immediate occupancy* sampai *collapse* dengan melihat perbandingan antara gaya geser dasar dengan perpindahan lateral di atap. Pada setiap titik mewakili terjadinya peristiwa penting dalam sejarah respon gaya lateral struktur.



Gambar 3.22 Kurva kapasitas tipikal (ATC 40, 1996)

1. Konversi kurva kapasitas

Konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum* dapat dilihat pada Gambar 3.23.



Gambar 3.23 Proses konversi ke bentuk *capacity curve spectrum*

Pengembangan kurva kapasitas menjadi kapasitas spektrum dilakukan konversi ke mode awal koordinat spektra dari titik ke titik. Setiap titik V_i, Δ_{roof} pada kurva kapasitas di konversi ke titik S_{ai}, S_{di} pada spektrum kapasitas menggunakan persamaan berikut.

Langkah awal adalah menentukan *Modal Participation Faktor* pada persamaan 3.65 berdasarkan *mode* nya

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}} \right] \quad (3.65)$$

Keterangan :

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

w_i = beban mati bangunan ditambah beban hidup tereduksi per lantai;

ϕ_{i1} = koordinat pada *mode* ke- i dalam massa-1; dan

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²).

Langkah berikutnya adalah menghitung *modal effective mass coefficient* berdasarkan *mode* nya pada persamaan berikut.

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (3.66)$$

Langkah berikutnya adalah mencari nilai *spectral acceleration* dengan persamaan 3.67.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.67)$$

Spectral displacement dihitung dengan persamaan 3.68 berikut.

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof1}} \quad (3.68)$$

Keterangan :

S_a = *spectral acceleration*;

V = *base shear* atau gaya geser dasar;

W = beban total mati bangunan ditambah beban hidup tereduksi;

α_1 = *modal effective mass coefficient*;

S_d = *spectral displacement*; dan

Δ_{roof} = *roof displacement*.

2. Konferensi kurva response spectrum (spectrum demand)

Spektrum *demand* didapat dengan cara mengubah spektrum respon biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan, S_a dan periode, T , menjadi spektral percepatan, S_a dan spektral perpindahan, S_d . Format yang baru ini adalah *Acceleration Displacement Response Spectra* (ADRS). Untuk mengubah spektrum dari format standar S_a dan T keformat ADRS, maka perlu ditentukan nilai S_a untuk setiap titik kurva, yaitu S_{ai} dan T_i . Hal ini dapat dilakukan dengan persamaan 3.69 berikut.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g \quad (3.69)$$

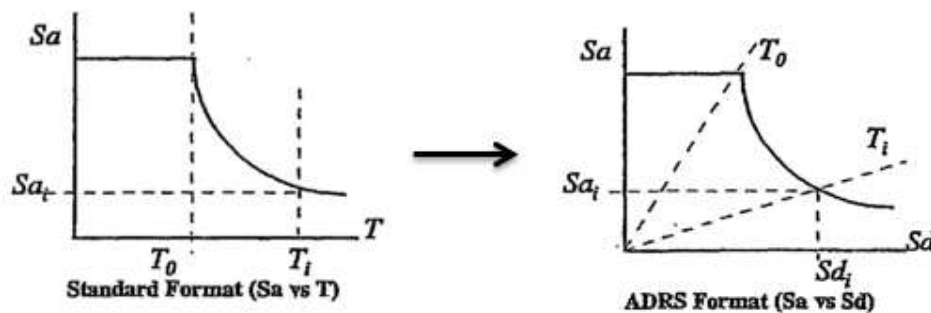
Keterangan :

S_{di} = *spectral displacement* pada periode ke- i ;

T_i = waktu (dt);

S_{ai} = *spectral acceleration* pada periode ke- i ; dan

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²).



Gambar 3.24 Konversi Spektrum Respon Kespektrum *Demand* (ATC-40, 1996)

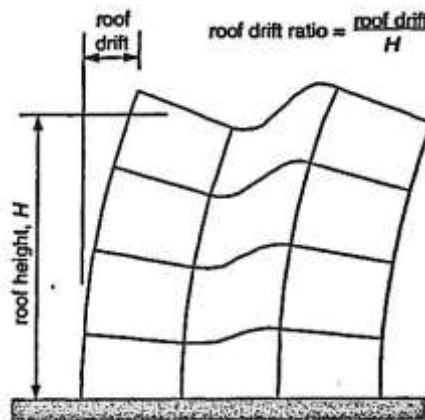
3. Batasan *drift ratio* menurut ATC-40

ATC-40 (1996) memberikan batasan deformasi untuk berbagai level kinerja struktur gedung seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.14. simpangan total maksimum didefinisikan sebagai simpangan antar tingkat pada perpindahan titik kinerja. Simpangan inelastis maksimum didefinisikan sebagai bagian dari simpangan total maksimum di bawah titik leleh.

Tabel 3.14 Batasan *drift ratio* untuk level kinerja (ATC-40, 1996)

Batasan simpangan antar tingkat	Level kinerja struktur			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
<i>Maximum total drift</i>	0,01	0,01-0,02	0,02	$0,33 \cdot \frac{V_i}{P_i}$
<i>Maximum inelastic drift</i>	0,005	0,005-0,015	Tidak dibatasi	Tidak dibatasi

Dengan V_i adalah gaya geser total pada lantai i dan P_i adalah gaya gravitasi total pada lantai i .



Gambar 3.25 Simpangan pada atap dan rasio simpangan pada atap (ATC-40, 1996)

3.5.2 Coefficient Displacement Method (FEMA 356)

Metode koefisien perpindahan merupakan metode dalam FEMA 356 yang digunakan untuk prosedur statik nonlinier. Dalam dokumen FEMA 356, metode statik *nonlinear* yang digunakan adalah metode koefisien perpindahan yang dilakukan dengan cara memodifikasi respon *elastic linear* sistem struktur SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 , sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastik dan inelastik) yang disebut target perpindahan (δt),

dengan terlebih dahulu menetapkan waktu getar efektif (T_e), untuk memperhitungkan kondisi inelastik struktur bangunan (Dewabroto 2005, Pranata 2006). Perpindahan tersebut dapat dihitung dengan persamaan 3.70.

$$\delta_1 = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 \cdot g \quad (3.70)$$

Keterangan :

T_e = waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis;

C_0 = koefisien faktor bentuk, untuk mengubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.15;

C_1 = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier;

$$= 1,0 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$= \frac{\left[1 + (R-1)\frac{T_e}{T_s}\right]}{R}, \text{ untuk } T_e < T_s$$

T_s = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respon spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan kebagian kecepatan konstan; dan

R = rasio kuat elastik perlu terhadap koefisien kuat leleh, dihitung dengan persamaan 3.71.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (3.71)$$

Keterangan :

S_a = akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau;

V_y = gaya geser pada saat leleh dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear;

W = total beban mati dan beban hidup yang direduksi;

C_m = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.16;

C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek *pinching* dari hubungan beban deformasi akibat defradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.17; dan

C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P- Δ . Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu nonlinier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, yang mana perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat), maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca leleh negatif (kurva menurun), maka gunakan persamaan 3.72 berikut.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.72)$$

Keterangan :

α = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, yang mana hubungan gaya lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear; dan

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²).

Tabel 3.15 Nilai faktor modifikasi C_0^1 (FEMA 356, 2000)

Jumlah Tingkat	Bangunan Geser		Bangunan Lainnya
	Triangular Load Pattern (1.2,1.2,1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.2	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Interpolasi linier harus digunakan untuk menghitung nilai tengah-tengah.
 2. Untuk seluruh lantai pada bangunan, *interstory drift* menurun dengan bertambahnya tingkat/lantai.

Tabel 3.16 Nilai untuk faktor massa efektif C_m^1 (FEMA 356, 2000)

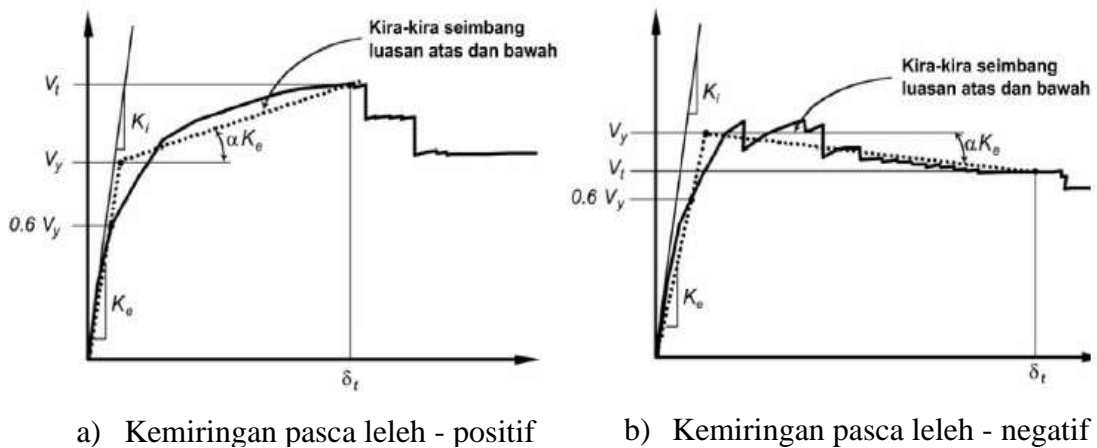
Number of story	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Sprandel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_m harus diambil sebesar 1.0 jika waktu getar alami (T) lebih besar dari 1.0 detik

Tabel 3.17 Nilai modifikasi C_2 (FEMA 356, 2000)

Level Kinerja Struktur	$T \leq 0.1 \text{ detik}^3$		$T \geq T_s \text{ detik}^3$	
	Tipe Rangka 1 ¹	Tipe Rangka 2 ²	Tipe Rangka 1 ¹	Tipe Rangka 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Struktur dengan lebih dari 30% pada geser tingkat disetiap level ditahan oleh beberapa kombinasi antara komponen, elemen atau rangka.
 2. Semua rangka yang tidak termasuk Tipe Rangka 1.
 3. Interpolasi linier harus digunakan untuk nilai Tengah T .



Gambar 3.26 Perilaku pasca leleh sistem struktur (FEMA 356, 2000)

1. Kriteria penerimaan komponen pada prosedur analisis nonlinier

Kriteria penerimaan komponen yang digunakan oleh FEMA 356 (2000) untuk prosedur nonlinier dan *deformation* adalah deformasi pada titik-titik yang terdapat dapat alternatif kurva hubungan gaya (Q) dan deformasi (Δ) yang dapat dilihat pada Gambar 3.27. Respon linier digambarkan diantara titik A (tanpa beban) dan titik B sebagai leleh efektif. Kemiringan antara titik B dan C adalah persentase kecil (0-10%) dari kemiringan elastik, termasuk memperhatikan terjadinya *strain hardening*. Titik C mempunyai sebuah ordinat yang merepresentasikan kekuatan ultimit elemen struktur dan deformasi akibat kekuatan yang berkurang (garis CD). Dari titik D kekuatan elemen akan terus berkurang sampai titik E. Pada deformasi setelah titik E kekuatan komponen menjadi nol. Kurva tersebut diperoleh dari *backbone curve* dari data pengujian. Dari kurva tersebut dapat diketahui deformasi

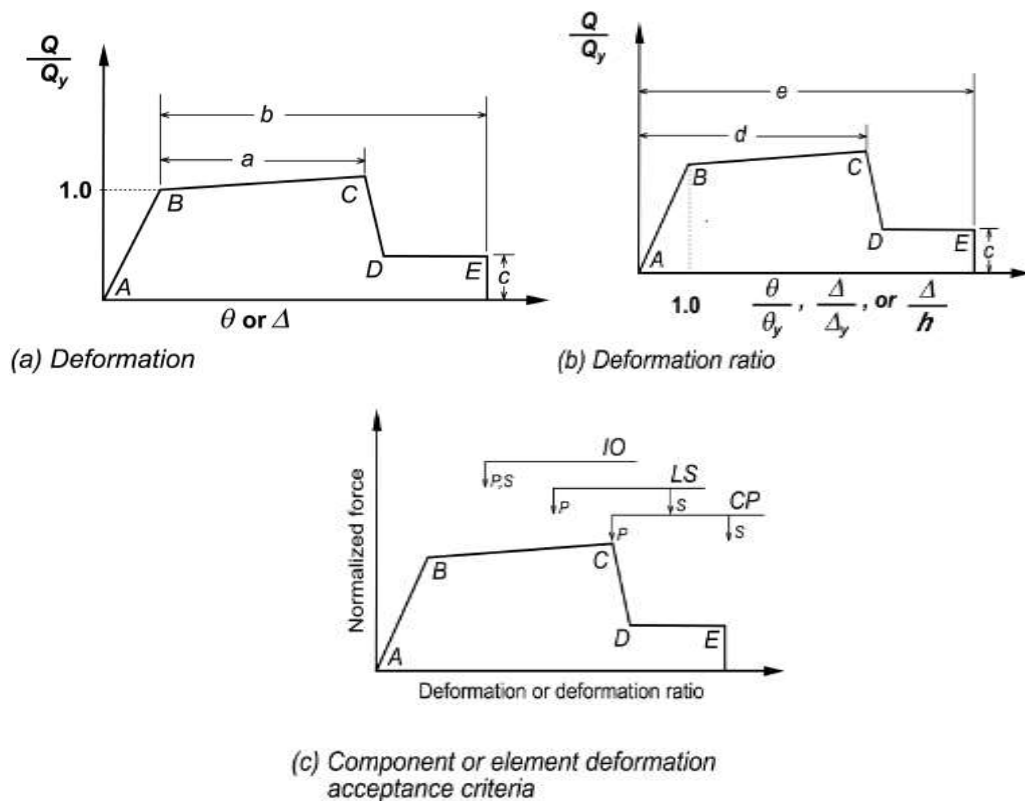
target (*target displacement*) pada gedung dan level kondisi bangunan. Kriteria penerimaan untuk komponen primer adalah sebagai berikut.

- Immediate occupancy* : deformasi pada bagian yang permanen, yaitu kerusakan yang tampak pada saat pengujian (*experiments*) tetapi tidak lebih besar dari 0,67 kali batas deformasi untuk *life safety*.
- Life safety* : 0,75 kali deformasi pada titik C dalam kurva.
- Collapse prevention* : deformasi pada titik C dalam kurva, tetapi tidak lebih besar dari 0,75 kali deformasi pada titik E.

Kriteria penerimaan untuk komponen sekunder adalah sebagai berikut.

- Immediate occupancy* : penentuannya sama dengan yang terdapat pada komponen primer.
- Life safety* : 75% dari deformasi pada titik E.
- Collapse prevention* : 100% dari deformasi pada titik C dalam kurva.

Hubungan antara beban dan deformasi hasil analisis menggunakan *pushover* terlihat pada Gambar 3.27.



Gambar 3.27 Hubungan beban-deformasi dan kriteria batas penerimaan deformasi pada komponen (FEMA 356, 2000)

2. Batas *drift rasio* untuk level kinerja menurut FEMA 356

Hubungan antara level kinerja struktur dengan simpangan (*drift*) pada emen vertikal dari sistem pemikul beban lateral berupa struktur rangka beton bertulang (*concrete frames*) dapat dilihat pada Tabel 3.18. Nilai simpangan pada Tabel 3.18 merupakan nilai-nilai tipikal yang diberikan untuk menjelaskan respon struktur keseluruhan yang sesuai dengan berbagai level kinerja struktur.

Tabel 3.18 Batasan *drift rasio* untuk level kinerja (FEMA 356, 2000)

Level Kinerja Struktur	<i>drift</i> (%)	Keterangan
<i>Immediate Occupancy</i>	1,0	<i>Transient</i>
<i>Life Safety</i>	2,0	<i>Transient</i>
	1,0	<i>Permanent</i>
<i>Collapse Prevention</i>	4,0	<i>Transient</i> atau <i>permanent</i>

3. Waktu getar alami efektif struktur (T_e)

Waktu getar alami efektif struktur diperhitungkan pada saat struktur dalam kondisi inelastis pada saat gempa maksimum. Waktu getar alami efektif struktur (T_e) dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*. 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. 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*. Waktu getar alami efektif (T_e) dihitung dengan persamaan berikut.

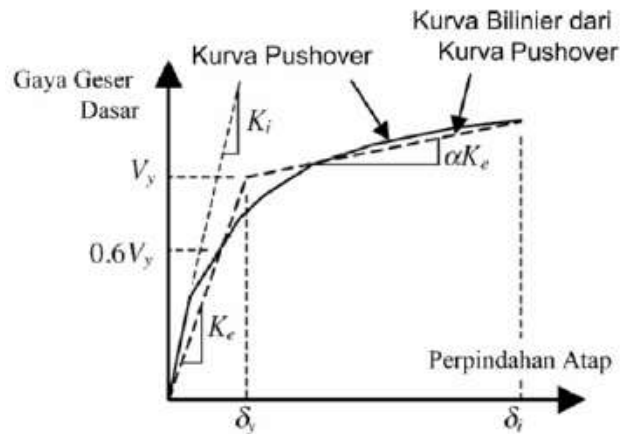
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.73)$$

Keterangan :

T_i = periode alami fundametal elastik (dalam detik) pada arah yang ditinjau dengan pertimbangan dihitung secara analisis dinamik elastik;

K_i = kekakuan lateral elastik dari bangunan pada arah yang ditinjau; dan

K_e = kekakuan lateral efektif dari bangunan pada arah yang ditinjau.

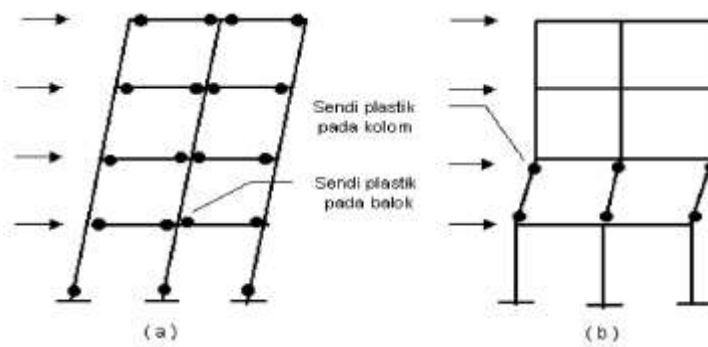


Gambar 3.28 Parameter waktu getar efektif dari kurva *pushover*
(FEMA 356, 2000)

3.5.3 Sendi Plastis

Tegangan akan terjadi pada suatu elemen struktur sederhana yang dikenai sebuah gaya atau banya gaya. Jika gaya-gaya yang dikenai ditingkatkan, maka tegangan-tegangan yang terjadi pada tampaang juga akan meningkat. Pada suatu saat, gaya-gaya yang didukung sudah tidak dapat ditingkatkan lagi jika pada seluruh tampang telah tercapai tegangan lelehnya. Pada keadaan demikian, tampaang akan terdefleksi atau berotasi terus (*plastic flow*) pada gaya konstan. Daerah dimana tampang sudah tidak mampu lagi menahan kenaikan gaya yang lebih besar disebut dengan sendi plastis (*plastic hinges*) (Satyorno, 2012).

Sendi plastis dapat terjadi pada suatu strruktur portal berderajat kebebasan banyak MDOF (*Multi Degree of Freedom*). Ketika suatu gedung dilanda gempa yang cukup besar, maka akan timbul momen-momen pada balok atau kolom. Apabila besar dari momen-momen tersebut melampaui besar momen kapasitas balok atau kolom portal, maka terjadi sendi plastis pada balokataupun kolom yang ditandai dengan melelehnya tulangan baja. Sendi plasttis terjadi secara bertahap sampai bangunan tersebut runtuh.



Gambar 3.29 Kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis

Dari Gambar 3.29 dapat dilihat bahwa ada dua kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis, yaitu.

1. Sendi plastis terjadi pada ujung-ujung balok dan didasar kolom atau dinding bawah (*beam sway*), seperti yang terlihat pada Gambar 3.29a. pola ini tidak begitu bahaya karena tidak ada efek $P-\Delta$ ataupun terdapat efek $P-\Delta$ yang sangat kecil, sehingga diperlukan banyak sendi plastis untuk mencapai taraf keruntuhan bangunan.
2. Sendi plastis terjadi pada kolom (*column sway*), seperti yang terlihat pada Gambar 3.29b. bila pola ini terjadi maka keadaan akan menjadi bahaya karena terdapat efek $P-\Delta$ dan akan memicu terjadinya keruntuhan pada bangunan.

Menurut Patria (2017), syarat terjadinya sendi plastis setidaknya ada tiga kondisi :

1. Balok tidak boleh mengalami kegagalan geser di daerah tumpuan. Selain momen lentur yang besar, gaya geser di daerah tumpuan balok juga sangat besar.
2. *Joint* (sambungan balok-kolom) tidak boleh mengalami kegagalan sewaktu mentransfer gaya-gaya yang cukup besar dari balok ke kolom.
3. Kolom harus lebih kuat dari pada kapasitas balok, sehingga memenuhi syarat SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

Pada penelitian tesis ini, menggunakan analisis momen plastis tampang sebagai input data *hinge properties* dilakukan secara *auto* atau *default*.

3.6 Perbaikan dan Perkuatan Struktur

Pada saat ini banyak bangunan dengan struktur rangka beton bertulang yang telah ada (eksisting) di negara-negara rawan gempa dengan resiko sedang ataupun tinggi. Bangunan-bangunan ini umumnya terkonsentrasi di daerah urban dengan pertumbuhan yang cepat. Perkiraan jumlah bangunan dengan struktur rangka beton

bertulang yang rawan pada wilayah yang memiliki resiko gempa cukup tinggi. Secara ideal, akan lebih baik jika dilakukan perkuatan pada bangunan-bangunan tersebut untuk melindungi dari dampak gempa di masa yang akan datang, serta mengurangi kerugian dan kehancuran bangunan.

Perkuatan ketahanan terhadap gempa disebut juga dengan *seismic retrofitting*, diwujudkan dalam bentuk modifikasi yang dilakukan secara seksama pada komponen struktur bangunan dengan tujuan untuk meningkatkan ketahanan bangunan tersebut terhadap gempa dimasa yang akan datang. Perkuatan ketahanan terhadap gempa dapat dilakukan sebelum maupun setelah terjadinya gempa. Sebaiknya perkuatan diterapkan pada struktur atau komponen struktur yang belum rusak, agar didapatkan kapasitas yang lebih besar dalam mendukung beban akibat gaya gempa.

Perbaikan atau perkuatan struktur atau elemen-elemen struktur diperlukan apabila terjadi degradasi bahan yang berakibat tidak terpenuhinya lagi persyaratan-persyaratan yang bersifat teknik, yaitu kekuatan (*strength*), kekakuan (*stiffness*), stabilitas (*stability*) dan ketahanan terhadap kondisi lingkungan (*durability*). Tidak terpenuhinya persyaratan-persyaratan tersebut tidak hanya disebabkan karena kerusakan saja akan tetapi perubahan peraturan (*code*) dengan persyaratan yang lebih ketat, mungkin saja struktur yang sebelumnya dianggap memenuhi persyaratan, menjadi tidak lagi, sehingga diperlukan tindakan perkuatan (Triwiyono, 2005).

Ada dua jenis perbaikan yang dapat dilakukan dalam pekerjaan *retrofitting* yaitu *repairing* dan *strengthening*. Istilah *repairing* diterapkan pada bangunan yang sudah mengalami kerusakan, yang mana telah terjadi penurunan kekuatan, untuk dikembalikan seperti semula. Sedangkan *strengthening* adalah suatu tindakan modifikasi struktur, mungkin belum terjadi kerusakan, dengan tujuan untuk memikul beban-beban yang leebih besar akibat perubahan fungsi bangunan dan stabilitas.

3.7 Perkuatan Pada Struktur Beton Bertulang

Strengthening atau perkuatan dilakukan untuk meningkatkan kapasitas kekuatan, kekakuan maupun daktilitas struktur, yang dijelaskan sebagai berikut.

1. Kekuatan, perkuatan diharapkan dapat meningkatkan kekuatan pada struktur eksisting, yaitu pada tingkat dimana struktur atau komponennya akan mulai gagal.
2. Kekakuan, kebanyakan metode perkuatn juga mempengaruhi kekakuan struktur, yaitu kemampuannya untuk berdeformasi (bergoyang) ketika terjadi gaya gempa. Struktur yang kaku lebih sedikit berdeformasi dari pada struktur yang fleksibel ketika terkena gaya gempa yang sama.
3. Daktilitas, sangat dikehendaki metode *strengthening* atau perkuatan dengan meningkatkan daktilitas pada struktur eksisting, yaitu kemampuan untuk berdeformasi secara berulang-ulang sebelum mengalami kegagalan.

Menurut Murty *et al* (2009), ketahanan seismik bangunan dengan struktur rangka beton bertulang dapat ditingkatkan dengan cara-cara berikut ini.

1. Meningkatkan kapasitas seismiknya, yaitu dengan cara meningkatkan kapasitas kekakuan, kekuatan dan daktilitas serta menguraangi bentuk yang tidak teratur.
2. Mengurangi respons gempa, yaitu dengan cara meningkatkan redaman (*damping*), yaitu disipasi energi, pengurangan massa atau pemisahan bangunan dengan tanah.

Kedua cara tersebut di atas memerlukan pemahaman terhadap respons seismik bangunan secara keseluruhan dan tidak hanya elemen strruktur secara individual, untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 3.30.



Gambar 3.30 Strategi sistem perkuatan untuk sistem penahan beban lateral
(Murty *et al*, 2009)

Secara umum dilakukannya perkuatan disebabkan oleh beberapa hal antara lain :

1. desain yang kurang baik,
2. konstruksi yang kurang baik,
3. perubahan fungsi bangunan yang berakibat dengan penambahan beban
4. terjadinya kerusakan struktur,
5. timbulnya keluhan terhadap kenyamanan struktur,
6. bertaambahnya nilai keamanan pada suatu bangunan (*safety requirement*), dan
7. perubahan persyaratan untuk memenuhi peraturan yang baru (*building code requirement*).

Pekerjaan *strengthening* harus direncanakan sesuai dengan yang diinginkan dan memenuhi persyaratan teknis yang berlaku. Beberapa prinsip yang menjadi tujuan dalam perencanaan perkuatan yang perlu diperhatikan, antara lain :

1. memperkecil gaya dalam yang terjadi,
2. meningkatkan kemampuan tarik, dan
3. meningkatkan kemampuan tekan beton.

Setelah diketahui dan dimungkinkan struktur untuk dilakukan perkuatan, maka langkah selanjutnya adalah pemilihan metode perkuatan untuk masing-masing elemen struktur. Pemilihan metode perkuatan dipengaruhi oleh beberapa pertimbangan, antara lain :

1. efektifitas perkuatan;
2. kemudahan dalam pelaksanaan perkuatan; dan
3. biaya, dalam hal ini terkait dengan pemilihan bahan agar diperoleh hasil perbaikan yang kekuatannya sesuai dengan yang diinginkan dan dapat tahan lama.

Berbagai metode umum dilakukan dalam usaha perkuatan dengan konstruksi beton dan Murty *et al* (2009) merangkumnya dalam tabel metode perkuatan dan dampaknya pada karakteristik struktur dapat dilihat pada Tabel 3.19. Pada umumnya perkuatan yang sering dilakukan antara lain dengan :

1. memperpendek maupun mempertinggi struktur dengan konstruksi beton;
2. memperbesar dimensi pada konstruksi beton;
3. menambah elemen struktur baru seperti dinding geser atau pengaku-pengaku baja (*steel braces*);

4. menambah jumlah tulangan pada kolom dan memperbesar dimensi kolom beton atau dikenal dengan penulangan luar (*extrenally reinforcement*); dan
5. memberi peenyelubungan pada struktur atau dikenal dengan metode penyelubungan. Biasanya bahan yang digunakan untuk menyelubung struktur beton tersebut adalah FRP (*Fiber Reinforced Polymer*).

Tabel 3.19 Metode perkuatan dan dampaknya pada karakteristik struktur
(Murty *et al*, 2009)

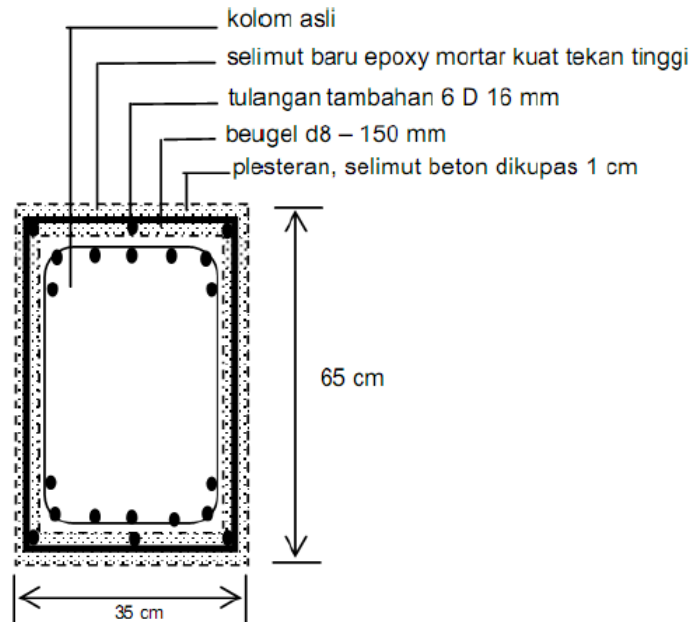
Metode Perkuatan	Peningkatan		
	Kekuatan	Kekakuan	Daktilitas
Pemasangan dinding geser	Ya	Berpengaruh	Berpengaruh
CFRP	Ya	Berpengaruh	Sangat kecil
Pelapisan (<i>Jacketing</i>)	Ya	Sedang	sedang

3.7.1. Pelapisan (*Jacketing*)

Pelapisan atau biasa disebut dengan istilah *jacketing*, berupa bahan selubung yang dapat melindungi beton terhadap kerusakan. Bahan selubung ini dapat berupa metal baja, karet, beton maupun komposit. *Jacketing* adalah salah satu cara perkuatan struktur yang sering digunakan pada elemen struktur kolom bangunan. Pelapisan pada elemen kolom biasanya berupa pemasangan baja tulangan (tulangan longitudinal dan tulangan sengkang), yang bertujuan untuk meningkatkan kekuatan dan daktilitas elemen struktur kolom yang sudah ada. Perkuatan kolom dengan *jacketing* efektif untuk meningkatkan kekuatan geser kolom dan aksial kolom namun kurang efektif untuk meningkatkan kekuatan lentur kolom .

Salah satu metode *jacketing* yang sering digunakan adalah *concrete jacketing*. *Concrete jacketing* merupakan teknik perkuatan dengan cara melapisi seluruh atau sebagian permukaan elemen struktur dengan beton baru yang disertai dengan penambahan tulangan longitudinal maupun tanpa disertai tulangan longitudinal. beton baru yang ditambah harus memiliki kuat tekan yang lebih tinggi atau minimal setara dengan beton struktur eksisting yang diperkuat untuk

memaksimalkan penambahan kemampuan tekan struktur. Menurut Cristiawan (2008) dalam penelitiannya menjelaskan bahwa rekomendasi perkuatan lentur pada struktur kolom eksisting dapat dilakukan dengan cara, penambahan tulangan lentur, tulangan geser dan selimut beton, seperti yang terlihat pada Gambar 3.31 berikut.



Gambar 3.31 Perkuatan stuktur kolom dengan penambahan tulangan dan selimut beton (Cristiawan, 2008)

Dalam analisis kekuatan struktur yang diperkuatan dengan metode *concrete jacketing* dapat dihitung berdasarkan SNI 2847-2013 dengan cara yang sama dalam mendesain elemen struktur penahan gaya lateral, dalam penelitian ini adalah kolom. Pekerjaan *concrete jacketing* dapat dilakukan melalui tahapan sebagai berikut:

1. menghilangkan semua bagian-bagian beton yang telah lapuk (terkontaminasi) atau menghilangkan semua bagian beton yang retak-retak berat pada pekerjaan perbaikan beton yang telah rusak;
2. untuk kondisi beton yang belum rusak maka cukup dilakukan pengupasan beton sampai terlihat tulangan longitudinal;
3. melapisi beton lama dengan bahan perekat;
4. cor beton pelapis, untuk ketebalan lebih dari 5 cm perlu diperkuat dengan kawat anyaman agar tidak terjadi retak-retak sebagai akibat adanya susut pada beton;

Dari hasil observasi yang dilakukan Bostenaru dan Sandu (2004), pada perbaikan struktur rangka beton bertulang dengan pelapisan pada kolom yang

digunakan untuk perbaikan bangunan India setelah terjadi gempa Bhuj tahun 2001, dan sebelumnya juga digunakan di Rumania setelah gempa Vrancea tahun 1997, menunjukkan kesalahan dalam penerapannya, yaitu seperti berikut ini :

1. pada beberapa kasus, perkuatan dibatasi hanya untuk kolom pada lantai dasar, yang kemungkinan tidak cukup sehingga banyak dilakukan perkuatan selain pada kolom lantai dasar;
2. tulangan longitudinal yang ditambahkan pada beton dan ujung-ujung tulangan dibiarkan begitu saja tanpa dikaitkan pada elemen balok dan kolom beton di atasnya serta fondasi di bawahnya;
3. pada kebanyakan kasus, kolom eksisting diikat dengan baja siku dan baja strip lihat Gambar 3.32 sebelum beton dibobok. Dan dalam banyak kasus pelapisan dilakukan tanpa persiapan pada permukaan beton eksisting yang mana sebaiknya selimut kolom eksisting dikupas terlebih dahulu; dan
4. dalam kebanyakan kasus, ukuran pelapisan kolom tidak cukup bahkan untuk beban gravitasi, walaupun pada beberapa kasus ukuran kolom menjadi jauh lebih besar setelah dilakukan *jacketing* , contohnya dapat dilihat pada Gambar 3.33.



Gambar 3.32 *Jacketing* yang kurang tepat, baja siku disambungkan dengan pengelasan dalam arah vertikal, sambungan tidak menerus (Murty *et al*, 2009)



Gambar 3.33 *Jacketing* yang kurang tepat, *jacketing* kolom menyebabkan dimensi kolom sangat besar (Murty *et al*, 2009)

3.7.2. FRP (*Fiber Reinforced Polymer*)

FRP merupakan material ringan yang memiliki kuat tarik yang lebih tinggi jika dibandingkan dengan baja tulangan. Perkuatan kolom menggunakan *FRP* memberikan kemudahan dari banyak aspek serta dapat menggantikan metode perkuatan yang telah ada. Perkuatan kolom dengan metode ini akan meningkatkan kekuatan geser dan kuat tekan sebagai akibat dari kekangan material *fiber*. Metode perkuatan ini sering diaplikasikan dalam hal perkuatan seismik pada jembatan dan juga renovasi bangunan.

Kelebihan menggunakan *FRP* sebagai bahan perkuatan kolom dibandingkan dengan perkuatan lainnya antara lain :

1. *FRP* memiliki berat yang ringan dibandingkan dengan baja dan beton serta memiliki kekuatan yang tinggi.
2. *FRP* lebih mudan dan cepat dalam pengerjaan dan pemasangannya di lapangan, tidak membutuhkan tenaga kerja terlatih seperti *welders*.
3. *FRP* cukup dilekatkan pada beton menggunakan *epoxy resin* nya sehingga tidak menghasilkan kebisingan.
4. *FRP* dapat dipasang pada kolom yang sangat panjang.
5. Jika terjadi kerusakan pada pemasangan dan masa bekerjanya *FRP* dapat dengan mudah diperbaiki dengan menggunakan lapisan baru
6. Tahan terhadap korosi dan lingkungan yang reaktif.

7. Tingkat durabilitasnya yang lebih tinggi dibandingkan dengan material perkuatan lainnya.
8. Tidak terlalu mengubah struktural kolom eksisting, terutama ukuran jika dibandingkan dengan *steel* dan *concrete jacketing*.

Walaupun memiliki banyak keuntungan metode perkuatan menggunakan *FRP* juga memiliki beberapa kelemahan diantaranya :

1. Kurang tahan terhadap suhu yang tinggi, dengan suhu sekitar 70°C bahan perekat epoxy resin akan berubah dari kondisi keras menjadi lunak, bersifat plastis sehingga daya lekatnya menurun.
2. Kurang tahan terhadap sinar ultra violet. Untuk mengatasi kelemahannya maka *FRP* perlu dilindungi oleh lapisan plesteran.
3. Harga *FRP* relatif mahal.

FRP terdiri dari beberapa jenis seperti *bar*, *wrap*, dan *strip*. Jenis *bar* digunakan untuk menggantikan tulangan pada struktur baru. Jenis *strip* digunakan pada balok, kolom, dan pelat. Sementara *wrap* digunakan pada struktur kolom.

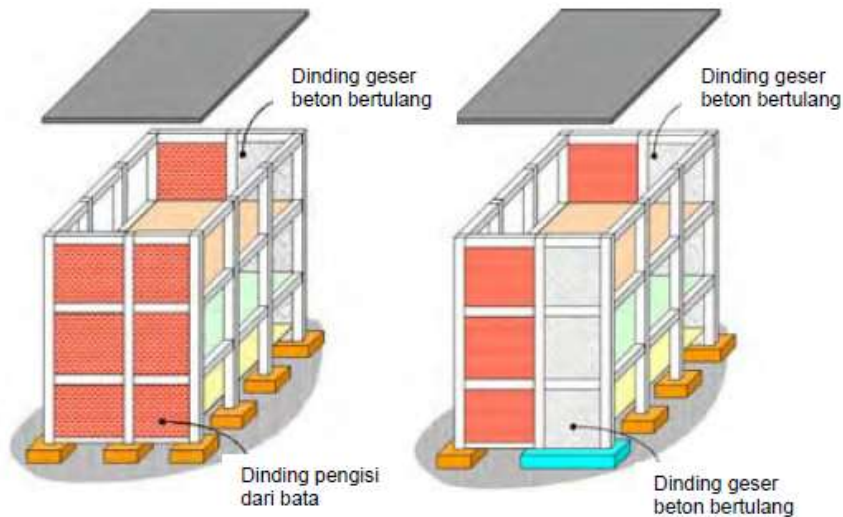
Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) merupakan salah satu jenis *FRP* yang pengaplikasiannya dalam bentuk *wrap* pada struktur. *CFRP* dipasang pada kolom hingga seluruh permukaannya terlapisi. Bahan tersebut merupakan perpaduan antara *fiber* dengan *resin*. *CFRP* tersebut sangat baik digunakan pada kolom berbentuk bulat dibandingkan dengan kolom yang berbentuk bujur sangkar dengan luas penampang yang sama. Selain bentuknya yang tidak perlu dibentuk dengan sudut-sudut tertentu pada kolom bulat, material ini juga akan lebih kuat dan terisi penuh pada kolom berbentuk bulat.

Pada penggunaannya *CFRP* berfungsi sebagai berikut ini:

1. Meningkatkan kekuatan kompresi dari kolom.
2. Melapisi dan memperkuat kolom yang telah mengalami retak.
3. Meningkatkan kekuatan geser dan kekuatan fleksural dari kolom beton.
4. Menambah atau menggantikan penulangan yang berkurang akibat kerusakan.

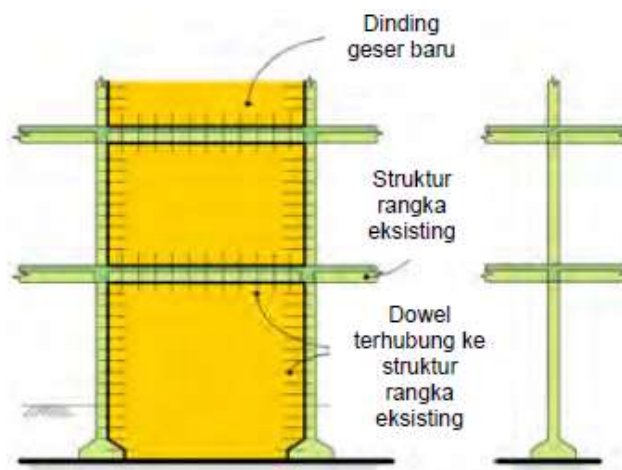
3.7.3. Pemasangan Dinding Geser

Metode perkuatan struktur rangka beton bertulang yang biasa digunakan dan mungkin paling efektif pemasangan dinding geser beton bertulang, seperti yang terlihat pada Gambar 3.34.



Gambar 3.34 Pemasangan dinding geser baru (Murty *et al*, 2009)

Dinding geser biasanya dibuat dari beton bertulang atau konstruksi dinding bata bertulang (jarang). Dinding geser tersebut harus dipasang pada lokasi yang tepat dengan tujuan untuk meminimalkan efek torsi. Selain itu, dinding geser harus diberi tulangan yang dapat bekerja sama dengan struktur yang ada. Pendetailan yang teliti dan pemilihan material juga diperlukan untuk memastikan adanya hubungan yang efektif antara struktur yang baru dengan struktur eksisting. Perkuatan dengan dinding geser dapat memperbaiki distribusi gaya pada struktur akibat beban lateral dan tentunya membutuhkan perkuatan fondasi. Gambar 3.35 menunjukkan konsep perkuatan dengan metode pemasangan dinding geser baru.



Gambar 3.35 Konsep pemasangan dinding geser baru (Gulkan *et al*, 2002)

Pada beberapa kasus, pemasangan dinding geser dikombinasikan dengan pelapisan kolom yaitu *concrete jacketing* seperti yang terlihat pada Gambar 3.36.

Pelapisan kolom juga memberikan dampak yang menguntungkan yaitu meningkatnya kekuatan dan daktilitas kolom eksisting, seperti yang telah dibahas sebelumnya. Metode ini biasanya diterapkan jika ada kemungkinan memperoleh hubungan yang efektif antara struktur yang lama dan baru.

Sebagai alternatif dalam pemasangan dinding geser baru dapat juga menggunakan pengaku baja (*steel braces*) untuk meningkatkan ketahan gempa pada bangunan tersebut. Gambar 3.36 menggambarkan contoh perbaikan dari akibat simulasi gempa yang dilakukan di Jepang.

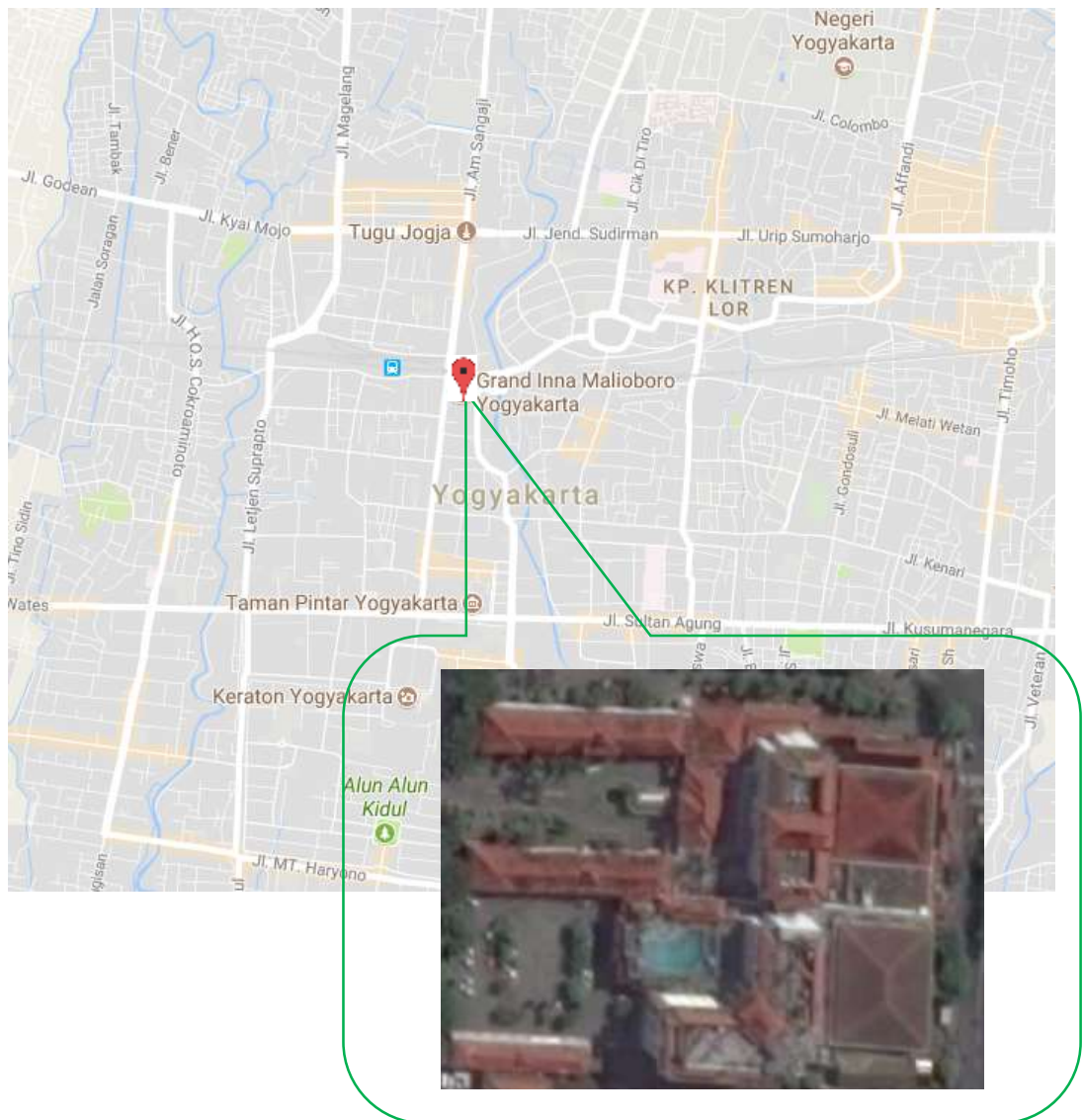


Gambar 3.36 Perkuatan struktur rangka beton bertulang dengan baja diagonal silang (Murty *et al*, 2009)

BAB IV METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian yang dilakukan berada di Daerah Istimewa Yogyakarta (DIY). Objek penelitian adalah bangunan Gedung Hotel Inna Garuda *Extention* Yogyakarta. Gedung tersebut berada di Jalan Malioboro No 60 Yogyakarta, lebih tepatnya lokasi gedung Hotel Inna Garuda *Extention* dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 lokasi objek penelitian (<https://www.maps.google.com>)

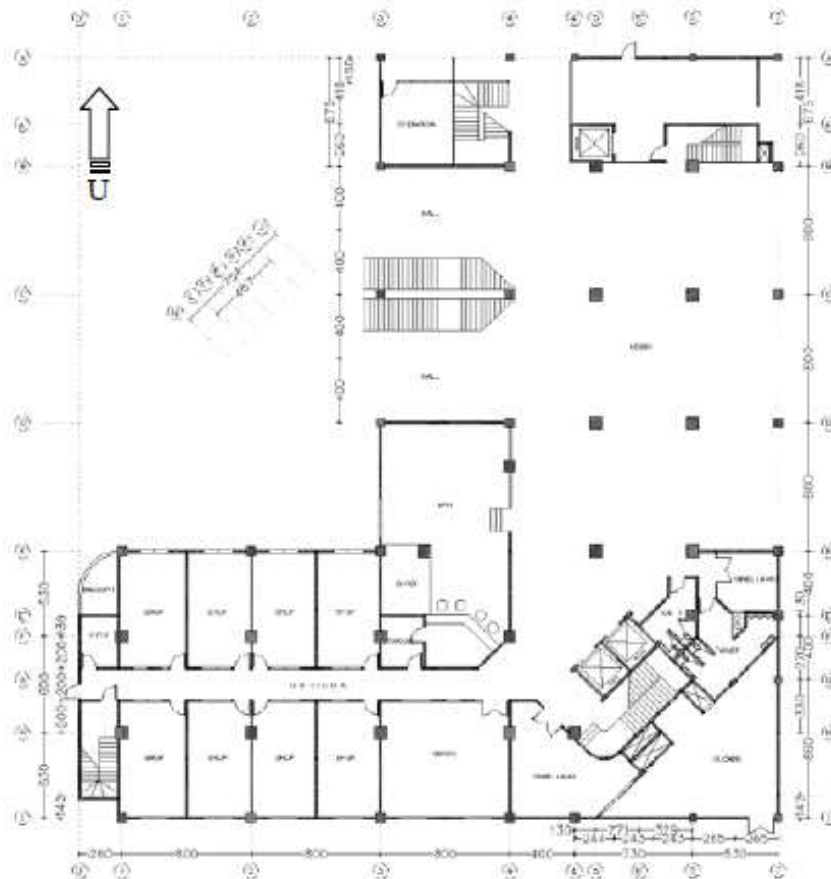
4.2 Pengumpulan Data

Sebelum melakukan penelitian data-data yang berkaitan dengan gedung Hotel Inna Garuda *Extention* perlu dikumpulkan, meliputi :

1. gambar kerja;
2. deskripsi umum bangunan;
3. deskripsi umum struktur;
4. mutu bahan; dan
5. kondisi tanah.

4.2.1 Gambar Kerja

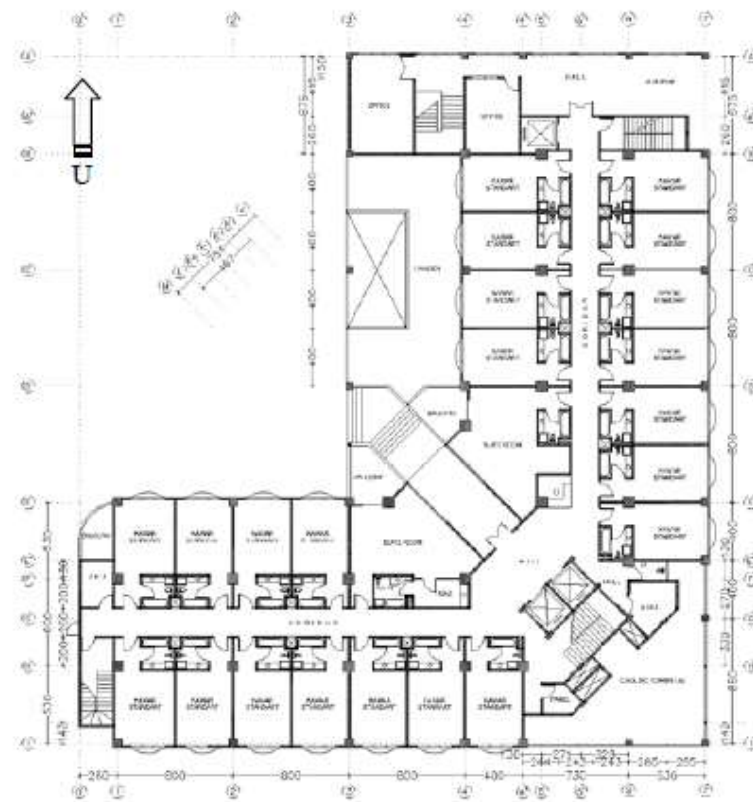
Gambar kerja gedung Hotel Inna Garuda *Extention* setiap lantai dan fungsi dapat dilihat pada Gambar 4.2 sampai dengan Gambar 4.6.



Gambar 4.2 Denah lantai dasar



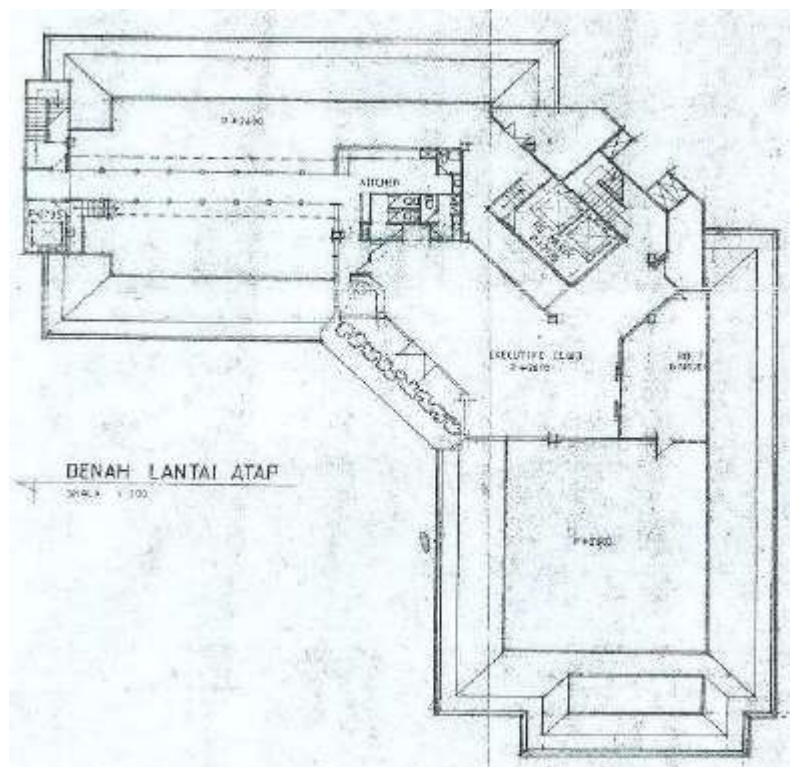
Gambar 4.3 Denah lantai 1



Gambar 4.4 Denah lantai 2



Gambar 4.5 Denah lantai *typical*



Gambar 4.6 Denah lantai atap (Inventaris Hotel Inna Garuda)

4.2.2 Deskripsi Umum Bangunan

Deskripsi umum bangunan meliputi kegunaan bangunan, umur bangunan, tinggi bangunan, bentuk bangunan, dan jumlah lantai. Kegunaan bangunan yang diteliti dalam penelitian ini adalah perhotelan dengan nama gedung Hotel Inna Garuda *Extention* yang dibangun pada tahun 1989. Bangunan ini memiliki tinggi 26 meter dan mempunyai jumlah lantai 7. Bangunan yang berlokasi di Yogyakarta ini mempunyai bentuk *irregularity building* baik secara denah maupun ketinggian.

4.2.3 Deskripsi Umum Struktur

Pada penelitian ini menggunakan objek bangunan gedung Hotel Inna Garuda *Extention*, bangunan gedung tersebut merupakan struktur rang beton biasa.

4.2.4 Mutu Bahan

Mutu bahan meliputi mutu beton dan mutu baja tulangan yang digunakan. Nilai mutu beton dan mutu baja tulangan digunakan untuk desain dan juga evaluasi struktur bangunan. Mutu beton yang digunakan dalam pelaksanaan sebesar K-225 yang setara dengan 19,04 MPa. Mutu beton yang digunakan dalam pelaksanaan tersebut tidak memenuhi standar mutu beton yang tercantum dalam SNI 03-1726-2012 yang mana standar minimum mutu beton yang digunakan untuk bangunan tahan gempa sebesar K-310 atau setara dengan 26,23 MPa. Sehingga bangunan tersebut harus dilakukan *strengthening* dengan mutu beton sesuai standar yang berlaku.

Mutu baja tulangan yang digunakan dalam pelaksanaan yaitu mutu baja ulir U40 atau setara dengan $f_y = 400$ MPa, sedangkan baja polos P24 atau setara dengan $f_y = 240$ MPa. Mutu baja tulangan yang digunakan tersebut sudah memenuhi standar minimum untuk bangunan tahan gempa yang sesuai dengan SNI 03-1726-2012.

4.2.5 Kondisi Tanah

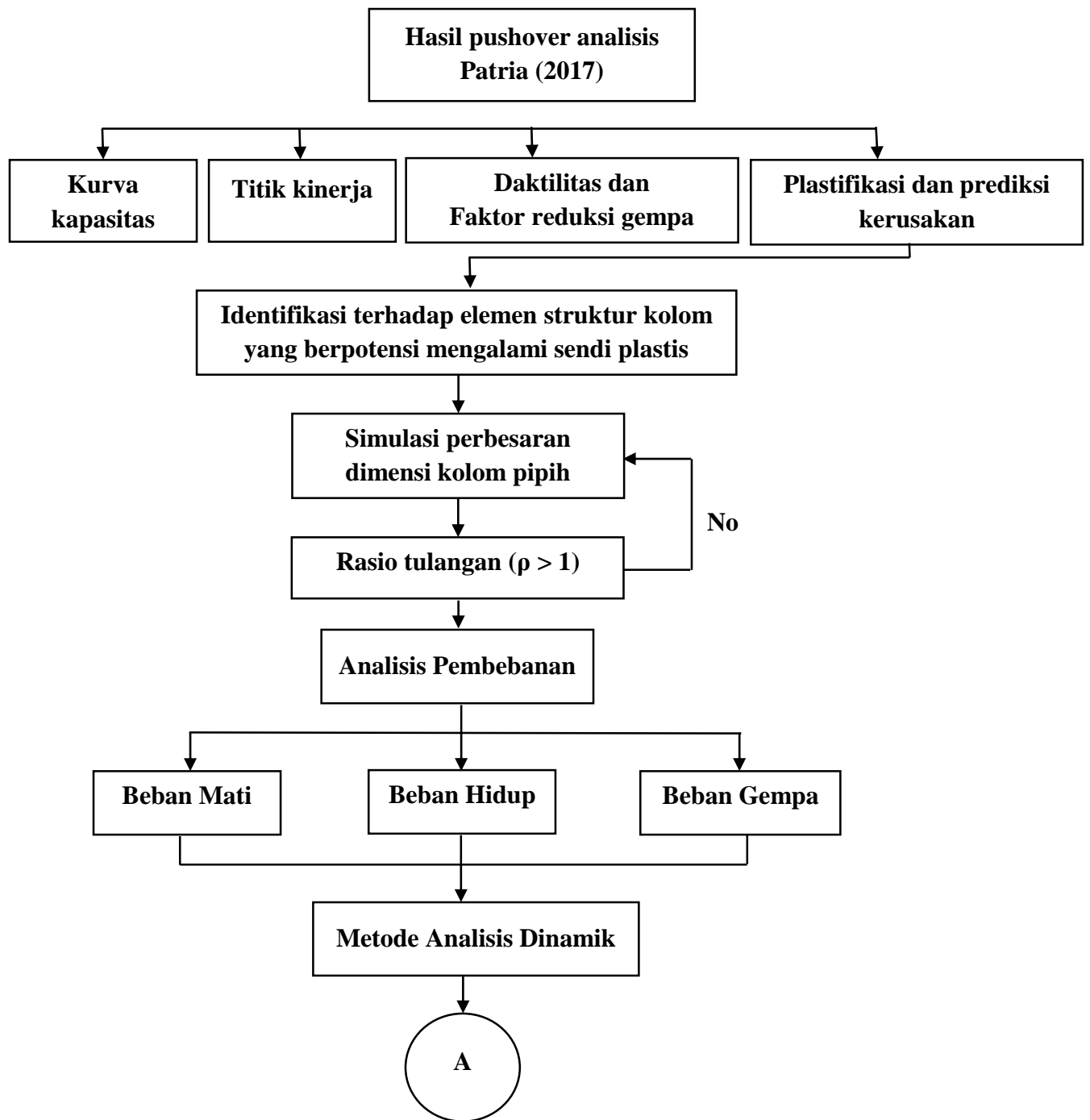
Jenis tanah pada lokasi penelitian adalah jenis tanah sedang, sehingga spektrum respon yang digunakan dalam perhitungan gempa adalah spektrum respon untuk jenis tanah sedang.

4.3 Prosedur Penelitian

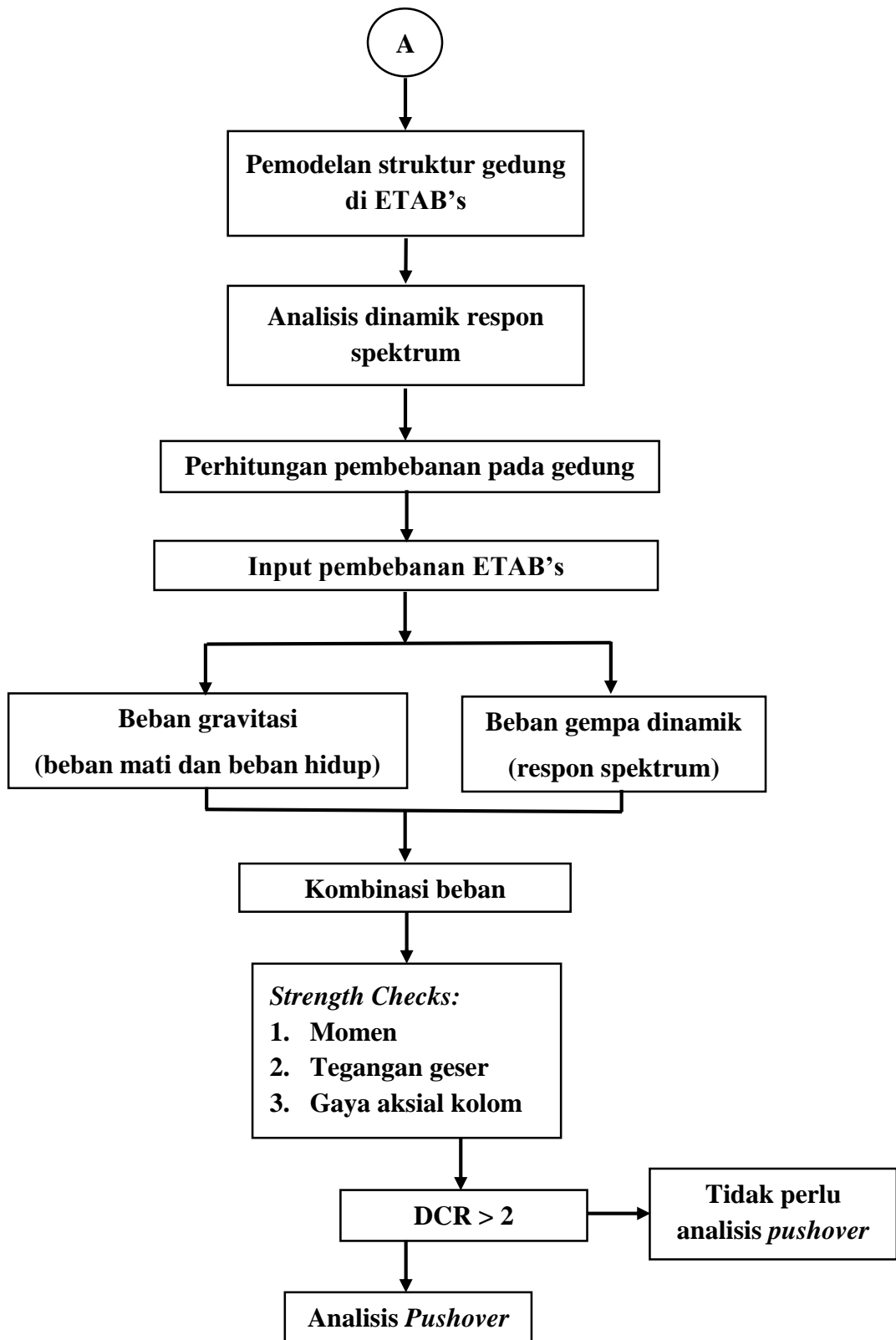
Penelitian ini menggunakan beberapa metode, yaitu pengumpulan data, melakukan *trial strengthening* pada kolom yang mengalami sendi plastis pada level tertinggi ditandai dengan warna merah pada penelitian terdahulu yang dilakukan oleh Patria (2017), analisis linier maupun non linier dengan bantuan laptop dan *software*. Diagram alir penelitian terlihat pada Gambar 4.7 sampai Gambar 4.9.

Pada *trial* ukuran dimensi kolom yang akan dilakukan *strengthening* berpedoman pada SNI 2847-2013 mengenai persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung. Analisis statik linier dilakukan dengan metode statik ekuivalen yang sesuai dengan SNI 03-1726-2012. Beban statik ekuivalen didistribusikan pada tiap tingkat pada pusat massa lantai bangunan.

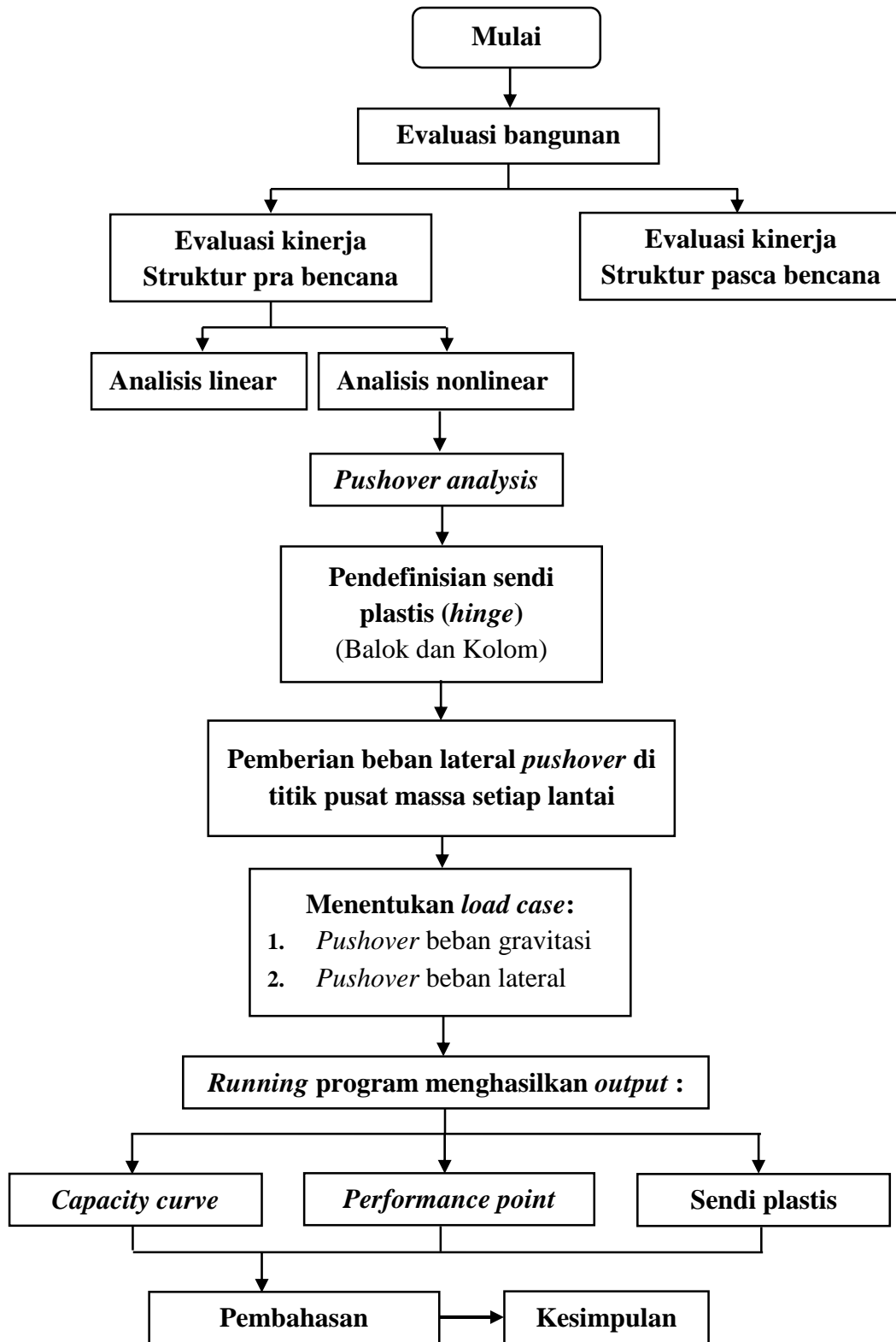
Analisis statik nonlinier (*pushover*) dibantu dengan menggunakan *software* ETAB's V 9.6. Analisis ini digunakan secara lebih rinci pada elemen struktur bangunan yang mengacu pada ATC-40 (1996).



Gambar 4.7 Diagram alir proses perencanaan *strengthening* struktur bangunan



Gambar 4.8 Diagram Alir Proses analisis dinamik respon spektrum



Gambar 4.9 Diagram alir analisis *pushover*

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Pendahuluan

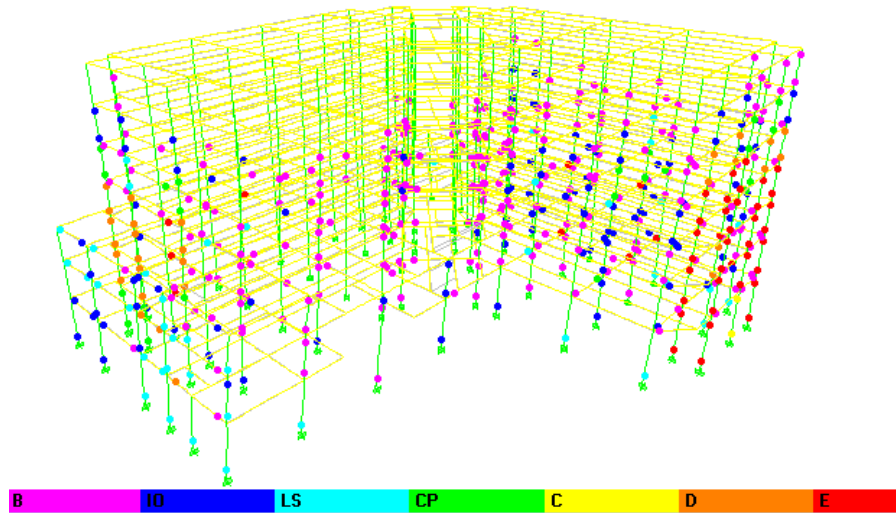
Pada bab V ini akan dijabarkan hasil simulasi kolom dan langkah-langkah analisis hasil perhitungan simulasi *concrete jacketing* pada beberapa elemen kolom struktur khususnya kolom pipih pada Bangunan Hotel Inna Garuda *extention*. Langkah-langkah perhitungan diawali dengan merencanakan perbesaran dimensi kolom pipih yang dilakukan secara bertahap. Setelah mendapat dimensi yang cukup baik maka dilakukan analisis ketahap selanjutnya.

Langkah analisis selanjutnya, yaitu meliputi analisis linier statik ekuivalen dan analisis dinamik respon spektrum. Kedua analisis tersebut mengacu pada standar kegempaan terbaru yaitu SNI 03-1729-2012 dan mengacu pada persyaratan beton SNI 2847-2013. Analisis pada tahap ini membahas tentang perbandingan antara kekuatan struktur yang sudah ada dengan hasil analisis sesuai peraturan terbaru. Hasil perbandingan tersebut dihasilkan nilai berupa *demand capacity ratio* (DCR). Struktur yang dibahas disini hanya dibatasi untuk elemen kolom struktur yang diperkuat karena untuk elemen struktur yang lain telah dibahas sebelumnya oleh Patria (2017).

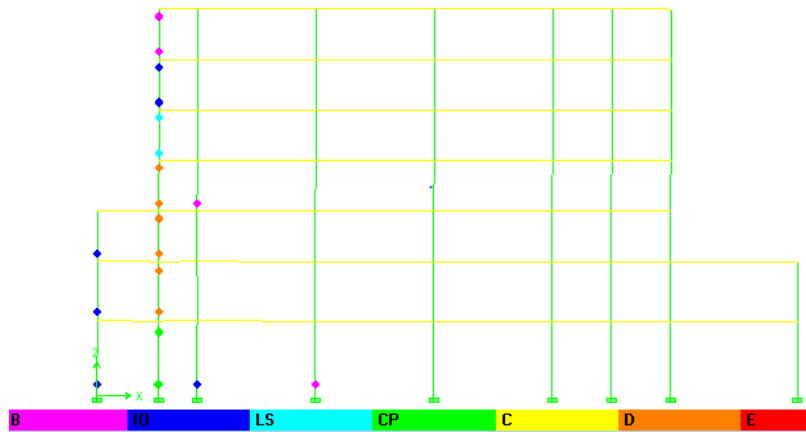
Langkah selanjutnya pada pembahasan ini adalah menganalisis level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dengan menggunakan *software* ETAB's versi 9.6. Analisis ini dilakukan untuk mengetahui seberapa besar tingkat kinerja struktur yang diteliti dan dapat diketahui kemungkinan letak kerusakan pada setiap komponen struktur. Analisis secara lengkap dan terperinci dapat diuraikan sebagai berikut ini.

5.2 Simulasi Perkuatan Elemen Kolom Struktur

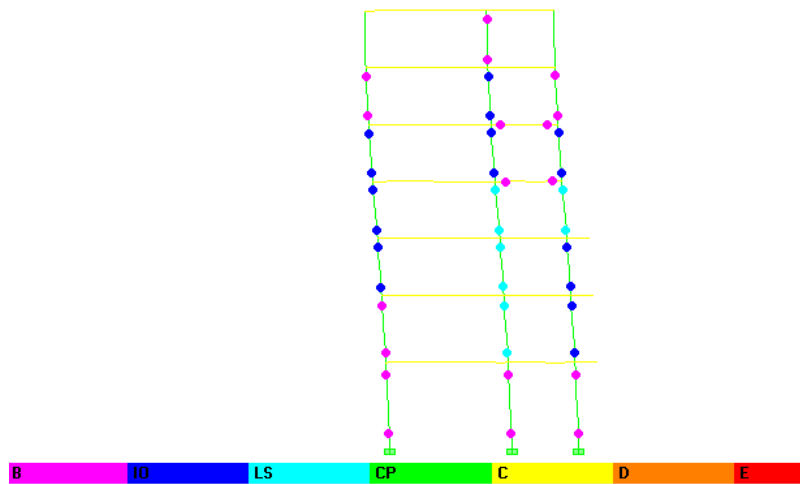
Sebelum menentukan kolom yang dilakukan perkuatan dengan perbesaran dimensi kolom, maka sebelumnya dilakukan pengecekan letak sendi plastis pada hasil analisis *pushover* pada Hotel Inna Garuda *Extention* yang sebelum dilakukan perkuatan.



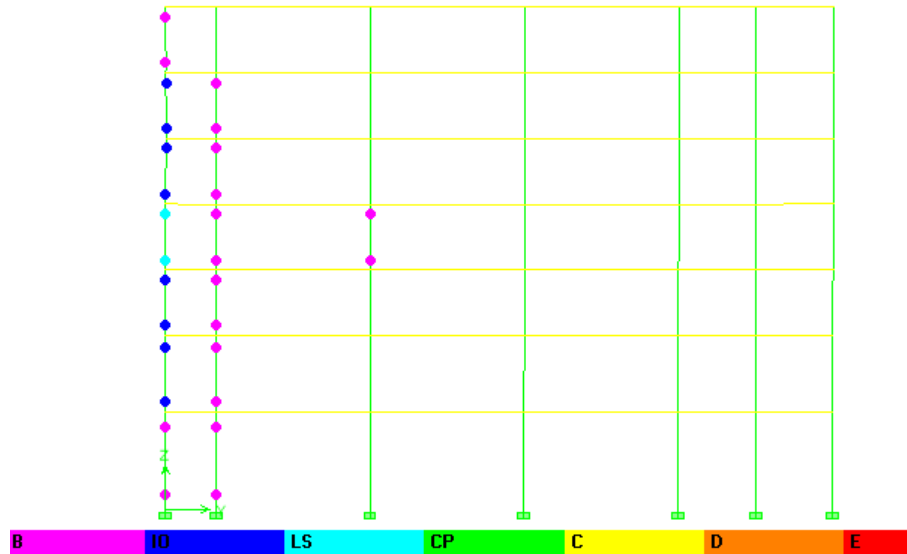
Gambar 5.1 Letak sendi plastis pada step 72 *pushover* arah x utara ke selatan



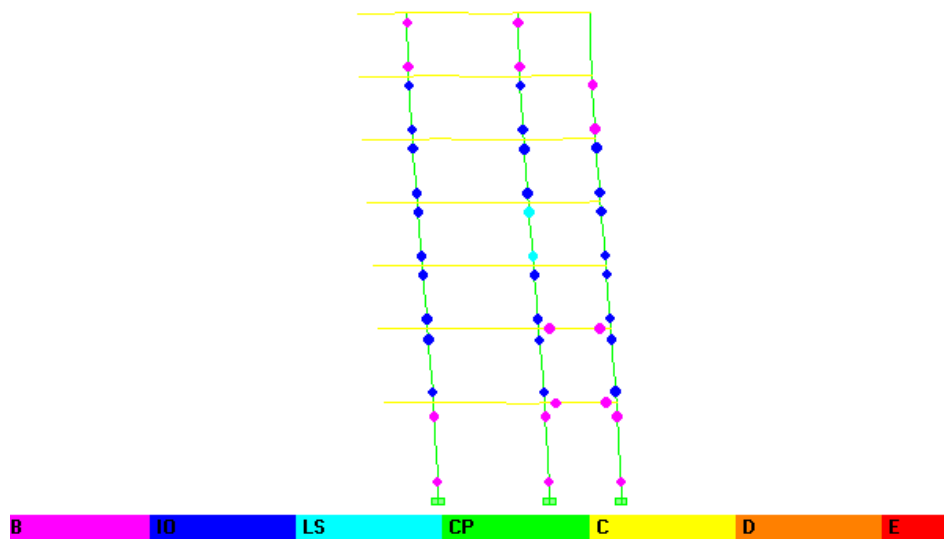
Gambar 5.2 Letak sendi plastis pada step 72 portal 6 *pushover* arah x utara ke selatan



Gambar 5.3 Letak sendi plastis pada step 19 portal a' *pushover* arah x selatan ke utara



Gambar 5.4 Letak sendi plastis pada step 4 portal h *pushover* arah y barat ke timur

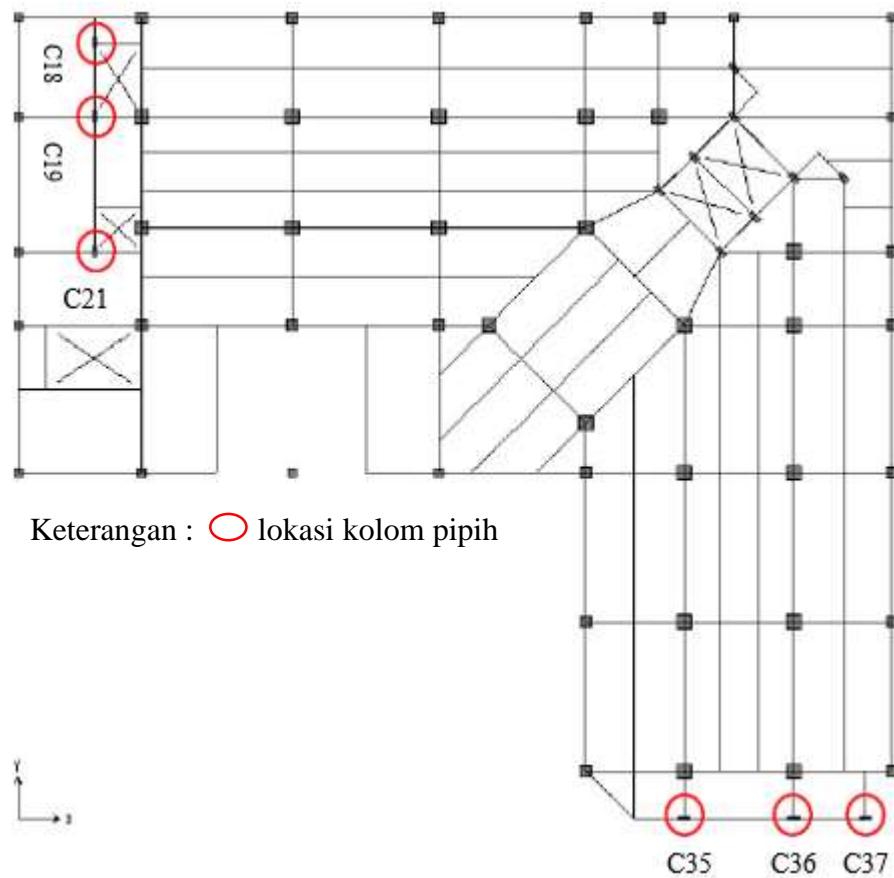


Gambar 5.5 Letak sendi plastis pada step 5 portal 0' *pushover* arah y timur ke barat

Pada Gambar 5.1 sampai dengan Gambar 5.5 kerusakan elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention* banyak terjadi dielemen struktur kolom terutama pada elemen kolom pipih yang berdimensi 50 x 15 cm. Pada Gambar 5.1 *pushover* arah X utara ke selatan terlihat elemen kolom pipih berada dibagian ujung bangunan sudah dalam kondisi berwarna merah yaitu keruntuhan akhir. Pada Gambar 5.3 *pushover* arah selatan ke utara menampilkan semua elemen kolom pipih pada portal A'. Pada Gambar 5.3 tersebut dapat dilihat bahwa kolom pipih mengalami kerusakan yang beragam mulai dari yang paling ringan yang ditunjukkan dengan

warna ungu sampa dengan melewati kondisi IO. Begitu pula pada Gambar 5.5 dapat dilihat pada portal 0' menampilkan semua elemen kolom pipih *pushover* arah Y timur ke barat. Pada gambar tersebut dapat dilihat kolom pipih mengalami kerusakan yang beragam mulai dari rusak ringan yang ditandai sampai dengan kerusakan yang telah melewati kondisi IO. Pada Gambar 5.2 dan 5.4 dapat dilihat elemen struktur kolom yang mengalami kerusakan hanya pada elemen struktur kolom pipih sedangkan kolom yang lain masih dalam kondisi eksisting tanpa kerusakan.

Dari letak sendi plastis bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* diatas maka untuk perkuatan elemen struktur dilakukan pada elemen struktur kolom pipih, yang mana bagian struktur kolom pipih tersebut banyak mengalami kerusakan baik kerusakan ringan sampai dengan keruntuhan akhir. Letak kolom pipih pada denah struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 5.6 Titik kerusakan pada kolom pipih

Perkuatan pada kolom pipih dilakukan secara bertahap. Perkuatan dilakukan dengan metode *concrete jacketing* atau penambahan dimensi kolom. Penambahan dimensi kolom pada kolom pipih dilakukan secara sentris agar tidak merubah titik as pada kolom tersebut. Berikut ditampilkan dalam tabel penambahan dimensi kolom pipih pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention*.

Tabel 5.1 Penambahan dimensi pada kolom pipih

(a). Penambahan dimensi 33% pada lebar kolom

TIPE KOLOM	AWAL					BARU									
	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	TIPE KOLOM	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	A (CM)	LUAS KOLOM (CM)	RASIO (ρ)	KET
KJ	50	X	15	1,9	10	KJ-P1	50	X	20	1,9	12	34,023	1000	3,4023	OK

(b). Penambahan dimensi 70% pada lebar kolom

TIPE KOLOM	AWAL					BARU									
	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	TIPE KOLOM	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	LUAS TUL (CM)	LUAS KOLOM (CM)	RASIO (ρ)	KET
KJ	50	X	15	1,9	10	KJ-P2	50	X	25	1,9	14	39,694	1250	3,1755	OK

(c). Penambahan dimensi 100% pada lebar kolom

TIPE KOLOM	AWAL					BARU									
	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	TIPE KOLOM	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	LUAS TUL (CM)	LUAS KOLOM (CM)	RASIO (ρ)	KET
KJ	50	X	15	1,9	10	KJ-P3	50	X	30	1,9	16	45,365	1500	3,0243	OK

Tabel 5.1 Penambahan dimensi pada kolom pipih (laanjutan)

(d). Penambahan dimensi 70 % dilebar kolom diikuti dengan penambahan dimensi dengan jumlah yang sama pada tinggi kolom

TIPE KOLOM	AWAL					BARU									
	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	TIPE KOLOM	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	LUAS TUL (CM)	LUAS KOLOM (CM)	RASIO (ρ)	KET
KJ	50	X	15	1,9	10	KJ-P4	60	X	25	1,9	16	45,365	1500	3,0243	OK

(e). Penambahan dimensi 100 % dilebar kolom diikuti dengan penambahan dimensi dengan jumlah yang sama pada tinggi kolom

TIPE KOLOM	AWAL					BARU									
	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	TIPE KOLOM	DIMENSI (CM)			DIAMETER (CM)	N	LUAS TUL (CM)	LUAS KOLOM (CM)	RASIO (ρ)	KET
KJ	50	X	15	1,9	10	KJ-P5	65	X	30	1,9	16	45,365	1950	2,3264	OK

Dari Tabel 5.2 diatas dapat dilihat penambahan dimensi kolom dimulai dari penambahan sebanyak 33% pada sisi kolom yang lemah, yaitu lebarnya sampai dengan penambahan 100% pada lebar kolom diikuti dengan penambahan dimensi pada tinggi dengan jumlah yang sama pada lebar kolom. Penambahan dimensi ini juga diikuti dengan penambahan jumlah tulangan pada kolom pipih tersebut. Penambahan jumlah tulangan dibatasi dengan rasio (ρ) tulangan minimal 1% seperti yang telah disebutkan dalam batasan masalah pada bab I. Dari hasil penambahan dimensi kolom yang diikuti dengan penambahan tulangan semua mulai dari penambahan dimensi sebanyak 33% sampai dengan 100% semua memenuhi persyaratan rasio tulangan kolom minimal 1%. Sehingga dapat dilanjutkan untuk analisis *pushover*.

5.3 Perhitungan Pembebanan Gempa Linier Statik Ekuivalen

Analisis linier statik ekuivalen dilakukan untuk mengetahui kekuatan struktur pada kondisi linier. Dalam penelitian ini digunakan obyek penelitian Hotel Inna Garuda Extention dengan fungsi bangunan adalah perhotelan. Lokasi hotel yang berada di Jalan Malioboro no 60 Yogyakarta mempunyai kondisi jenis tanah sedang. Dalam perencanaan hotel tersebut ditetapkan mutu bahan yang digunakan yaitu untuk mutu beton adalah K-225 yang setara dengan $f'c = 19,04$ MPa dan mutu baja untuk ulir $f_y = 400$ MPa, sedangkan untuk baja polos $f_{ys} = 240$ MPa.

5.3.1 Analisis Spektrum Respon Desain Seismik

Setiap bangunan memiliki kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai dengan standar SNI 1726-2012 tentang kegempaan. Pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* yang bertempat di Malioboro yogyakarta ini mempunyai jenis pemanfaatan bangunan gedung apartemen atau rumah susun, sehingga sesuai dengan Tabel 3.2 dan Tabel 3.3 bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* masuk dalam katagorii resiko bangunan II (dua) dengan nilai faktor keutamaan gempa I sebesar 1,00.

Perhitungan pembebanan gempa pada Hotel Inna Garuda *Extention* dapat dihitung menggunakan langkah-langkah sebagai berikut ini.

1. Menentukan parameter percepatan batuan dasar, yaitu S_s (pada periode pendek) dan S_1 (pada periode 1 detik).

Mengacu pada peta gempa Indonesia dalam SNI 1726 2012, diketahui nilai S_s dan S_1 berikut:

$$S_s = 1,188 \quad (\text{Gambar 3.5})$$

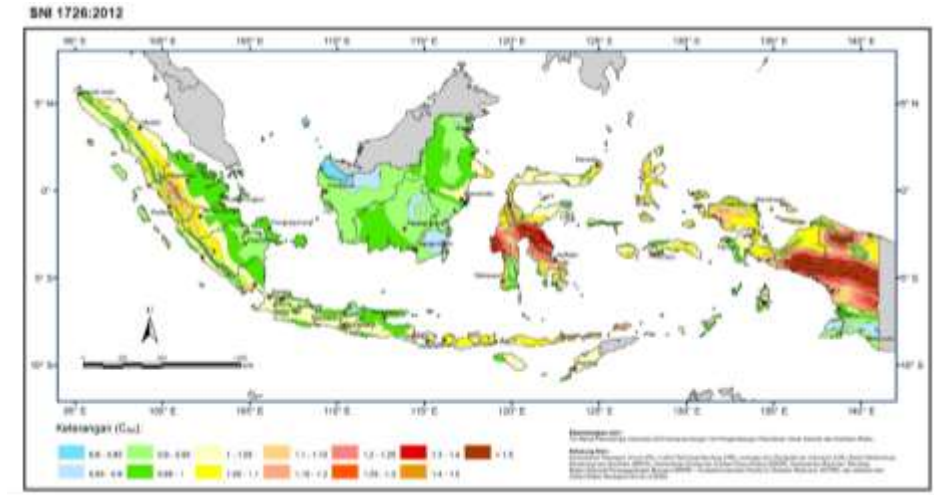
$$S_1 = 0,438 \quad (\text{Gambar 3.6})$$

2. Menentukan koefisien situs (*Site coefficient*), F_a dan F_v untuk wilayah yang ditinjau. Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik (F_a dan F_v) pada periode 0,2 detik dan 1 detik. F_a adalah faktor amplifikasi periode pendek 0,2 detik dan F_v adalah faktor amplifikasi periode 1 detik. Faktor amplifikasi F_a dan F_v sesuai paada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 yang dijelaskan pada bab III. Dari Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 maka diketahui nilai F_a dan F_v berikut :

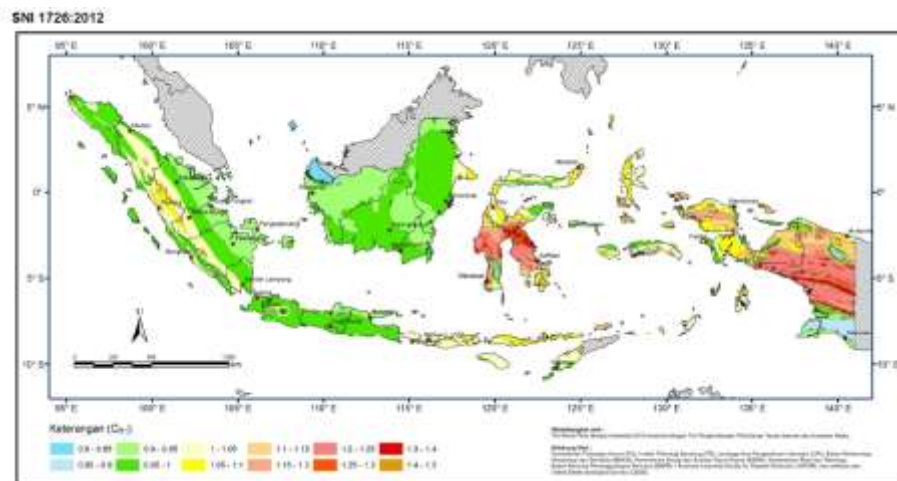
$$F_a = 1,025$$

$$F_v = 1,562$$

- Menentukan nilai koefisien respon spektrum (C_{rs}) periode pendek 0,2 dt dan periode panjang 1,0 dt.



Gambar 5.7 Koefisien C_{rs} (untuk periode pendek 0,2 dt)



Gambar 5.8 Koefisien C_{rs} (untuk periode panjang 1,0 dt)

Berdasarkan Gambar 5.7 dan Gambar 5.8 di atas maka diketahui nilai C_{rs} 0,2 dt dan C_{rs} 1,0 dt berikut :

$$C_{rs} \text{ 0,2 dt} = 0,95$$

$$C_{rs} \text{ 1,0 dt} = 1$$

- Spektrum respon percepatan di permukaan.

Setelah mendapatkan nilai S_s , F_a , S_I F_v dan C_{rs} , maka dihitung nilai S_Ms dan S_{M_I} .

$$S_{M_s} = F_a \cdot S_s$$

$$= 1,025 \cdot 1,188$$

$$= 1,2177$$

$$SM_I = F_v \cdot S_I$$

$$= 1,562 \cdot 0,438$$

$$= 0,684156$$

5. Spektrum respon desain.

$$S_{ds} = \frac{2}{3} SM_s \cdot C_{rs} 0,2 \text{ dt}$$

$$= \frac{2}{3} 1,2177 \cdot 0,95$$

$$= 0,77$$

$$S_{dI} = \frac{2}{3} SM_I \cdot C_{rs} 1,0 \text{ dt}$$

$$= \frac{2}{3} 0,684156 \cdot 1$$

$$= 0,46$$

6. Waktu getar alami struktur (T).

Waktu getar alami struktur (T) dihitung untuk digunakan pada perhitungan nilai S_a .

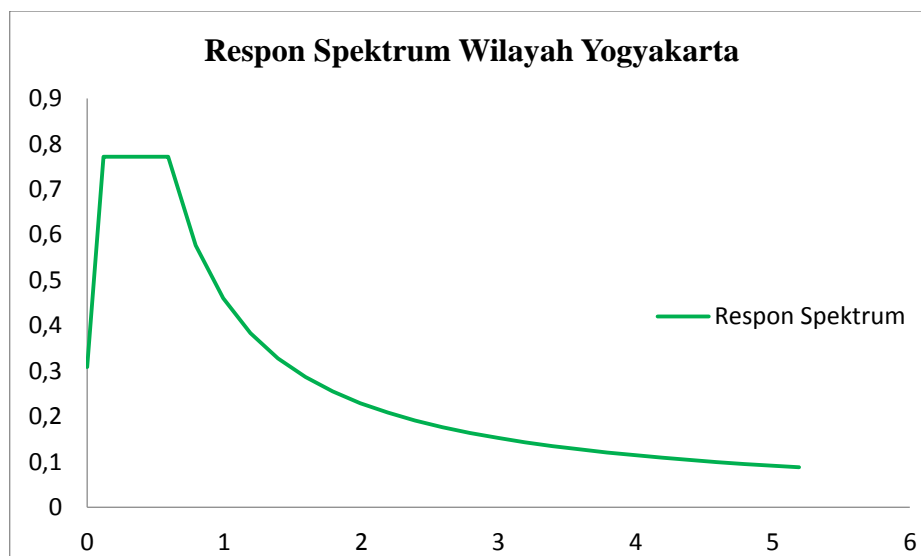
$$\text{Tinggi total } (H) = 26 \text{ m}$$

$$T = 0,0466 \cdot H^{0,9}$$

$$= 0,0466 \cdot 26^{0,9}$$

$$= 0,8747 \text{ dt}$$

Dari hasil analisis di atas maka dapat dibuat grafik respon spektrum yang dapat dilihat di Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Respons spektra hasil desain untuk wilayah Yogyakarta, tanah sedang

5.3.2 Faktor Modifikasi Respon (R)

Struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* menggunakan beton bertulang dengan sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SPRMK). Dalam SNI 03-1726-2012 koefisien modifikasi respon (R) untuk SPRMK mempunyai nilai 8. Mengacu pada Tabel 3.11 batasan sistem struktur dan tinggi stuktur bangunan dengan sistem rangka SRPMK dan kategori resiko desain seismik “D” didapat hasil “TB” atau tidak dibatasi.

5.3.3 Waktu Getar Alami Strukturu (T)

Periode getar T adalah waktu yang diperlukan untuk menempuh suatu putaran lengkap dari suatu getaran ketika terganggu dari posisi keseimbangan statis dan kembali ke posisi aslinya. Dari pemodelan struktur *open frame* pada objek penelitian Hotel Inna Garuda *Extention* dengan tumpuan jepit di fondasi diperoleh waktu getar alami struktur (T) dan frekuensi (f) pada setiap mode (ragam getaran) seperti yang ditabelkan pada Tabel 5.3

Tabel 5.2 Waktu getar alami (T) dan frekuensi (F)

Mode	Kolom Eksisting		Kolom KJ-P1		Kolom KJ-P2	
	Period (dt)	Frekuensi (siklus/dt)	Period (dt)	Frekuensi (siklus/dt)	Period (dt)	Frekuensi (siklus/dt)
1	1,56505	0,63896	1,55663	0,64241	1,54952	0,64536
2	1,5053	0,66432	1,49732	0,66786	1,49006	0,67111
3	1,36353	0,73339	1,35521	0,73789	1,34778	0,74196
4	0,55439	1,80377	0,55101	1,81484	0,54828	1,82387
5	0,54359	1,83963	0,5418	1,84569	0,54009	1,85154
6	0,4927	2,02962	0,49123	2,03572	0,48964	2,04231
7	0,30051	3,32773	0,2998	3,33552	0,29912	3,34316
8	0,29647	3,37308	0,29506	3,38915	0,29391	3,40238
9	0,27307	3,66213	0,27226	3,67301	0,27142	3,6843
10	0,19904	5,02412	0,19861	5,03499	0,19816	5,04643
11	0,19793	5,05239	0,19672	5,08332	0,19571	5,10971
12	0,18262	5,47588	0,18215	5,49007	0,18161	5,50637

Tabel 5.2 Waktu getar alami (T) dan frekuensi (F) (lanjutan)

Mode	Kolom KJ-P3		Kolom KJ-P4		Kolom KJ-P5	
	Period (dt)	Frekuensi (siklus/dt)	Period (dt)	Frekuensi (siklus/dt)	Period (dt)	Frekuensi (siklus/dt)
1	1,54344	0,64791	1,53815	0,65013	1,52747	0,65468
2	1,48336	0,67415	1,47897	0,67615	1,46781	0,68129
3	1,34116	0,74562	1,33421	0,74951	1,32045	0,75732
4	0,54598	1,83159	0,54341	1,84023	0,53974	1,85273
5	0,53847	1,85712	0,53584	1,86622	0,53098	1,88333
6	0,48798	2,04928	0,48777	2,05045	0,48458	2,06365
7	0,29845	3,35063	0,29808	3,35483	0,29677	3,3696
8	0,29293	3,41375	0,29106	3,43572	0,28872	3,46355
9	0,27057	3,69585	0,26999	3,7039	0,26803	3,73093
10	0,1977	5,0583	0,19741	5,0656	0,19642	5,09103
11	0,19482	5,13284	0,19298	5,18188	0,19075	5,24241
12	0,18101	5,52443	0,18067	5,53501	0,17916	5,5817

Dari tabel diatas dapat dilihat nilai waktu getar alami dan frekuensi bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* berdasarkan hasil simulasi kolom. Nilai T pada tabel diatas memiliki perbedaan yang tidak signifikan antara kondisi eksisting dengan kondisi kolom pipih yang sudah diperbesar. Waktu getar alami suatu struktur yang mana istilah “alami” tersebut digunakan untuk menggambarkan setiap getaran , guna menekankan fakta bahwa hal tersebut merupakan properti alami dari struktur yang dipengaruhi oleh massa dan kekakuan yang bergetar secara bebas tanpa adanya gaya luar.

Dari Tabel 5.2 diatas dapat dilihat adanya perubahan periode getar struktur walaupun tidak signifikan. Hal ini dikarenakan penambahan dimensi struktur. Semakin besar penambahan dimensi struktur maka semakin besar pula massa struktur bangun tersebut dan semakin kecil periode waktu getar alami struktur karena mengalami penambahan massa.

5.3.4 Gaya Geser Dasar

Untuk menentukan nilai C_s menggunakan Pers 3.13 yang telah dijabarkan pada bab III. Contoh perhitungan di bawah ini mengambil contoh hasil perhitungan simulasi kolom KJ-P2. Dengan nilai I adalah 1 sesuai dengan pembahasan yang

telah dibahas sebelumnya. Sedangkan R adalah 8 sesuai dengan pembahasn pada sub bab sebelumnya.

$$C_s = \frac{S_{DS} \cdot I}{R}$$

$$= \frac{0,77 \cdot 1}{8,0}$$

$$= 0,09640125$$

$$C_{supper\ bound} : C_s = \frac{0,77 \cdot I}{T \cdot R}$$

$$= \frac{0,816 \cdot 1}{1,224588 \cdot 8,0}$$

$$= 0,046556886$$

$$C_{s\ lower\ bound} : C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0,01$$

$$= 0,044 \cdot 0,77 \cdot 1 \geq 0,01$$

$$= 0,03393324$$

Sesuai dengan persyaratan yang telah dijabarkan pada Pers 3.13 sampa dengan Pers.3.15 maka C_s yang dipakai adalah 0,046556886

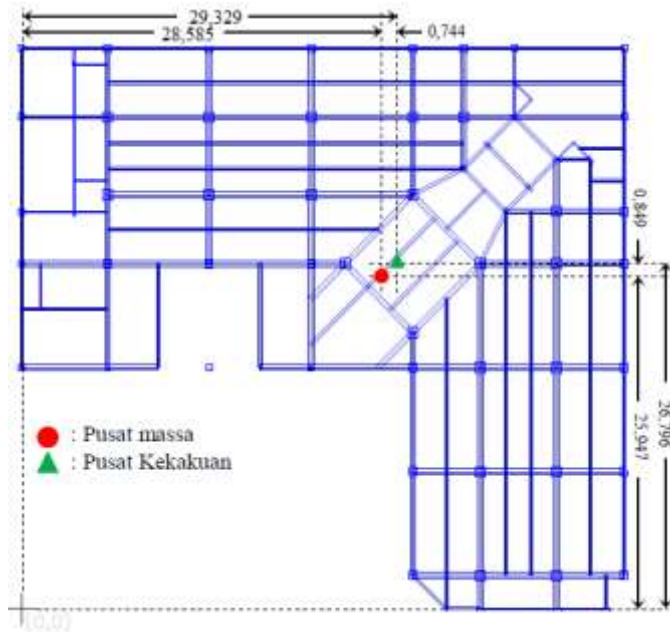
5.3.5 Titik Pusat Massa dan Titik Pusat Kekakuan

Titik pusat massa dan titik pusat kekakuan setiap lantai Bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dapat diketahui dari hasil *running* program ETAB's. Titik pusat massa digunakan untuk meletakkan beban lateral *pushover*. Untuk letak titik pusat massa dan pusat kekuan pada setiap simulasi perbesaran dimensi adalah sama dengan letak titik pusat massa dan titik pusat kekakuan pada saat sebelum diperbesar dimensi kolom. Letak titik pusat massa dan pusat kekakuan dapat dilihat pada Tabel 5.3 dan Gambar 5.10 sampai dengan 5.16.

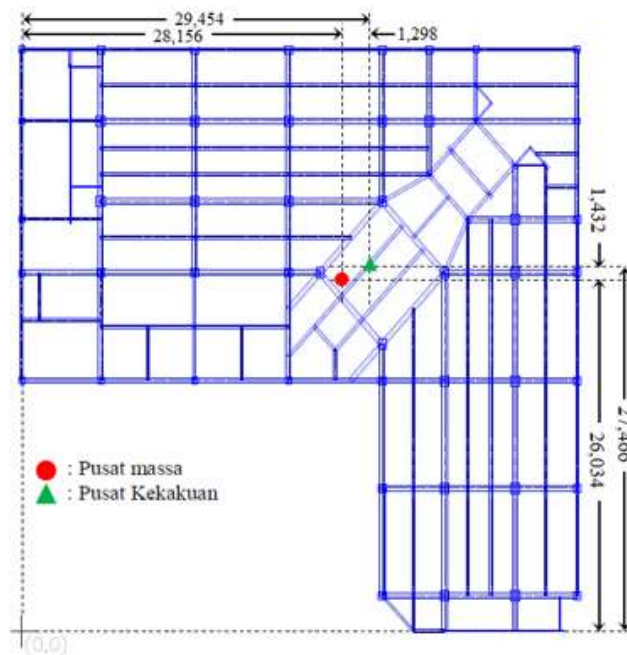
Tabel 5.3 Titik pusat massa, titik pusat kekakuan dan eksentrisitas

Lantai	Pusat Massa (m)		Pusat Kekakuan (m)		Eksentrisitas (m)	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	28,585	25,947	29,329	26,796	0,744	0,849
2	28,156	26,034	29,454	27,466	1,298	1,432
3	27,642	25,988	29,385	27,561	1,743	1,573
4	30,086	25,637	29,639	27,405	-0,45	1,768
5	30,112	25,581	29,991	27,288	-0,12	1,707
6	30,152	25,572	30,32	27,19	0,168	1,618
Atap	29,841	26,215	30,54	27,112	0,699	0,897

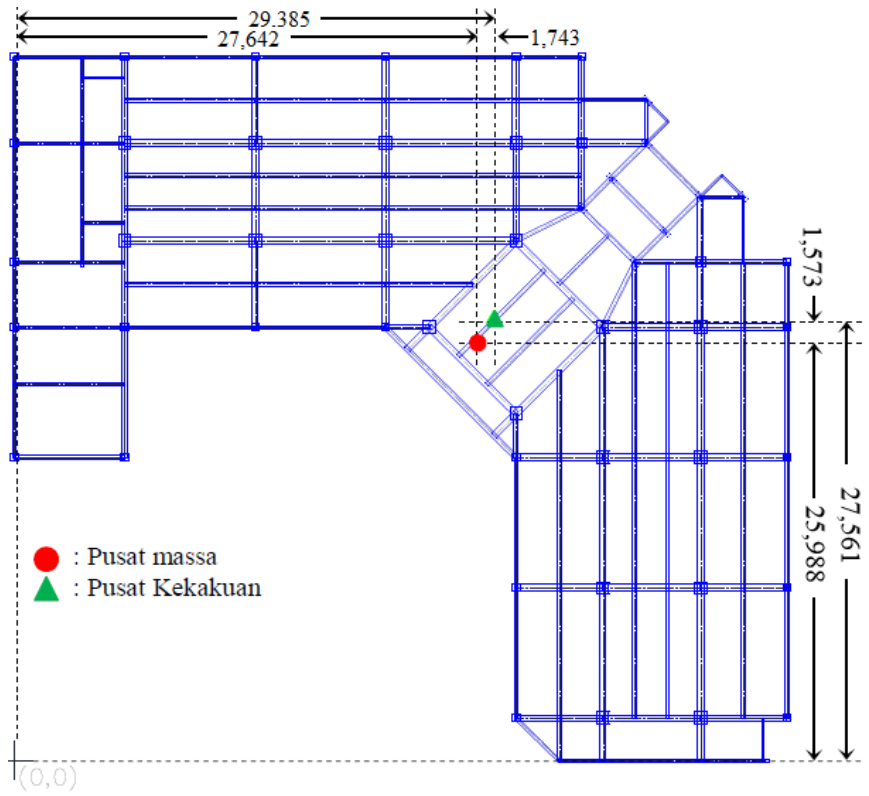
Nilai eksentrisitas bangunan pada Tabel di atas diperoleh dari selisih antara pusat kekakuan dengan pusat massa. Adanya nilai eksentrisitas bangunan disebabkan oleh adanya beban grafitasi yang tidak simetris, sehingga nilai titik pusat massa dan titik pusat kekakuan berbeda. Letak titik pusat massa, letak titik pusat kekakuan dan eksentrisitas dapat dilihat pada Gambar 5.10 sampai dengan 5.16 di bawah ini.



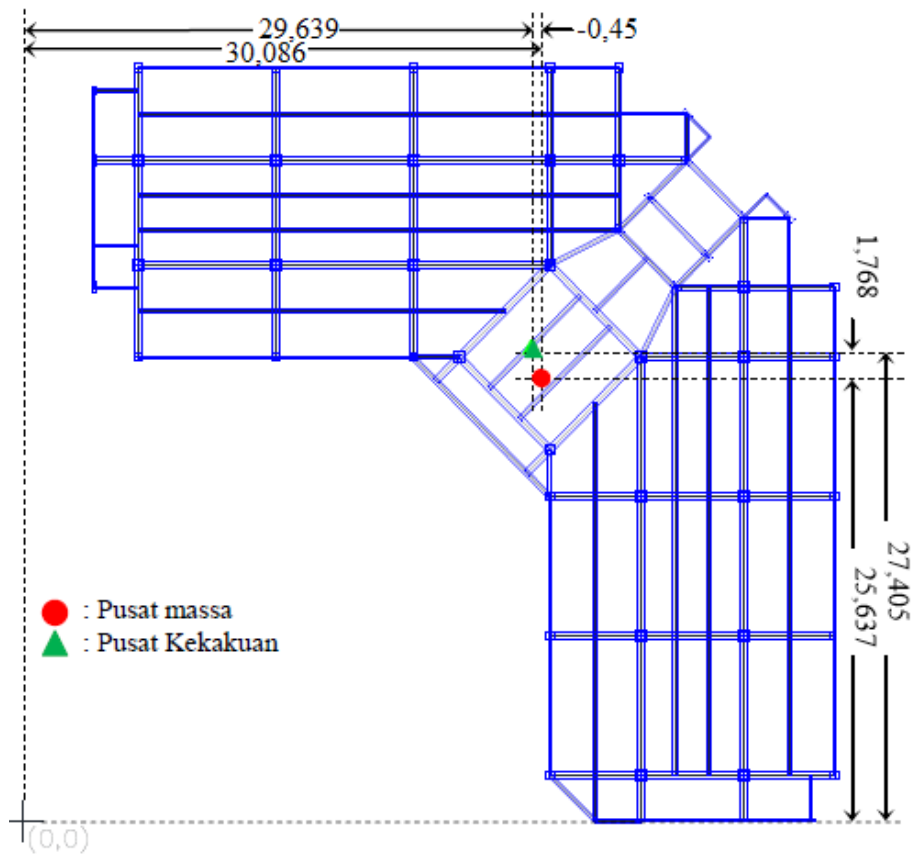
Gambar 5.10 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 1



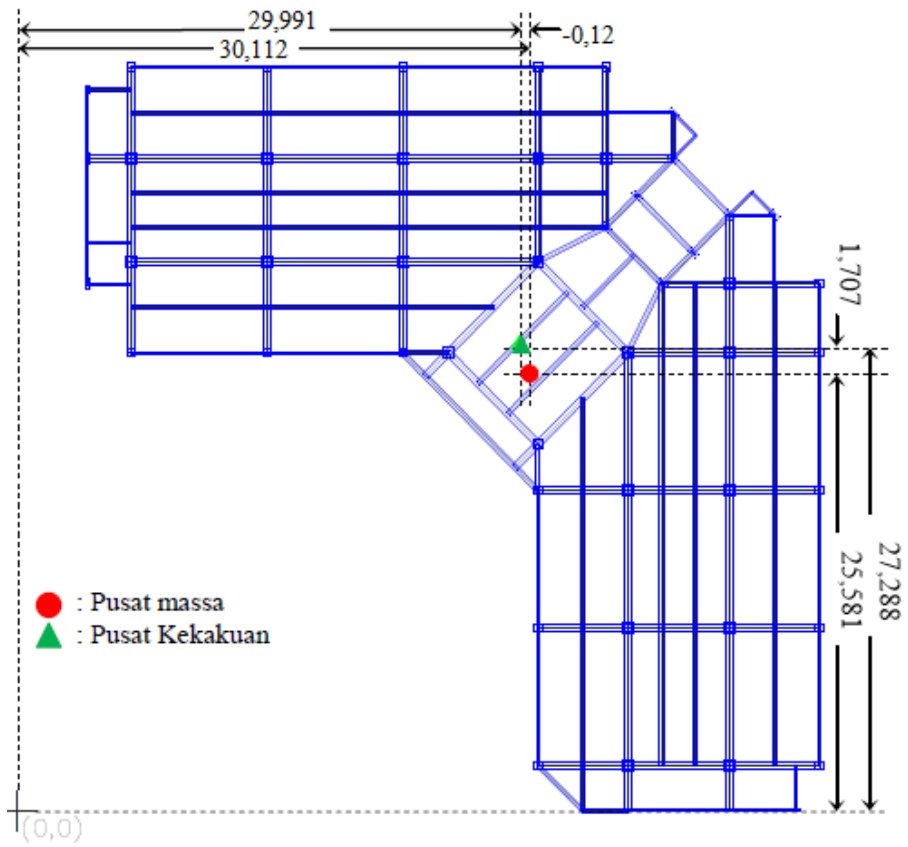
Gambar 5.11 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 2



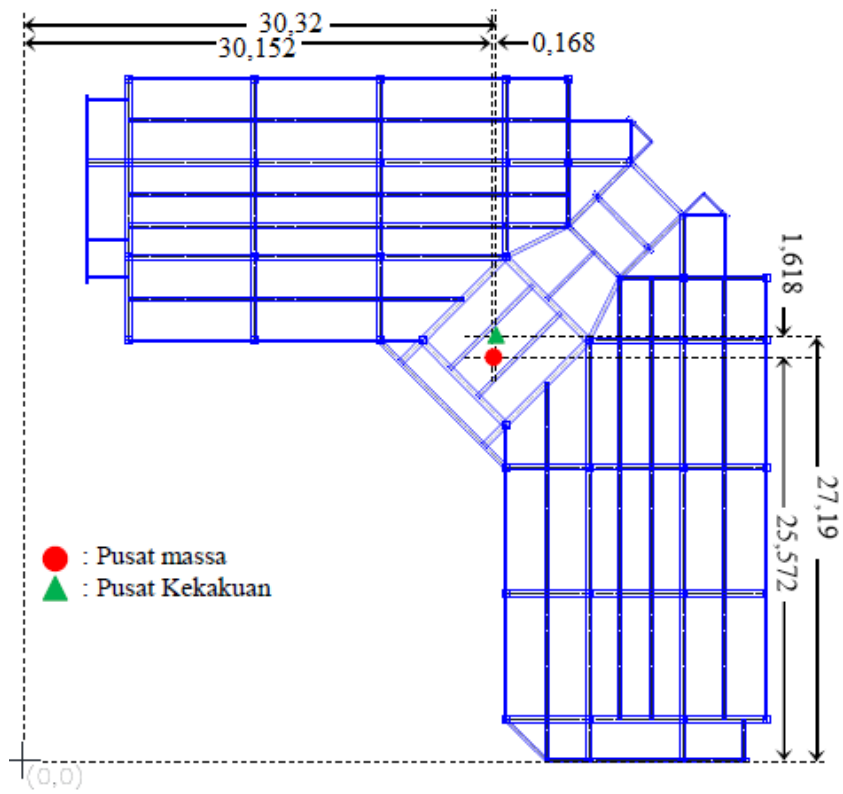
Gambar 5.12 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 3



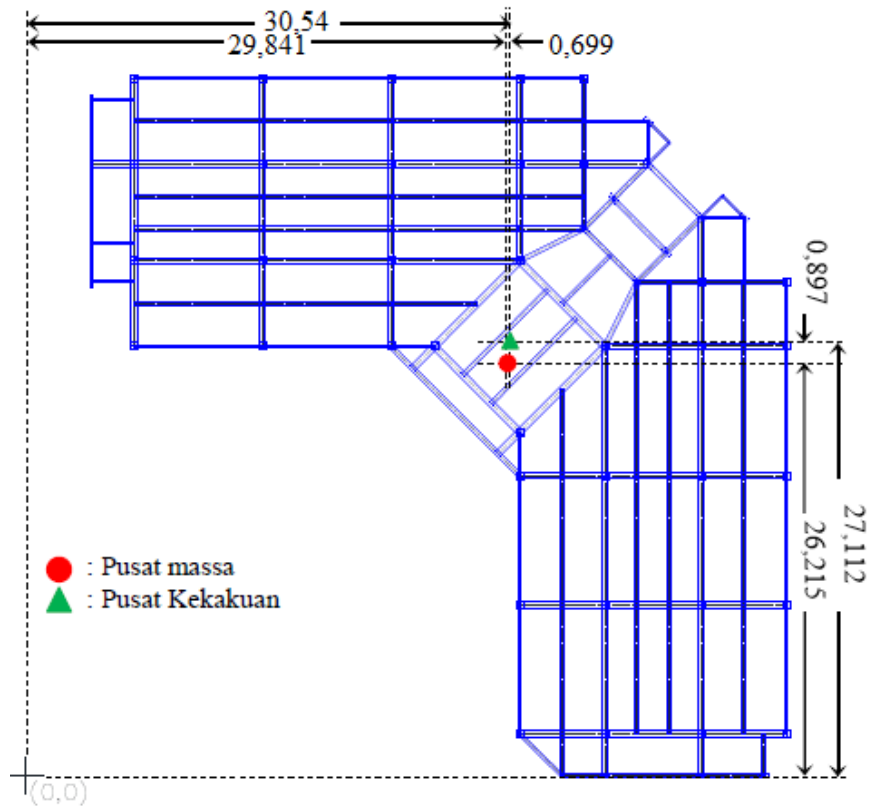
Gambar 5.13 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 4



Gambar 5.14 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 5



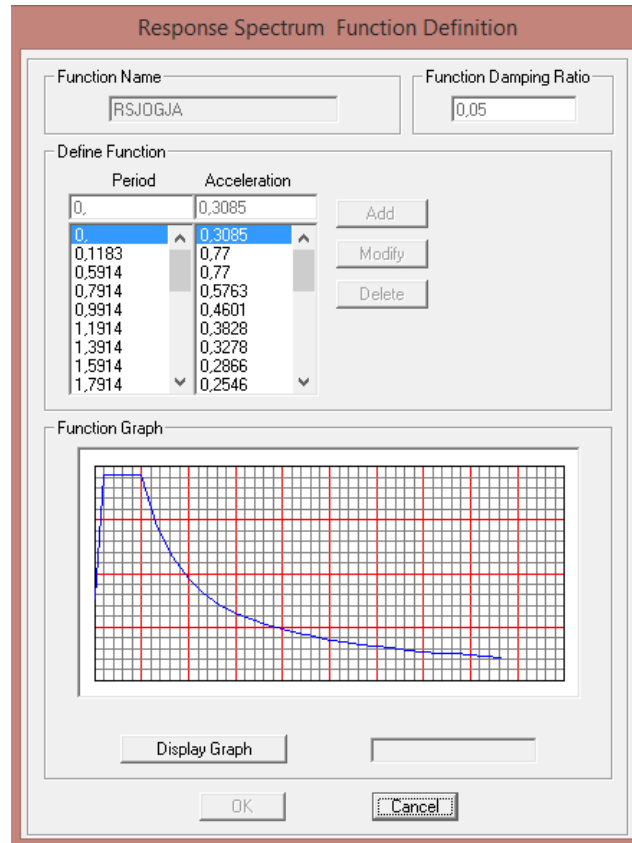
Gambar 5.15 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai 6



Gambar 5.16 Denah pusat massa dan pusat kekakuan struktur lantai Atap

5.4 Analisis Gempa Dinamik Respon Spektrum

Analisis dinamik yang digunakan pada penelitian ini adalah analisis dinamik respon spektrum yang disesuaikan dengan peraturan pembebanan gempa SNI 1726 2012. Nilai parameter yang digunakan untuk membuat grafik respon spektrum sama dengan nilai parameter yang digunakan pada analisis gempa statik linier ekivaivalen di sub bab sebelumnya. Analisis beban gempa dinamik respon spektrum dimasukkan dalam program ETAB'S V. 9.6 seperti yang terlihat pada Gambar 5.17, begitu juga untuk pemodelannya.



Gambar 5.17 Kurva spektrum respon pada program ETAB's

5.4.1 Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal 7.9.1 analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa (*mass participating ratio*) minimal 90% dari massa aktual masing-masing arah horisontal orthogonal dari respons yang ditinjau. Pada Tabel 5.4 dan Tabel 5.5 dapat dilihat bahwa nilai partisipasi massa untuk arah x dan arah y pada semua simulasi perbesaran dimensi kolom pada mode ke 5 sudah melebihi 90%. Untuk simulasi KJ-P4 pada mode ke 4 arah y sudah melebihi 90%.

Tabel 5.4 Partisipasi massa pemodelan Eksisting, KJ-P1 dan KJ-P2

Mode	Kolom Eksisting		Kolom KJ-P1		Kolom KJ-P2	
	Partisipasi Massa (%)		Partisipasi Massa (%)		Partisipasi Massa (%)	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	66,6932	5,3353	66,7064	6,6085	66,9457	7,279
2	69,9713	79,9779	71,3871	80,3624	72,4821	80,5702
3	81,412	81,0108	81,4355	81,0551	81,4544	81,0894
4	81,6039	88,491	81,4686	89,1708	81,4581	89,6529
5	91,19	89,8427	91,3245	89,9643	91,4386	90,0518

Tabel 5.4 Partisipasi massa pemodelan Eksisting, KJ-P1 dan KJ-P2

Mode	Kolom Eksisting		Kolom KJ-P1		Kolom KJ-P2	
	Partisipasi Massa (%)		Partisipasi Massa (%)		Partisipasi Massa (%)	
	X	Y	X	Y	X	Y
6	92,8657	92,8621	92,8714	92,8695	92,8715	92,8745
7	94,7902	94,5184	94,7892	94,5348	94,8094	94,5244
8	95,9738	95,8734	96,033	95,9249	96,0812	95,9613
9	96,4401	96,4194	96,4493	96,4307	96,4555	96,4407
10	97,4046	97,4161	97,4336	97,3991	97,4544	97,387
11	98,1013	98,0506	98,1326	98,0778	98,1605	98,0998
12	98,4296	98,3884	98,4315	98,3904	98,4321	98,3918

Tabel 5.5 Partisipasi massa pemodelan KJ-P3, KJ-P4 dan KJ-P5

Mode	Kolom KJ-P3		Kolom KJ-P4		Kolom KJ-P5	
	Partisipasi Massa (%)		Partisipasi Massa (%)		Partisipasi Massa (%)	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	67,4505	7,4743	65,5712	10,6745	65,7712	11,6193
2	73,3654	80,6799	75,2301	81,0433	76,9379	81,1144
3	81,4701	81,1139	81,4562	81,1051	81,4545	81,1145
4	81,5467	89,9485	82,6386	90,1653	84,2842	89,2829
5	91,5356	90,1085	91,7155	90,3871	91,9509	90,6512
6	92,8668	92,8762	92,8621	92,8662	92,8388	92,8504
7	94,8417	94,496	94,7783	94,5501	94,7987	94,5081
8	96,1198	95,9857	96,2055	96,0889	96,294	96,1748
9	96,4588	96,4488	96,4613	96,4471	96,4584	96,4496
10	97,4748	97,3718	97,4675	97,3773	97,486	97,3511
11	98,1842	98,1164	98,2436	98,1807	98,3113	98,2461
12	98,4313	98,3922	98,4299	98,3895	98,422	98,383

Pada pasal 7.9.2 SNI 1726 2012 nilai respon spektrum harus dikoreksi dengan cara dikalikan dengan faktor ($I.g/R$) dimana I adalah faktor keutamaan bangunan sebesar 1,0 dan R adalah faktor modifikasi respon (faktor reduksi) yang pada penelitian ini nilainya diambil 8,0, sedangkan g adalah nilai percepatan gravitasi bumi sebesar $9,81 \text{ m/s}^2$, sesuai dengan analisis pembebanan gempa di sub bab 5.3.

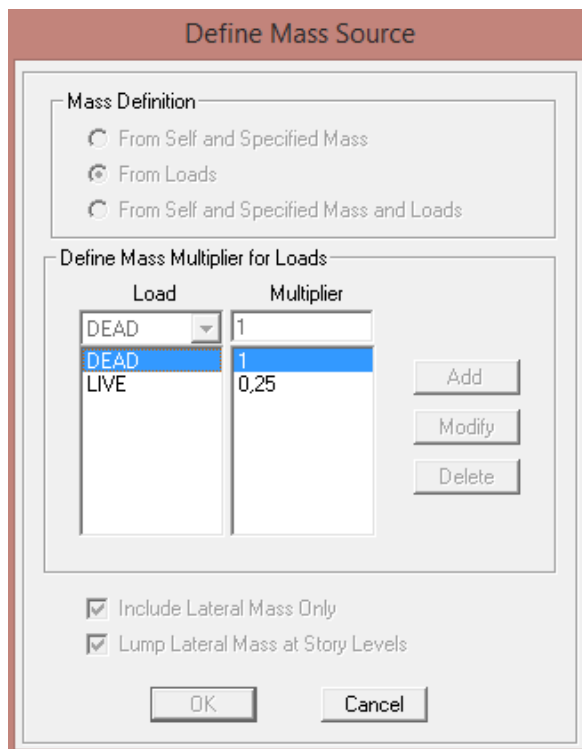
Nilai koreksi untuk arah utama, pembebanan gempa dianggap efektif 100% yaitu:

$$\frac{I}{R}g = \frac{1}{8} \cdot 9,81 = 1,226. \text{ Nilai koreksi untuk arah tegak lurus pada arah utama,}$$

$$\text{pembebanan gempa dianggap efektif 30% yaitu: } \frac{I}{R}g = \frac{1}{8} \cdot 9,81 \cdot 30\% = 0,368.$$

5.4.2 Sumber Massa

Sumber massa (*mass source*) dalam analisis beban gempa dinamik sangat berpengaruh, karena beban gempa dihitung berdasarkan berat mati bangunan ditambah beban hidup yang bekerja. Pada ETAB's *mass source* ditentukan melalui menu *Define* kemudian dipilih *Mass Source*. Kemudian pada kotak dialog dipilih opsi *From Load*, lalu pada kotak isian *Load*, dimasukkan beban mati (*DEAD*) dengan faktor pengali 1,0 dan beban hidup (*LIVE*) dengan faktor pengali sebesar 0,25. Kotak dialog *Mass Source* dapat dilihat pada Gambar 5.18.

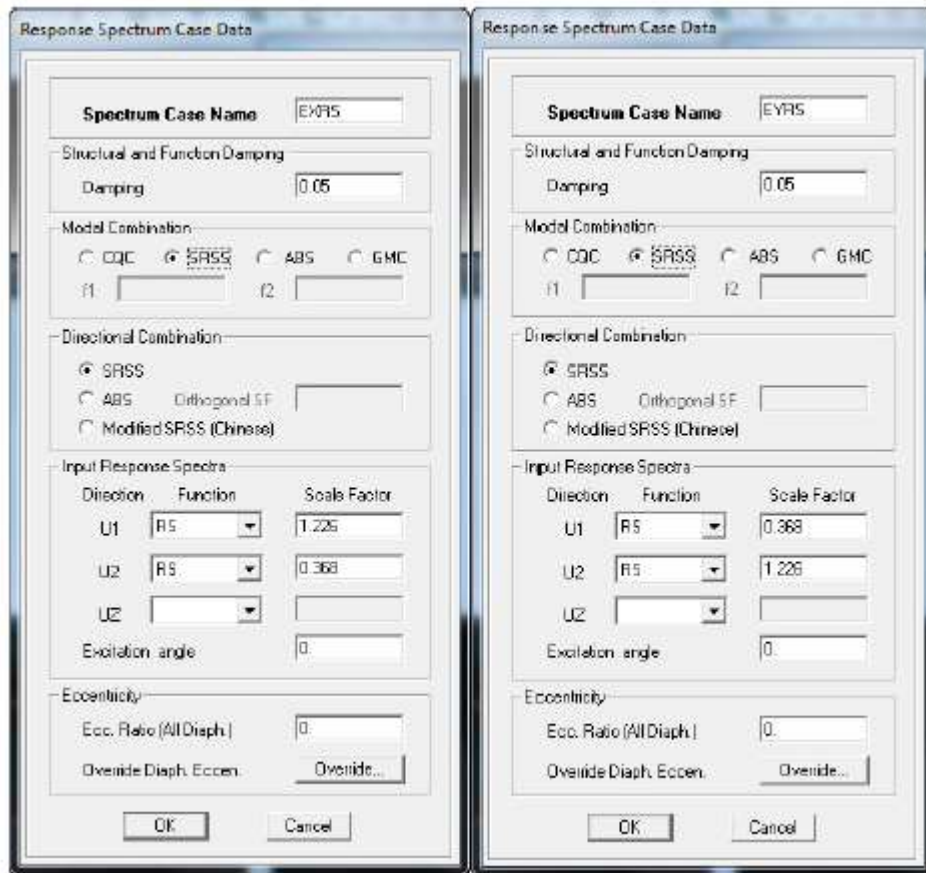


Gambar 5.18 Pengaturan *mass source*

5.4.3 Gaya Geser Dasar

Peraturan kegempaan SNI 03-1926-2012 pasal 7.9.4.1 menjelaskan bahwa bahwa gaya geser dasar respons ragam tidak boleh lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar gempa lateral ekuivalen, jika lebih kecil maka gaya respons ragam harus dikalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$. Dengan V adalah gaya geser dasar prosedur gaya lateral ekuivalen dan V_t adalah gaya geser dasar dari kombinasi ragam (respon spektrum). ETAB's secara otomatis akan menghitung gaya geser dasar atau reaksi total pada

tumpuan suatu model bangunan. Gambar 5.19 menampilkan hasil analisis V dan V_t dari ETAB's.



Gambar 5.19 Input data arah pembebanan gempa sebelum dikoreksi

Dari hasil *running* ETABS dapat diketahui gaya geser dasar statik (V) baik arah sumbu X dan sumbu Y nilainya dapat dilihat pada Tabel 5.6 di bawah ini.

Tabel 5.6 Gaya geser dasar sebelum dikoreksi pemodelan KJ-P5

Gaya Geser Dasar	Arah Pembebanan	
	X (kN)	Y (kN)
Statik Ekuivalen	4569,06	4568,97
Dinamik Respon Spektrum (RS)	2597,16	2818,13

Dari Tabel 5.6 di atas dapat dilihat nilai gaya geser dasar ragam nilainya lebih kecil dari $0,85V$ (3883,701) baik arah X maupun arah Y, sehingga diperlukan faktor skala dengan rumus $\frac{V}{V_t}$. Nilai faktor koreksi untuk arah X maupun Y dapat dilihat pada Tabel 5.6 dibawah ini.

Tabel 5.7 Faktor skala gata geser dasar pemodelan KJ-P5

Arah Gempa	0,85 statik (kN)	Dinamik (kN)	ket	Faktor skala
X	3883,701	2597,16	not ok	1,495365
Y	3883,625	2818,13	not ok	1,378086

Hasil akhir untuk faktor skala arah X setelah dikalikan dengan $\frac{I}{R}g$ adalah $1,495365 \times 1,226 = 1,834$ dan untuk arah sebaliknya adalah $30\% \times 1,834 = 0,5501$. Sedangkan Hasil akhir untuk faktor skala arah Y setelah dikalikan dengan $\frac{I}{R}g$ adalah $1,378086 \times 1,226 = 1,6898$ dan untuk arah sebaliknya adalah $30\% \times 1,6898 = 0,506963257$

5.4.4 Gaya Gempa Tiap Tingkat

Pada program ETAB's juga dapat menampilkan gaya gempa tiap tingkatnya. Setelah hasil perhitungan gaya geser dasar struktur bangunan sudah sesuai dengan syarat SNI 03-1726-2012 tersebut kemudian dimasukkan dalam program ETAB's, maka model di *running* kembali. Pada Tabel 5.8 dapat dilihat hasil gaya gempa tiap tingkat pada pemodelan eksisting KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5.

Tabel 5.8 Gaya gempa tiap tingkat

LANTAI	Eksisting		KJ-P2		KJ-P4		KJ-P5	
	Arah		Arah		Arah		Arah	
	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)
1	179,5464	179,5464	179,934	179,934	180,1161	180,1161	180,4611	180,4611
2	376,3987	376,3987	377,1217	377,1217	377,4575	377,4575	378,0998	378,0998
3	544,0686	544,0686	545,0866	545,0866	545,5614	545,5614	546,4688	546,4688
4	668,5511	668,5511	669,946	669,946	670,6006	670,6006	671,8444	671,8444
5	863,7778	863,7778	864,8131	864,8131	865,2732	865,2732	866,1879	866,1879
6	1074,295	1074,295	1074,692	1074,692	1074,878	1074,878	1075,231	1075,231
atap	766,7255	766,7255	767,0085	767,0085	767,1417	767,1417	767,3931	767,3931
Total	4473,36	4473,36	4478,6	4478,6	4481,03	4481,03	4485,69	4485,69

Dari tabel di atas dapat dilihat nilai gaya gempa tiap tingkat pada pemodelan eksisting, KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5 tidak memiliki perbedaan yang cukup signifikan hal ini dikarenakan penambahan dimensi hanya pada 6 buah

kolom pipih sehingga tidak mempengaruhi begitu signifikan terhadap berat bangunan.

5.5 Demand Capacity Ratio (DCR) Akibat Kombinasi Beban Dinamik

Untuk nilai DCR pada penelitian ini hanya menghitung nilai DCR pada elemen struktur kolom yang dilakukan perkuatan sesuai dengan kondisi perkuatan yang diberikan. Dari 5 model simulasi perkuatan pada kolom pipih yang dipilih untuk masuk dalam hitungan DCR adalah KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5 yang dianggap mewakili simulasi lainnya, sedangkan untuk kondisi eksisting telah dihitung yang digunakan sebagai pembanding.

5.5.1 Perhitungan Kapasitas Kolom

Dalam perhitungan kapasitas kolom diambil contoh perhitungan kolom C21 di lantai 1 pada simulasi pemodelan KJ-P5 dan hasil perhitungan kapasitas kolom yang lain dapat dilihat pada Lampiran 3.

Kolom C21 lantai 1 arah X

Data penampang :

$$\begin{aligned}
 b &= 30 \text{ cm} \\
 h_t &= 65 \text{ cm} \\
 f'_c &= 19,04 \text{ MPa} = 194,208 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} = 4080 \text{ kg/cm}^2 \\
 \beta_1 &= 0,85 \\
 E_s &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\
 \varepsilon_c &= 0,003 \\
 \varepsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{4080}{2100000} = 0,001943
 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai tulangan pokok D19, } A_d = \frac{1}{4} \times \pi \times (1,9)^2 = 2,835 \text{ cm}^2,$$

$$A_s = A_s' = n \cdot A_d = 14 \cdot 2,835 = 39,6940 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan sengkang D10, selimut beton = 4 cm,

Tulangan pokok kolom 1 lapis

$$d = P_b + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan pokok}$$

$$d = 4 + 1,0 + (\frac{1}{2} \times 1,9) = 5,95 \text{ cm} ,$$

$$d' = 4 + 1,0 + (\frac{1}{2} \times 1,9) = 5,95 \text{ cm},$$

$$h = h - d = 65 - 5,95 = 59,05 \text{ cm}$$

1. Kapasitas momen lentur dan gaya aksial

$$C_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \cdot h = \frac{0,003}{0,003 + 0,001943} \cdot 59,05 = 35,8395 \text{ cm}$$

$$A_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 35,8395 = 30,4637 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{cb - d'}{cb} \cdot \varepsilon_c = \frac{35,8395 - 5,95}{35,8395} \cdot 0,003 = 0,00250195 > \varepsilon_y = 0,001179$$

Baja desak sudah leleh, $f_s = f_y = 4080 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} C_{cb} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot A_b \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 194,208 \cdot 30,4637 \cdot 30 = 150865,2858 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{sb} &= A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \\ &= 39,6940 \cdot (4080 - 0,85 \cdot 194,208) = 155399,0522 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_y = 39,6940 \cdot 4080 = 161951,6146 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \\ &= 150865,2858 + 155399,0522 - 161951,6146 \\ &= \mathbf{144,312723 \text{ ton}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_{cb} \cdot \left(\frac{ht}{2} \cdot \frac{ab}{2} \right) + C_{sb} \cdot \left(\frac{ht}{2} \cdot d' \right) + T_{sb} \cdot \left(\frac{ht}{2} \cdot d \right) \\ &= \mathbf{110,308279 \text{ tm}} \end{aligned}$$

2. Kapasitas gaya geser kolom

Perhitungan Tulangan Geser Kolom C21 arah X

Diketahui:

$$f'_c = 19,04 \text{ MPa} = 194,208 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 2448 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{lebar kolom, } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tinggi kolom, } h_t = 65 \text{ cm}$$

$$h_{\text{kolom}} = 59,05 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{sengkang D10}} = 1,0 \text{ cm}$$

$$N_{u,k} = 144,3127 \text{ ton}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 4 \text{ kaki}$$

Jarak sengkang, $s = 10 \text{ cm} = 100 \text{ mm}$

a. Geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= \left\{ 1 + \frac{Nu, k}{14.Ag} \right\} \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) . b . h \\ &= 195572,6934 \text{ N} \\ &= 19936,05437 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Gaya Geser yang Ditahan Tulangan Geser

$$\text{Luas tulangan sengkang D10, } A_d = \frac{1}{4} \pi (D)^2 = \frac{1}{4} \pi (10)^2 = 78,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dipakai 4 kaki, } A_v = n . A_d = 4 \times 78,5 = 314 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gaya geser, } V_n = \frac{A_v . f_y . h}{s} = 45413,10411 \text{ kg}$$

Gaya geser total yang mampu ditahan Kolom C21

$$\begin{aligned} V_t &= V_c + V_n \\ &= 19936,05 + 45413,1 \\ &= 65349,16 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_t = \mathbf{65,3492 \text{ ton} = 653,4916 \text{ kN}}$$

3. Nilai DCR tipe kolom C21 pada pemodelan KJ-P5

$$\begin{aligned} DCR_{\text{momen}} &= \frac{\text{Momen}_{\text{perlu}}}{\phi . Mn} \\ &= \frac{67,181}{1,0 . 1103,083} \\ &= 0,061 \leq 1 \rightarrow (\text{kondisi elastik}) \end{aligned}$$

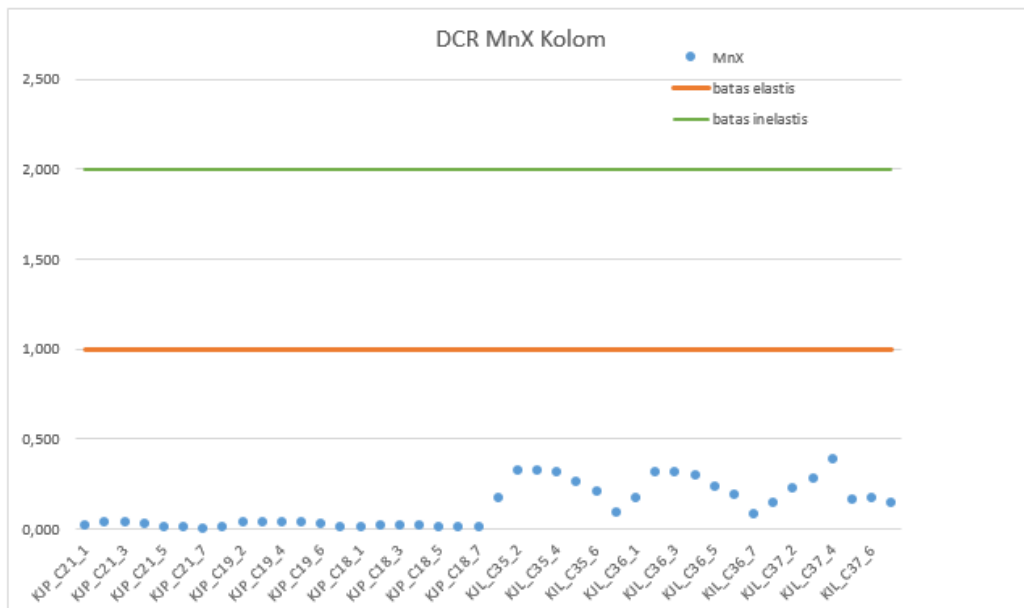
$$\begin{aligned} DCR_{\text{aksial}} &= \frac{\text{Aksial}_{\text{perlu}}}{\phi . Pn} \\ &= \frac{1451,450}{1,0 . 1443,127} \\ &= 1,006 \leq 2 \rightarrow (\text{kondisi inelastik tanpa } \textit{pushover}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} DCR_{\text{geser}} &= \frac{\text{Geser}_{\text{perlu}}}{\phi . Vt} \\ &= \frac{102,160}{1,0 . 653,492} \\ &= 0,156 \leq 2 \rightarrow (\text{kondisi elastik}) \end{aligned}$$

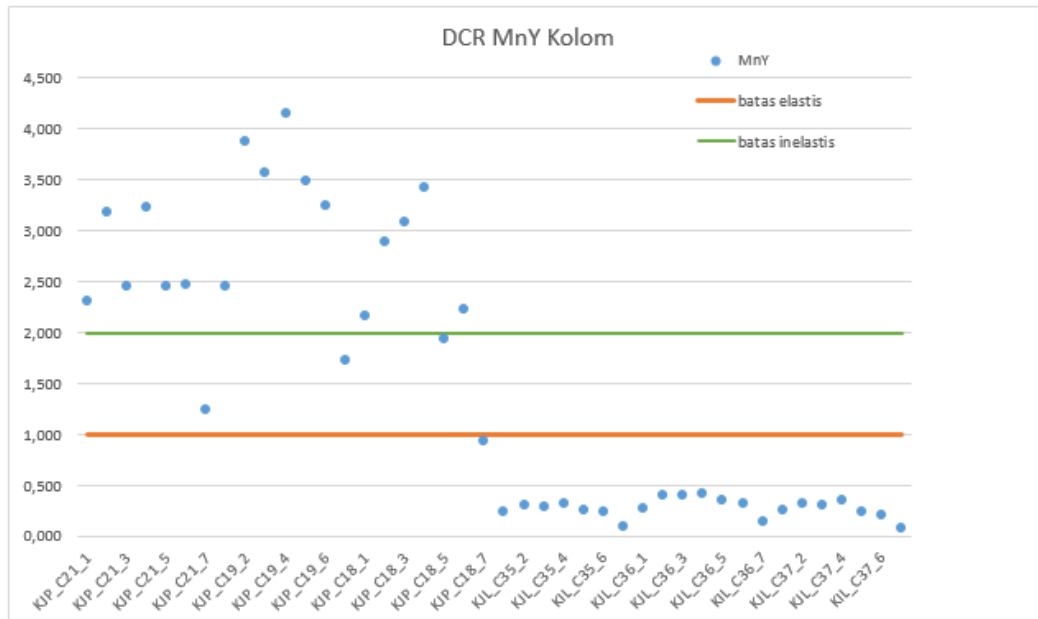
Nilai DCR untuk elemen struktur kolom pipih yang diperkuat dapat dibuat grafik dan ditampilkan pada Gambar 5.20 sampai dengan Gambar 5.39. Dari grafik tersebut dapat diketahui 3 kondisi yang terjadi pada elemen struktur, yaitu:

1. kondisi pertama, yaitu elemen struktur mempunyai $DCR < 1,0$ yang berarti secara *Strength Based Design* sudah memenuhi syarat dan tidak memerlukan evaluasi non-linier (*pushover*);
2. kondisi kedua, yaitu elemen struktur mempunyai $1,0 < DCR < 2,0$ yang berarti secara *Strength Based Design* tidak memenuhi syarat namun tidak memerlukan evaluasi non-linier (*pushover*); dan
3. kondisi ketiga, yaitu elemen struktur mempunyai $DCR > 2,0$ yang berarti secara *Strength Based Design* tidak memenuhi syarat dan memerlukan evaluasi non-linier (*pushover*).

Pada Gambar 5.20 sampai dengan Gambar 5.24 di bawah ini menampilkan penyebaran nilai DCR MnX , MnY , Pn , Geser X dan Geser Y untuk kolom pipih kondisi eksisting sebelum dilakukan perkuatan.

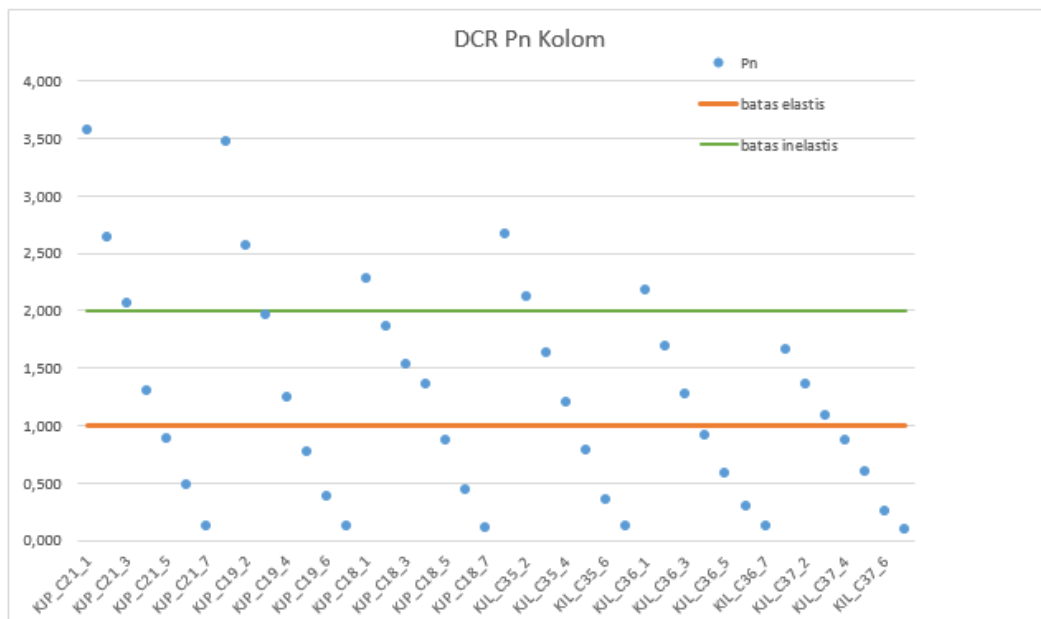


Gambar 5.20 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan eksisting



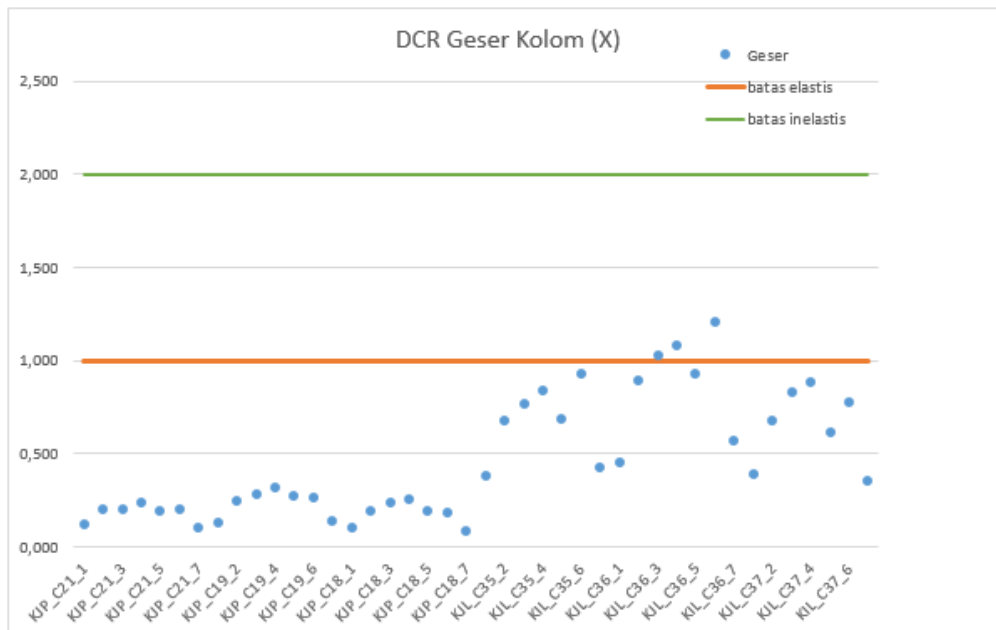
Gambar 5.21 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan eksisting

Dari Gambar 5.20 dapat dilihat nilai DCR pada momen kolom arah X masih dalam kondisi elastis semua dengan nilai DCR kurang dari 1. Sedangkan pada arah Y dapat dilihat pada Gambar 5.21 terdapat 17 kolom yang sudah masuk dalam kondisi inelastis dengan nilai DCR lebih dari 2 serta memerlukan analisis lebih lanjut yaitu *pushover* analisis. Tetapi ada 3 kolom yang memiliki nilai diantara 1,0 dan 2,0 yang sudah berada dalam kondisi inelastik akan tetapi tidak diperlukan analisis *pushover*, sebagian momen kolom pada Y masih dalam kondisi elastis.



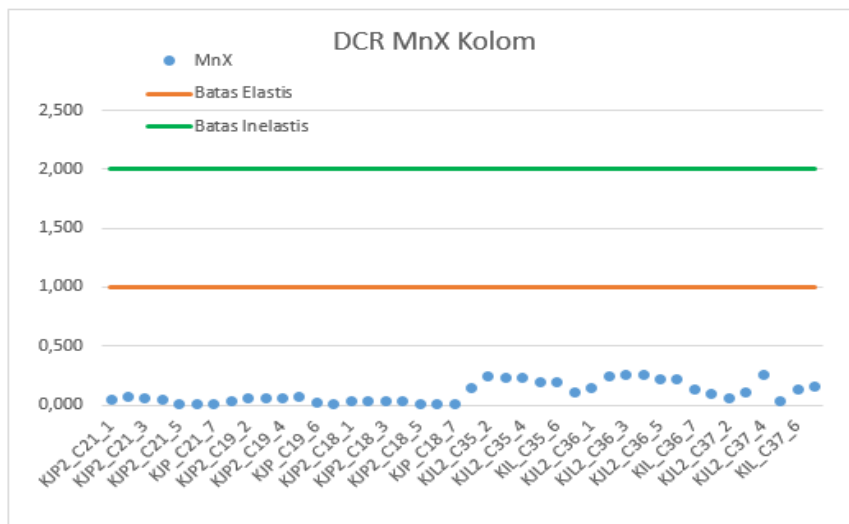
Gambar 5.22 Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan eksisting

Pada Gambar 5.22 di atas adalah gambar hasil penyebaran nilai DCR untuk gaya aksil kolom pada pemodelan eksisting. Terlihat pada Gambar 5.22 di atas penyebaran nilai DCR cukup beragam, sebagian besar nilai DCR untuk gaya aksial kolom dibawah 1,0 dengan kondisi masih elastis, tetapi terdapat 13 kolom berada dikondisi inelastis tanpa *pushover*. Terdapat 9 kolom memiliki nilai DCR diatas 2,0 yang berarti sudah berada dalam kondi inelastis dan perlu dilanjutkan ke *pushover*.

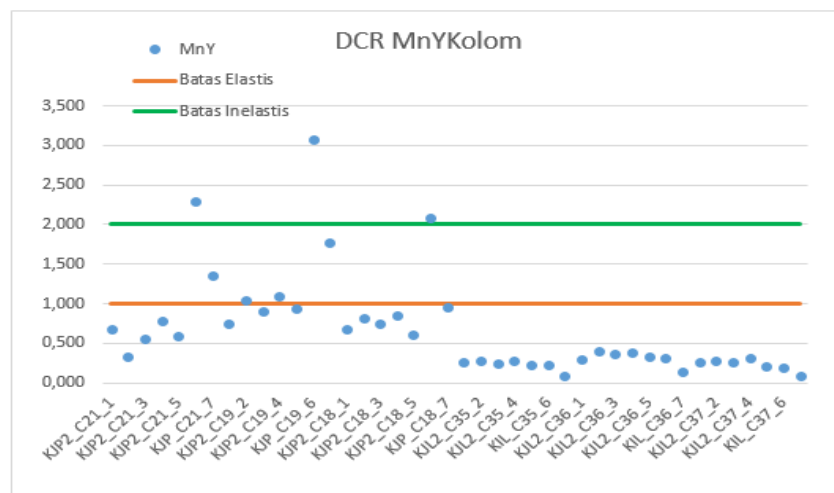


Pada Gambar 5.23 Penyebaran Nilai DCR geser kolom arah X untuk pemodelan eksisting terdapat 3 kolom sudah berada dalam kondisi inelastis dengan nilai diantara 1,0 dan 2,0 tanpa perlu dilakukan *pushover*, selebihnya nilai DCR geser kolom arah X masih dalam kondisi elastik. Untuk nilai DCR geser kolom arah Y pada pemodelan eksisting memiliki penyebaran nilai yang sangat bagus karena nilai DCR geser kolom arah Y tersebut semua kolom masih dalam kondisi elastis dengan nilai dibawah 1,0.

Pada Gambar 5.25 sampai dengan Gambar 5.29 di bawah ini menampilkan penyebaran nilai DCR MnX , MnY , Pn , Geser X dan Geser Y untuk kolom setelah diberikan perkuatan dengan kode simulasi pemodelan KJ-P2 yang memiliki dimensi 25 x 50 cm.

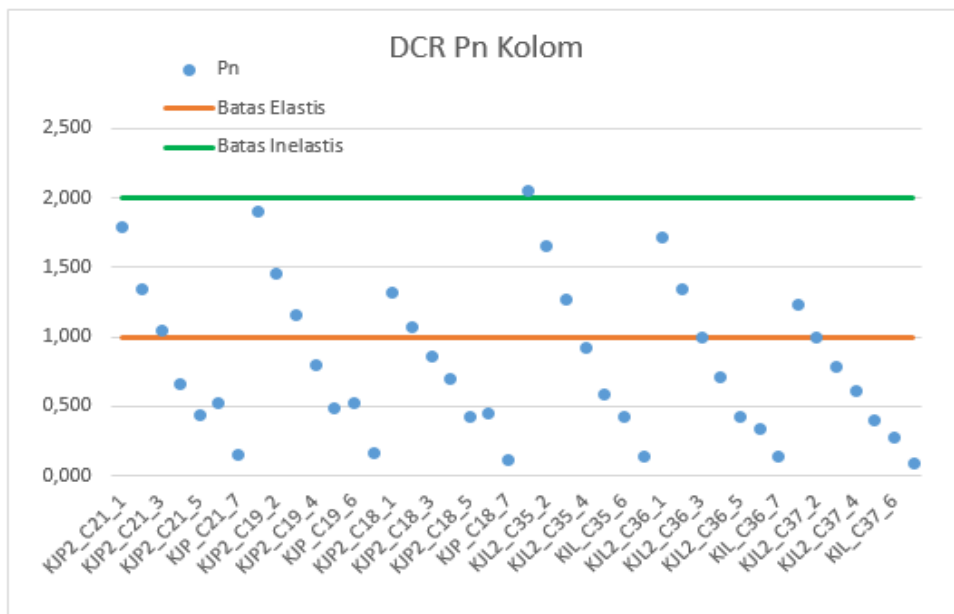


Gambar 5.25 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan KJ-P2



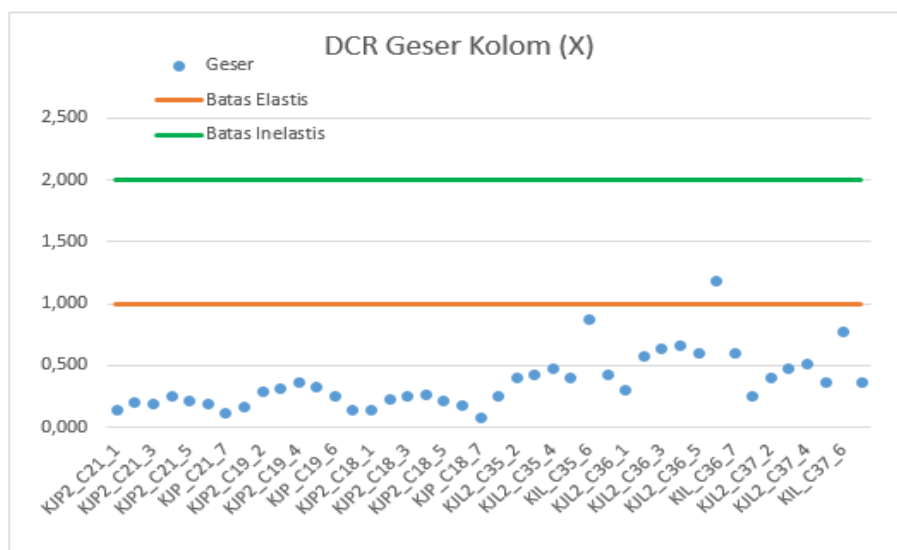
Gambar 5.26 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan KJ-P2

Pada Gambar 5.25 di atas adalah hasil penyebaran nilai DCR momen kolom arah X untuk pemodelan KJ-P2 dengan nilai DCR semua kolom dibawah 1,0 yang berarti masih dalam kondisi elastis. Hal ini berarti nilai DCR momen kolom arah X pada pemodelan KJ-P2 tidak mengalami perubahan setelah dilakukan perbesaran dimensi karena memiliki hasil yang sama dengan kondisi eksisting yaitu kondisi kolom masih dalam keadaan elastis. Pada Gambar 5.26 di atas adalah hasil penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y untuk pemodelan KJ-P2. Dari Gambar 5.26 diatas dapat dilihat sebagian besar kolom masih dalam kondisi elastis. Terdapat 4 kolom memiliki nilai diatara 1,0 dan 2,0 yang sudah dalam kondisi inelastis tapi tidak perlu *pushover* dan terdapat 3 kolom memiliki nilai DCR lebih dari 2,0 yang sudah dalam kondisi inelastis dan perlu dilakukan *pushover*. Apabila dibandingkan hasil penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y KJ-P2 dengan nilai penyebaran nilai DCR momen kolom Y pada kondisi eksisting, hal ini mengalami peningkatan yang cukup baik. Dengan menambah dimensi kolom nilai DCR yang diatas 2 mengalami penurunan, pada kondisi eksisting terdapat 17 kolom dengan nilai DCR diatas 2,0 sedangkan saat dimensi kolom sudah diperbesar dari 15 x 50 cm menjadi 25 x 50 cm hanya terdapat 3 kolom yang memiliki nilai DCR diatas 2,0. Dan jumlah kolom yang masih dalam kondisi elastis pun mengalami peningkatan, pada kondisi eksisting hanya terdapat 21 kolom dalam kondisi elastis sedangkan pada pemodelan KJ-P2 terdapat 34 kolom dalam kondisi elastis.



Gambar 5.27 Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P2

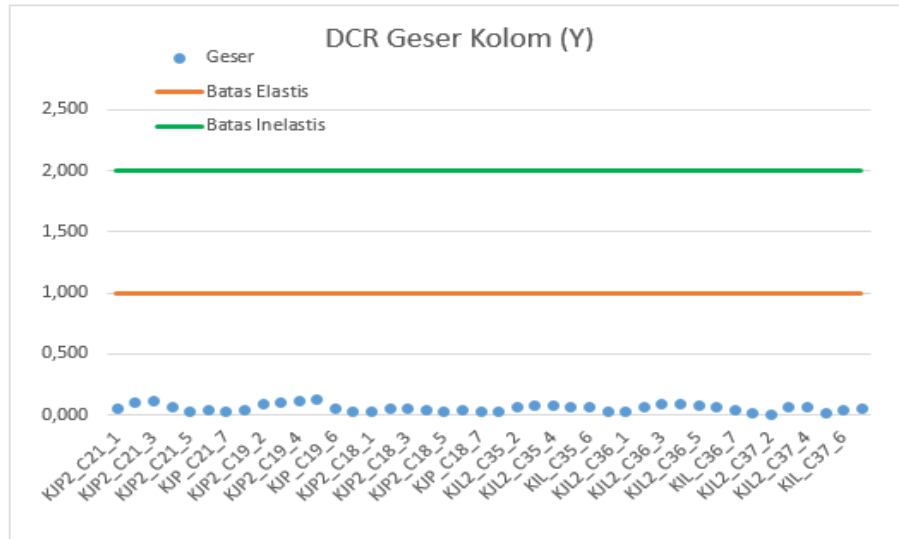
Gambar 5.27 di atas adalah hasil penyebaran nilai DCR aksial kolom pada pemodelan KJ-P2. Terlihat pada Gambar 5.27 di atas penyebaran nilai DCR cukup beragam, sebagian besar nilai DCR untuk gaya aksial kolom dibawah 1,0 dengan kondisi masih elastis, terdapat 1 kolom sudah dalam kondisi inelastis dengan nilai lebih dari 2,0 dan perlu analisis *pushover*. Apabila dibandingkan dengan nilai DCR aksial kolom paada pemodelan eksisting maka pada pemodelan KJ-P2 terdapat penurunan jumlah kolom yang berada di dalam kondisi inelastis. Pada pemodelan eksisting terdapat 22 kolom yang berada didalam kondisi inelastis 9 diantara memiliki nilai DCR lebih dari 2,0. Setelah dimensi diperbesar menjadi 25 x 50 pada pemodelan KJ-P2 hanya terdapat 16 kolom yang berada dikondisi inelastis dan hanya 1 kolom yang memiliki nilai DCR lebih dari 2,0. Sehingga dengan memperkuat kolom pipih dengan cara memperbesar dimensi kolom juga berpengaruh terhadap nilai DCR aksial kolom, yang mana kolom dalam kondisi inelastis menjadi lebih sedikit.



Gambar 5.28 Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pemodelan KJ-P2

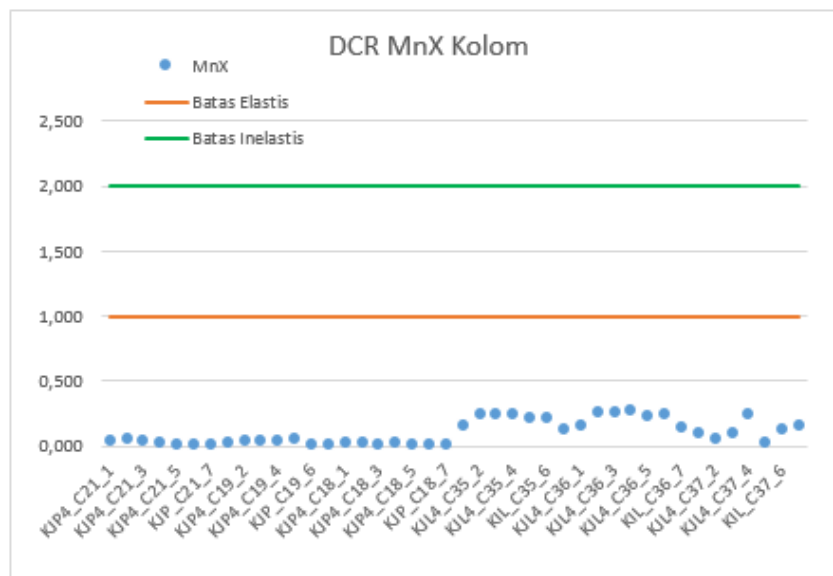
Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X paada pemodelan KJ-P2 dapat dilihat pada Gambar 5.28 di atas. Pada Gambar di atas dilihat hampir semua kolom masih dalam kondisi elastis, hanya terdapat 1 kolom yang memiliki nilai diantara 1,0 dan 2,0 yang berada pada kondisi inelstis tanpa perlu *pushover*. Jika dibandingkan dengan kondisi eksisting, pada pemodelan KJ-P2 nilai penyebaran DCR kolom arah X mengalami penurunan kondisi elastis. Pada kolom pipih dengan kondisi eksisting terdapat 3 kolom sudah dalam kondisi inelastis tanpa perlu

pushover sedangkan pada pemodelan KJ-P2 dengan perbesaran dimensi kolom hanya terdapat 1 kolom dalam kondisi inelastis tanpa perlu *pushover*. Sedangkan nilai penyebaran DCR geser kolom arah Y pemodelan KJ-P2 memiliki kondisi yang sama dengan penyebaran DCR geser kolom arah Y eksisting, semua kolom masih berada dalam kondisii elastis, seperti yang terlihat pada Gambar 5.29 di bawah ini.

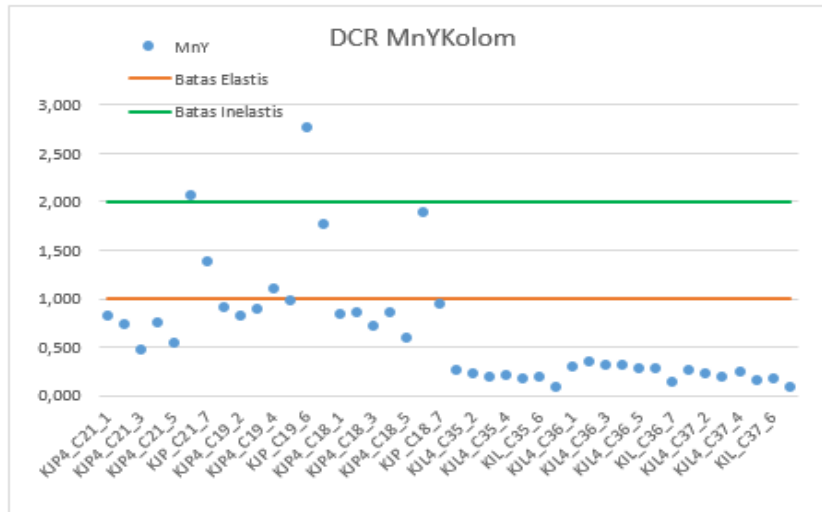


Gambar 5.29 Penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y pemodelan KJ-P2

Pada Gambar 5.30 sampai dengan Gambar 5.34 di bawah ini menampilkan penyebaran nilai DCR MnX , MnY , Pn , Geser X dan Geser Y untuk kolom setelah diberikan perkuatan dengan kode simulasi pemodelan KJ-P4 yang memiliki dimensi 25 x 60 cm, dengan perbesaran dilakukan pada semua sisi kolom pipih.

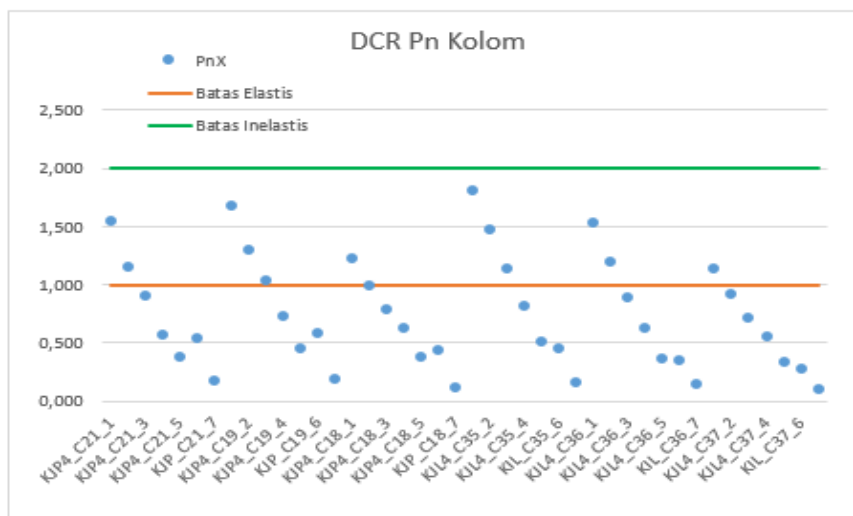


Gambar 5.30 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan KJ-P4



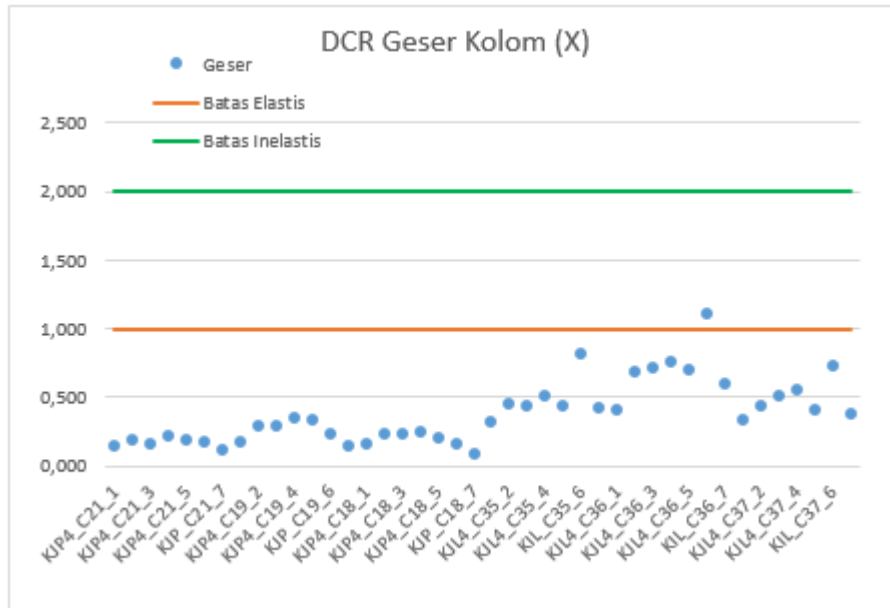
Gambar 5.31 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan KJ-P4

Pada Gambar 5.30 adalah penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pada pemodelan KJ-P4. Dapat dilihat pada gambar tersebut bahwa semua kolom masih dalam kondisi elastis yang memiliki nilai DCR dibawah 1,0. Pemodelan KJ-P4 dengan perbesararan dimensi 25 x 60 memiliki nilai DCR momen kolom arah X yang sama dengan kondisi eksisting dan KJ-P2. Untuk penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pada pemodelan KJ-P4 hampir semua kolom berada dalam kondisi elastis, terdapat 6 kolom dalam kondisi inelastis, 2 diantaranya perlu analisis *pushover*, dapat dilihat pada Gambar 5.31 di atas. Jika dibandingkan dengan pemodelan KJ-P2 dengan perbesararan dimensi hanya pada sisi lebar kolom, pemodelan KJ-P4 mengalami penurunan kondisi inelastis. Hal ini membuktikan semakin besar dimensi maka berpengaruh terhadap nilai DCR.

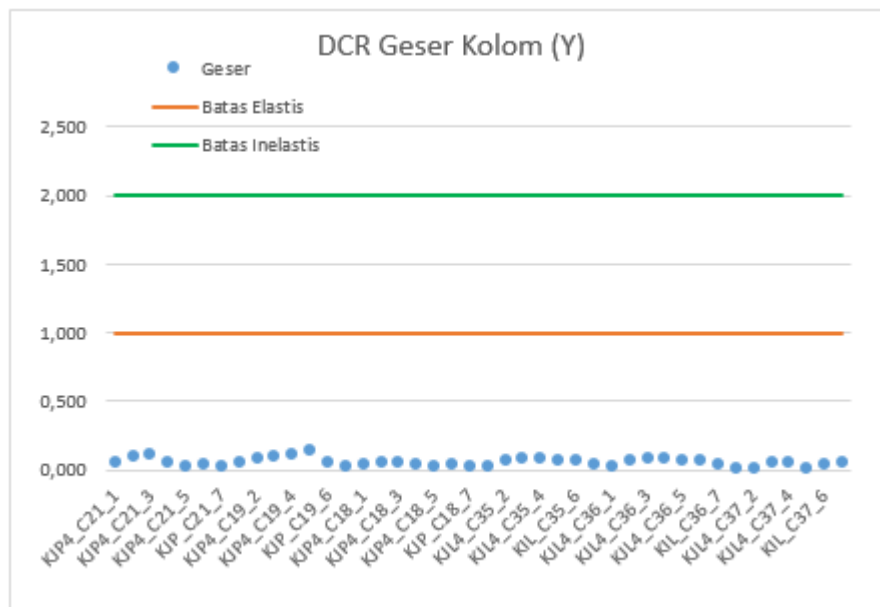


Gambar 5.32 Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P4

Pada Gambar 5.32 dapat dilihat penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P4. Pada pemodelan KJ-P4 tidak ada nilai DCR aksial kolom yang melebihi 2,0. Hal ini mengalami penurunan jika dibandingkan dengan pemodelan KJ-P2 yang memiliki 16 kolom dalam kondisi inelastis dan 1 diantara memiliki nilai DCR melebihi 2,0, sedangkan pada pemodelan KJ-P4 hanya memiliki 13 kolom dalam kondisi inelastis tanpa perlu dilakukan *pushover*.



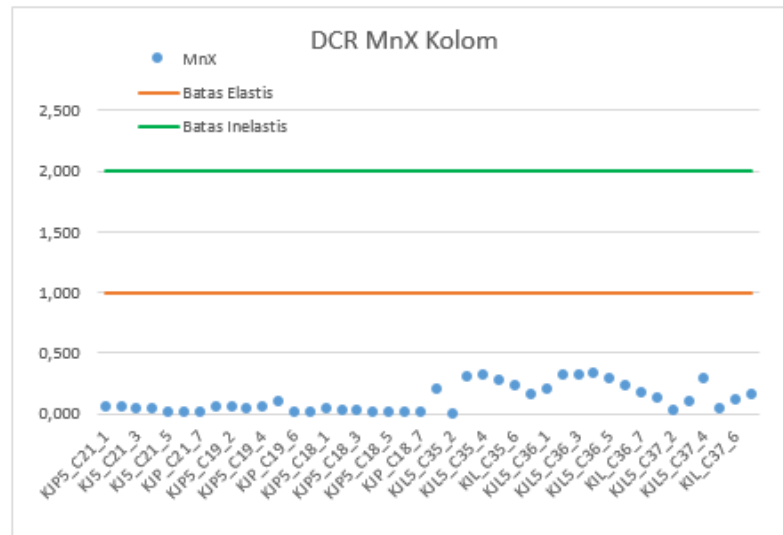
Gambar 5.33 Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pemodelan KJ-P4



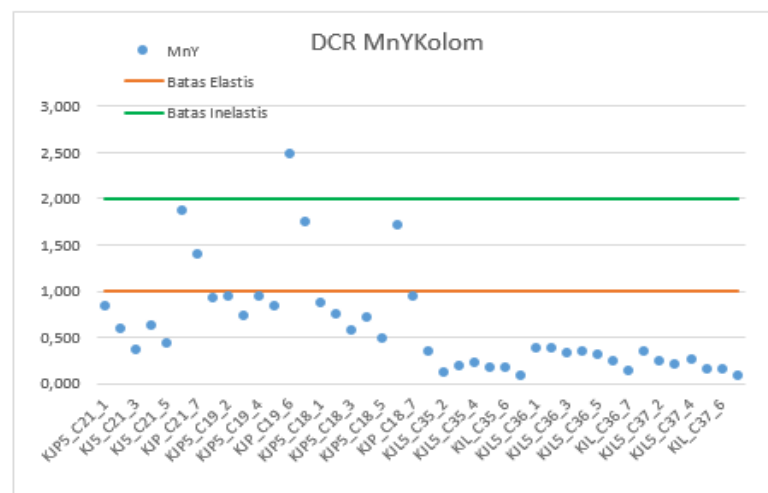
Gambar 5.34 Penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y pemodelan KJ-P4

Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pada pemodelan KJ-P4 hampir semua kolom dalam kondisi elastis, hanya terdapat 1 kolom yang berada dalam kondisi inelastis tanpa perlu *pushover*. Sedangkan penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y memiliki kondisi yang baik karena semua kolom masih dalam kondisi elastis. Penyebaran nilai DCR arah X maupun arah Y pada pemodelan KJ-P4 ini memiliki kesamaan dengan penyebaran nilai DCR geser kolom pada pemodelan KJ-P2.

Pada Gambar 5.35 sampai dengan Gambar 5.39 di bawah ini menampilkan penyebaran nilai DCR MnX , MnY , Pn , Geser X dan Geser Y untuk kolom setelah diberikan perkuatan dengan kode simulasi pemodelan KJ-P5 yang memiliki dimensi 30 x 65 cm, dengan perbesaran dilakukan pada semua sisi kolom pipih.

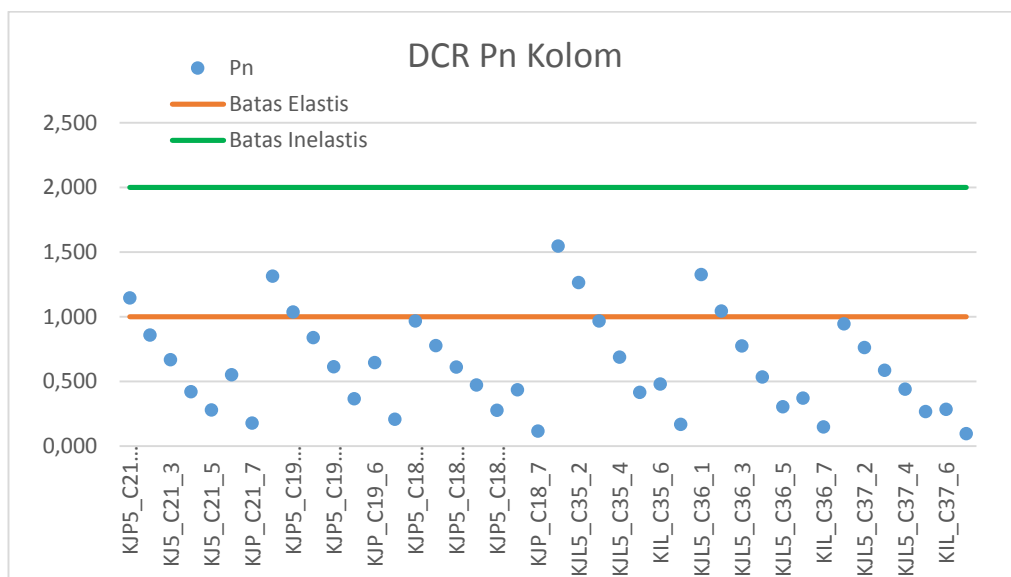


Gambar 5.35 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pemodelan KJ-P5



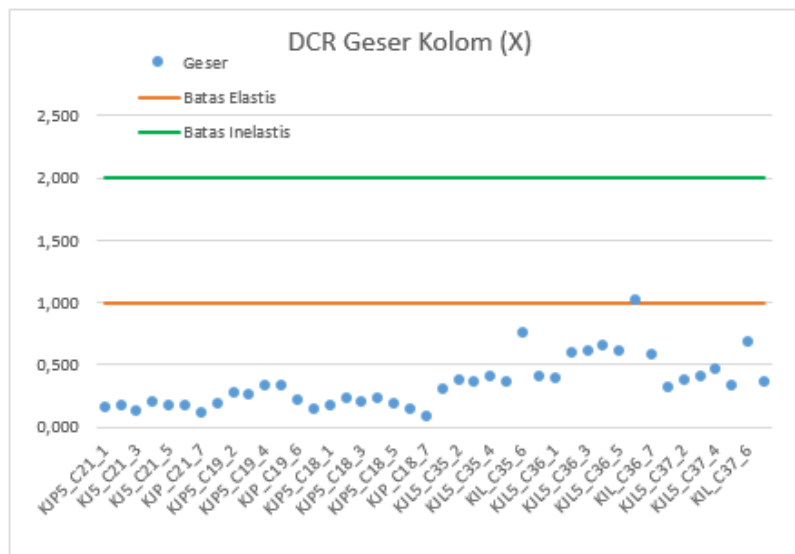
Gambar 5.36 Penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pemodelan KJ-P5

Pada Gambar 5.35 adalah penyebaran nilai DCR momen kolom arah X pada pemodelan KJ-P5. Dapat dilihat pada gambar tersebut bahwa semua kolom masih dalam kondisi elastis yang memiliki nilai DCR dibawah 1,0. Pemodelan KJ-P5 dengan perbesararan dimensi 30 x 65 memiliki nilai DCR momen kolom arah X yang sama dengan kondisi eksisting, KJ-P2 dan KJ-P4. Untuk penyebaran nilai DCR momen kolom arah Y pada pemodelan KJ-P5 hampir semua kolom berada dalam kondisi elastis, terdapat 5 kolom dalam kondisi inelastis, 1 diantaranya perlu analisis *pushover*, dapat dilihat pada Gambar 5.36 di atas. 1 Kolom yang berada di kondisi inelastis dan perlu *pushover* adalah kolom KJP_C19_6. Kolom tersebut berada dilantai 6 dan tidak dilakukan perbesaran dimensi, kolom tersebut masih dalam kondisi eksisting dengan ukuran 15 x 50 cm. Jika dibandingkan dengan pemodelan KJ-P4 pemodelan KJ-P5 mengalami penurunan kondisi inelastis. Hal ini membuktikan semakin besar dimensi maka berpengaruh terhadap nilai DCR.

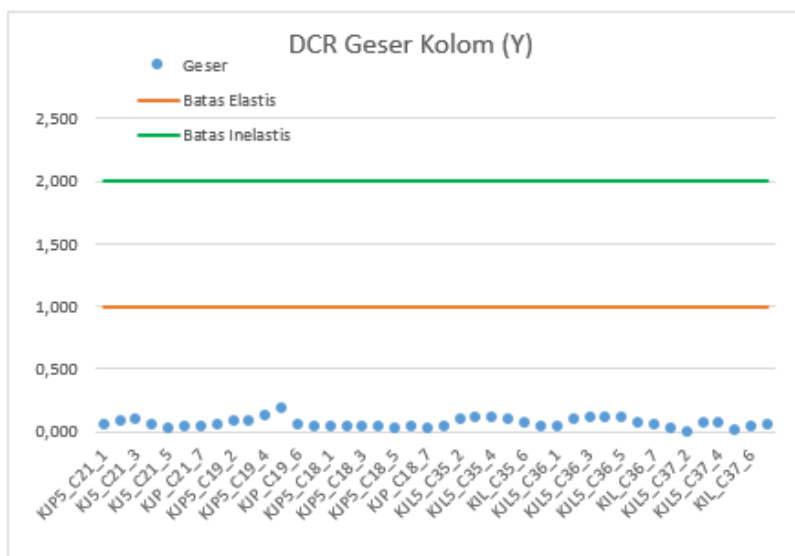


Gambar 5.37 Penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P5

Pada Gambar 5.37 dapat dilihat penyebaran nilai DCR aksial kolom pemodelan KJ-P5. Pada pemodelan KJ-P4 tidak ada nilai DCR aksial kolom yang melebihi 2,0. Hampir semua kolom berada dalam kondisi elastis dan terdapat 6 kolom berada dalam kondisi inelastis tanpa perlu *pushover*. Jumlah tersebut berkurang jika dibandingkan dengan pemodelan KJ-P4 yang terdapat 13 kolom dalam kondisi elastis dan tidak perlu *pushover*.



Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pemodelan KJ-P5



Gambar 5.38 Penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y pemodelan KJ-P5

Penyebaran nilai DCR geser kolom arah X pada pemodelan KJ-P5 hampir semua kolom dalam kondisi elastis, hanya terdapat 1 kolom yang berada dalam kondisi inelastis tanpa perlu *pushover*. Sedangkan penyebaran nilai DCR geser kolom arah Y memiliki kondisi yang baik karena semua kolom masih dalam kondisi elastis. Penyebaran nilai DCR arah X maupun arah Y pada pemodelan KJ-5 ini memiliki kesamaan dengan penyebaran nilai DCR geser kolom pada pemodelan KJ-P2 dan KJ-P4. 1 kolom yang berada dalam kondisi inelastik pada pemodelan KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5 ini adalah kolom KIL_C36_6 yang mana kolom tersebut memiliki dimensi 60 x 15 cm dengan posisi kolom *landscape*.

Dari hasil DCR yang telah dibahas di atas dapat disimpulkan bahwa, dengan perbesaran pada dimensi kolom pipih memberikan pengaruh yang cukup baik pada nilai DCR kolom pipih tersebut. Baik DCR momen, DCR aksial maupun DCR geser semuanya memberikan dampak yang baik bagi nilai DCR karena berkurangnya jumlah kolom yang berada pada kondisi inelastis.

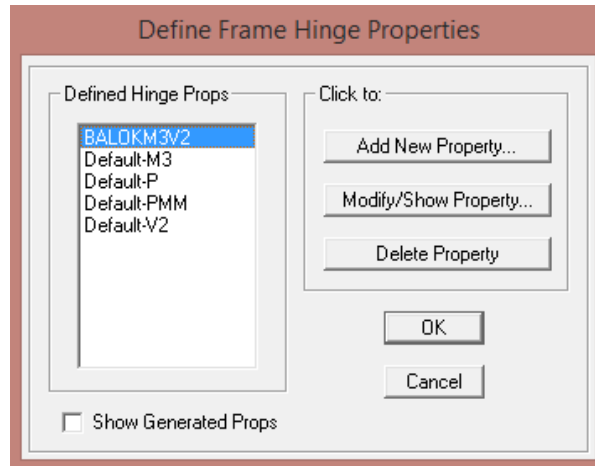
5.6 Analisis Statik Nonlinier (*Pushover*)

Analisis statik nolinier atau analisis *pushover* merupakan salah satu komponen *performance based level* yang menjadi sarana dalam mencari kurva kapasitas dari suatu struktur. Dasar dari analisis *pushover* 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.

Analisis *pushover* pada bangunan gedung Hotel Inna Garuda *Extention* perlu dilakukan karena pada sub bab sebelumnya mengenai DCR elemen struktur kolom pipih yang telah diperkuat mempunyai nilai DCR melebihi 2,0. Analisis *pushover* dilakukan dengan menggunakan bantuan *software* ETAB's versi 9.6.

5.6.1 Pengaturan *Hinge Properties*

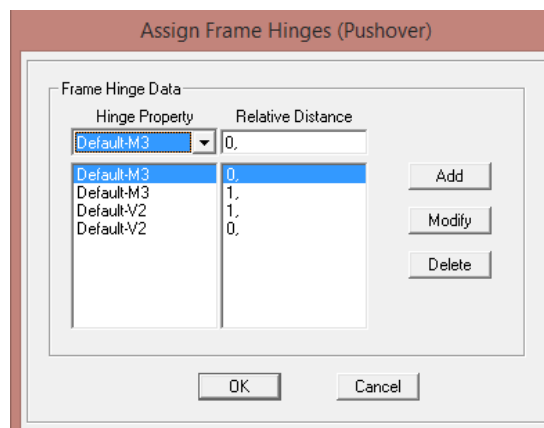
Setiap komponen balok dan kolom perlu dilakukan pengaturan sendi plastis (*hinge*) setiap ujung komponen elemen tersebut. Perilaku leleh dan pasca leleh pada elemen struktur pada *software* ETAB's dapat dimodelkan dalam *hinges properties*. *Hinges properties* hanya dapat digunakan pada elemen rangka saja. Adapun tipe *hinge properties* yang tersedia dalam *software* ETAB's adalah momen (*major moment*, M3), geser (*major shear*, V3), aksial (*aksial*, P) serta kombinasi aksial momen (*coupled*, P-M2-M3). Untuk melihat pendefinisian *hinge properties* pada ETAB's dapat dilakukan dengan mengklik menu *Define – Frame Nonlinier Hinge Properrtis*. Gambar 5.40 menampilkan *hinge properties* pada *software* ETAB's. Pada program ETAB's dilakukan pengaturan *hinge* dengan pendefinisian sebanyak dua nama *hinge*, yaitu Balok M3V2 dan Kolom PMMV2V3.



Gambar 5.39 Pemilihan *frame hinge properties*

1. *Hinge properties* pada balok

Pada penelitian ini *hinge properti* pada balok dilakukan secara auto. Pengaturan *hinge properties* pada balok diprogram ETAB's dapat dilakukan dengan cara blok terlebih dahulu semua balok yang ada pada pemodelan ETABS, lalu klik menu *assign – frame/line – frame nonlinier hinges*. Pemilihan untuk elemen balok dapat dilakukan dengan memilih pada *dropbox hinge property* kemudian memasukkan nilai 0 untuk ujung sendi plastis awal dan atau nilai 1 untuk ujung sendi plastis akhir. Angka 0 dan 1 merupakan identitas dua titik nodal balok. Contoh pengaturan *frame nonlinear hinge* pada balok dapat dilihat pada Gambar 5.41 berikut ini.

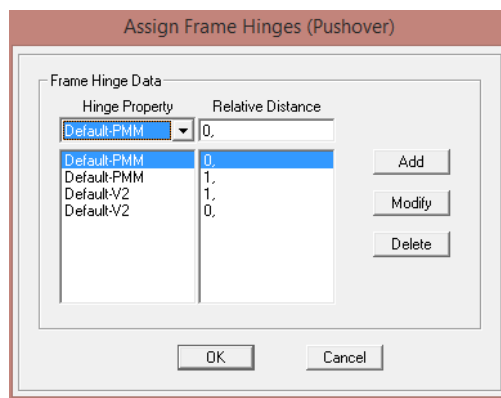


Gambar 5.40 Pengaturan *frame nonlinier hinges* pada balok

Hasil akhir pengaturan *frame nonlinear hinge* untuk elemen struktur balok dapat dilihat pada Gambar 5.43 dan Gambar 5.44 di bawah ini.

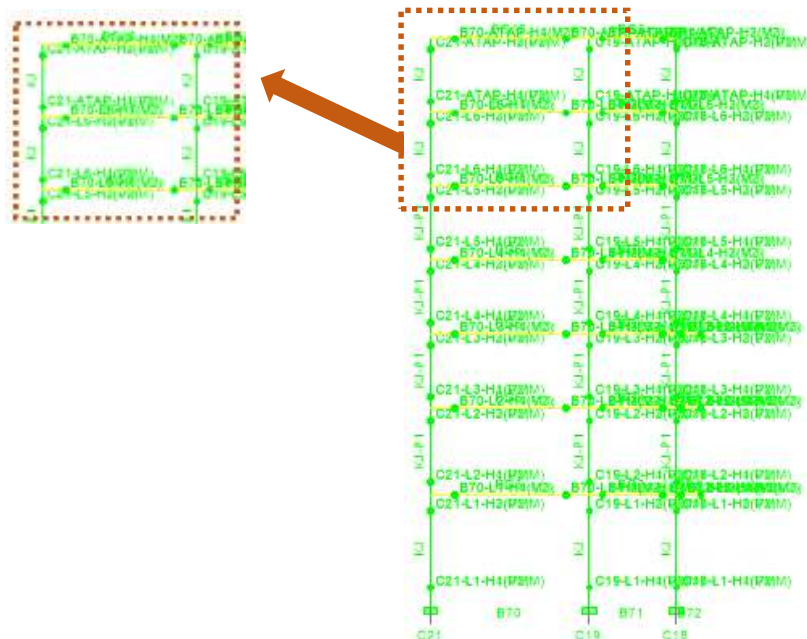
2. *Hinge properties* pada kolom

Pada penelitian ini *hinge property* pada kolom dilakukan secara auto. Pengaturan *hinge properties* pada kolom diprogram ETAB's dapat dilakukan dengan cara blok terlebih dahulu semua kolo yang ada pada pemodelan ETABS, lalu klik menu *assign – frame/line – frame nonlinier hinges*. Pemilihan untuk elemen kolom dapat dilakukan dengan memilih pada *dropdown hinge property* kemudian memasukkan nilai 0 untuk ujung sendi plastis awal dan atau nilai 1 untuk ujung sendi plastis akhir. Angka 0 dan 1 merupakan identitas dua titik nodal kolom. Contoh pengaturan *frame nonlinear hinge* pada kolom dapat dilihat pada Gambar 5.42 berikut ini.

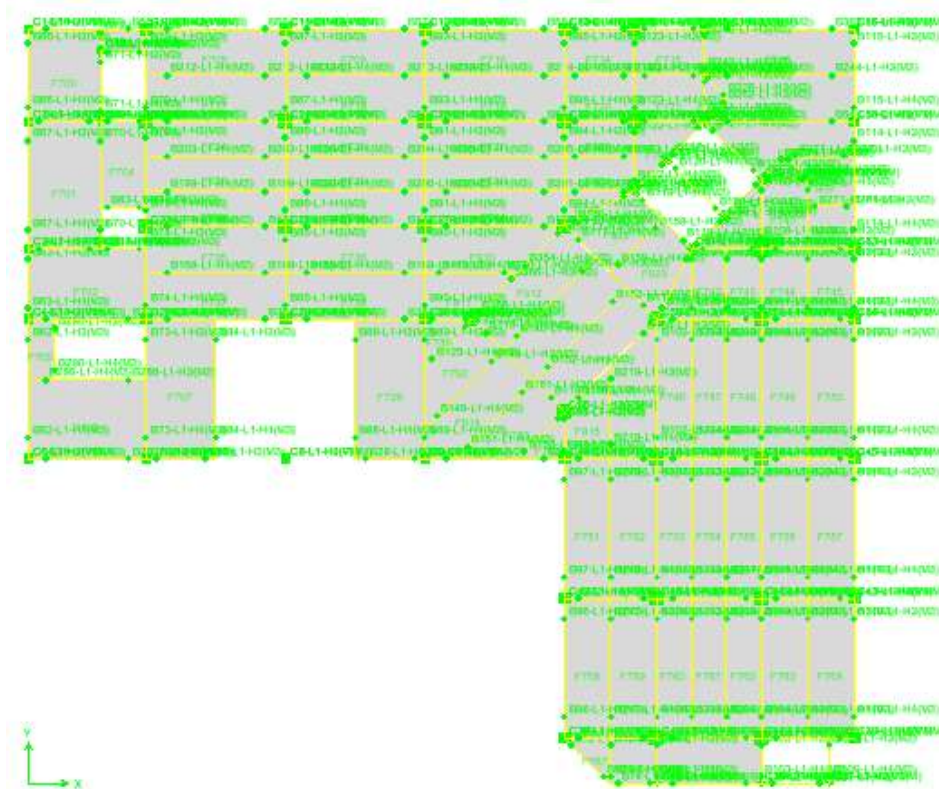


Gambar 5.41 Pengaturan *frame nonlinier hinges* pada kolom

Hasil akhir pengaturan *frame nonlinear hinge* untuk elemen struktur kolom dapat dilihat pada Gambar 5.43 dan Gambar 5.44 di bawah ini.



Gambar 5.42 *Frame nonlinear hinge* tiap elemen struktur pada portal



Frame nonlinear hinge tiap elemen struktur pada denah

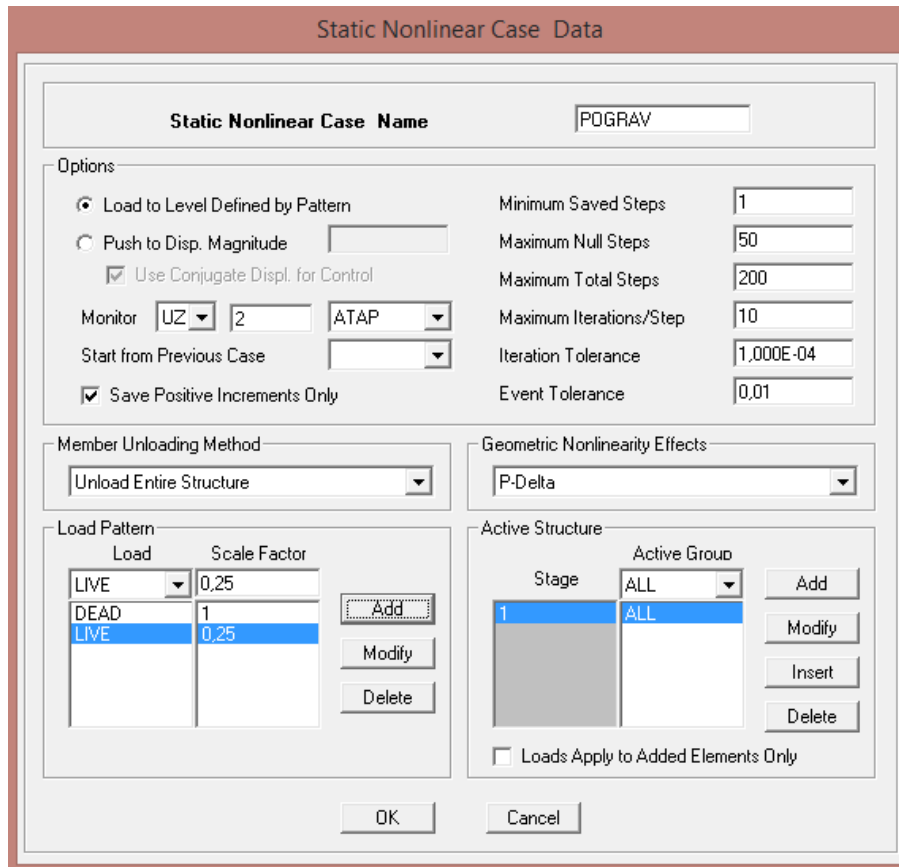
5.6.2 Pendefinisian *Pushover Load Case*

Pembebanan pada analisis *pushover* terdiri dari 2 jenis, yaitu beban gravitasi dan beban gempa lateral. Pada analisis *pushover* bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* ini menggunakan 3 *pushover load case*. *Load case* yang pertama adalah analisis *pushover* gravitasi (POGRAV) yang beban *pushover* nya menggunakan beban mati dan beban hidup yang telah diinput dalam pemodelan. *Load case* yang kedua adalah analisis *pushover* arah X (POLATX) dengan beban lateral arah X berasal dari respon spektrum. Terakhir adalah analisis *pushover* arah Y (POLATY) dengan beban lateral sama seperti POLATX namun dengan arah yang berbeda, yaitu arah Y.

1. Pendefinisian *pushover* gravitasi (POGRAV)

Pada *pushover* gravitasi terdapat 2 macam beban yang bekerja, yaitu beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*). Pada program ETAB's pembebanan gravitasi dilakukan dengan cara mengklik menu *define - static nonlinear/pushover case - add new case*. Selanjutnya pemodifikasian nilai POGRAV dapat dilihat pada Gambar 5.45 dan pengisian data *load case* sebagai berikut.

- a. *Static nonlinier case name* : POGRAV
- b. *Options* :
 - load to level defined by pattern
 - monitor UZ, 2, ATAP
 - save positive increments only
- c. *Load pattern* : dead = 1,00
Live = 0,25



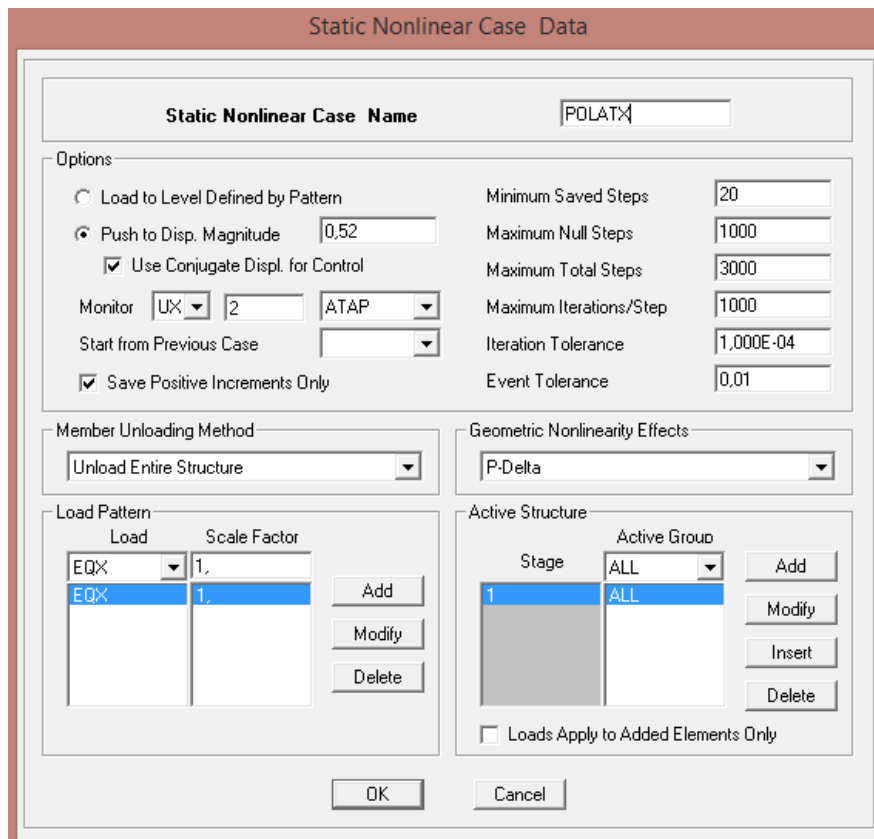
Gambar 5.43 Pendefinisian *pushover* beban gravitasi

2. Pendefinisian *pushover* lateral arah X (POLATX)

Pada program ETAB's pembebanan lateral arah X dilakukan dengan cara mengklik menu *define - static nonlinear/pushover case – add new case*. Selanjutnya pemodifikasian nilai POLATX dapat dilihat pada Gambar 5.46 dan pengisian data *load case* sebagai berikut.

- a. *Static nonlinier case name* : POLATX
- b. *Options* :
 - push to disp. magnitude 0,52 (26 m x 2%)
 - monitor UZ, 2, ATAP
 - save positive increments only

- c. member unloading method : unload entire structure
- d. Load pattern : EQX = 1,00

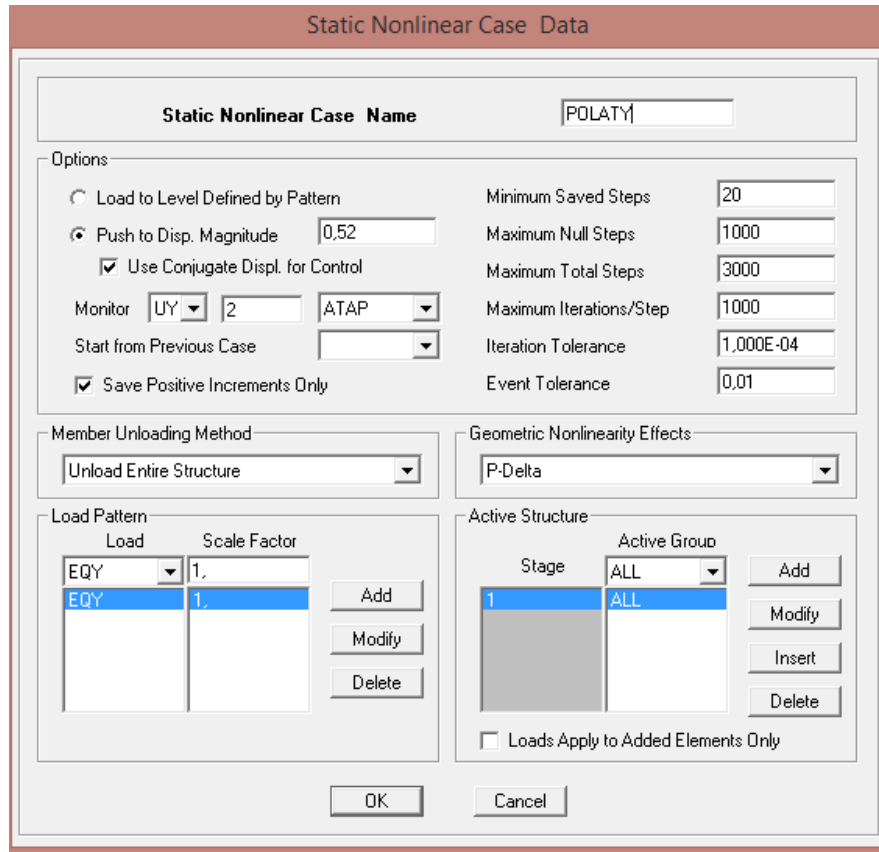


Gambar 5.44 Pendefinisian *pushover* lateral arah x

3. Pendefinisian *pushover* lateral arah Y (POLATY)

Pada program ETAB's pembebanan lateral arah Y dilakukan dengan cara mengklik menu *define - static nonlinear/pushover case – add new case*. Selanjutnya pemodifikasian nilai POLATY dapat dilihat pada Gambar 5.47 dan pengisian data *load case* sebagai berikut.

- a. *Static nonlinier case name* : POLATY
- b. *Options* :
 - *push to disp. magnitude* 0,52 (26 m x 2%)
 - monitor UZ, 2, ATAP
 - *save positive increments only*
- c. *member unloading method* : *unload entire structure*
- d. *Load pattern* : EQY = 1,00



Gambar 5.45 Pendefinisian *pushover* lateral arah Y

5.6.3 Hasil Analisis Statik Nonlinier (*pushover*)

Hasil analisis *pushover* yaitu berupa kurva kapasitas bangunan dan titik kinerja dengan metode ATC-40. Hasil akhir analisis *pushover* adalah berupa level kinerja struktur.

5.6.3.1 Kurva Kapasitas

Kurva kapasitas yang didapatkan dari analisis *pushover* menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momen deformasi dari masing-masing komponen struktur. Kurva kapasitas adalah kurva yang menunjukkan hubungan antara perpindahan (*displacement*) dan gaya geser (*Base Shear*) yang diakibatkan oleh beban statik sampai pada kondisi ultimit bangunan atau *target displacement* yang telah ditentukan.

Dari hasil *export* ETAB's maka didapatkan nilai *displacement* maksimum beserta gaya gesernya. Pada Tabel 5.9 sampai dengan Tabel 5.12 menampilkan nilai *displacement* maksimum beserta gaya geser struktur pada gedung Hotel Inna

Garuda *Extention* pasaat kondisi eksisting dan saat setelah diperkuat dengan tipe perkuatan KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5.

Tabel 5.9 Nilai *displacement* maksimum dan *base shear* pemodelan eksisting

	Utara - Selatan	Selatan - Utara	Barat - Timur	Timur - Barat
<i>Displacement (m)</i>	0,3112	0,3192	0,2989	0,2726
<i>Base force (kN)</i>	5881,66	5853,95	5772,27	5636,9

Tabel 5.10 Nilai *displacement* maksimum dan *base shear* pemodelan KJ-P2

	Utara - Selatan	Selatan - Utara	Barat - Timur	Timur - Barat
<i>Displacement (m)</i>	0,3243	0,3224	0,2995	0,2912
<i>Base force (kN)</i>	6161,42	6068,57	6060,83	5975,12

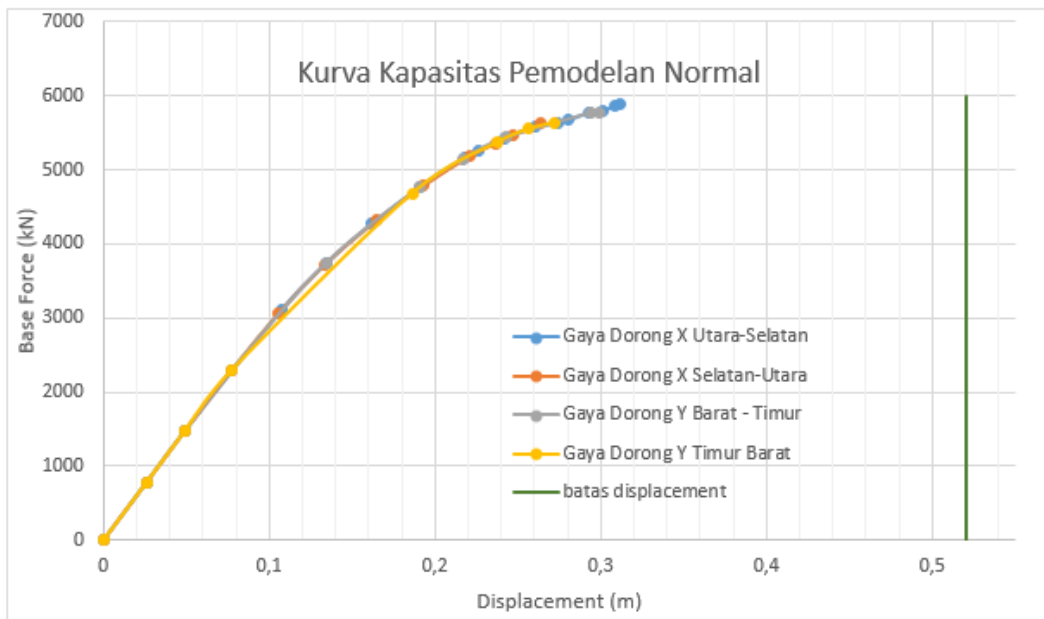
Tabel 5.11 Nilai *displacement* maksimum dan *base shear* pemodelan KJ-P4

	Utara - Selatan	Selatan - Utara	Barat - Timur	Timur - Barat
<i>Displacement (m)</i>	0,302	0,3246	0,2907	0,2949
<i>Base force (kN)</i>	6117,65	6112,17	6104,48	6065,28

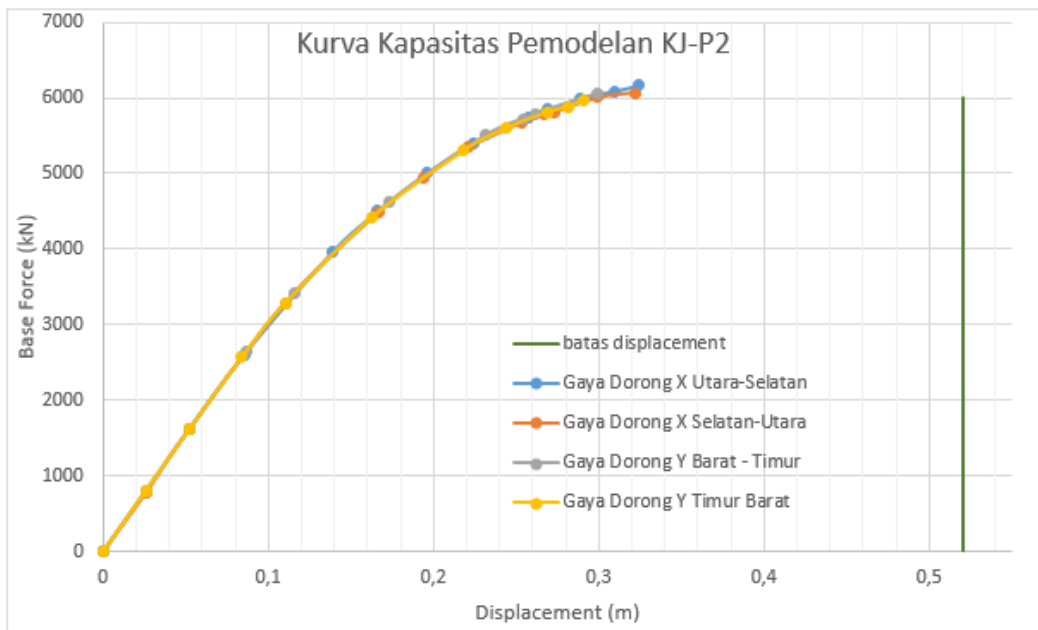
Tabel 5.12 Nilai *displacement* maksimum dan *base shear* pemodelan KJ-P5

	Utara - Selatan	Selatan - Utara	Barat - Timur	Timur - Barat
<i>Displacement (m)</i>	0,2769	0,2975	0,2384	0,2716
<i>Base force (kN)</i>	6026,7	5898,01	5703,35	6012,77

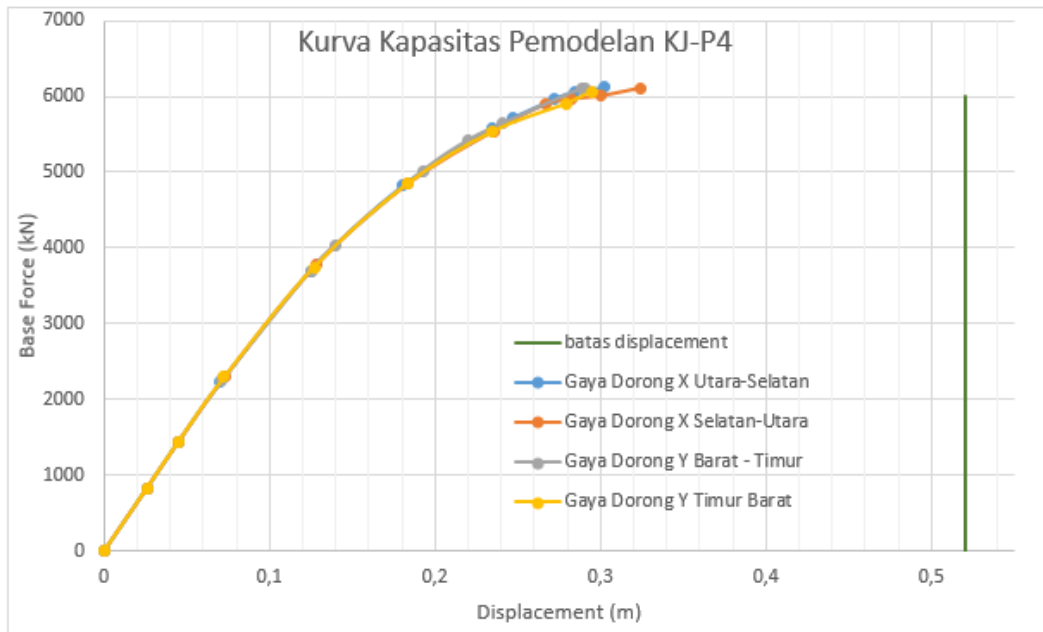
Dari Tabel 5.9 sampai dengan Tabel 5.12 menampilkan nilai *displacement* maksimum beserta gaya gesernya untuk arah X maupun arah Y. Pada Tabel 5.9 sampai dengan Tabel 5.12 tersebut dapat dilihat nilai *displacement* untuk keempat arah pada semua pemodelan keseluruhannya masih di bawah nilai maksimum yang disyaratkan oleh SNI 1726-2012, yaitu sebesar 2% dari tinggi total bangunan atau 0,52 m. Sehingga struktur gedung Hotel Inna Garuda *Extention* dapat dikatakan memenuhi syarat simpangan yang telah disyaratkan sesuai dengan SNI 1726-2012. Untuk lebih jelasnya hal ini dapat ditunjukkan pada Gambar 5.48 sampai dengan 5.51 dibawah ini.



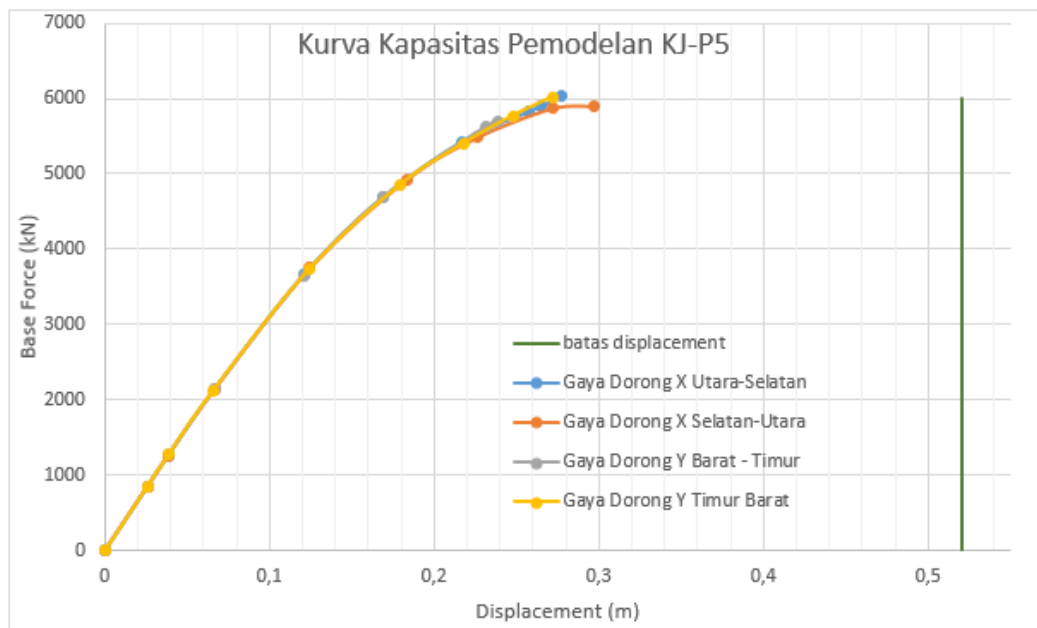
Gambar 5.46 Hasil kurva kapasitas pemodelan eksisting dari analisis *pushover* keempat arah



Gambar 5.47 Hasil kurva kapasitas pemodelan KJ-P2 dari analisis *pushover* keempat arah



Gambar 5.48 Hasil kurva kapasitas pemodelan KJ-p4 dari analisis *pushover* keempat arah



Gambar 5.49 Hasil kurva kapasitas pemodelan KJ-P5 dari analisis *pushover* keempat arah

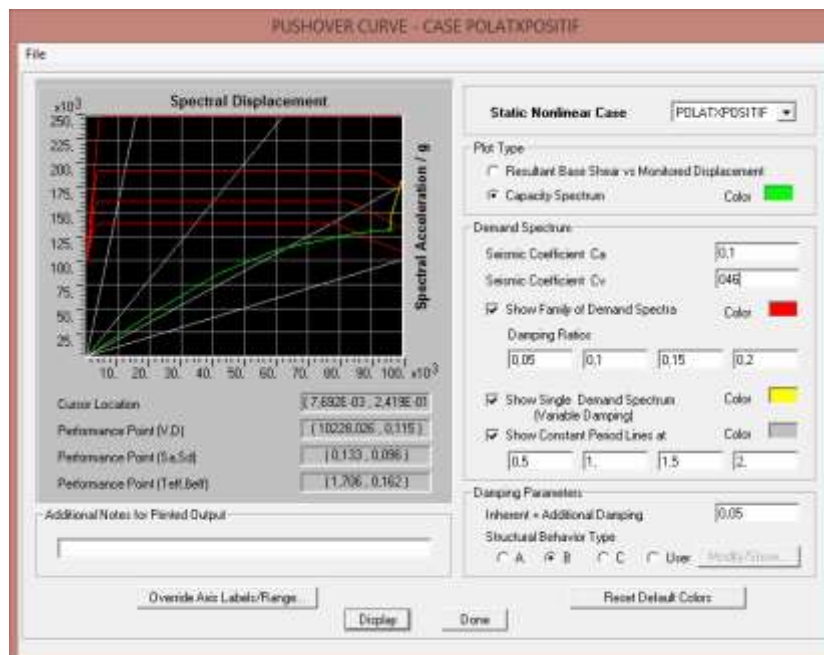
Gambar 5.48 sampai dengan Gambar 5.51 di atas menampilkan hasil penggabungan gravik kurva kapasitas dari keempat arah *pushover* untuk pemodelan eksisting, KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5. Pada gambar di atas memperlihatkan bahwa nilai kurva kapasitas dari keempat arah *pushover* baik pemodelan eksisting, KJ-P2,

KJ-P4 dan KJ-P5 hampir mendekati sama sehingga grafik kurva kapasitas juga berimpit. Berimpitnya kurva kapasitas disebabkan oleh nilai dari perbandingan atau gradien dari *base force* dengan *displacement* memiliki nilai yang hampir sama. Hal tersebut menandakan bahwa struktur dari bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dengan denah berbentuk “L”, jika dianalisis dengan *pushover* baik pada kondisi eksisting maupun setelah diperkuat hasil kekuatan dari keempat arah mampu menahan gaya dorong yang hampir sama.

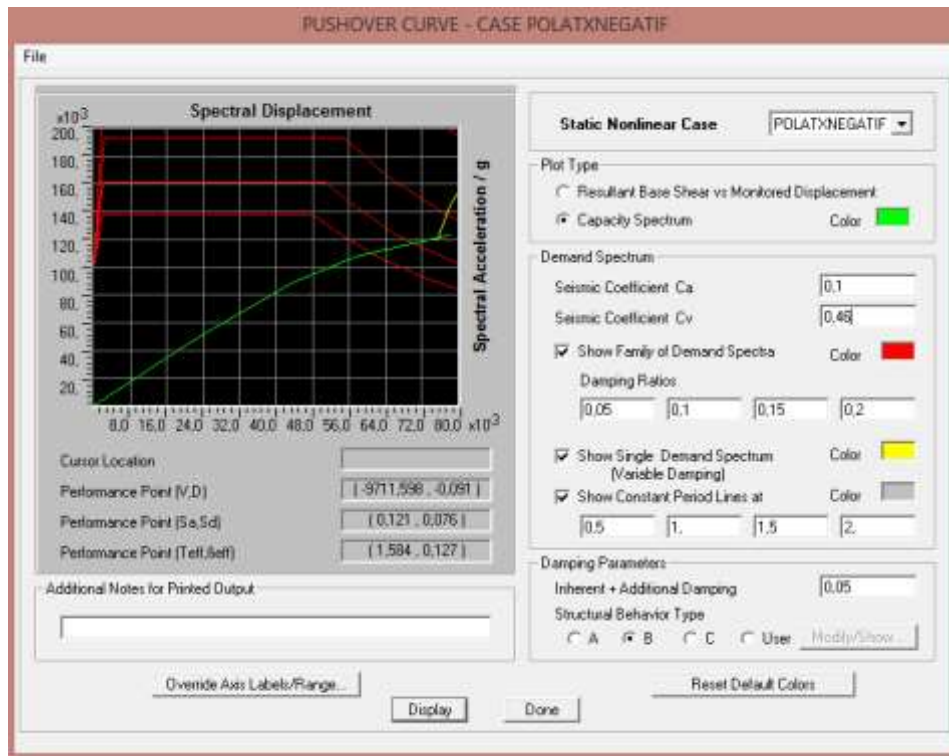
5.6.3.2 Titik Kinerja Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)

Metode spektrum kapasitas menggunakan kurva kapasitas yang telah dikonversi ke dalam format ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) yaitu hubungan antara S_a dan S_d dan kurva *seismic demand* yang dikonversi ke dalam bentuk *spectrum demand*. Konversi dilakukan otomatis oleh program ETAB's yang membentuk kurva kapasitas, *spectrum demand*, dan titik kinerjanya yang dapat dilihat pada Gambar 5.52 sampai Gambar 5.67.

Dari kurva respon spektrum rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2012 untuk bangunan dengan kota Yogyakarta dan kondisi tanah sedang, diperoleh nilai $S_{ds} = 0,77$ dan $S_{d1} = 0,46$ yang diperlukan sebagai input data pada program ETAB's, selanjutnya hitungan sepenuhnya akan dianalisis oleh ETAB's.

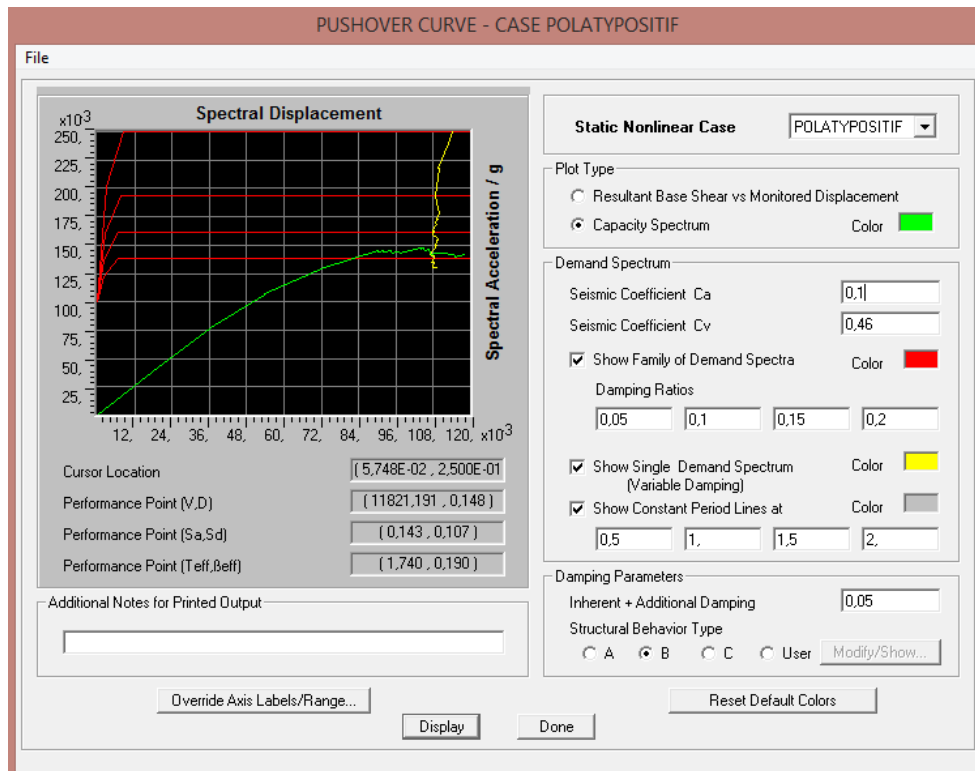


Gambar 5.50 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan eksisting arah X utara ke selatan

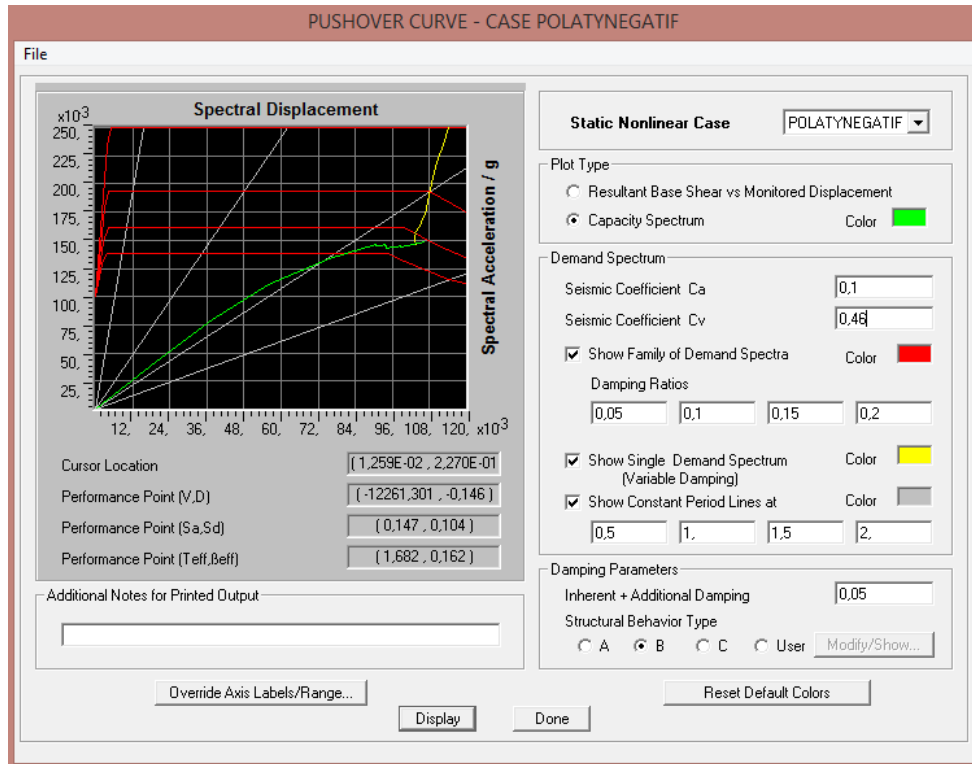


Gambar 5.51 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan eksisting arah X selatan ke utara

Pada Gambar 5.52 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah X utara ke selatan diperoleh nilai simpangan target $\delta_t = 0,115$ dan gaya geser dasar target $V_t = 10228,026 \text{ kN} > V_y = 8645,83 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan eksisting arah X pada gempa rencana dari utara ke selatan telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah X dari selatan ke utara diperoleh nilai simpangan target $\delta_t = 0,091$ dan gaya geser dasar target $V_t = 9711,598 \text{ kN} > V_y = 8927,15 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.53 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan eksisting arah X pada gempa rencana dari selatan ke utara telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis.



Gambar 5.52 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan eksisting arah Y barat ke timur



Gambar 5.53 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan eksisting arah Y timur ke barat

Pada Gambar 5.54 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah Y barat ke timur diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,148$ dan gaya geser dasar target $V_t = 11821,191 \text{ kN} > V_y = 9307,69 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan eksisting arah Y pada gempa rencana dari barat ke timur telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah Y dari timur ke barat diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,146$ dan gaya geser dasar target $V_t = 12261,301 \text{ kN} > V_y = 11436,54 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.55 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan eksisting arah Y pada gempa rencana dari timur ke barat telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis.

Berdasarkan hasil analisis spektrum kapasitas ATC-40 pada program ETAB's yang dapat dilihat pada Gambar 5.52 sampai dengan 5.55, maka didapatkan data seperti pada Tabel 5.13 berikut ini.

Tabel 5.13 *Performance point* pemodelan eksisting dengan metode ATC-40

Arah Beban Lateral		Gaya Geser Dasar (V_y) (kN)	<i>Performance Point</i>					
			V_t (kN)	δt (m)	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
X	Utara-Selatan	8645,83	10228,026	0,115	0,133	0,096	1,706	0,162
	Selatan-Utara	8927,15	9711,598	0,091	0,121	0,076	1,584	0,127
Y	Barat-Timur	9307,69	11821,191	0,148	0,143	0,107	1,74	0,19
	Timur Barat	11436,54	12261,301	0,146	0,147	0,104	1,682	0,162

Level kinerja struktur bangunan dapat diketahui dengan melihat batasan rasio *roof drift* yang dievaluasi pada *performance point*, dengan parameter yang ditinjau adalah maksimum total *drift*. Batasan *drift ratio* menurut metode ATC-40 ditentukan dari perbandingan *roof drift* dengan tinggi total bangunan. Untuk *drift ratio* inelastis dapat ditentukan dari perbandingan *roof drift* dikurangi *displacement* awal dengan tinggi total bangunan. Dari hasil maksimum total *drift*, akan dikoreksi pada batasan rasio *roof drift* menurut ATC-40 (1996) pada Tabel 3.14.

1. Arah beban lateral X

a. Pushover utara ke selatan

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,115}{26} = 0,004423 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,115-0,026}{26} = 0,003423$$

b. Pushover selatan ke utara

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,091}{26} = 0,0035 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,091-0,026}{26} = 0,0025$$

2. Arah beban lateral Y

a. Pushover arah barat ke timur

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,148}{26} = 0,00569 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,148-0,026}{26} = 0,00469$$

b. Pushover arah timur ke barat

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,146}{26} = 0,000562 < 0,01$$

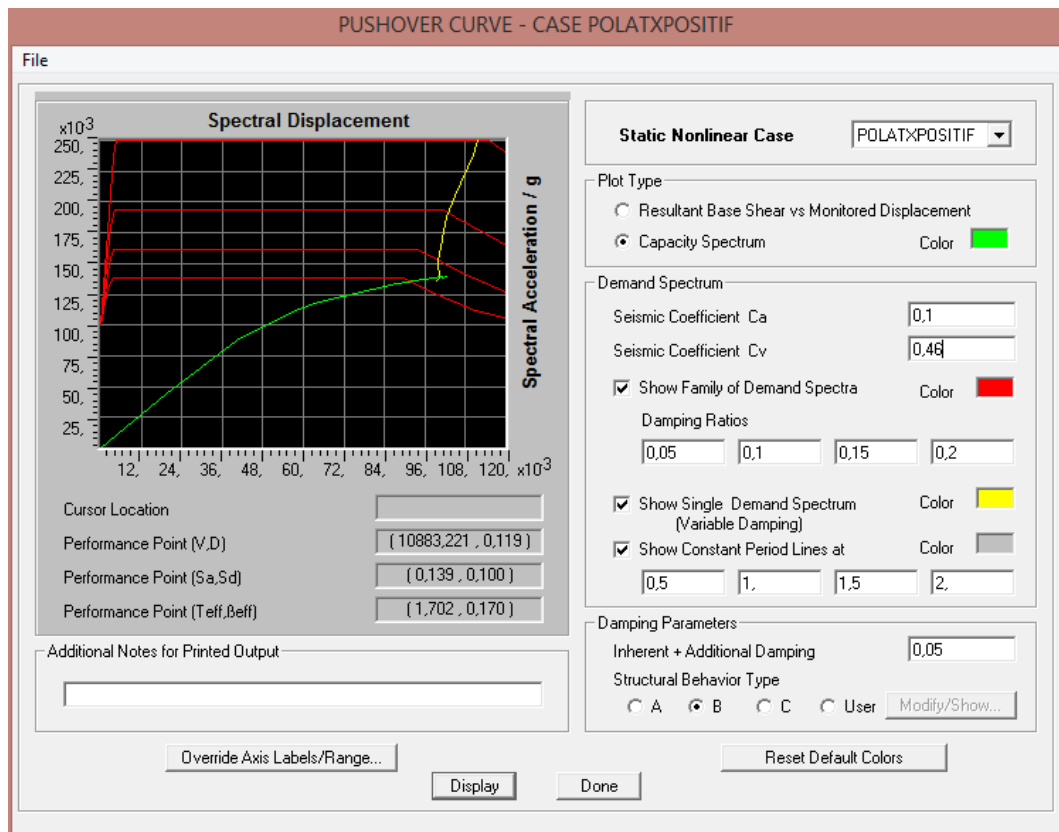
Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,146-0,026}{26} = 0,00462$$

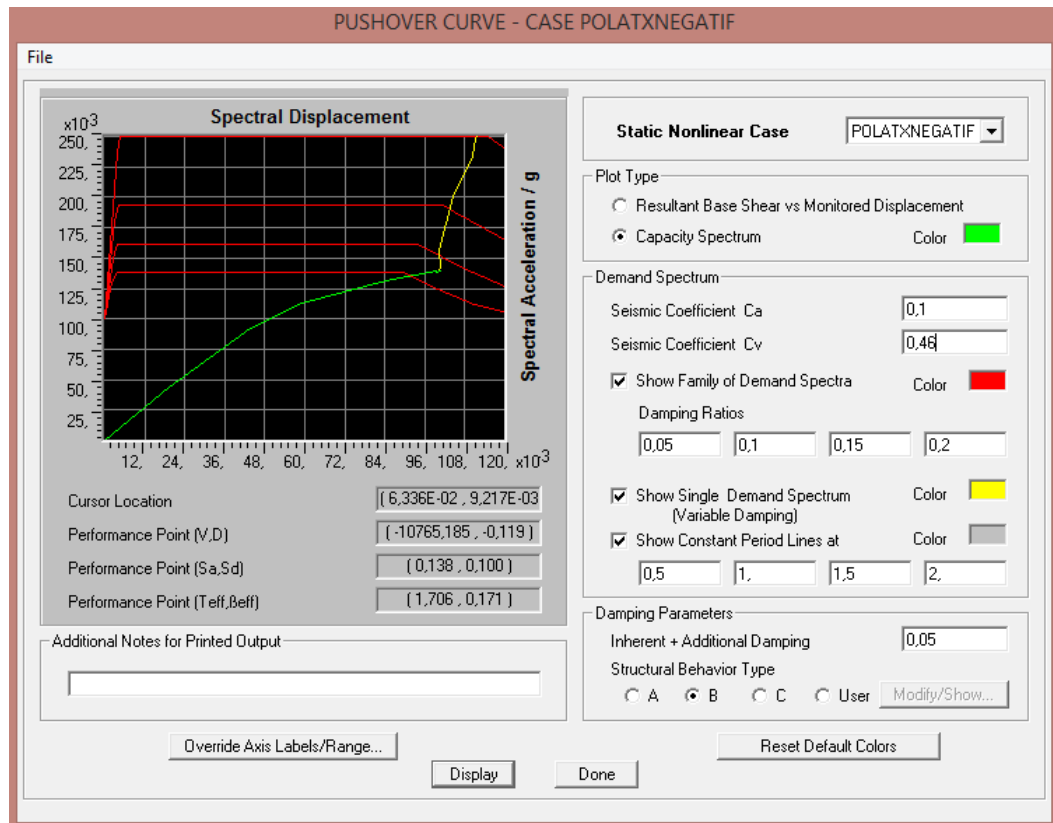
Dari hasil analisis di atas dapat dilihat level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan eksisting berdasarkan pada standar ATC-40 (1996) menunjukkan hasil level kinerja *immediate occupancy (IO)* pada semua arah *pushover*. Batasan untuk kondisi *immediate occupancy* berdasarkan peraturan ATC-40 adalah sebesar 0,01, dan hasil analisis level kinerja diatas keseluruhannya mempunyai nilai dibawah 0,01. Kriteria kinerja *immediate occupancy* menunjukkan bahwa apabila terjadi gempa maka bangunan hanya mengalami kerusakan-kerusakan ringan, yang berarti pada komponen struktur, kekuatan dan kekakuan kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen-komponen *non*-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih

berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

Pada Gambar 5.56 sampai dengan Gambar 5.59 di bawah ini menampilkan hasil spektrum kapasitas *pushover* bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* yang diperkuat dengan perbesaran dimensi kolom pipih 25 x 50 cm (KJ-P2), dengan nilai $Sds = 0,77$ dan $Sd1 = 0,46$ yang diperlukan sebagai input data pada program ETAB's, selanjutnya hitungan sepenuhnya akan dianalisis oleh ETAB's.

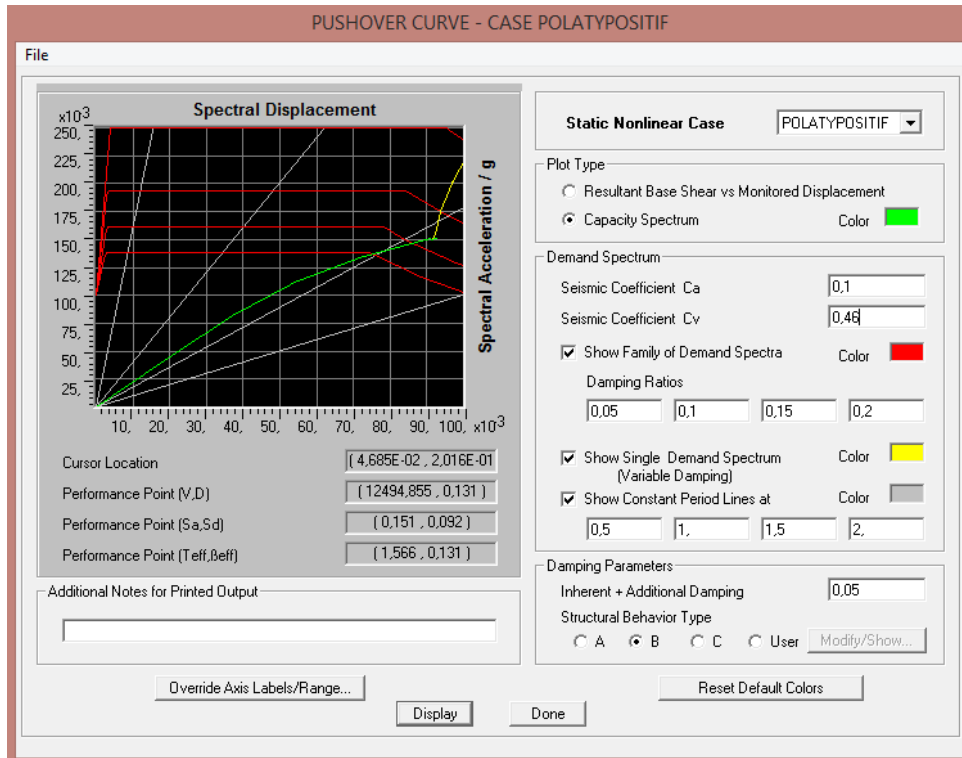


Gambar 5.54 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan

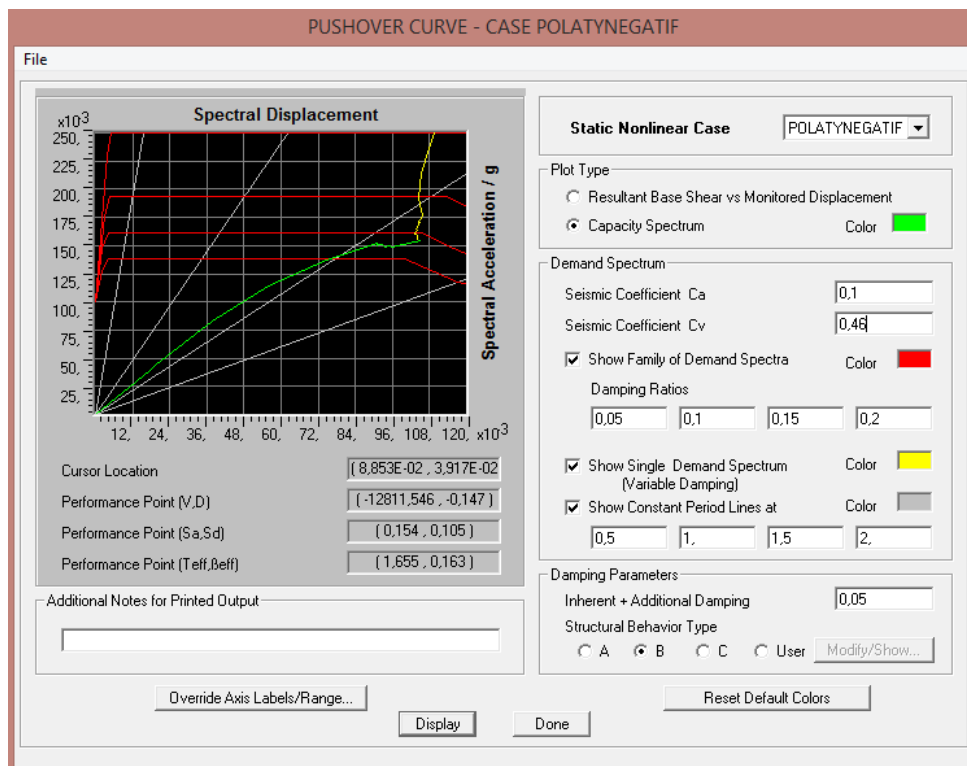


Gambar 5.55 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P2 arah X selatan ke utara

Pada Gambar 5.56 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah X utara ke selatan diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,119$ dan gaya geser dasar target $V_t = 10883,221 \text{ kN} > V_y = 7575,52 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P2 arah X pada gempa rencana dari utara ke selatan telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah X dari selatan ke utara diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,119$ dan gaya geser dasar target $V_t = 10765,1119 \text{ kN} > V_y = 9663,14 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.57 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P2 arah X pada gempa rencana dari selatan ke utara telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis.



Gambar 5.56 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur



Gambar 5.57 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P2 arah Y timur ke barat

Pada Gambar 5.58 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah Y barat ke timur diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,131$ dan gaya geser dasar target $Vt = 12494,855 \text{ kN} > Vy = 12145,25 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P2 arah Y pada gempa rencana dari barat ke timur telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah Y dari timur ke barat diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,147$ dan gaya geser dasar target $Vt = 12811,546 \text{ kN} > Vy = 11809,88 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.59 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P2 arah Y pada gempa rencana dari timur ke barat telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis.

Berdasarkan hasil analisis spektrum kapasitas ATC-40 pada program ETAB's yang dapat dilihat pada Gambar 5.56 sampai dengan 5.59, maka didapatkan data seperti pada Tabel 5.14 berikut ini.

Tabel 5.14 *Performance point* pemodelan KJ-P2 dengan metode ATC-40

Arah Beban Lateral		Gaya Geser Dasar (V_y) (kN)	<i>Performance Point</i>					
			V_t (kN)	δt (m)	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
X	Utara-Selatan	7575,52	10883,221	0,119	0,139	0,1	1,702	0,17
	Selatan-Utara	9663,14	10765,119	0,119	0,138	0,1	1,706	0,171
Y	Barat-Timur	12145,25	12494,855	0,131	0,151	0,092	1,566	0,131
	Timur Barat	11809,88	12811,546	0,147	0,154	0,105	1,655	0,163

Dari data pada Tabel 5.14 di atas maka dapat dihitung level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* untuk pemodelan KJ-P2.

1. Arah beban lateral X

a. *Pushover* utara ke selatan

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,119}{26} = 0,004558 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,119 - 0,026}{26} = 0,00358$$

b. Pushover selatan ke utara

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,119}{26} = 0,00458 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,119-0,026}{26} = 0,00358$$

2. Arah beban lateral Y

a. Pushover arah barat ke timur

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,131}{26} = 0,00504 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,131-0,026}{26} = 0,00404$$

b. Pushover arah timur ke barat

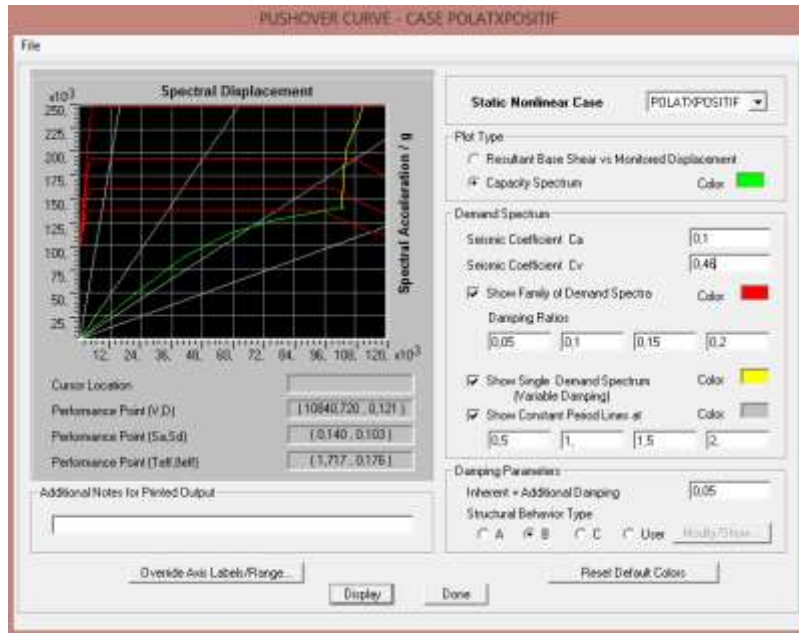
$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,147}{26} = 0,000565 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

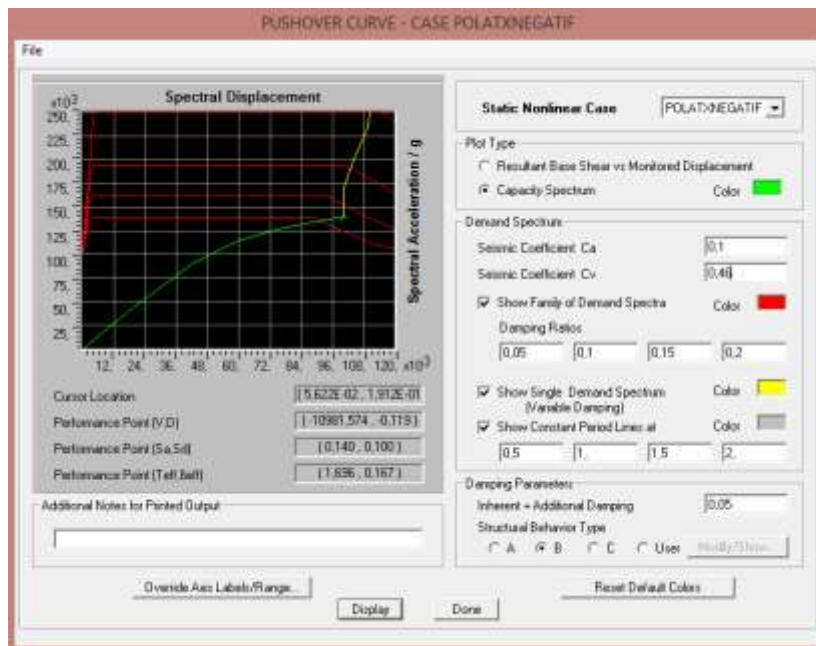
$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,147-0,026}{26} = 0,00465$$

Dari hasil analisis di atas dapat dilihat level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P2 berdasarkan pada standar ATC-40 (1996) menunjukkan hasil level kinerja *immediate occupancy (IO)* pada semua arah *pushover*. Kriteria kinerja *immediate occupancy* menunjukkan bahwa apabila terjadi gempa maka bangunan hanya mengalami kerusakan-kerusakan ringan, yang berarti pada komponen struktur, kekuatan dan kekakuan kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen-komponen *non*-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

Pada Gambar 5.60 sampai dengan Gambar 5.63 di bawah ini menampilkan hasil spektrum kapasitas *pushover* bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* yang diperkuat dengan perbesaran dimensi kolom pipih 25 x 60 cm (KJ-P4), dengan nilai $Sds = 0,77$ dan $Sd1 = 0,46$ yang diperlukan sebagai input data pada program ETAB's, selanjutnya hitungan sepenuhnya akan dianalisis oleh ETAB's.



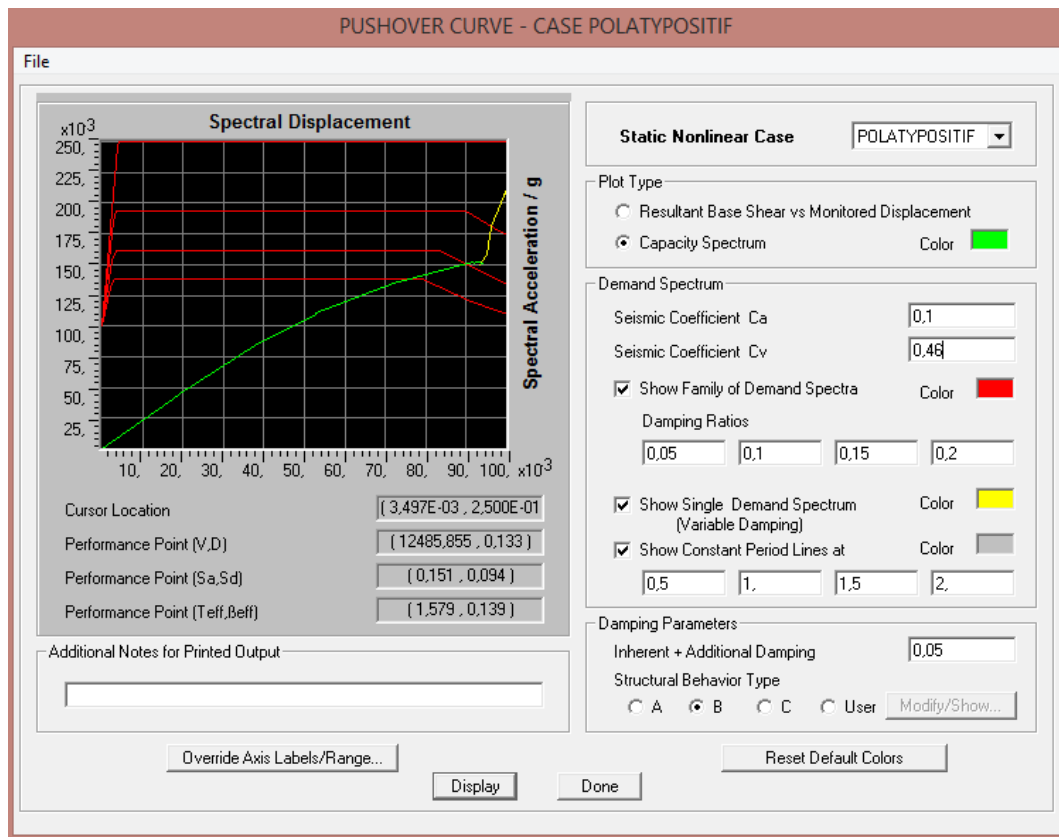
Gambar 5.58 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P4 arah X utara ke selatan



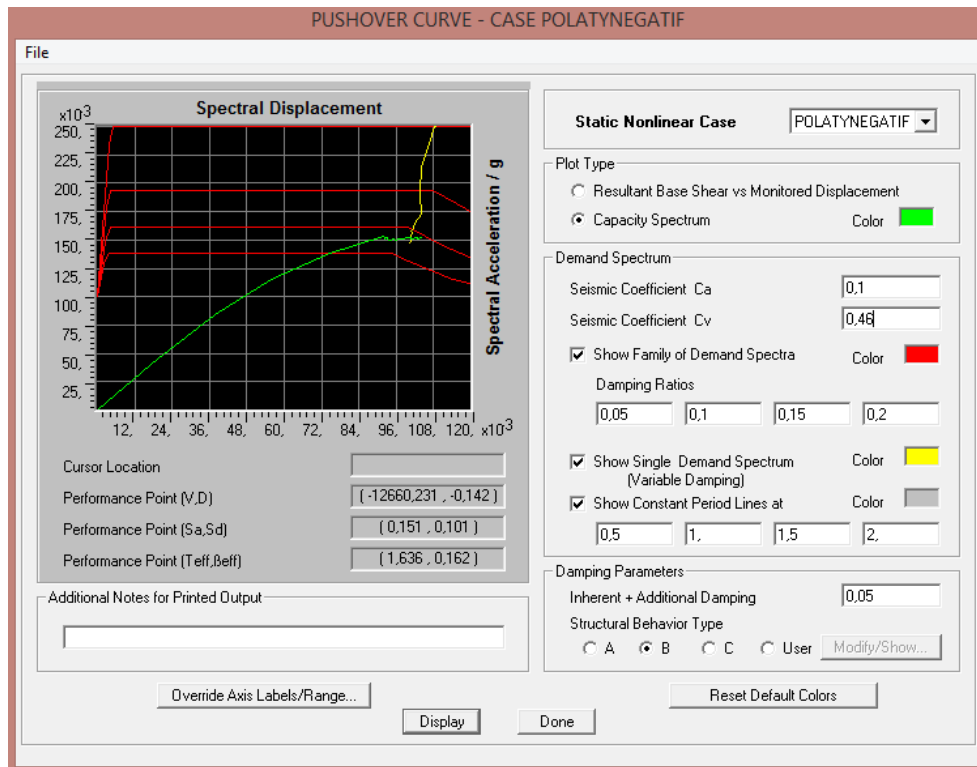
Gambar 5.59 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara

Pada Gambar 5.60 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah X utara ke selatan diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,121$ dan gaya geser dasar target $V_t = 10840,72 \text{ kN} > V_y = 10618,7 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P4 arah X pada gempa rencana dari utara ke selatan telah mengalami

kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelepasan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah X dari selatan ke utara diperoleh nilai simpangan target $\delta_t = 0,119$ dan gaya geser dasar target $V_t = 10981,574 \text{ kN} > V_y = 9525,4 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.61 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P4 arah X pada gempa rencana dari selatan ke utara telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelepasan pada sendi plastis.



Gambar 5.60 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P4 arah Y barat ke timur



Gambar 5.61 Spektrum Kapasitas *Pushover* Pemodelan KJ-P4 Arah Y timur ke barat

Pada Gambar 5.62 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah Y barat ke timur diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,133$ dan gaya geser dasar target $Vt = 12485,855 \text{ kN} > Vy = 12456,9 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P4 arah Y pada gempa rencana dari barat ke timur telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelepasan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah Y dari timur ke barat diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,142$ dan gaya geser dasar target $Vt = 12660,231 \text{ kN} > Vy = 12550,09 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.63 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P4 arah Y pada gempa rencana dari timur ke barat telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelepasan pada sendi plastis.

Berdasarkan hasil analisis spektrum kapasitas ATC-40 pada program ETAB's yang dapat dilihat pada Gambar 5.60 sampai dengan 5.63, maka didapatkan data seperti pada Tabel 5.15 berikut ini.

Tabel 5.15 *Performance point* pemodelan KJ-P4 dengan metode ATC-40

Arah Beban Lateral		Gaya Geser Dasar (V_y) (kN)	<i>Performance Point</i>					
			V_t (kN)	δt (m)	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
X	Utara-Selatan	10618,7	10840,72	0,121	0,14	0,103	1,717	0,176
	Selatan-Utara	9525,4	10981,574	0,119	0,14	0,1	1,696	0,167
Y	Barat-Timur	12456,9	12485,855	0,133	0,151	0,094	1,579	0,139
	Timur Barat	12550,09	12660,231	0,142	0,151	0,101	1,636	0,162

Dari data pada Tabel 5.15 di atas maka dapat dihitung level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* untuk pemodelan KJ-P5.

1. Arah beban lateral X

a. Pushover utara ke selatan

$$Drift \text{ maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,121}{26} = 0,004654 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$Drift \text{ inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,121-0,026}{26} = 0,003654$$

b. Pushover selatan ke utara

$$Drift \text{ maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,119}{26} = 0,004577 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$Drift \text{ inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,119-0,026}{26} = 0,003577$$

2. Arah beban lateral Y

a. Pushover arah barat ke timur

$$Drift \text{ maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,133}{26} = 0,005115 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$Drift \text{ inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,133-0,026}{26} = 0,004115$$

b. Pushover arah timur ke barat

$$Drift \text{ maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,142}{26} = 0,005462 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

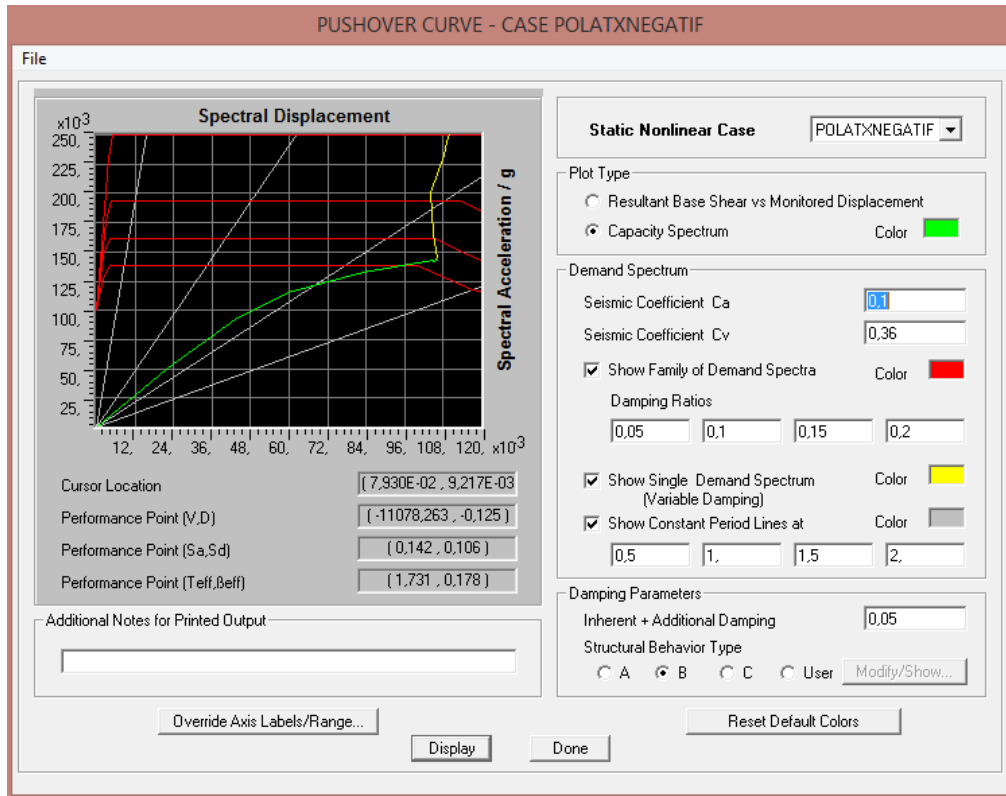
$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,142 - 0,026}{26} = 0,004462$$

Dari hasil analisis di atas dapat dilihat level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P4 berdasarkan pada standar ATC-40 (1996) menunjukkan hasil level kinerja *immediate occupancy* (IO) pada semua arah *pushover*. Kriteria kinerja *immediate occupancy* menunjukkan bahwa apabila terjadi gempa maka bangunan hanya mengalami kerusakan-kerusakan ringan, yang berarti pada komponen struktur, kekuatan dan kekakuan kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen-komponen *non*-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

Pada Gambar 5.64 sampai dengan Gambar 5.67 di bawah ini menampilkan hasil spektrum kapasitas *pushover* bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* yang diperkuat dengan perbesaran dimensi kolom pipih 30 x 65 cm (KJ-P5), dengan nilai $Sds = 0,77$ dan $Sd1 = 0,46$ yang diperlukan sebagai input data pada program ETAB's, selanjutnya hitungan sepenuhnya akan dianalisis oleh ETAB's.

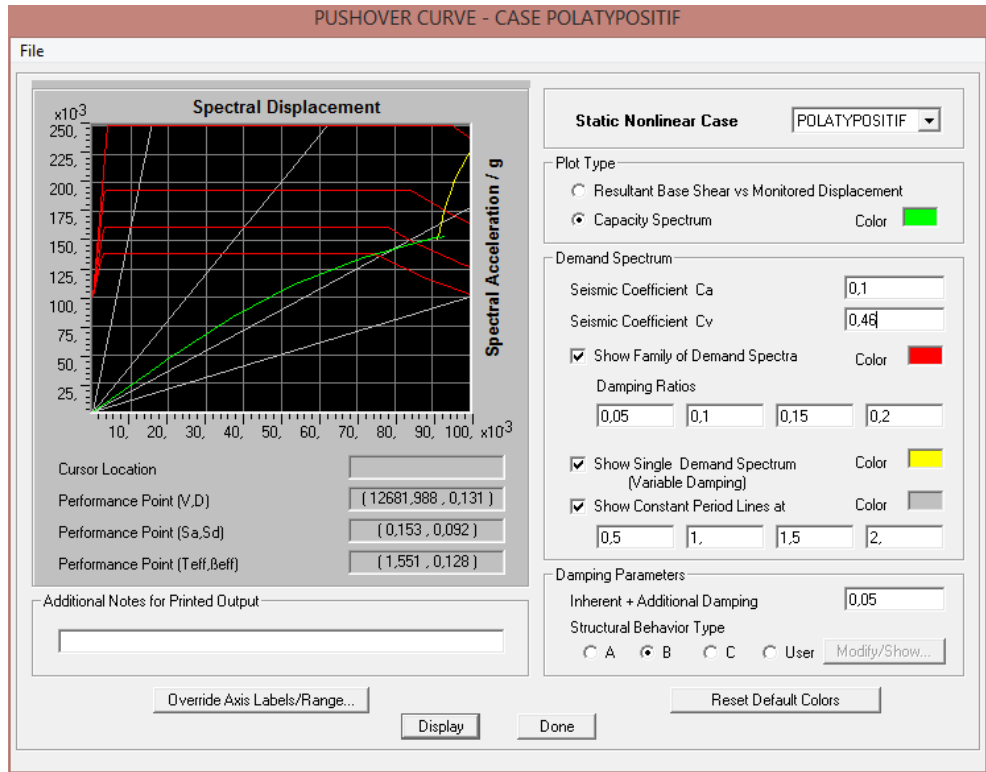


Gambar 5.62 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X utara ke selatan

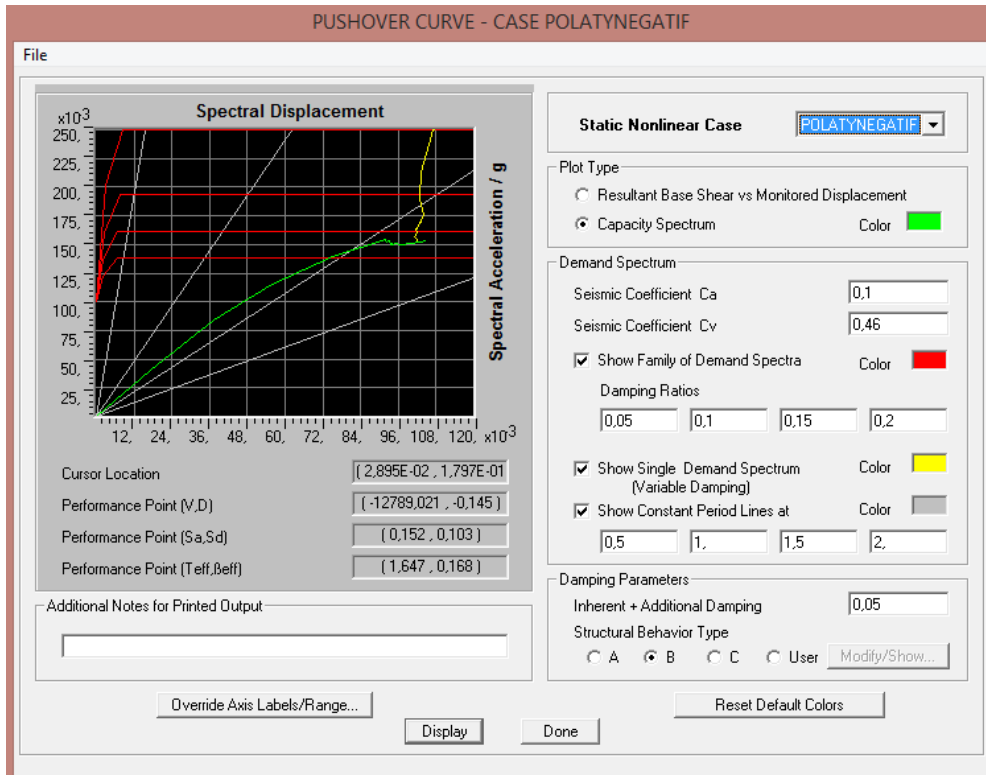


Gambar 5.63 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke utara

Pada Gambar 5.64 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah X utara ke selatan diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,125$ dan gaya geser dasar target $V_t = 11170,296 \text{ kN} > V_y = 9310,08 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P5 arah X pada gempa rencana dari utara ke selatan telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah X dari selatan ke utara diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,125$ dan gaya geser dasar target $V_t = 11078,263 \text{ kN} > V_y = 10299,9 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.65 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P5 arah X pada gempa rencana dari selatan ke utara telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis.



Gambar 5.64 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X barat ke timur



Gambar 5.65 Spektrum kapasitas *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X timur ke barat

Pada Gambar 5.66 dapat dilihat hasil simpangan target untuk arah Y barat ke timur diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,131$ dan gaya geser dasar target $V_t = 11170,296 \text{ kN} > V_y = 9310,08 \text{ kN}$. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P5 arah Y pada gempa rencana dari barat ke timur telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis. Pada arah sebaliknya yaitu *pushover* arah Y dari timur ke barat diperoleh nilai simpangan target $\delta t = 0,145$ dan gaya geser dasar target $V_t = 12789,021 \text{ kN} > V_y = 12116,3 \text{ kN}$, seperti yang terlihat pada Gambar 5.66 di atas. Dari hasil tersebut maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P5 arah Y pada gempa rencana dari timur ke barat telah mengalami kondisi inelastis yang disebabkan oleh pelelehan pada sendi plastis.

Berdasarkan hasil analisis spektrum kapasitas ATC-40 pada program ETAB's yang dapat dilihat pada Gambar 5.64 sampai dengan 5.67, maka didapatkan data seperti pada Tabel 5.16 berikut ini.

Tabel 5.16 *Performance point* pemodelan KJ-P5 dengan metode ATC-40

Arah Beban Lateral		Gaya Geser Dasar (V_y) (kN)	<i>Performance Point</i>					
			V_t (kN)	δt (m)	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
X	Utara-Selatan	9310,08	11170,296	0,125	0,143	0,106	1,728	0,178
	Selatan-Utara	10299,9	11078,263	0,125	0,142	0,106	1,731	0,178
Y	Barat-Timur	12396,5	12681,988	0,131	0,153	0,092	1,551	0,128
	Timur Barat	12116,3	12789,021	0,145	0,152	0,103	1,647	0,168

Dari data pada Tabel 5.16 di atas maka dapat dihitung level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* untuk pemodelan KJ-P5.

1. Arah beban lateral X

a. *Pushover* utara ke selatan

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,125}{26} = 0,004808 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,125 - 0,026}{26} = 0,003808$$

b. Pushover selatan ke utara

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,125}{26} = 0,004808 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,125-0,026}{26} = 0,003808$$

2. Arah beban lateral Y

a. Pushover arah barat ke timur

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,131}{26} = 0,005038 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,131-0,026}{26} = 0,004038$$

b. Pushover arah timur ke barat

$$\text{Drift maksimum akibat beban lateral} = \frac{0,145}{26} = 0,005577 < 0,01$$

Level kinerja struktur gedung adalah *immediate occupancy (IO)*

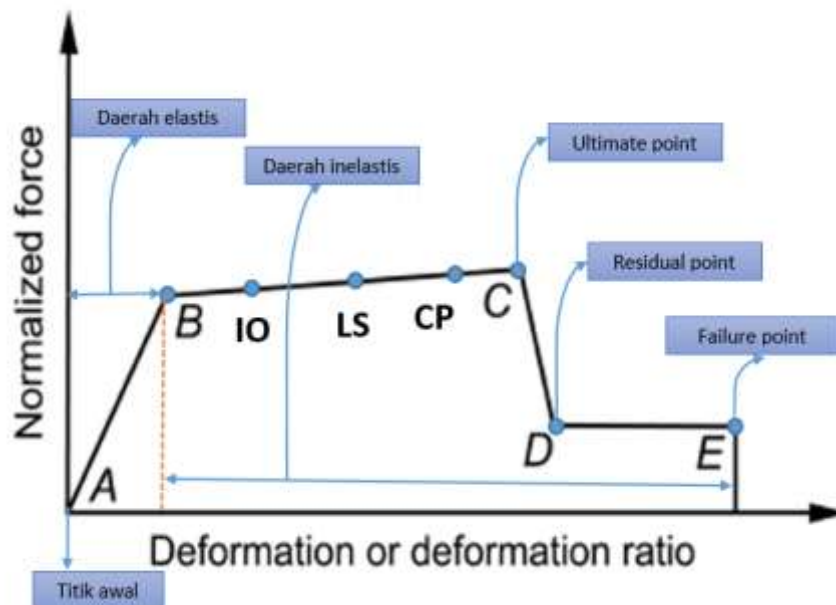
$$\text{Drift inelastic maksimum beban lateral} = \frac{0,145-0,026}{26} = 0,004577$$

Dari hasil analisis di atas dapat dilihat level kinerja struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* pada pemodelan KJ-P5 berdasarkan pada standar ATC-40 (1996) menunjukkan hasil level kinerja *immediate occupancy (IO)* pada semua arah *pushover*. Kriteria kinerja *immediate occupancy* menunjukkan bahwa apabila terjadi gempa maka bangunan hanya mengalami kerusakan-kerusakan ringan, yang berarti pada komponen struktur, kekuatan dan kekakuan kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen-komponen *non*-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

Dari semua nilai level kinerja struktur gedung bangunan Inna Garuda *Extention* pada kondisi eksisting maupun setelah diperkuat dengan 3 tipe perbesaran dimensi, semua level kinerja yang berdasarkan pada standar ATC-40 (1996) menunjukkan hasil level kinerja *immediate occupancy (IO)*) pada semua arah *pushover*.

5.7 Plastifikasi dan Prediksi Letak Kerusakan

Letak kerusakan pada elemen struktur dapat diketahui dari hasil analisis *pushover* pada program ETAB's dengan melihat elemen struktur yang mengalami kondisi sendi plastis pada level tertentu sesuai dengan level kinerja. Berdasarkan grafik ATC-40 (1996) sesuai pada Gambar 3.22 didapatkan grafik hubungan antara beban-deformasi dan kriteria level batasan dalam menerima deformasi dengan keterangan level kerusakan seperti yang dijelaskan di bawah ini.



Gambar 5.66 Hubungan beban-deformasi dan level kerusakan

Tabel 5.17 Penjelasan warna sendi plastis

Keterangan	Simbol	Penjelasan
B	●	Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti terjadi pelepasan pertama pada struktur
IO	●	Kerusakan kecil pada struktur (tidak berarti), kekakuan struktur hampir sama saat sebelum terjadi gempa
LS	●	Kerusakan mulai dari kecil hingga sedang. Kekakuan struktur berkurang tapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan
CP	●	Kerusakan parah pada struktur, kekuatan dan kekakuan berkurang banyak
C	●	Batas maksimum gaya geser masih mampu ditahan gedung
D	●	Degradasi kekuatan struktur besar, kondisi struktur tidak stabil hampir runtuh
E	●	Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser dan runtuh.

Hasil plastifikasi titik kinerja pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dari analisis *pushover* pada pemodelan eksisting dengan ukuran kolom pipih 15 x 50 cm untuk ke empat arah dapat dilihat pada Tabel 5.18 sampai dengan Tabel 5.21.

Tabel 5.18 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan eksisting arah X utara ke selatan

<i>Pushover</i> X (Utara ke Selatan)												
Step	<i>Displacement</i> (m)	<i>Base force</i> (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL	
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E		
1	0,026	780,6974	5366	2	0	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,049	1471,375	5340	28	0	0	0	0	0	0	0	5368
3	0,0777	2304,115	5299	69	0	0	0	0	0	0	0	5368
4	0,1072	3103,893	5243	113	12	0	0	0	0	0	0	5368
5	0,1342	3736,178	5192	150	26	0	0	0	0	0	0	5368
6	0,1619	4275,683	5140	173	45	10	0	0	0	0	0	5368
7	0,1905	4758,836	5082	205	61	14	4	2	0	0	0	5368
8	0,2182	5163,955	5082	205	59	14	6	0	2	0	0	5368
9	0,2182	5163,955	5067	219	58	14	6	2	2	0	0	5368
10	0,2264	5252,323	5067	219	58	14	6	0	4	0	0	5368
11	0,2264	5237,962	5047	217	71	15	12	2	4	0	0	5368
12	0,2414	5427,844	5047	217	71	15	12	0	6	0	0	5368
13	0,2414	5411,544	5027	226	82	11	14	2	6	0	0	5368
14	0,2476	5489,538	5027	225	83	11	12	0	10	0	0	5368
15	0,2477	5465,75	5006	237	83	18	12	2	10	0	0	5368
16	0,2585	5591,774	5006	237	83	18	12	0	12	0	0	5368
17	0,2585	5578,805	4997	246	79	22	10	2	12	0	0	5368
18	0,2608	5608,03	4997	245	80	22	10	0	14	0	0	5368
19	0,2608	5592,118	4986	240	85	29	12	2	14	0	0	5368
20	0,268	5671,426	4986	238	87	29	12	0	16	0	0	5368
21	0,268	5656,156	4978	246	85	31	8	4	16	0	0	5368
22	0,2707	5687,312	4975	249	85	31	8	0	20	0	0	5368
23	0,2707	5623,768	4970	253	86	25	12	2	20	0	0	5368
24	0,2739	5672,163	4969	254	86	23	14	0	22	0	0	5368
25	0,2739	5610,6	4967	255	87	23	14	0	20	2	0	5368
26	0,2758	5641,132	4895	289	103	28	19	2	26	6	0	5368
27	0,2758	5624,926	4869	299	111	21	26	0	30	12	0	5368
28	0,2765	5636,486	4863	297	112	28	24	2	28	14	0	5368
29	0,2765	5622,292	4859	294	119	28	22	2	28	16	0	5368

Tabel 5.18 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan eksisting arah X utara ke selatan (lanjutan)

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
30	0,2805	5670,186	4858	292	120	29	22	0	28	19	5368
31	0,2805	5657,896	4850	297	122	28	21	3	28	19	5368
32	0,2931	5781,155	4848	297	124	28	21		30	20	5368
33	0,2931	5758,632	4844	296	128	19	29	2	30	20	5368
34	0,3009	5832,304	4840	294	129	15	31	4	32	20	5368
35	0,3009	5805,312	4840	295	131	14	31	1	34	22	5368
36	0,3083	5873,366	4835	297	134	14	31	1	34	23	5368
37	0,3083	5856,796	4832	296	137	15	30	1	32	25	5368
38	0,3086	5861,503	4817	295	140	26	25	1	28	37	5368
39	0,3086	5858,339	4809	301	136	32	20	0	30	40	5368
40	0,3112	5881,663	4786	308	140	33	27	0	28	46	5368

Tabel 5.18 di atas menampilkan hasil plastifikasi analisis *pushover* arah X dari utara ke selatan pada pemodelan eksisting dengan dimensi kolom pipih 15 x 50 cm. Hasil analisis tersebut berhenti pada step 40 dengan nilai *displacement* sebesar 0,3112 meter dan *base force* sebesar 5881,663 kN, yang berarti kondisi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum. Berhentinya analisis *pushover* pada step 40 tersebut disebabkan adanya ketidak stabilan dari sendi plastis yang terbentuk. Kondisi sudah mengalami kerusakan berat dimulai pada step 25 dengan jumlah kerusakan sebanyak 2 titik elemen. Pada step ke 4 level kinerja sudah tercapai dan terdapat 12 titik elemen telah mencapai batas IO (*immediate occupancy*).

Tabel 5.19 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan eksisting arah X selatan ke utara

Pushover X (Selatan ke Utara)												
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL	
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E		
1	-0,026	-780,697	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368	
2	-0,049	-1471,37	5341	27	0	0	0	0	0	0	5368	

Tabel 5.19 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan eksisting arah X selatan ke utara (lanjutan)

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
3	-0,0777	-2305,12	5305	63	0	0	0	0	0	0	5368
4	-0,1055	-3061,07	5248	108	12	0	0	0	0	0	5368
5	-0,1338	-3728,65	5190	144	34	0	0	0	0	0	5368
6	-0,1652	-4328,41	5131	181	46	10	0	0	0	0	5368
7	-0,1927	-4781,28	5087	198	61	16	2	4	0	0	5368
8	-0,221	-5188,51	5087	198	61	12	6	0	4	0	5368
9	-0,2211	-5158,82	5061	213	64	12	12	2	4	0	5368
10	-0,2369	-5361,96	5061	212	65	12	12	6	0	0	5368
11	-0,2369	-5346,89	5035	218	80	13	14	2	6	0	5368
12	-0,2471	-5473,35	5034	219	78	15	12	0	10	0	5368
13	-0,2471	-5450,37	5012	233	80	19	12	2	10	0	5368
14	-0,2564	-5561,03	5010	234	81	19	12	0	12	0	5368
15	-0,2565	-5546,91	5004	235	82	23	10	2	12	0	5368
16	-0,2589	-5576,75	5004	235	82	23	10	0	14	0	5368
17	-0,2589	-5564,93	4991	244	84	25	8	2	14	0	5368
18	-0,2641	-5622,75	4918	291	101	31	8	3	16	0	5368

Pada Tabel 5.19 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan eksisting arah X selatan ke utara berhenti pada step ke 18, yang berarti distribusi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum dengan nilai *displacement* 0,2461 meter dan *base force* sebesar 5622,75 kN. Pada step ke 4 dapat dilihat bahwa terdapat 12 titik elemen telah mencapai kondisi *immediate occupancy* (IO), dengan nilai *displacement* 0,1055 dan *base force* sebesar 3061,07 kN.

Tabel 5.20 Plastifikasi struktur pada pembebanan pushover pemodelan eksisting arah Y barat ke timur

Pushover Y (Barat ke Timur)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	0,026	780,8808	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,0492	1477,909	5340	28	0	0	0	0	0	0	5368

Tabel 5.20 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan eksisting arah Y barat ke timur

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
3	0,0771	2290,069	5299	69	0	0	0	0	0	0	5368
4	0,1342	3736,577	5192	150	26	0	0	0	0	0	5368
5	0,1904	4758,414	5084	203	61	14	6	0	0	0	5368
6	0,2172	5150,699	5079	210	59	16	4	0	0	0	5368
7	0,2429	5435,165	5046	224	71	13	14	0	0	0	5368
8	0,2935	5765,364	4989	252	86	25	14	2	0	0	5368
9	0,2989	5772,271	4952	275	96	26	16	2	1	0	5368

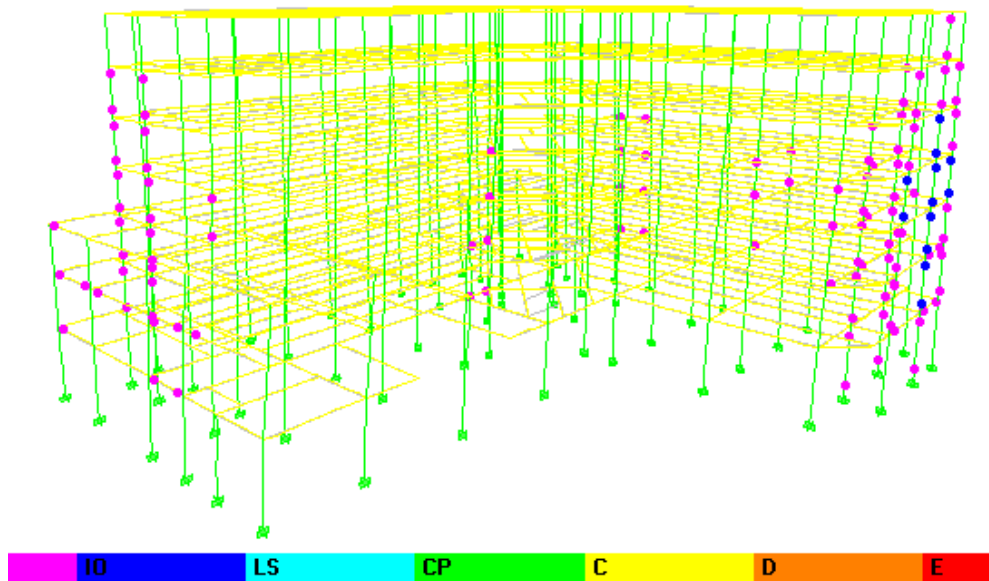
Tabel 5.21 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan eksisting arah Y timur ke barat

Pushover Y (Timur ke Barat)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	-0,026	-780,881	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
2	-0,0492	-1477,91	5341	27	0	0	0	0	0	0	5368
3	-0,0772	-2290,93	5303	65	0	0	0	0	0	0	5368
4	-0,1864	-4683,59	5098	190	60	14	6	0	0	0	5368
5	-0,2373	-5367,43	5061	209	68	12	12	0	6	0	5368
6	-2,47	-5471,9	5011	233	81	19	12	2	10	0	5368
7	-0,2568	-5551	5001	238	80	25	10	0	14	0	5368
8	-0,2658	-5586,59	4984	241	90	21	12	2	18	0	5368
9	-0,2726	-5636,9	4903	297	104	31	10	3	18	2	5368

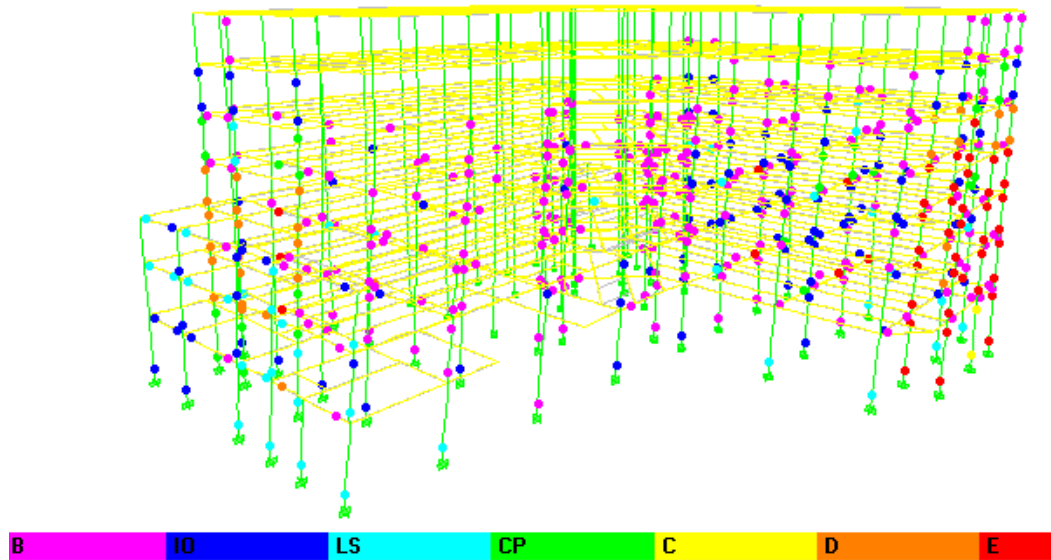
Tabel 5.20 dan Tabel 5.21 adalah tabel analisis *pushover* arah Y dari barat ke timur dan sebaliknya dari timur ke barat. Berhentinya analisis *pushover* dari kedua arah Y tersebut adalah sama, yaitu berhenti pada step ke 9. Akan tetapi besarnya nilai *displacement* dan *base force* memiliki perbedaan pada kedua arah Y tersebut. Nilai *displacement* pada arah barat ke timur dan timur ke barat berturut-turut sebesar 0,2989 meter dan 0,2726 meter, sedangkan nilai *base force* berturut-turut sebesar 5772,271 kN dan 5636,9 kN. Pada kedua arah Y tersebut dapat dilihat pada

step ke 4 pada kedua arah tersebut telah melewati kondisi *immediate occupancy* dengan jumlah titik elemen dari barat ke timur terdapat 26 titik elemen sedangkan dari timur ke barat terdapat 60 titik elemen.

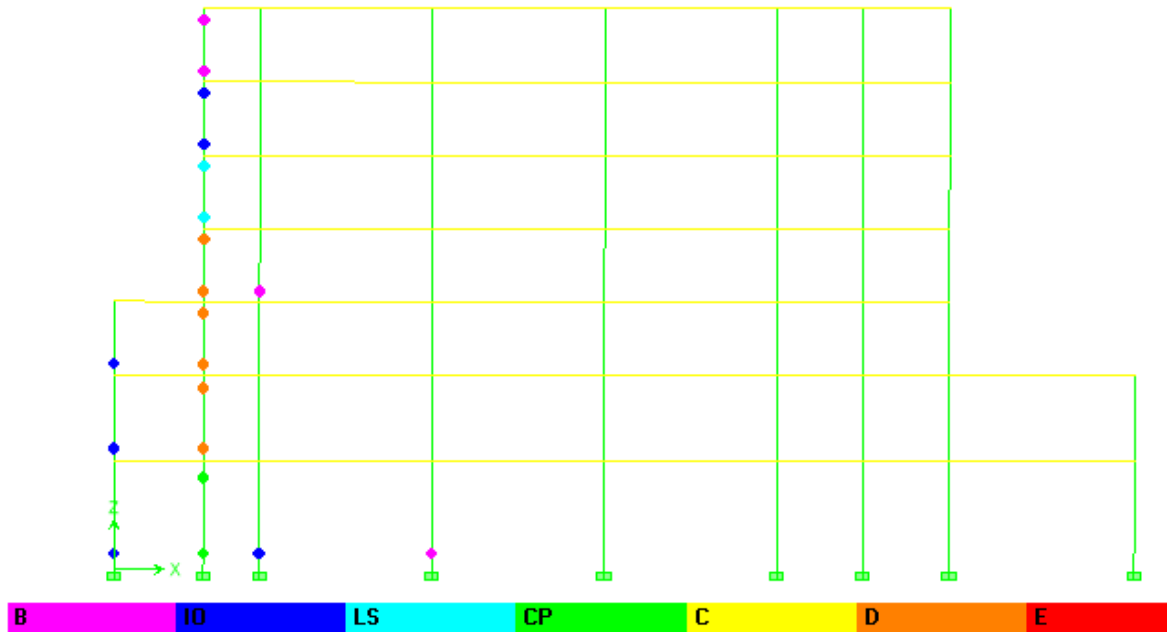
Dari keempat hasil analisis *pushover* pemodelan eksisting di atas dapat diketahui letak-letak kerusakan dari setiap kondisi. Letak kerusakan dari setiap kondisi tersebut dapat dilihat pada Gambar berikut ini.



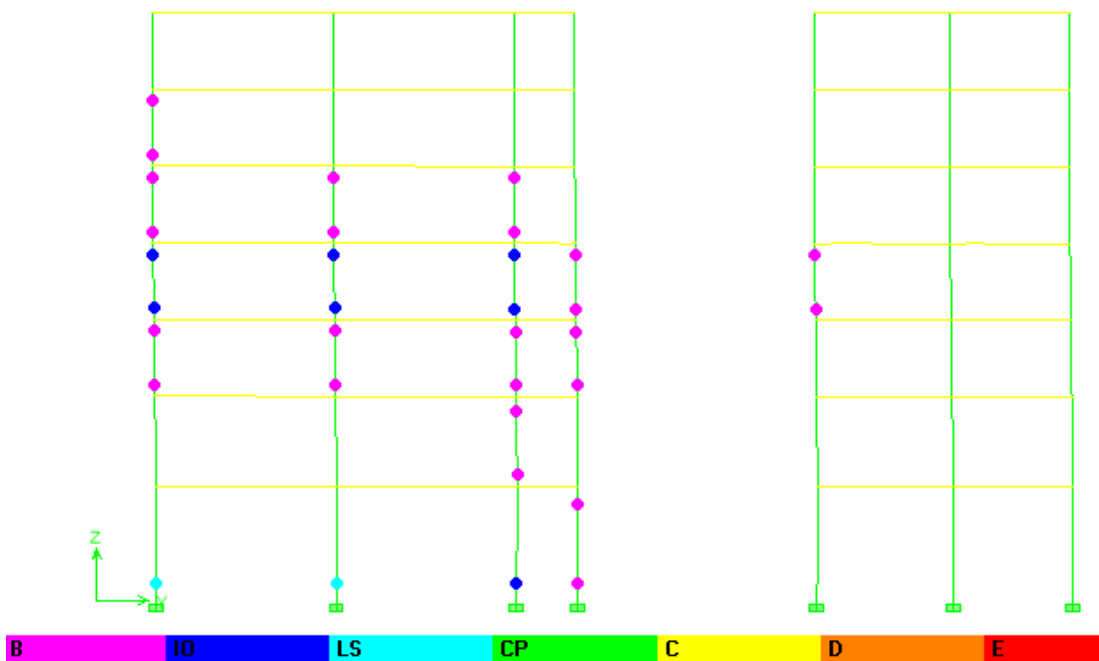
Gambar 5.67 Letak sendi plastis pada step 4 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan eksisting



Gambar 5.68 Letak sendi plastis pada step 40 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan eksisting



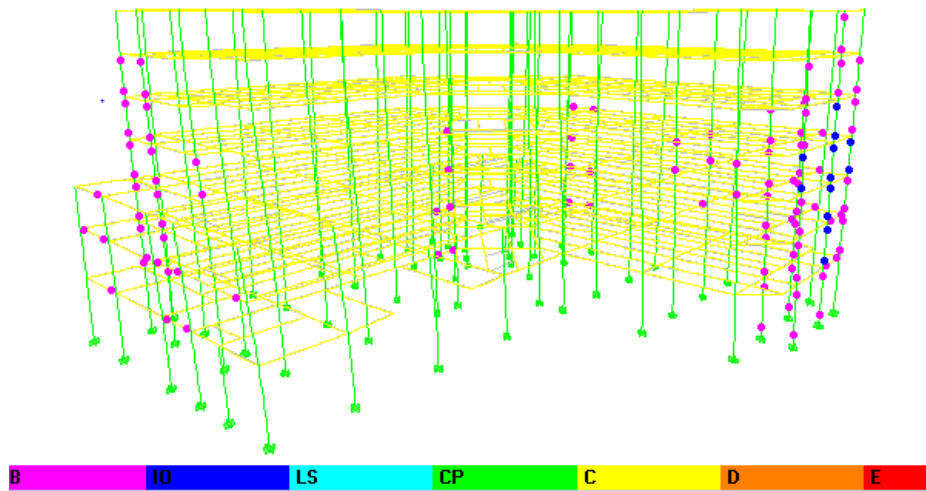
Gambar 5.69 Letak sendi plastis pada step 40 portal 6 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan eksisting



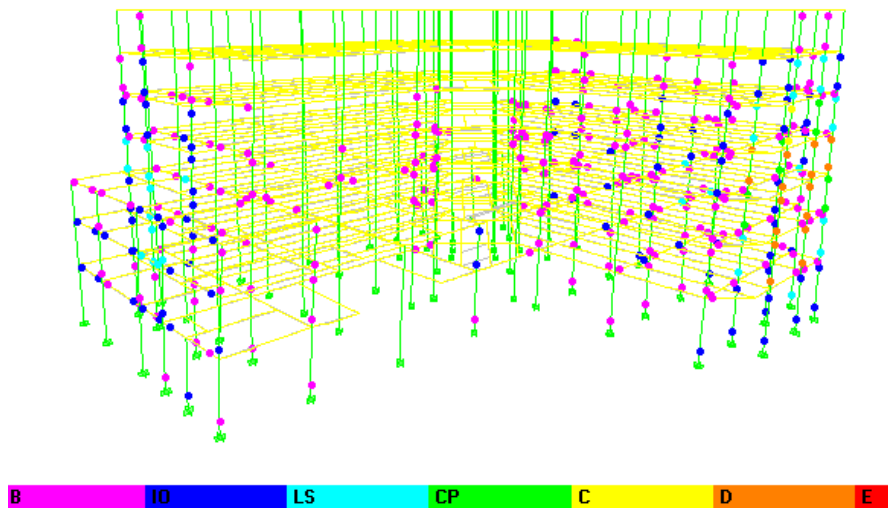
Gambar 5.70 Letak sendi plastis pada step 40 portal E *pushover* arah x utara ke selatan pada pemodelan eksisting

Gambar 5.67 sampai dengan Gambar 5.70 merupakan gambar elemen struktur yang telah mengalami sendi plastis pada *pushover* pemodelan eksisting arah X utara ke selatan. Dari gambar di atas dapat diketahui bahwa letak elemen struktur sudah dalam kondisi *immediate occupancy* (IO) yang ditandai dengan

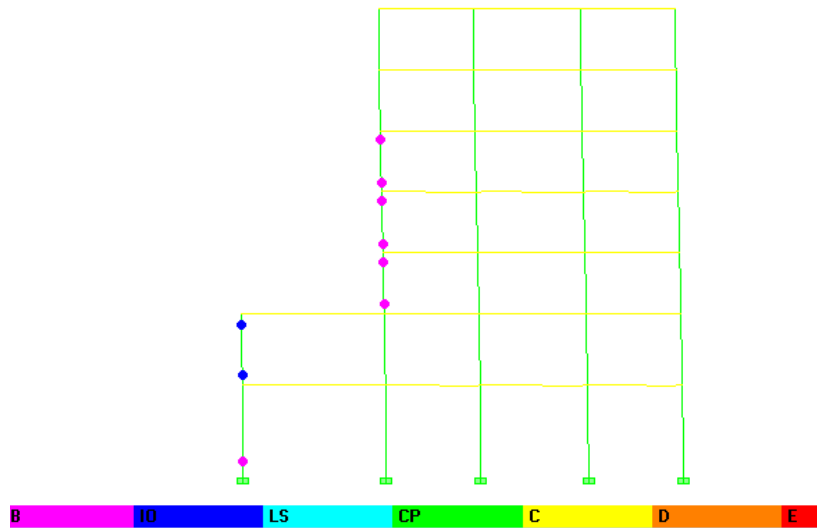
warna biru. Pada step ke 40 sudah terdapat beberapa titik elemen yang berwarna merah yang berarti sudah mengalami sendi plastis dengan kondisi keruntuhan akhir. Pada portal E dan portal 6 dapat dilihat terdapat beberapa titik kolom yang sudah mengalami sendi plastis. Dalam ketentuan *strong coloumn weak beam* seharusnya kolom lebih kuat dari pada balok yang mana elemen balok rusak terlebih dahulu kemudian dilanjutkan pada elemen kolom. Namun pada *pushover* arah X selatan ke utara portal E dan portal 6 elemen balok belum mengalami kerusakan sama sekali tetapi sebaliknya pada elemen kolom sudah mengalami kerusakan melebihi kondisi *immediate occupancy (IO)*.



Gambar 5.71 Letak sendi plastis pada step 4 *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan eksisting

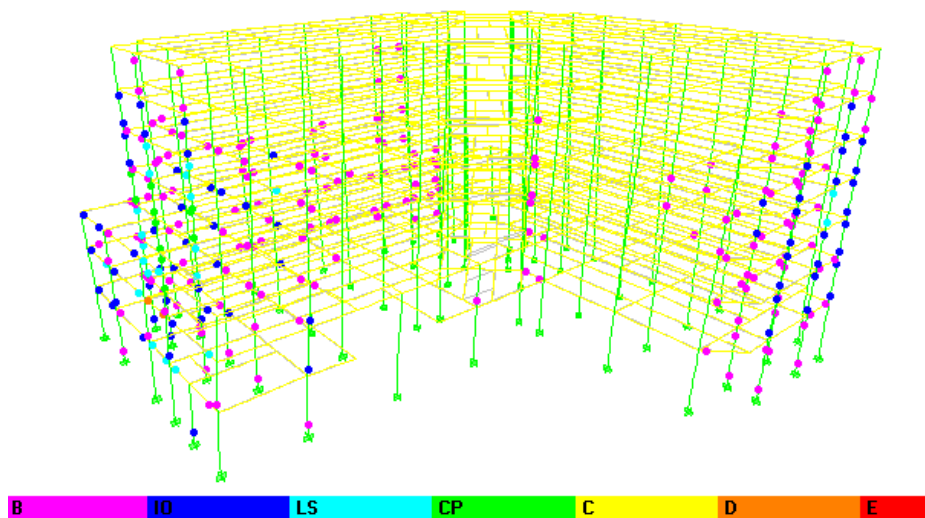


Gambar 5.72 Letak sendi paada step 18 *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan eksisting

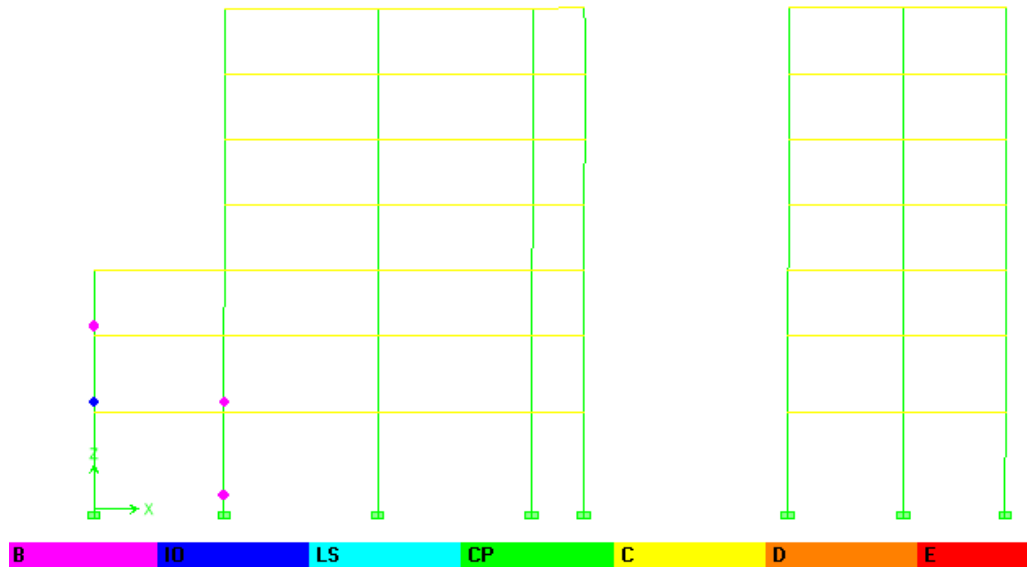


Gambar 5.73 Letak Sendi Plastis pada Step 18 Portal D *Pushover* Arah X Utara ke Selatan pada Pemodelan Eksisting

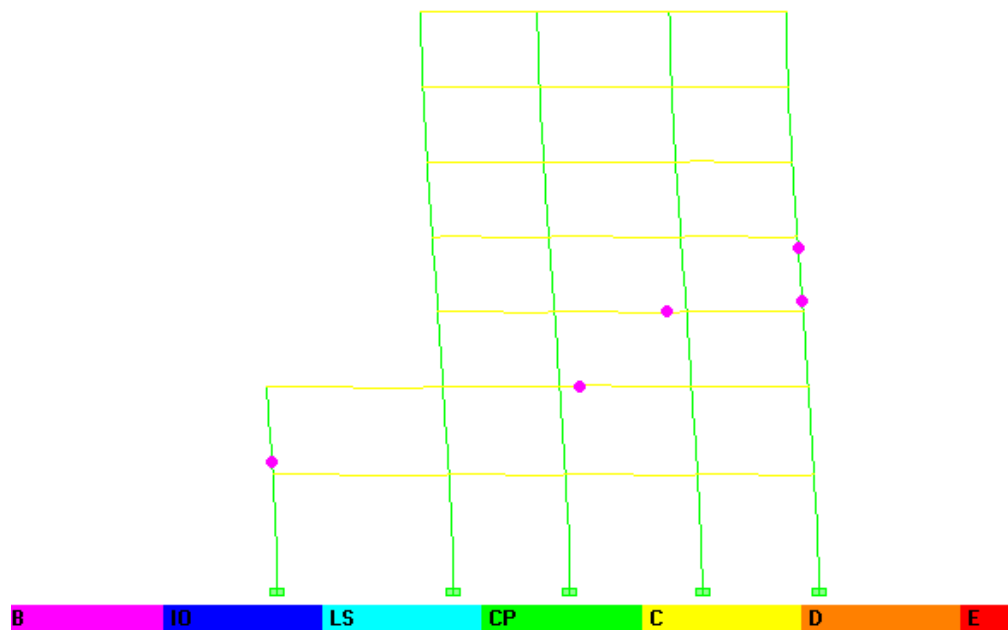
Sama halnya dengan *pushover* arah X utara ke selatan, pada arah selatan ke utara pada step ke 4 telah melewati kondisi *immediate occupancy* yang terjadi pada elemen kolom pipih pada portal 0'. Pada step ke 18 sudah terdapat beberapa titik elemen berwarna orange yang berarti sudah mengalami kerusakan berat akan tetapi belum sampai dengan keruntuhan akhir. Pada portal D arah X selatan ke utara dapat dilihat kolom pada step ke 18 sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO), sedangkan struktur balok pada portal tersebut belum mengalami sendi plastis. Hal ini menunjukkan bahwa pada struktur bangunan Hotel Ina Garuda *Extention* tidak memenuhi kriteria *strong column weak beam* (SCWB).



Gambar 5.74 Letak sendi pada step 9 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan eksisting

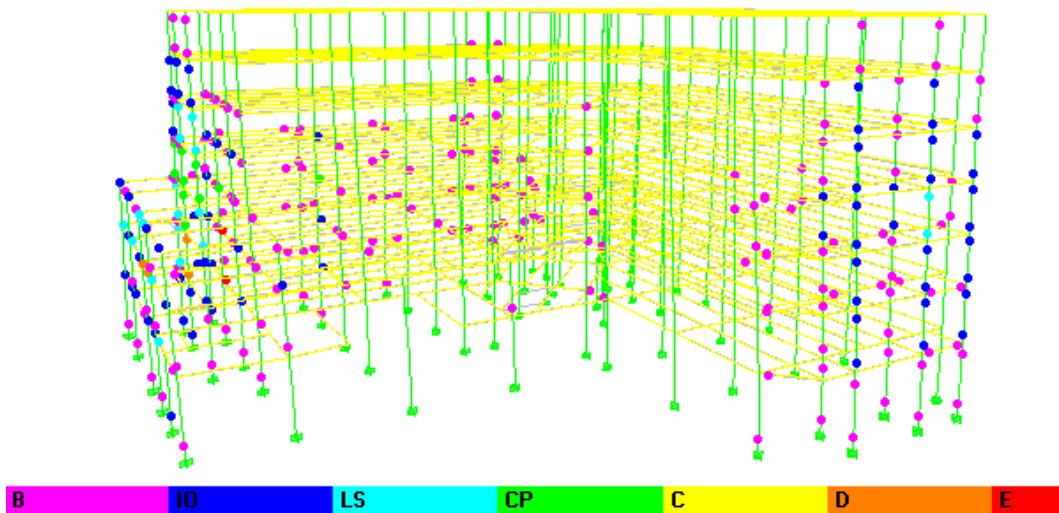


Gambar 5.75 Letak sendi plastis pada step 9 portal 4 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan eksisting

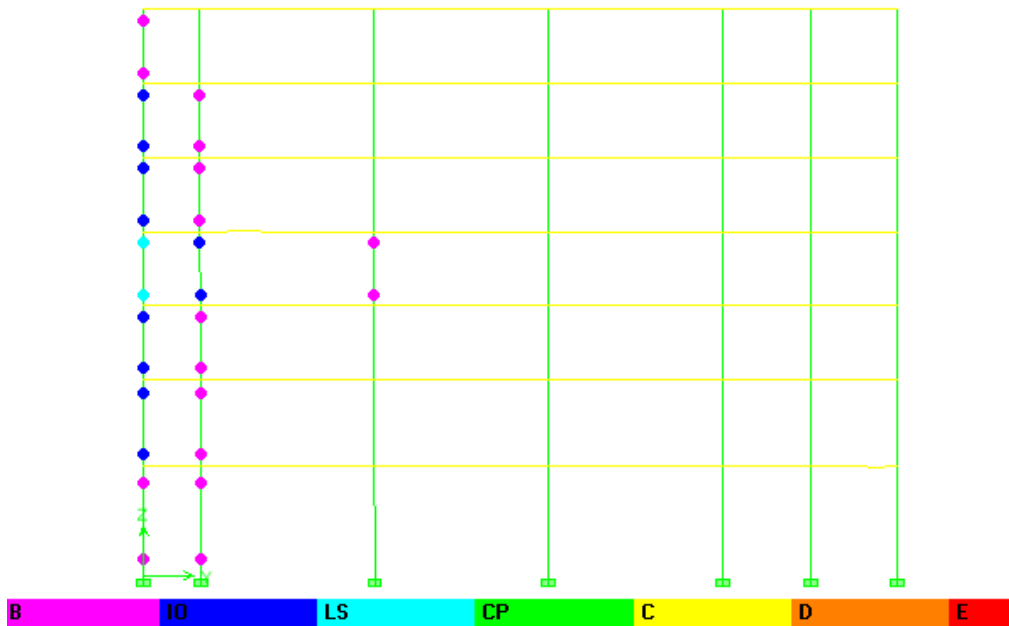


Gambar 5.76 Letak sendi plastis pada step 9 portal D *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan eksisting

Pada Gambar 5.74 dan Gambar 5.76 di atas menampilkan hasil pembebanan *pushover* pada pemodelan eksisting arah Y dari barat ke timur yang sudah mengalami sendi plastis di beberapa titik kolom diantaranya sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO). Pada Gambar 5.74 di atas dapat dilihat beberapa titik elemen struktur kolom sudah mengalami sendi plastis dan beberapa titik balok juga telah mengalami kondisi sendi plastis awal yang ditandai dengan warna ungu.



Gambar 5.77 Letak sendi paada step 9 *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan eksisting



Gambar 5.78 Letak sendi plastis pada step 9 portal H *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan eksisting

Analisi letak sendi plastis yang terakhir pada pemodelan eksisting adalah pembebanan *pushover* arah Y timur ke barat. Dari hasil pengamatan dapat dilihat letak sendi plastis pada elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention*. Dari Gambar 5.77 dan Gambar 5.78 dapat dilihat sebagian elemen struktur sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO)

Uraian penjelasan mengenai kerusakan elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention* di atas secara garis besar terjadi pada elemen kolom sedangkan pada

elemen balok terdapat beberapa titik balok yang mengalami sendi plastis akan tetapi tidak sebanyak yang terjadi pada kolom.

Hasil plastifikasi titik kinerja pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dari analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P2 dengan ukuran kolom pipih 25 x 50 cm untuk ke empat arah dapat dilihat pada Tabel 5.22 sampai dengan Tabel 5.25.

Tabel 5.22 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan

Pushover X (Utara ke Selatan)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	0,026	807,7975	5368	0	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,052	1615,592	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
3	0,0553	1719,288	5336	32	0	0	0	0	0	0	5368
4	0,0852	2601,238	5291	77	0	0	0	0	0	0	5368
5	0,1115	3317,221	5226	139	3	0	0	0	0	0	5368
6	0,1388	3960,132	5168	183	17	0	0	0	0	0	5368
7	0,1664	4498,714	5112	219	36	1	0	0	0	0	5368
8	0,1961	4999,996	5052	250	61	4	1	0	0	0	5368
9	0,2242	5405,415	4998	273	82	10	4	1	0	0	5368
10	0,2492	5715,937	4998	271	84	10	4	0	1	0	5368
11	0,2492	5681,031	4992	271	86	14	2	2	1	0	5368
12	0,2527	5728,739	4992	270	87	14	2	0	3	0	5368
13	0,2527	5704,029	4980	280	88	15	2	0	2	1	5368
14	0,2571	5761,223	4978	282	86	17	2	0	2	1	5368
15	0,2571	5739,002	4978	282	86	17	2	0	2	1	5368
16	0,2581	5754,857	4978	281	87	17	2	0	2	1	5368
17	0,2581	5750,873	4956	281	100	20	6	2	2	1	5368
18	0,2695	5877,502	4954	283	100	18	8	0	4	1	5368
19	0,2695	5846,946	4908	310	105	28	10	2	4	1	5368
20	0,2892	6049,862	4908	306	107	30	10		6	1	5368
21	0,2892	5992,45	4907	306	108	30	8	2	6	1	5368
22	0,2916	6030,373	4900	312	109	30	8	0	8	1	5368
23	0,2916	5968,169	4890	321	108	28	12	0	8	1	5368
24	0,2953	6021,033	4887	323	109	26	12	0	10	1	5368
25	0,3055	6057,035	4863	329	116	26	19	2	10	3	5368
26	0,3089	6088,061	4862	330	116	26	19	0	12	3	5368
27	0,3098	6054,797	4861	329	118	24	19	0	12	5	5368
28	0,3098	6034,266	4823	341	136	24	20	0	16	8	5368

Tabel 5.22 di atas menampilkan hasil plastifikasi analisis *pushover* arah X dari utara ke selatan pada pemodelan KJ-P2 dengan dimensi kolom pipih 25 x 50 cm. Hasil analisis tersebut berhenti pada step 28 dengan nilai *displacement* sebesar 0,3098 meter dan *base force* sebesar 6034,266 kN, yang berarti kondisi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum. Berhentinya analisis *pushover* pada step 28 tersebut disebabkan adanya ketidak stabilan dari sendi plastis yang terbentuk. Kondisi sudah mengalami kerusakan berat dimulai pada step 13 dengan jumlah kerusakan sebanyak 1 titik elemen. Pada step ke 5 level kinerja sudah tercapai dan terdapat 3 titik elemen telah mencapai batas IO (*immediate occupancy*).

Tabel 5.23 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P2 arah X selatan ke utara

Pushover X (Selatan ke Utara)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	-0,026	-807,798	5368	0	0	0	0	0	0	0	5368
2	-0,052	-1615,6	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
3	-0,0553	-1719,28	5338	30	0	0	0	0	0	0	5368
4	-0,084	-2572,01	5294	74	0	0	0	0	0	0	5368
5	-0,1102	-3285,81	5231	132	5	0	0	0	0	0	5368
6	-0,1381	-3938,75	5176	171	21	0	0	0	0	0	5368
7	-0,1668	-4492,85	5120	209	36	3	0	0	0	0	5368
8	-0,1935	-4940,62	5059	246	56	4	3	0	0	0	5368
9	-0,2214	-5346,71	5019	261	75	10	1	2	0	0	5368
10	-0,2427	-5617,93	5019	261	75	8	3	0	2	0	5368
11	-0,2428	-5587,77	5010	267	76	10	2	1	2	0	5368
12	-0,2445	-5612,77	5007	270	76	10	2	0	3	0	5368
13	-0,2445	-5580,71	4994	278	80	5	8	0	2	1	5368
14	-0,265	-5787,47	4955	292	88	20	6	2	4	1	5368
15	-0,2671	-5794,38	4947	298	88	22	4	2	6	1	5368
16	-0,2701	-5833,51	4945	298	88	22	6	0	8	1	5368
17	-0,2702	-5775,13	4941	301	89	22	6	0	8	1	5368
18	-0,2729	-5818,79	4941	299	91	22	4	2	8	1	5368
19	-0,2806	-5878,7	4929	297	103	22	6	0	8	3	5368
20	-0,2813	-5862,09	4904	317	101	27	6	2	8	3	5368
21	-0,2994	-5933,5	4877	332	104	26	12	2	12	3	5368
22	-0,3035	-5871,38	4859	335	112	29	19	1	10	3	5368
23	-0,3224	-6068,57	4855	337	114	30	19	0	10	3	5368

Pada Tabel 5.23 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P2 arah X selatan ke utara berhenti pada step ke 23, yang berarti distribusi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum dengan nilai *displacement* 0,3224 meter dan *base force* sebesar 6068,57 kN. Pada step ke 5 dapat dilihat bahwa terdapat 5 titik elemen telah mencapai kondisi *immediate occupancy* (IO), dengan nilai *displacement* 0,1102 dan *base force* sebesar 3285,81 kN.

Tabel 5. 24 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur

Pushover Y (Barat ke Timur)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
1	0,026	807,6848	5368	0	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,052	1615,367	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
3	0,0554	1721,371	5334	34	0	0	0	0	0	0	5368
4	0,0864	2633,517	5276	92	0	0	0	0	0	0	5368
5	0,1158	3426,588	5212	151	5	0	0	0	0	0	5368
6	0,1446	4079,95	5156	191	21	0	0	0	0	0	5368
7	0,1737	4628,774	5086	231	48	3	0	0	0	0	5368
8	0,2054	5140,237	5027	273	61	4	3	0	0	0	5368
9	0,2318	5503,598	4993	278	82	10	4	1	0	0	5368
10	0,2479	5699,038	4993	277	83	10	4	0	1	0	5368
11	0,2479	5660,705	4993	277	83	10	4	0	1	0	5368
12	0,2479	5658,514	4993	277	83	10	4	0	1	0	5368
13	0,2479	5657,511	4978	283	87	15	4	0	0	1	5368
14	0,2549	5726,429	4964	290	91	18	2	2	0	1	5368
15	0,2618	5784,446	4942	296	96	22	6	0	2	4	5368
16	0,2732	5889,034	4938	295	99	22	6	2	1	5	5368
17	0,2995	6060,832	4861	340	110	28	14	2	7	6	5368

Pada Tabel 5.24 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur. Hasil analisis tersebut berhenti pada step 17 dengan nilai *displacement* sebesar 0,2995 meter dan *base force* sebesar 6060,832 kN, yang berarti kondisi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum. Berhentinya analisis *pushover* pada step 17 tersebut disebabkan adanya ketidak stabilan dari sendi plastis yang terbentuk. Kondisi sudah mengalami kerusakan berat dimulai pada step 13 dengan jumlah kerusakan sebanyak 1 titik elemen. Pada step ke 5 level kinerja

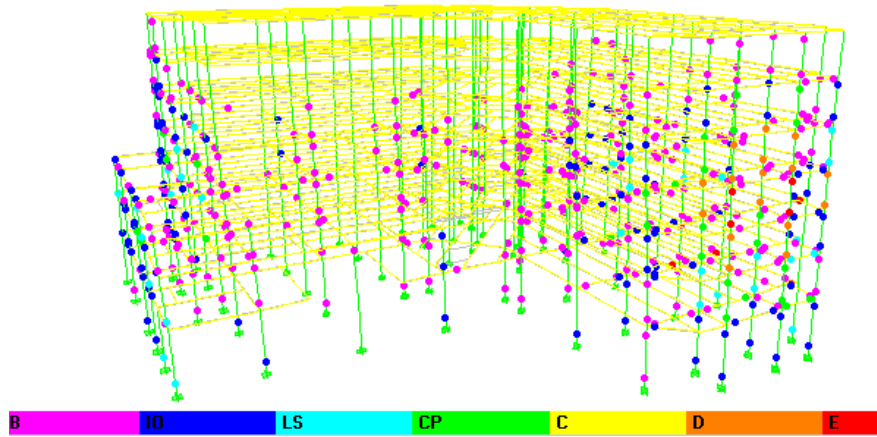
sudah tercapai dan terdapat 5 titik elemen telah mencapai batas IO (*immediate occupancy*).

Tabel 5.25 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P2 arah Y timur ke barat

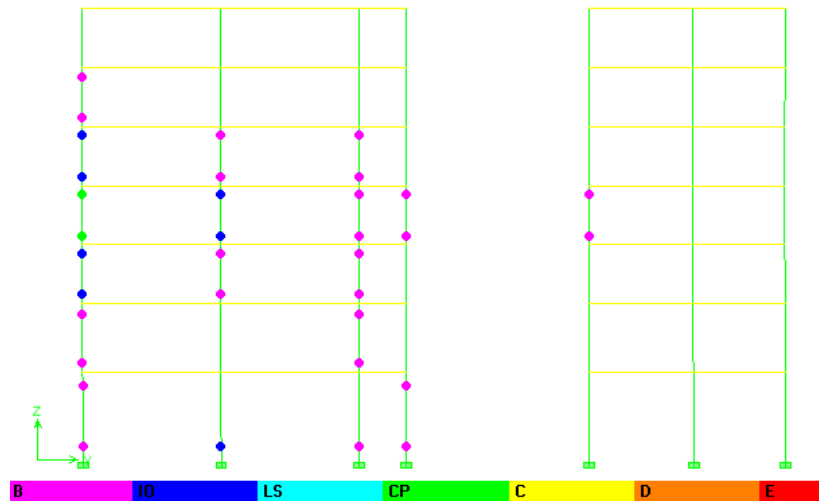
Pushover Y (Timur ke Barat)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	0,026	-807,685	5368	0	0	0	0	0	0	0	5368
2	-0,052	-1615,37	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
3	-0,0554	-1721,36	5337	31	0	0	0	0	0	0	5368
4	-0,084	-2571,45	5294	74	0	0	0	0	0	0	5368
5	-0,1102	-3284,22	5236	127	5	0	0	0	0	0	5368
6	-0,1366	-3905,15	5179	168	21	0	0	0	0	0	5368
7	-0,1628	-4421,06	5124	205	38	1	0	0	0	0	5368
8	-0,2178	-5298,71	5067	242	54	4	1	0	0	0	5368
9	-0,2435	-5596,42	5009	271	75	10	1	2	0	0	5368
10	-0,2687	-5810,19	5009	271	75	8	3	0	2	0	5368
11	-0,2739	-5826,06	4938	299	94	22	4	0	10	1	5368
12	-0,281	-5975,12	4927	300	102	22	6	0	8	3	5368
13	-0,2912	-5975,12	4813	109	378	40	8	3	14	3	5368

Pada Tabel 5.25 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P2 arah X timur ke barat berhenti pada step ke 13, yang berarti distribusi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum dengan nilai *displacement* 0,2912 meter dan *base force* sebesar 5975,12 kN. Pada step ke 5 dapat dilihat bahwa terdapat 5 titik elemen telah mencapai kondisi *immediate occupancy* (IO), dengan nilai *displacement* 0,1102 dan *base force* sebesar 3284,22 kN.

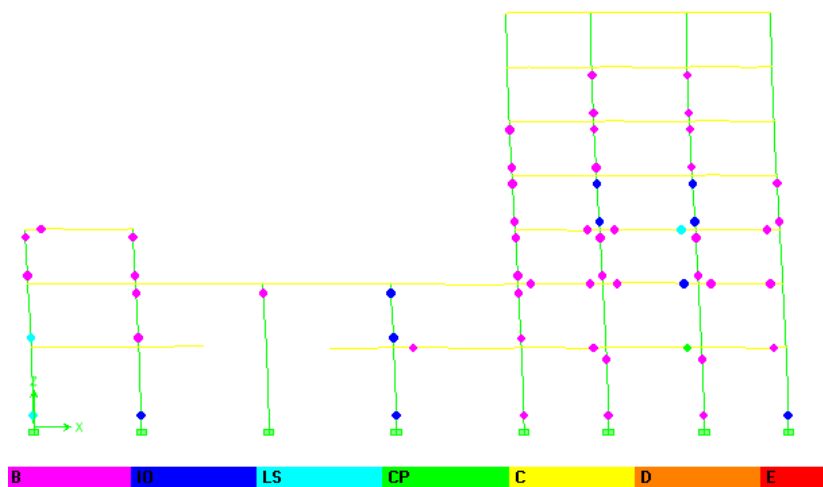
Dari keempat hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P2 di atas dapat diketahui letak-letak kerusakan dari setiap kondisi. Letak kerusakan dari setiap kondisi tersebut dapat dilihat pada Gambar berikut ini.



Gambar 5.79 Letak sendi paada step 28 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P2

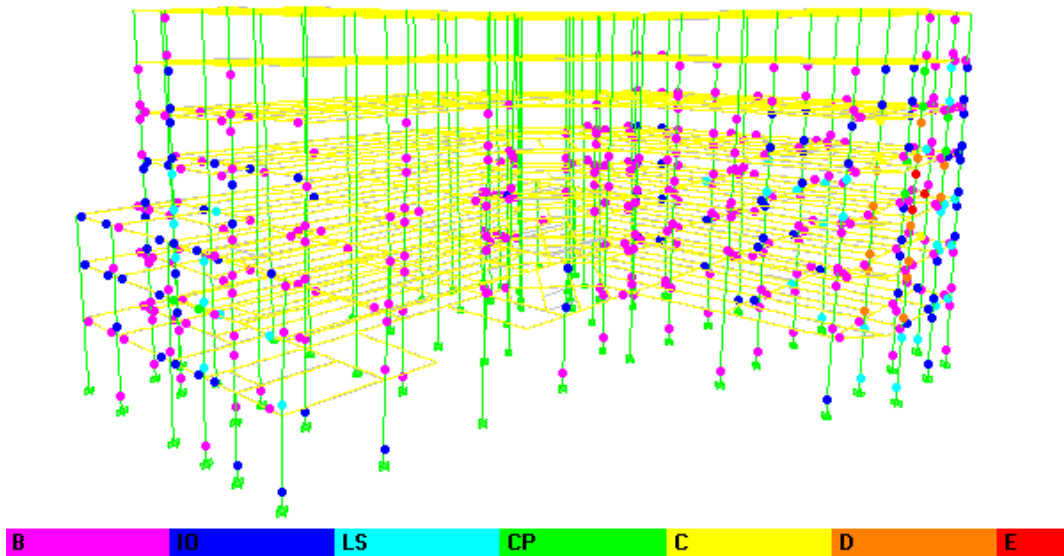


Gambar 5.80 Letak sendi plastis pada step 28 portal E *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P2

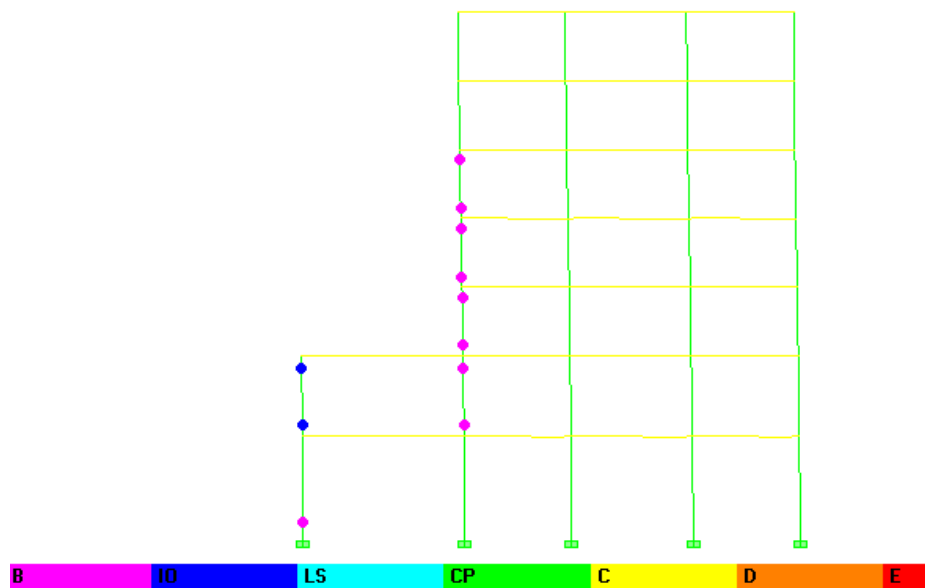


Gambar 5.81 Letak sendi plastis pada step 28 portal 3 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P2

Dari Gambar 5.79 sampai dengan Gambar 5.81 dapat dilihat hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan pada step ke 28 dapat diketahui letak dari setiap kondisi baik *immediate occupanci*, *live safety*, *collapse prevention* sampai dengan keruntuhan akhir. Pada gambar di atas dapat dilihat banyak elemen struktur baik kolom maupun balok sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO), bahkan beberapa sudah dalam kondisi *live safety* (LS) dan *collapse prevention* (CP).

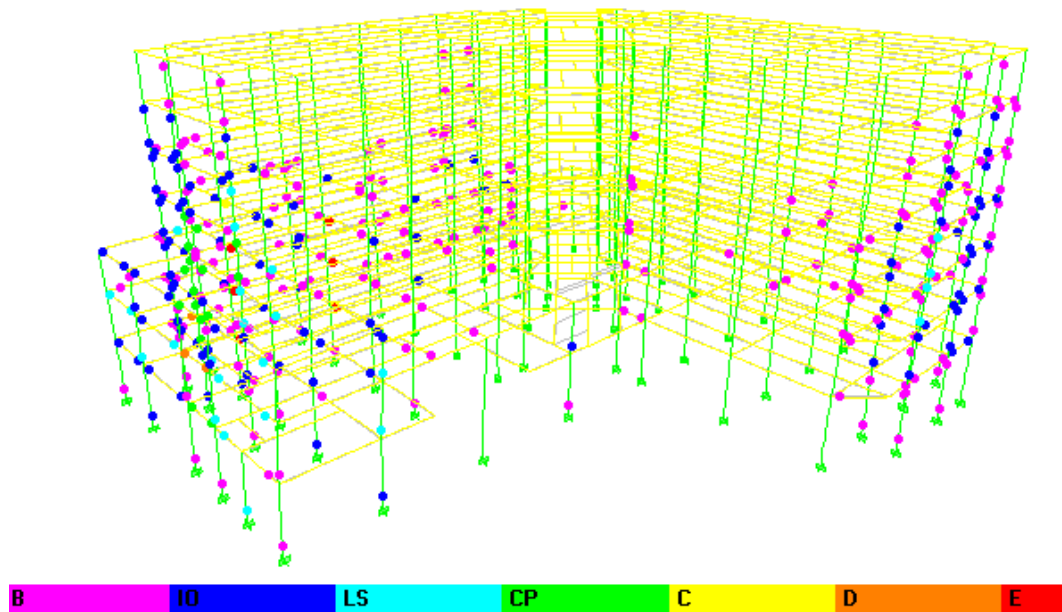


Gambar 5.82 Letak sendi pada step 23 *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P2

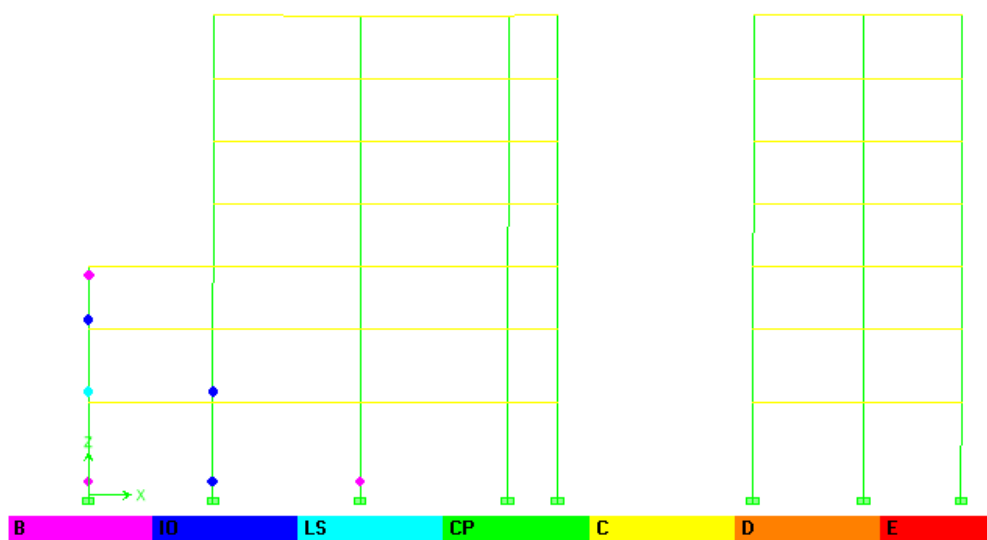


Gambar 5.83 Letak sendi plastis pada step 23 portal D *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P2

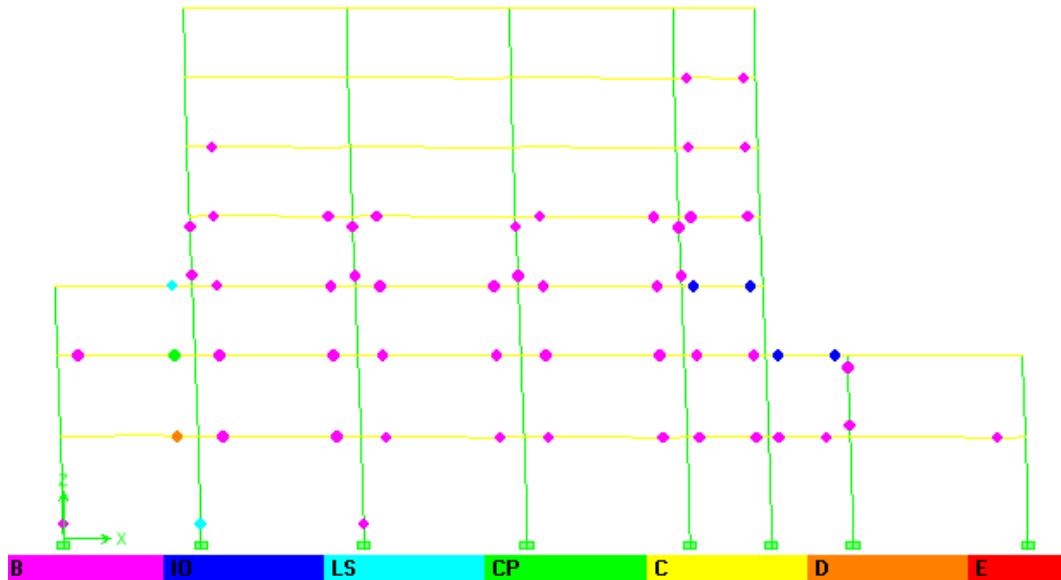
Pada step ke 23 hasil analisis *pushover* arah X selatan ke utara sudah terdapat beberapa titik yang sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO) dapat dilihat pada Gambar 5.82 dan Gambar 5.83, bahkan terdapat beberapa titik yang berwarna merah yang berarti telah mengalami kondisi keruntuhan akhir. Portal D arah X selatan ke utara dapat dilihat kolom pada step ke 23 sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO), sedangkan struktur balok pada portal tersebut belum mengalami sendi plastis.



Gambar 5.84 Letak sendi pada step 17 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P2

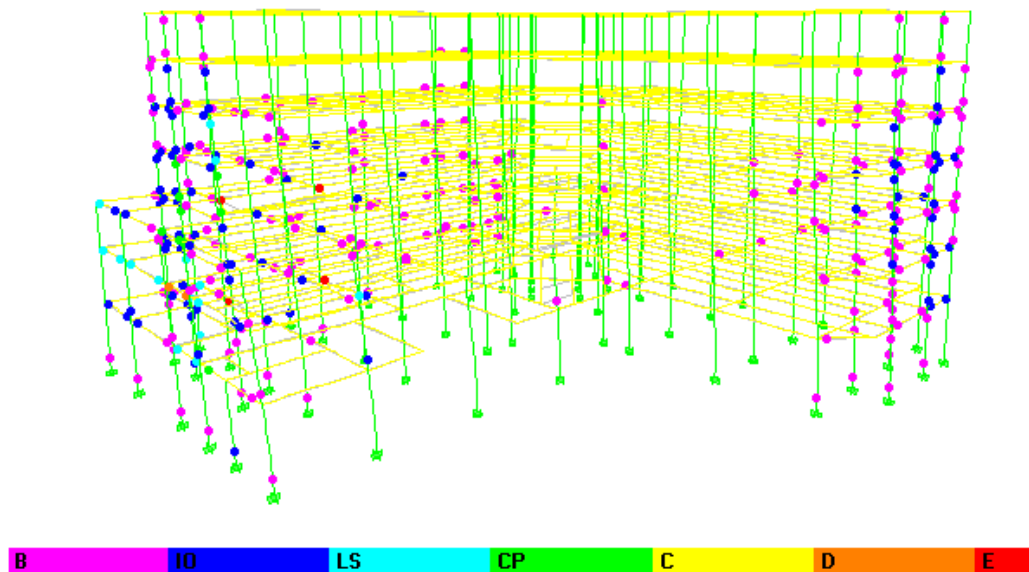


Gambar 5.85 Letak sendi plastis pada step 17 portal 4 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P2

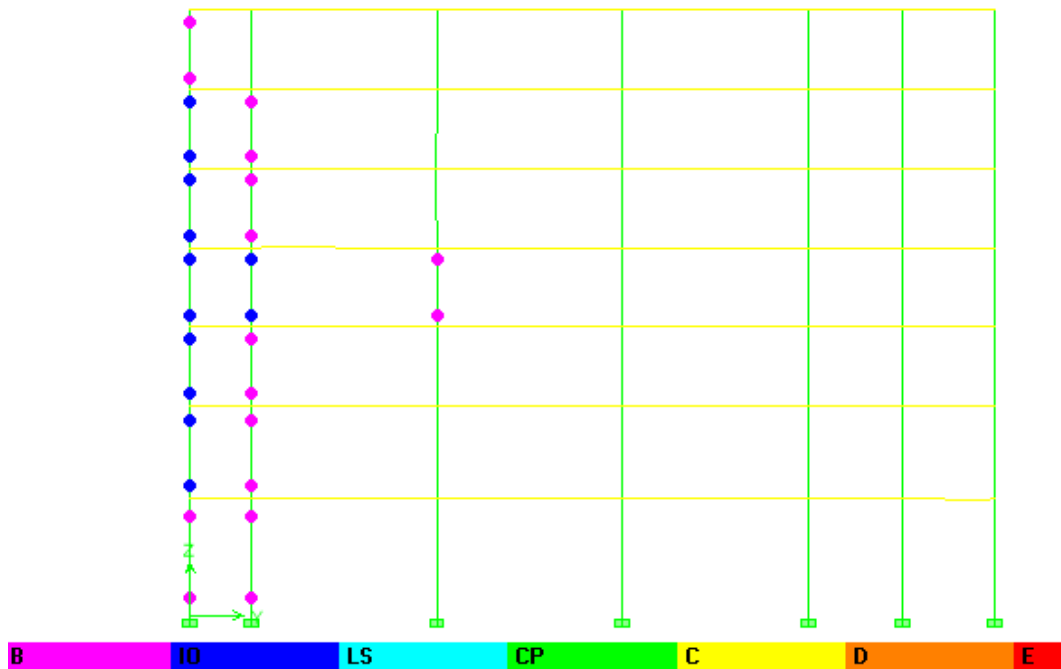


Gambar 5.86 Letak sendi plastis pada step 17 portal 7 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P2

Hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur dapat dilihat pada Gambar 5.84 sampai dengan Gambar 5.86 di atas. Pada step ke 17 dapat dilihat elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention* sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO). Bahkan terdapat beberapa elemen sudah berada pada kondisi rusak berat. Pada Gambar 5.86 dapat dilihat elemen struktur balok telah mengalami sendi plastis awal beberapa diantaranya sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO).



Gambar 5.87 Letak sendi pada step 13 *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P2



Gambar 5.88 Letak sendi plastis pada step 13 portal H *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P2

Analisis letak sendi plastis yang terakhir pada pemodelan KJ-P2 adalah pembebanan *pushover* arah Y timur ke barat. Dari hasil pengamatan dapat dilihat letak sendi plastis pada elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention*. Dari Gambar 5.87 dan Gambar 5.88 dapat dilihat sebagian elemen struktur sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO)

Pada simulasi KJ-P2 ini khususnya arah X utara ke selatan terdapat pengurangan elemen struktur kolom yang mengalami keruntuhan akhir yang ditandai dengan warna merah. Pada pemodelan eksisting terdapat 36 titik elemen kolom yang mengalami keruntuhan akhir pada arah X utara ke selatan, sedangkan pada pemodelan KJ-P2 dengan perbesaran dimensi kolom 25 x 50 terdapat 4 titik elemen struktur kolom yang mengalami keruntuhan akhir.

Hasil plastifikasi titik kinerja pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dari analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P4 dengan ukuran kolom pipih 25 x 60 cm untuk ke empat arah dapat dilihat pada Tabel 5.26 sampai dengan Tabel 5.29.

Tabel 5.26 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P4 arah X utara ke selatan

Pushover X (Utara ke Selatan)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
1	0,026	833,0567	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,0446	1428,839	5344	24	0	0	0	0	0	0	5368
3	0,0706	2226,103	5312	56	0	0	0	0	0	0	5368
4	0,0982	3010,974	5251	113	4	0	0	0	0	0	5368
5	0,1249	3701,213	5218	141	9	0	0	0	0	0	5368
6	0,1543	4335,477	5218	141	9	0	0	0	0	0	5368
7	0,1807	4821,789	5168	185	15	0	0	0	0	0	5368
8	0,2081	5254,227	5108	225	34	1	0	0	0	0	5368
9	0,2348	5616,901	5050	251	60	6	1	0	0	0	5368
10	0,2444	5687,269	5021	269	71	6	0	1	0	0	5368
11	0,2453	0,2453	5021	269	69	8	0	0	1	0	5368
12	0,2463	5706,778	5006	268	83	10	0	0	0	1	5368
13	0,247	5717,292	5006	268	83	10	0	0	0	1	5368
14	0,2514	5766,046	4937	286	118	18	8	0	0	1	5368
15	0,2725	5994,566	4889	322	117	25	10	4	0	1	5368
16	0,2725	5967,058	4887	323	118	25	10	4	0	1	5368
17	0,2731	5978,441	4887	323	118	25	10	0	4	1	5368
18	0,2732	5975,52	4887	321	120	25	10	0	4	1	5368
19	0,2739	5986,09	4887	321	120	25	10	0	4	1	5368
20	0,2739	5985,057	4867	328	120	28	18	2	4	1	5368
21	0,2842	6088,673	4861	334	115	33	16	0	8	1	5368
22	0,2842	6058,146	4852	339	118	31	19	0	8	1	5368
23	0,2855	6080,301	4825	341	131	28	32	2	8	1	5368
24	0,2856	6074,341	4823	342	132	28	32	2	8	1	5368
25	0,2964	6176,034	4823	342	132	28	32	0	10	1	5368
26	0,2964	6111,395	4820	345	132	28	32	0	10	1	5368
27	0,3003	0,3003	4815	347	133	29	31	1	10	2	5368
28	0,302	6117,65	4748	388	144	39	33	1	11	4	5368

Tabel 5.26 di atas menampilkan hasil plastifikasi analisis *pushover* arah X dari utara ke selatan pada pemodelan KJ-P4 dengan dimensi kolom pipih 25 x 60 cm. Hasil analisis tersebut berhenti pada step 28 dengan nilai *displacement* sebesar 0,302 meter dan *base force* sebesar 6117,65 kN, yang berarti kondisi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum. Berhentinya analisis *pushover* pada step 28

tersebut disebabkan adanya ketidak stabilan dari sendi plastis yang terbentuk. Kondisi sudah mengalami kerusakan berat dimulai pada step 12 dengan jumlah kerusakan sebanyak 1 titik elemen. Pada step ke 4 level kinerja sudah tercapai dan terdapat 4 titik elemen telah mencapai batas IO (*immediate occupancy*).

Tabel 5.27 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL	
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E		
1	-0,026	-833,057	5366	2	0	0	0	0	0	0	0	5368
2	-0,0446	-1428,84	5343	25	0	0	0	0	0	0	0	5368
3	-0,0728	-2292,46	5309	59	0	0	0	0	0	0	0	5368
4	-0,1004	-3075,19	5251	109	8	0	0	0	0	0	0	5368
5	-0,1286	-3783,13	5183	174	11	0	0	0	0	0	0	5368
6	-0,1553	-4342,22	5132	208	25	3	0	0	0	0	0	5368
7	-0,1835	-4844,22	5070	237	52	8	1	0	0	0	0	5368
8	-0,2103	-5255,17	5047	252	60	6	2	1	0	0	0	5368
9	-0,2259	-5471,05	5045	254	60	6	2	0	1	0	0	5368
10	-0,2259	-5434,46	5031	257	63	14	2	0	0	1	0	5368
11	-0,2355	-5565,82	5029	259	62	15	2	0	0	1	0	5368
12	-0,2355	-5543,69	4995	272	81	15	2	2	0	1	0	5368
13	-0,2386	-5589,91	4993	274	81	15	2	0	2	1	0	5368
14	-0,2386	-5585,18	4928	300	105	20	8	4	2	1	0	5368
15	-0,2425	-5635,5	4923	301	109	16	8	2	8	1	0	5368
16	-0,2425	-5610,54	4923	301	107	18	8	0	10	1	0	5368
17	-0,2666	-5892,03	4901	318	108	18	12	0	8	3	0	5368
18	-0,2666	-5844,06	4900	318	109	18	12	0	8	3	0	5368
19	-0,2756	-5949,8	4884	327	113	15	16	2	8	3	0	5368
20	-0,2756	-5865,7	4883	327	114	15	14	0	12	3	0	5368
21	-0,2828	-5965,76	4867	336	118	16	14	2	12	3	0	5368
22	-0,2828	-5939,57	4865	337	116	19	14	0	14	3	0	5368
23	-0,2933	-6046,85	4863	337	117	20	12	2	14	3	0	5368
24	-0,2933	-5996,39	4863	337	111	26	12	0	14	5	0	5368
25	-0,2941	-6009,27	4871	337	111	27	1	2	14	5	0	5368
26	-0,2941	-5986,37	4861	337	112	27	10	0	16	5	0	5368
27	-0,3001	-6056,51	4857	332	119	26	13	0	14	7	0	5368
28	-0,3001	-6006,14	4857	331	120	26	13	0	14	7	0	5368
29	-0,3026	-6043,22	4846	336	123	26	16	0	12	9	0	5368
30	-0,3026	-5981,55	4846	334	125	26	14	0	14	9	0	5368
31	-0,3044	-6007,4	4846	330	127	27	13	2	14	9	0	5368

Tabel 5.27 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara (lanjutan)

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
32	-0,3044	-5915,64	4845	331	127	27	13	0	16	9	5368
33	-0,3057	-5940	4841	331	131	27	13	0	16	9	5368
34	-0,3057	-5920,56	4834	338	130	26	13	2	16	9	5368
35	-0,3246	-6112,17	4793	376	123	35	13	1	17	10	5368

Pada Tabel 5.27 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara berhenti pada step ke 35, yang berarti distribusi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum dengan nilai *displacement* 0,3246 meter dan *base force* sebesar 6112,17 kN. Pada step ke 4 dapat dilihat bahwa terdapat 8 titik elemen telah mencapai kondisi *immediate occupancy* (IO), dengan nilai *displacement* 0,1004 dan *base force* sebesar 3075,1868 kN.

Tabel 5.28 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P4 arah Y barat ke timur

Pushover Y (Barat ke Timur)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	0,026	832,986	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,1249	3700,774	5063	230	63	9	3	0	0	0	5368
3	0,1395	4032,49	5058	232	62	12	2	2	0	0	5368
4	0,2409	5639,735	2839	2442	66	16	2	1	2	0	5368
5	0,2907	6104,478	5000	269	74	19	1	1	2	2	5368

Tabel 5.28 di atas menampilkan hasil plastifikasi analisis *pushover* arah Y dari barat ke timur pada pemodelan KJ-P4. Hasil analisis tersebut berhenti pada step 5 dengan nilai *displacement* sebesar 0,2907 meter dan *base force* sebesar 6104,478 kN, yang berarti kondisi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum. Berhentinya analisis *pushover* pada step 5 tersebut disebabkan adanya ketidak stabilan dari sendi plastis yang terbentuk. Pada step ke 2 level kinerja sudah tercapai

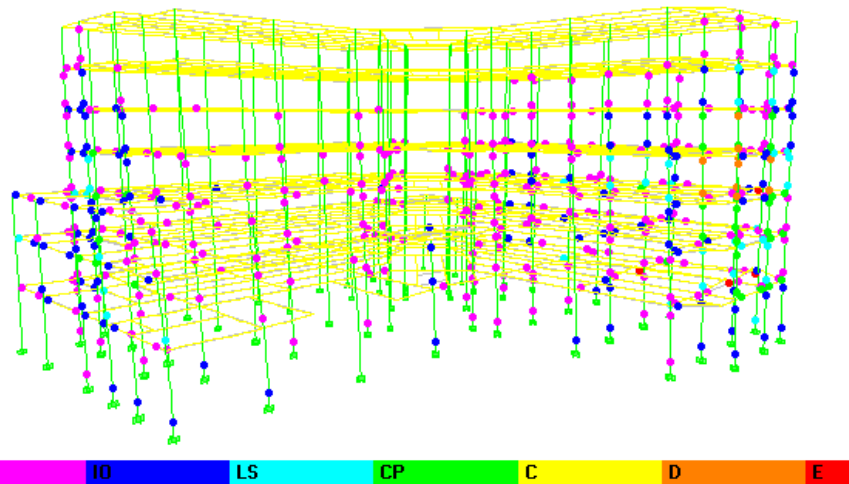
dan terdapat 63 titik elemen telah mencapai batas *immediate occupancy* (IO) dan 3 elemen sudah dalam kondisi *live safety* (LS).

Tabel 5.29 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P4 arah Y timur ke barat

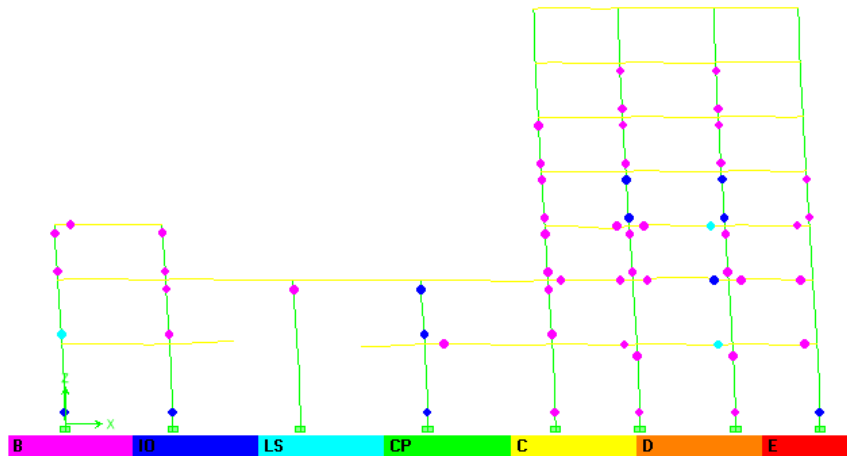
Pushover Y (Timur ke Barat)												
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL	
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E		
1	0,026	832,986	5368	0	0	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,0446	1429,613	5366	2	0	0	0	0	0	0	0	5368
3	0,0727	2290,332	5343	25	0	0	0	0	0	0	0	5368
4	0,1269	3742,196	5251	109	8	0	0	0	0	0	0	5368
5	0,1837	4846,638	5207	152	8	1	0	0	0	0	0	5368
6	0,2342	5527,05	5132	208	25	3	0	0	0	0	0	5368
7	0,2792	5900,856	5069	237	52	8	2	0	0	0	0	5368
8	0,2949	6065,284	5046	252	60	6	3	1	0	0	0	5368

Pada Tabel 5.29 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P4 arah Y timur ke barat berhenti pada step ke 8, yang berarti distribusi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum dengan nilai *displacement* 0,2949 meter dan *base force* sebesar 6065,284 kN. Pada step ke 4 dapat dilihat bahwa terdapat 8 titik elemen telah mencapai kondisi *immediate occupancy* (IO), dengan nilai *displacement* 0,1269 dan *base force* sebesar 3742,196 kN.

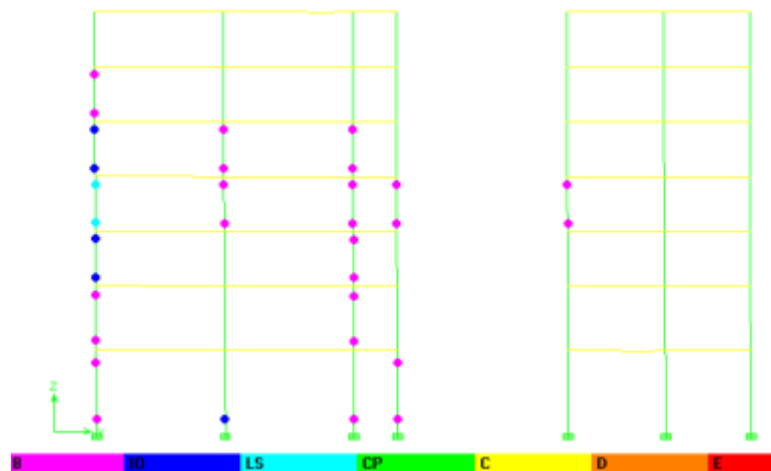
Dari keempat hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P4 di atas dapat diketahui letak-letak kerusakan dari setiap kondisi. Letak kerusakan dari setiap kondisi tersebut dapat dilihat pada Gambar berikut ini.



Gambar 5.89 Letak sendi plastis pada step 28 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P4

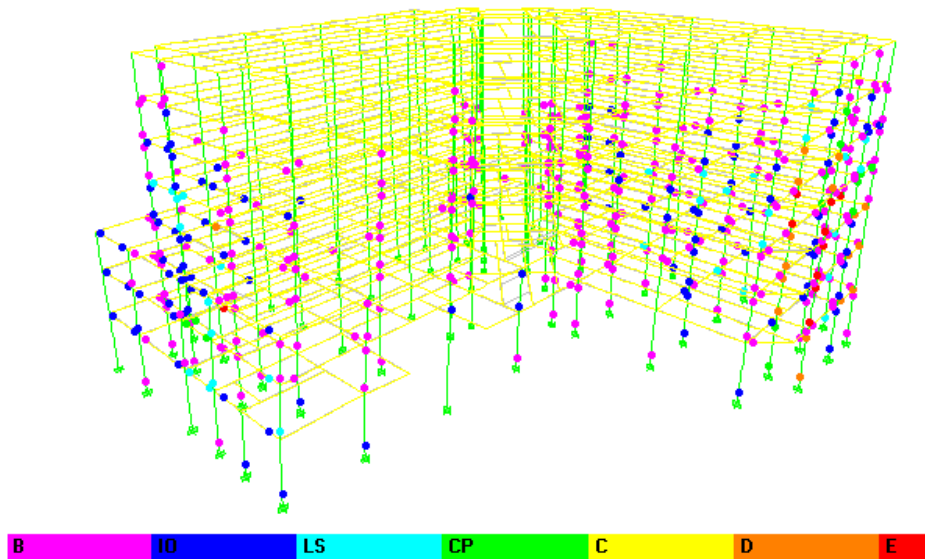


Gambar 5.90 Letak sendi plastis pada step 28 portal 3 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P4

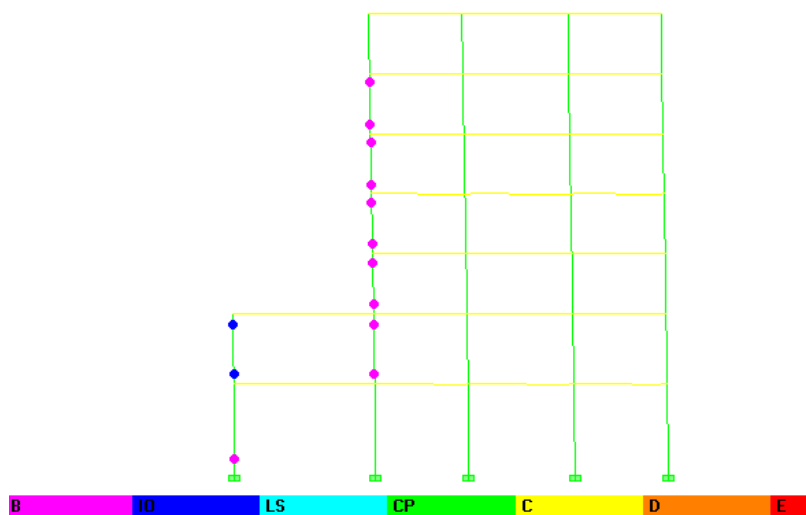


Gambar 5.91 Letak sendi plastis pada step 28 portal E *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P4

Dari Gambar 5.89 sampai dengan Gambar 5.91 dapat dilihat hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan pada step ke 28 dapat diketahui letak dari setiap kondisi baik *immediate occupanci*, *live safety*, *collapse prevention* sampai dengan keruntuhan akhir. Pada gambar di atas dapat dilihat banyak elemen struktur baik kolom maupun balok sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO), bahkan beberapa sudah dalam kondisi *live safety* (LS). Pada Gambar 5.90 hampir semua kolom lantai dasar dan lantai 2 pada portal 3 mengalami sendi plastis mulai dari sendi plastis awal sampa ke kondisi *live safety* (LS).

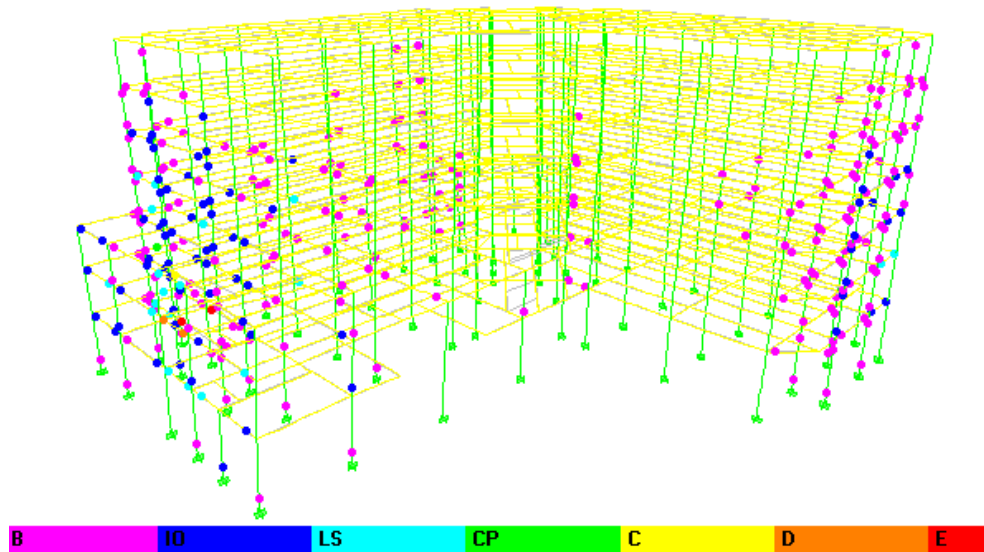


Gambar 5.92 Letak sendi plastis pada step 35 *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P4

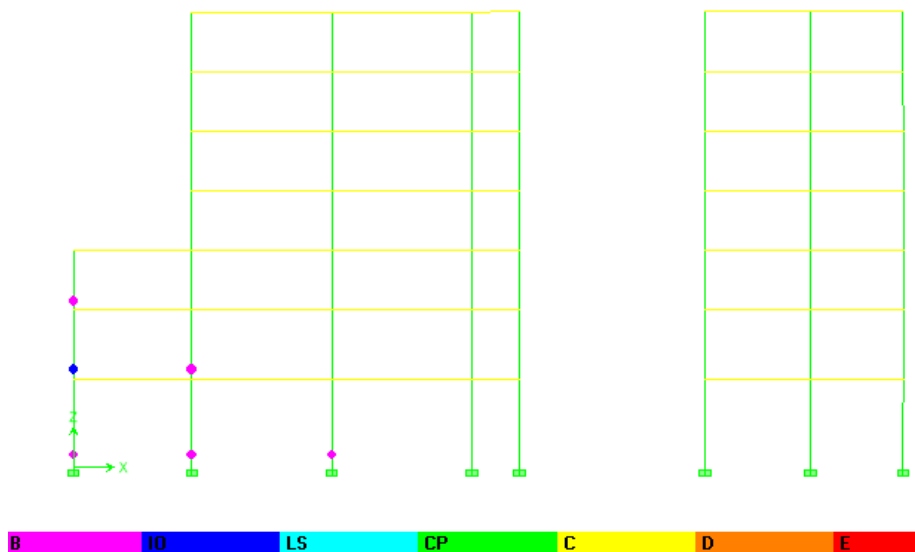


Gambar 5.93 Letak sendi plastis pada step 35 portal D *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P4

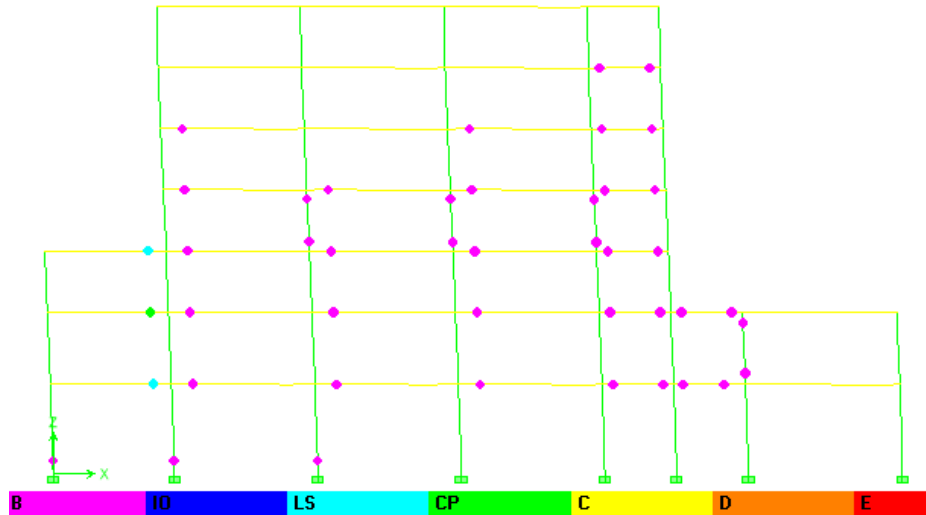
Pada Gambar 5.92 diatas menampilkan hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara. Pada gambar tersebut dapat dilihat titik-titik kerusakan pada elemen struktur baik kolom maupun balok. Pada step ke 35 dapat dilihat banyak sendi plastis yang terjadi sudah melewati kondisi *immediate occupancy*, bahkan terdapat beberapa titik elemen kolom dan balok mengalami kerusakan sampai keruntuhan akhir yang ditandai dengan warna merah. Pada Gambar 5.93 pada portal D arah X selatan ke utara mengalami kerusakan pada kolom dan sudah dalam kondisi *immediate occupancy*.



Gambar 5.94 Letak sendi plastis pada step 5 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P4

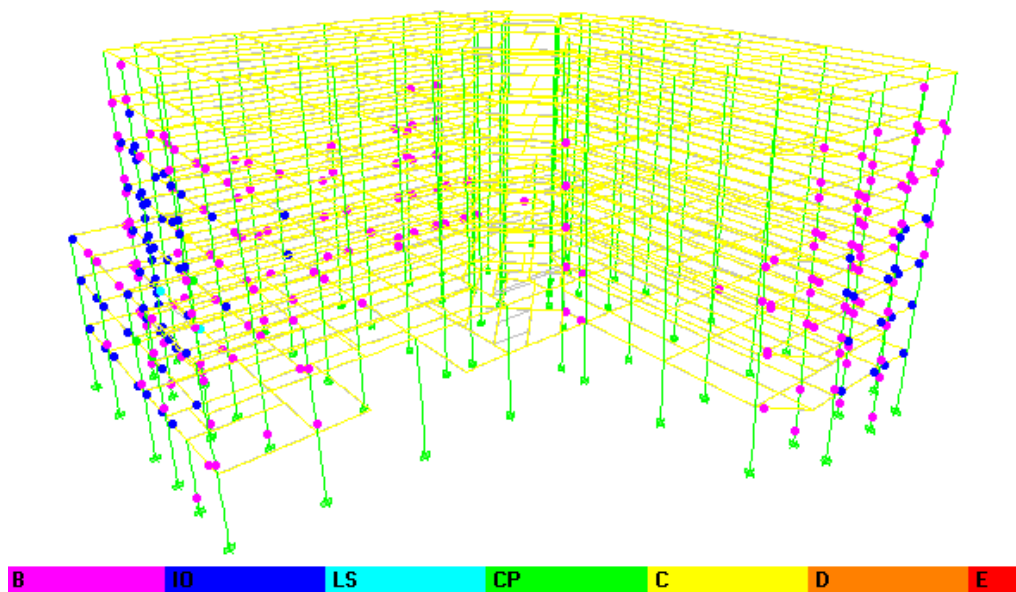


Gambar 5.95 Letak sendi plastis pada step 5 portal 4 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P4

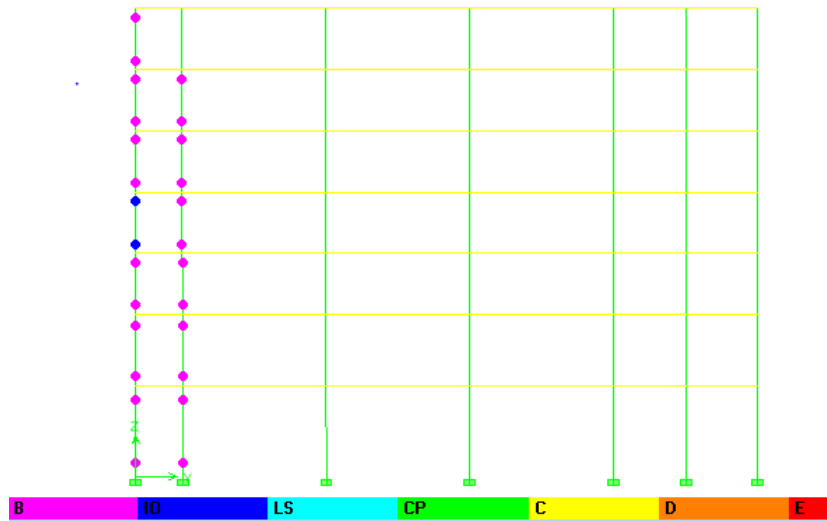


Gambar 5.96 Letak Sendi Plastis pada Step 5 Portal 7 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P4

Hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P4 arah Y barat ke timur dapat dilihat pada Gambar 5.94 sampai dengan Gambar 5.96 di atas. Pada step ke 5 dapat dilihat elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention* sudah melewati kondisi *immediate occupancy* (IO). Bahkan terdapat beberapa elemen struktur balok sudah berada pada kondisi keruntuhan akhir yang ditandai dengan warna merah. Pada Gambar 5.96 dapat dilihat elemen struktur balok telah mengalami sendi plastis awal beberapa diantaranya sudah dalam kondisi *immediate occupancy* (IO), *live safety* (LS) dan *collapse prevention* (CP).



Gambar 5.97 Letak sendi plastis pada step 8 *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P4



Gambar 5.98 Letak sendi plastis pada step 8 portal H *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P4

Analisis letak sendi plastis yang terakhir pada pemodelan KJ-P5 adalah pembebanan *pushover* arah Y timur ke barat. Dari hasil pengamatan dapat dilihat letak sendi plastis pada elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention*. Dari Gambar 5.97 dan Gambar 5.98 dapat dilihat sebagian elemen struktur sudah melewati dalam *immediate occupancy* (IO).

Pada simulasi KJ-P4 ini terdapat pengurangan jumlah sendi plastis pada elemen struktur disemua arah. Sehingga dengan memperbesar dimensi kolom pipih menjadi 25 x 60 cm cukup memberikan pengaruh pada elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention*.

Hasil plastifikasi titik kinerja pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dari analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P5 dengan ukuran kolom pipih 30 x 65 cm untuk ke empat arah dapat dilihat pada Tabel 5.30 sampai dengan Tabel 5.33.

Tabel 5.30 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X utara ke selatan

Pushover X (Utara ke Selatan)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	0,026	0,026	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,0385	1265,572	5348	20	0	0	0	0	0	0	5368
3	0,0665	2139,242	5321	47	0	0	0	0	0	0	5368

Tabel 5.30 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X utara ke selatan (lanjutan)

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
4	0,121	3663,694	5274	86	8	0	0	0	0	0	5368
5	0,1482	4291,908	5208	145	15	0	0	0	0	0	5368
6	0,1691	4691,22	5161	180	24	3	0	0	0	0	5368
7	0,1691	4687,7	5159	182	24	3	0	0	0	0	5368
8	0,2167	5454,921	5104	221	34	8	1	0	0	0	5368
9	0,2378	5626,545	5064	248	43	10	2	1	0	0	5368
10	0,2411	5683,475	5061	251	43	10	2	0	1	0	5368
11	0,2571	5868,074	5022	275	55	7	8	0	0	1	5368
12	0,258	5837,566	5020	277	55	7	8	0	0	1	5368
13	0,2645	5890,961	5006	283	58	9	9	2	0	1	5368
14	0,2769	6026,703	4959	318	70	9	9	0	0	3	5368

Tabel 5.30 di atas menampilkan hasil plastifikasi analisis *pushover* arah X dari utara ke selatan pada pemodelan KJ-P5 dengan perbesaran dimensi kolom pipih 25 x 60 cm. Hasil analisis tersebut berhenti pada step 15 dengan nilai *displacement* sebesar 0,2769 meter dan *base force* sebesar 6026,703 kN, yang berarti kondisi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum. Berhentinya analisis *pushover* pada step 15 tersebut disebabkan adanya ketidak stabilan dari sendi plastis yang terbentuk. Kondisi sudah mengalami kerusakan berat dimulai pada step 11 dengan jumlah kerusakan sebanyak 1 titik elemen. Pada step ke 4 level kinerja sudah tercapai dan terdapat 8 titik elemen telah mencapai batas IO (*immediate occupancy*).

Tabel 5.31 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke Utara

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	-0,026	-855,552	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
2	-0,0385	-1265,57	5350	18	0	0	0	0	0	0	5368
3	-0,0665	-2141,21	5319	49	0	0	0	0	0	0	5368
4	-0,0974	-3038,36	5259	100	9	0	0	0	0	0	5368

Tabel 5.31 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke Utara (lanjutan)

Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
5	-0,1245	-3750,04	5194	155	19	0	0	0	0	0	5368
6	-0,1542	-4398,23	5146	193	20	9	0	0	0	0	5368
7	-0,21	-5336,44	5082	234	43	2	7	0	0	0	5368
8	0,226	-5503,84	5079	228	52	2	6	1	0	0	5368
9	-0,226	-5483,6	5077	230	52	2	6	1	0	0	5368
10	-0,2469	-5742,72	5067	231	61	0	6	2	1	0	5368
11	-0,2469	-5760,11	5067	230	62	0	6	0	3	0	5368
12	-0,2659	-5951,98	5048	244	67	0	4	2	3	0	5368
13	-0,2659	-5918,42	5045	247	67	0	4	0	5	0	5368
14	-0,2659	-5804,16	5045	247	67	0	4	0	4	1	5368
15	-0,2668	-5811,58	5045	246	68	0	4	0	4	1	5368
16	-0,2721	-5822,48	4997	270	76	16	0	4	4	1	5368
17	-0,2773	-5864,45	4997	270	76	16	0	0	8	1	5368
18	-0,287	-5871,19	4942	300	93	19	4	1	8	1	5368
19	0,2975	5898,014	4924	316	89	19	8	2	8	2	5368

Pada Tabel 5.31 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke utara berhenti pada step ke 19, yang berarti distribusi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum dengan nilai *displacement* 0,2975 meter dan *base force* sebesar 5898,014 kN. Pada step ke 4 dapat dilihat bahwa terdapat 9 titik elemen telah mencapai kondisi *immediate occupancy* (IO), dengan nilai *displacement* 0,0974 dan *base force* sebesar 3750,0356 kN.

Tabel 5.32 plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P5 arah Y barat ke timur

Pushover Y (Barat ke Timur)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
1	0,026	855,4962	5367	1	0	0	0	0	0	0	5368
2	0,1474	4270,677	5147	175	33	13	0	0	0	0	5368
3	0,1696	4690,911	5147	175	33	12	0	1	0	0	5368
4	0,2384	5703,353	5122	195	38	9	2	1	0	1	5368

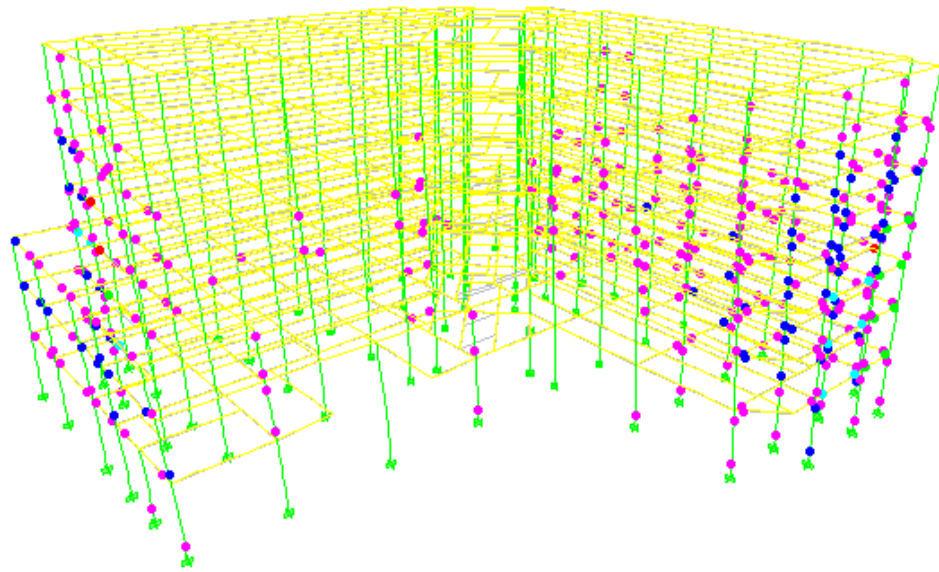
Pada Tabel 5.32 menunjukkan bahwa analisis *pushover* pada pemodelan KJ-P5 arah Y timur ke barat berhenti pada step ke 4, yang berarti distribusi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum dengan nilai *displacement* 0,2384 meter dan *base force* sebesar 5703,353 kN. Pada step ke 2 dapat dilihat bahwa terdapat 33 titik elemen telah mencapai kondisi *immediate occupancy* (IO) dan 13 titik elemen telah mencapai kondisi *life safety* (LS), dengan nilai *displacement* 0,147 dan *base force* sebesar 4270,677 kN.

Tabel 5.33 Plastifikasi struktur pada pembebanan *pushover* pemodelan KJ-P5 arah Y timur ke barat

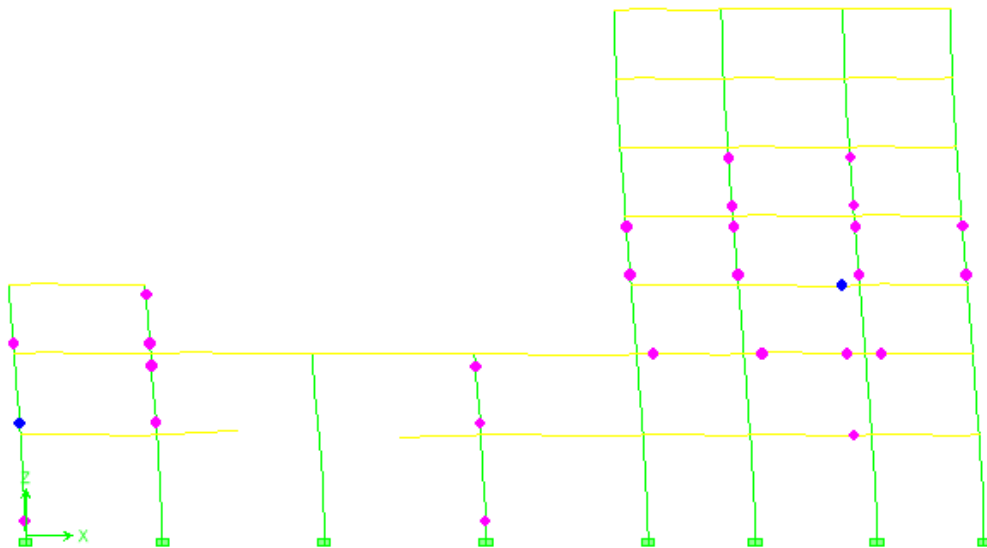
Pushover Y (Timur ke Barat)											
Step	Displacement (m)	Base force (kN)	Perubahan Level Kerusakan								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	
1	-0,026	-855,496	5366	2	0	0	0	0	0	0	5368
2	-0,1796	-4856,02	5202	133	30	2	1	0	0	0	5368
3	-0,2251	-5468,72	5082	219	47	11	7	1	0	1	5368
4	-0,2716	-6012,766	5082	219	47	10	8	1	0	1	5368

Tabel 5.33 di atas menampilkan hasil plastifikasi analisis *pushover* arah Y dari timur ke barat pada pemodelan KJ-P5. Hasil analisis tersebut berhenti pada step 4 dengan nilai *displacement* sebesar 0,2716 meter dan *base force* sebesar 6012,766 kN, yang berarti kondisi sendi plastis sudah pada kondisi maksimum. Berhentinya analisis *pushover* pada step 4 tersebut disebabkan adanya ketidak stabilan dari sendi plastis yang terbentuk. Kondisi sudah mengalami kerusakan berat dimulai pada step 3 dengan jumlah kerusakan sebanyak 1 titik elemen. Pada step ke 2 level kinerja sudah tercapai dan terdapat 30 titik elemen telah mencapai batas IO (*immediate occupancy*) dan 2 titik pada kondisi *life safety* (LS), dengan nilai *displacement* 0,1796 meter dan *base force* sebesar 4856,02 kN.

Dari keempat hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P5 di atas dapat diketahui letak-letak kerusakan dari setiap kondisi. Letak kerusakan dari setiap kondisi tersebut dapat dilihat pada Gambar berikut ini.



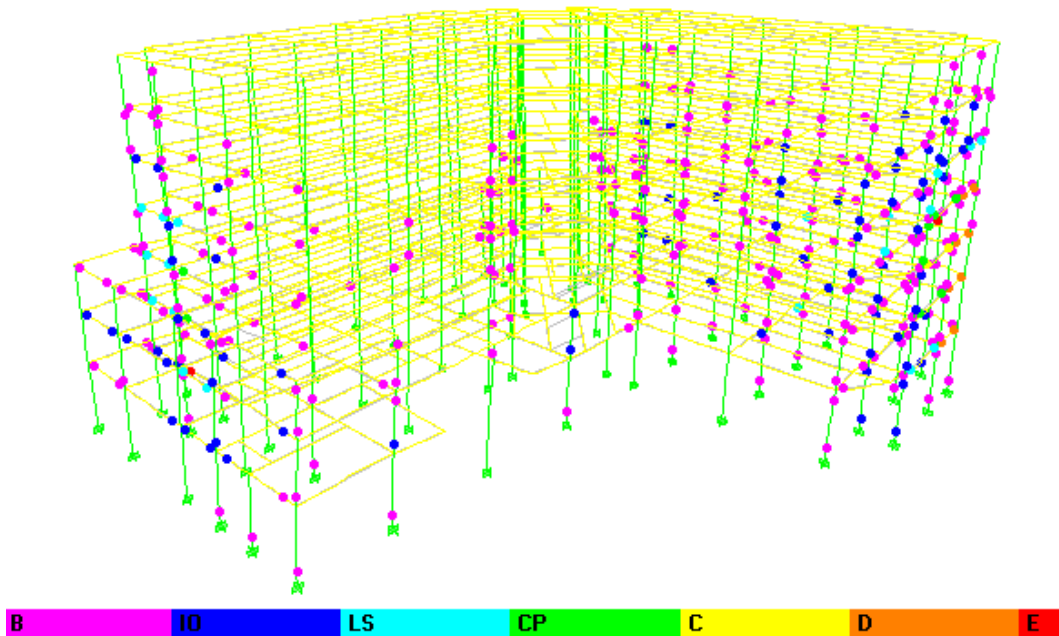
Gambar 5.99 Letak sendi plastis pada step 14 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P5



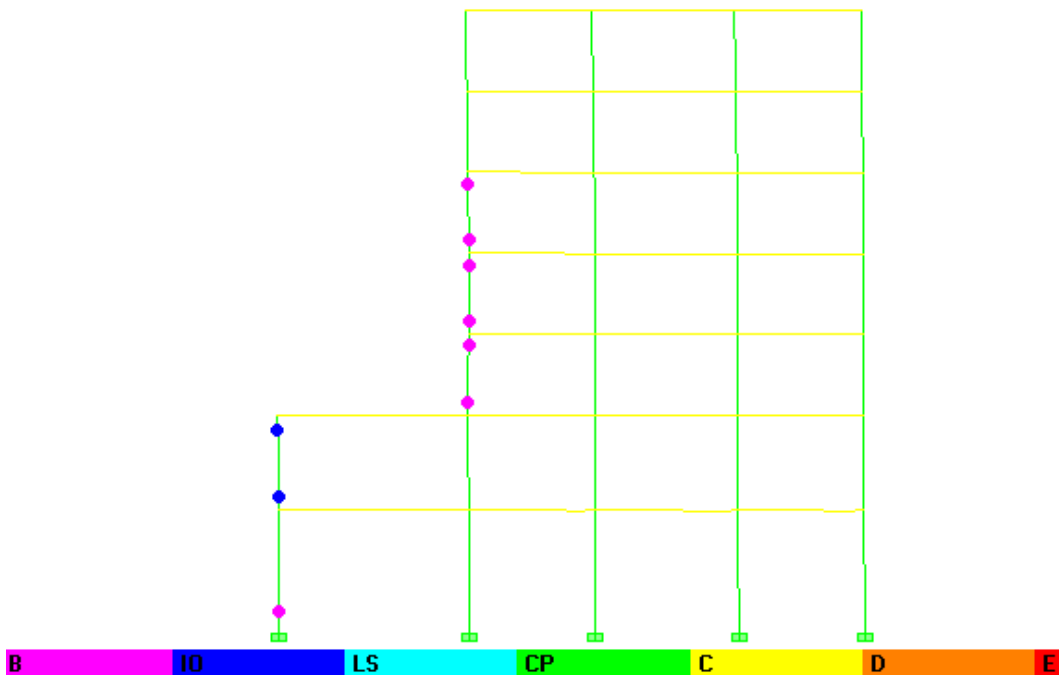
Gambar 5.100 Letak sendi plastis pada step 14 portal 3 *pushover* arah X utara ke selatan pada pemodelan KJ-P5

Pada Gambar 5.99 di atas menampilkan hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P5 arah X utara ke selatan. Pada gambar tersebut dapat dilihat titik-titik kerusakan pada elemen struktur baik kolom maupun balok. Pada step ke 14 dapat dilihat banyak sendi plastis yang terjadi sudah melewati kondisi *immediate occupancy*, bahkan terdapat beberapa titik elemen balok mengalami kerusakan

sampai keruntuhan akhir yang ditandai dengan warna merah. Pada Gambar 5.100 pada portal 3 arah X utara ke selatan sudah mengalami sendi plastis awal yang ditandai dengan warna ungu dan terdapat 1 titik elemen struktur kolom dan balok sudah dalam kondisi *immediate occupancy*.

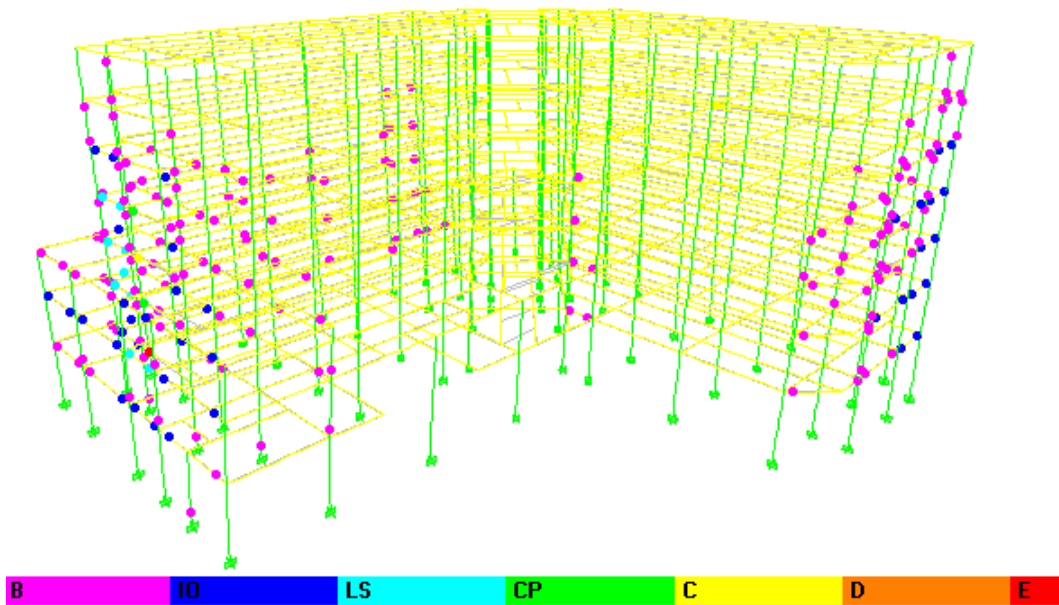


Gambar 5.101 Letak sendi plastis pada step 19 *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P5

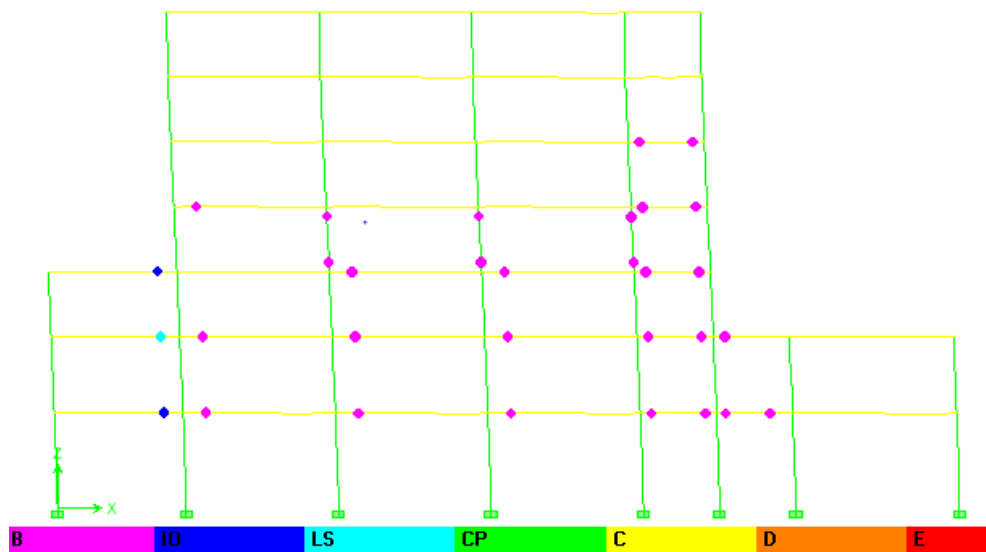


Gambar 5.102 Letak sendi plastis pada step 19 portal D *pushover* arah X selatan ke utara pada pemodelan KJ-P5

Sama halnya dengan arah X dari utara keselatan, pada arah X dari arah sebaliknya yaitu selatan ke utara Pada step ke 19 dapat dilihat banyak sendi plastis yang terjadi sudah melewati kondisi *immediate occupancy*, bahkan terdapat beberapa titik elemen balok mengalami kerusakan sampai keruntuhan akhir yang ditandai dengan warna merah. Pada Gambar 5.102 pada portal D arah X selatan ke utara sudah mengalami sendi plastis awal yang ditandai dengan warna ungu dan terdapat 2 titik elemen struktur kolom sudah dalam kondisi *immediate occupancy*.

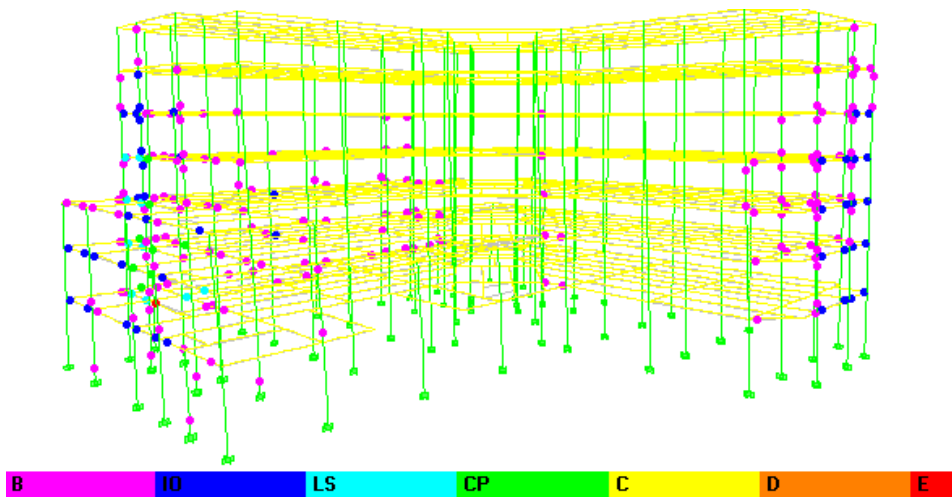


Gambar 5.103 Letak sendi plastis pada step 4 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P5

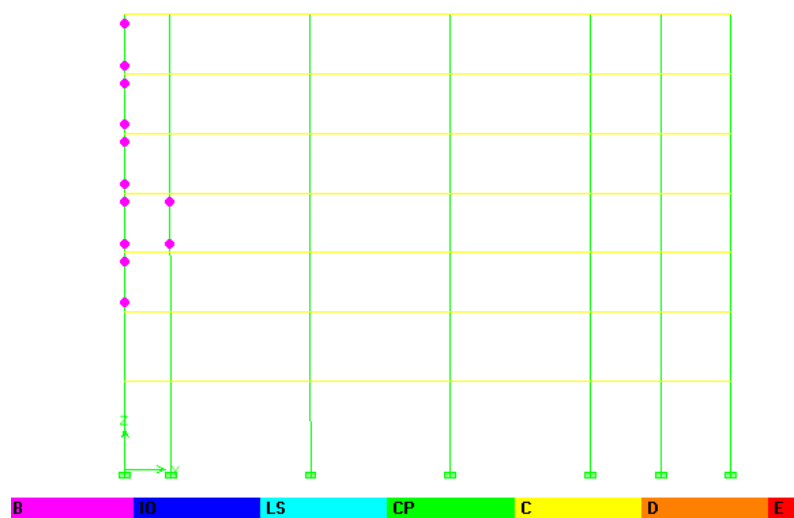


Gambar 5.104 Letak sendi plastis pada step 4 portal 7 *pushover* arah Y barat ke timur pada pemodelan KJ-P5

Pada Gambar 5.103 di atas menampilkan hasil analisis *pushover* pemodelan KJ-P5 arah Y barat ke timur. Pada gambar tersebut dapat dilihat titik-titik kerusakan pada elemen struktur baik kolom maupun balok. Pada step ke 4 dapat dilihat banyak sendi plastis pada balok maupun kolom yang terjadi sudah dalam kondisi *immediate occupancy* (IO), bahkan terdapat beberapa titik elemen balok mengalami kerusakan yang melewati kondisi *immediate occupancy*. Pada Gambar 5.104 pada portal 7 arah Y banyak elemen struktur kolom mengalami sendi plastis awal yang ditandai dengan warna ungu dan terdapat 2 titik elemen balok sudah dalam kondisi *immediate occupancy* (IO) dan satu titik elemen kolom dalam kondisi *life safety* (LS).



Gambar 5.105 Letak sendi plastis pada step 4 *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P5



Gambar 5.106 Letak sendi plastis pada step 4 portal H *pushover* arah Y timur ke barat pada pemodelan KJ-P5

Sama halnya dengan arah Y barat ke timur, pada arah Y dari timur ke barat pada step ke 4 dapat dilihat banyak sendi plastis pada balok maupun kolom yang terjadi sudah dalam kondisi *immediate occupancy* (IO), bahkan terdapat beberapa titik elemen balok mengalami kerusakan yang melewati kondisi *immediate occuppancy*.

Dari hasil analisis *pushover* diatas dapat dilihat bahwa dengan penambahan dimensi pada kolom memberikan pengaruh terhadap level dan jumlah kerusakan yang terjadi pada struktur Hotel Inna Garuda *Extention* khususnya elemen struktur kolom. Pada tabel di bawah ini akan menampilkan jumlah kerusakan untuk kolom pada setiap levelnya.

Tabel 5.34 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah X utara ke selatan

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	15	16	13	4	2		6	56
2	16	8	2	2		6	8	42
3	30	9	3			6	10	58
4	25	12		6		6	10	59
5	22	4	4	4		8	2	44
6	12	12		4				28
7	10							10
Jumlah	130	61	22	20	2	26	36	297

Tabel 5.35 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah X selatan ke utara

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	20	14	1					35
2	16	8	6			4		34
3	16	7	3	4		4		34
4	24	12	4	2		8		50
5	10	14	4	2	2			32
6	14	8	4					26
7	6							6
Jumlah	106	63	22	8	2	16	0	217

Tabel 5.36 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah Y barat ke timur

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	16	5						21
2	8	11	2	2				23
3	6	7	4	2				19
4	10	6	2	6				24
5	4	8	4					16
6	8	8						16
7	8							8
Jumlah	60	45	12	10	0	0	0	127

Tabel 5.37 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan eksisting arah Y timur ke barat

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	24	6						30
2	11	8	2			2		23
3	5	7	4	2				18
4	16	8	2	6				32
5	4	8	4					16
6	6	10						16
7	6	2						8
Jumlah	72	49	12	8	0	2	0	143

Dari tabel 5.34 sampai dengan Tabel 5.37 dapat dilihat jumlah kerusakan terbanyak pada pemodelan eksisting terjadi pada arah X dari utara ke selatan dengan jumlah elemen struktur kolom yang mengalami kerusakan sebanyak 297 titik. Dari hasil analisis *pushover* dan rekap jumlah kerusakan yang terjadi maka dapat diketahui persentase kerusakan kolom terhadap semua elemen struktur dari Hotel Inna Garuda *Extention*. Pada arah X utara ke selatan persentase kerusakan pada kolom sebesar 51,03% sedangkan pada arah selatan ke utara terdapat 48,22% kerusakan pada titik elemen kolom. Hal ini menunjukkan bahwa kerusakan pada arah X selatan ke utara sebagian besar terjadi pada elemen struktur kolom sedangkan pada arah sebaliknya jumlah kerusakan elemen kolom hampir mendekati

jumlah kerusakan pada elemen struktur balok. Untuk arah Y barat ke timur persentase kerusakan pada kolom sebesar 30,53% sedangkan dari arah timur ke barat terdapat 30,75% kerusakan pada elemen struktur kolom. Persentase ini menunjukkan bahwa jumlah kerusakan pada kolom lebih sedikit dibandingkan dengan kerusakan pada balok.

Tabel 5.38 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	28	22	3					53
2	17	8	6	4				35
3	27	9	4	4		4		48
4	30	12	6	4		6	4	62
5	22	10	2	2		6		42
6	18	8		4				30
7	10							10
Jumlah	152	69	21	18	0	16	4	280

Tabel 5.39 Jumlah dan Level Kerusakan Kolom pada pemodelan KJ-P2 arah X selatan ke utara

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	30	8	6					44
2	23	9	2			4		38
3	30	8	6			4		48
4	32	6	6	2		4	2	52
5	20	12			4	2		38
6	16	8	2	2				28
7	6							6
Jumlah	157	51	22	4	4	14	2	254

Tabel 5.40 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P2 arah Y barat ke timur

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	22	6	2					30
2	9	11	3	2				25
3	9	9	5	2				25
4	20	6	2	4				32
5	6	8	2					16
6	6	10						16
7	8							8
Jumlah	80	50	14	8	0	0	0	152

Tabel 5.41 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P2 arah Y timur ke barat

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	23	4	1					28
2	11	9	2					22
3	10	8	1	2				21
4	18	10		4				32
5	12	6	2					20
6	11	6						17
7	8							8
Jumlah	93	43	6	6	0	0	0	148

Dari tabel 5.38 sampai dengan Tabel 5.41 dapat dilihat jumlah kerusakan terbanyak pada pemodelan KJ-P2 terjadi pada arah X dari utara ke selatan dengan jumlah elemen struktur kolom yang mengalami kerusakan sebanyak 280 titik kerusakan, akan tetapi jumlah ini kerusakan pada elemen struktur kolom ini berkurang jika dibandingkan dengan pemodelan eksisting yang pada arah yang sama memiliki jumlah kerusakan elemen struktur kolom sebanyak 297 titik kerusakan. Pada arah X utara ke selatan persentase kerusakan pada kolom sebesar 51,38% sedangkan pada arah selatan ke utara terdapat 49,51% kerusakan pada titik elemen kolom. Persentase arah X utara ke selatan memiliki jumlah kerusakan pada elemen struktur kolom lebih banyak terhadap kerusakan yang terjadi pada seluruh elemen struktur dan pada arah sebaliknya selatan ke utara persentasi kerusakan

elemen struktur kolom kurang dari 50% yang berarti jumlah kerusakan pada elemen struktur pada balok memiliki persentase kerusakan sedikit lebih banyak dibandingkan dengan kerusakan pada elemen struktur kolom. Untuk arah Y barat ke timur persentase kerusakan pada kolom sebesar 29,98% sedangkan dari arah timur ke barat terdapat 26,67% kerusakan pada elemen struktur kolom. Persentase ini menunjukkan bahwa jumlah kerusakan pada kolom lebih sedikit dari kerusakan seluruh elemen struktur yang ada.

Tabel 5.42 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah X utara ke selatan

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	28	22	3					53
2	17	8	6	4				35
3	27	9	4	4		4		48
4	30	12	6	4		6	4	62
5	22	10	2	2		6		42
6	18	8		4				30
7	10							10
Jumlah	152	69	21	18	0	16	4	280

Tabel 5.43 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah X selatan ke utara

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	32	10	2	2		2		48
2	20	12	2			2	2	38
3	32	8	2			2	2	46
4	34	8	6	4			4	56
5	26	10	2	2				40
6	20	6	2	2				30
7	8							8
Jumlah	172	54	16	10	0	6	8	266

Tabel 5.44 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah Y barat ke timur

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	22	3						25
2	14	7						21
3	14	4						18
4	22	6						28
5	8	6						14
6	13	4						17
7	6							6
Jumlah	99	30	0	0	0	0	0	129

Tabel 5.45 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P4 arah Y timur ke barat

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	16	1						17
2	15	2						17
3	14	2						16
4	16	8						24
5	10	4						14
6	14	2						16
7	4							4
Jumlah	89	19	0	0	0	0	0	108

Dari tabel 5.42 sampai dengan Tabel 5.45 dapat dilihat jumlah kerusakan terbanyak pada pemodelan eksisting terjadi pada arah X dari utara ke selatan dengan jumlah elemen struktur kolom yang mengalami kerusakan sebanyak 276 titik kerusakan pada elemen struktur kolom, jumlah ini berkurang jika dibandingkan dengan pemodelan eksisting dan KJ-P2 yang masing-masing jumlahnya sebanyak 297 dan 280 titik kerusakan pada elemen struktur kolom. sedangkan pada arah Y barat ke timur jumlah titik kerusakan elemen struktur kolom juga berkurang jika dibandingkan dengan KJ-P2, yaitu 129 titik kerusakan sedangkan pada KJ-P2 sebanyak 152 titik kerusakan pada elemen struktur kolom. sama halnya dengan arah Y timur ke barat jumlah titik kerusakan pada pemodelan KJ-P4 cukup banyak mengalami pengurangan yaitu sebanyak 108 titik kerusakan pada elemen struktur

kolom, sedangkan pada pemodelan eksisting dan KJ-P2 bmasing-masing sebanyak 143 dan 148 titik kerusakan pada elemen struktur kolom. Pada arah X utara ke selatan persentase kerusakan pada kolom sebesar 44,52% sedangkan pada arah selatan ke utara terdapat 46,26% kerusakan pada titik elemen kolom. Persentase ini menunjukkan bahwa jumlah kerusakan pada kolom lebih sedikit dibandingkan dengan kerusakan pada balok. Untuk arah Y barat ke timur persentase kerusakan pada kolom sebesar 30,05% sedangkan dari arah timur ke barat terdapat 35,54% kerusakan pada elemen struktur kolom. Persentase ini menunjukkan bahwa jumlah kerusakan pada kolom lebih sedikit dibandingkan dengan kerusakan pada balok.

Tabel 5.46 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke utara

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	21	3						24
2	14	6						20
3	15	4						19
4	34	8						42
5	14	8						22
6	20	4						24
7	6							6
Jumlah	124	33	0	0	0	0	0	157

Tabel 5.47 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah X selatan ke utara

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	26	6						32
2	19	8						27
3	21	5						26
4	34	8	2	2				46
5	14	8	2					24
6	22	6						28
7	6							6
Jumlah	142	41	4	2	0	0	0	189

Tabel 5.48 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah Y barat ke timur

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	5							5
2	8							8
3	8							8
4	23							23
5	10							10
6	12							12
7	4							4
Jumlah	70	0	0	0	0	0	0	70

Tabel 5.49 Jumlah dan level kerusakan kolom pada pemodelan KJ-P5 arah Y timur ke barat

Lantai	Jumlah Level Kerusakan							Jumlah
	B	IO	LS	CP	C	D	E	
1	8							8
2	10							10
3	10							10
4	20	2						22
5	8	2						10
6	10	2						12
7	4							4
Jumlah	70	6	0	0	0	0	0	76

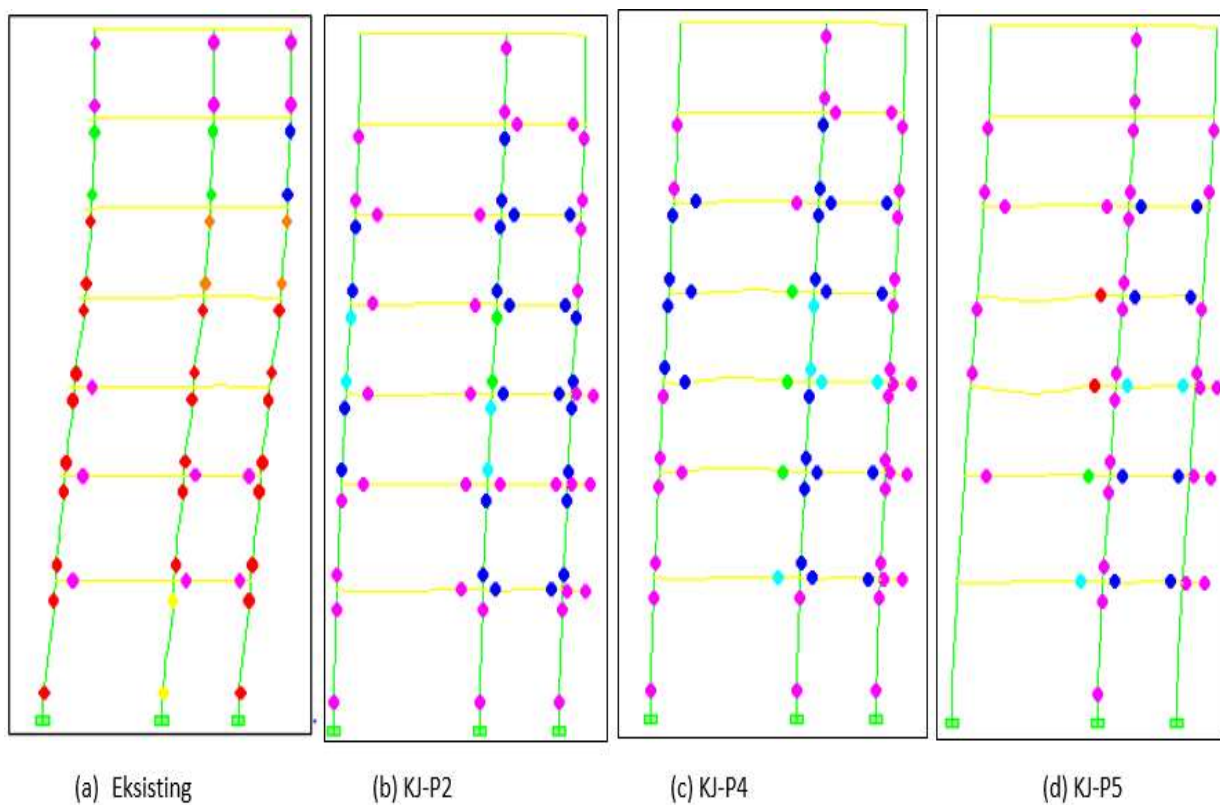
Dari tabel 5.46 sampai dengan Tabel 5.49 di atas dapat dilihat terjadi pengurangan jumlah kerusakan pada elemen struktur kolom bangunan Hotel Inna Garuda *Extention*. Jika dibandingkan dengan pemodelan eksisting, KJ-P2 dan KJ-P4 jumlah kerusakan dan level kerusakan cukup mengalami perubahan yang signifikan. Pada Arah Y dari barat ke timur pada Tabel 5.48 di atas dapat dilihat semua kolom hanya mengalami sendi plastis awal dan tidak ada kolom yang mengalami kondisi *immediate occupancy* (IO). Pada arah X utara ke selatan persentasi kerusakan struktur kolom sebesar 38,39% dari total kerusakan keseluruhan struktur Hotel Inna Garuda *Extention*. Untuk arah X selatan ke utara persentasi kerusakan elemen struktur kolom sebesar 42,57%. Hal ini berarti kerusakan pada elemen struktur kolom lebih sedikit dibandingkan dengan elemen

struktur balok. Pada arah Y barat ke timur persentase kerusakan kolom sebesar 28,46% sedangkan arah sebaliknya, yaitu timur ke barat total kerusakan elemen struktur kolom sebesar 26,57% dari total kerusakan elemen struktur Hotel Inna Garuda *Extention*.

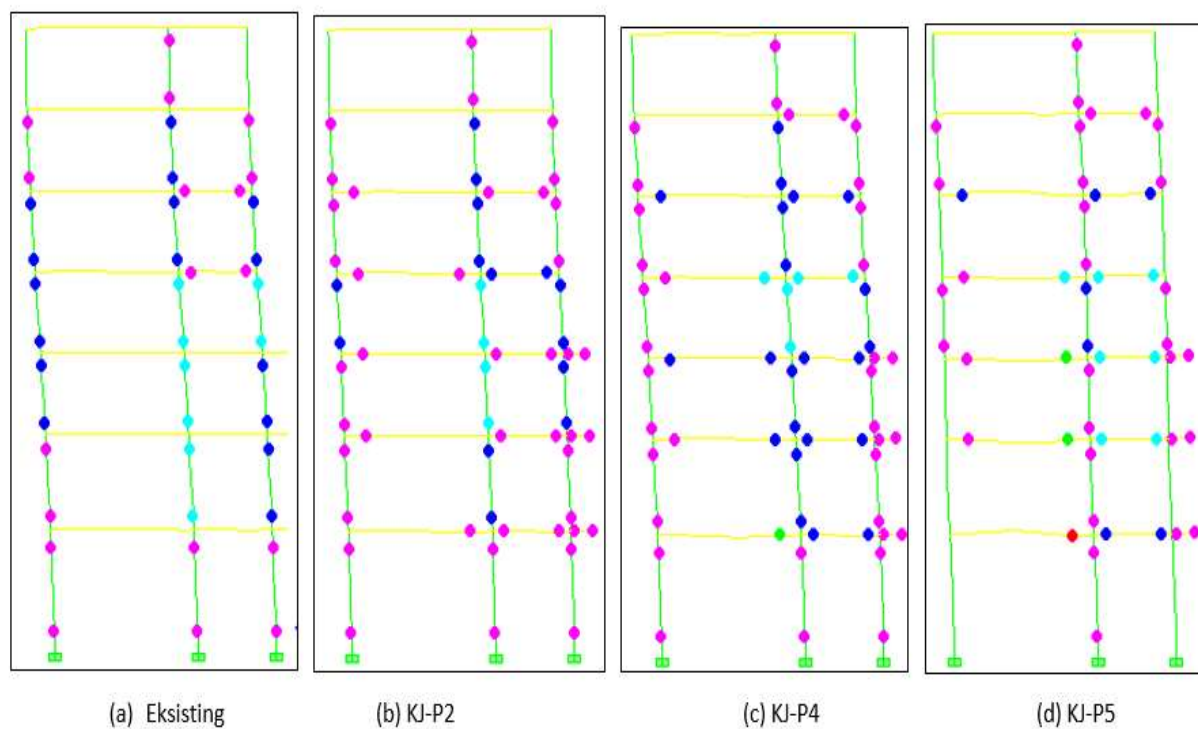
Dari Tabel 5.35 sampai dengan Tabel 5.49 di atas dapat dilihat perbandingan antara pemodelan dengan dimensi kolom pipih eksisting dengan pemodelan pada kolom pipih setelah diperkuat. Dari hasil analisis *pushover* pada kolom pipih yang diperkuat dengan pemodelan KJ-P5 yang perbesaran dimensi 30 x 65 cm ternyata memiliki pengaruh yang sangat signifikan dibandingkan dengan perbesaran dimensi KJ-P2 (25 x 50 cm) dan KJ-P4 (25 x 60 cm). Pada pemodelan KJ-P5 terjadi pengurangan sendi kerusakan pada elemen kolom disertai dengan perubahan level kinerja elemen struktur kolom pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention*. Hal ini dapat dilihat pada Gambar di bawah ini yang menampilkan perbandingan letak kerusakan beserta level kinerja dari elemen struktur kolom pipih pada kondisi eksisting dan setelah diperkuat dengan perbesaran dimensi.



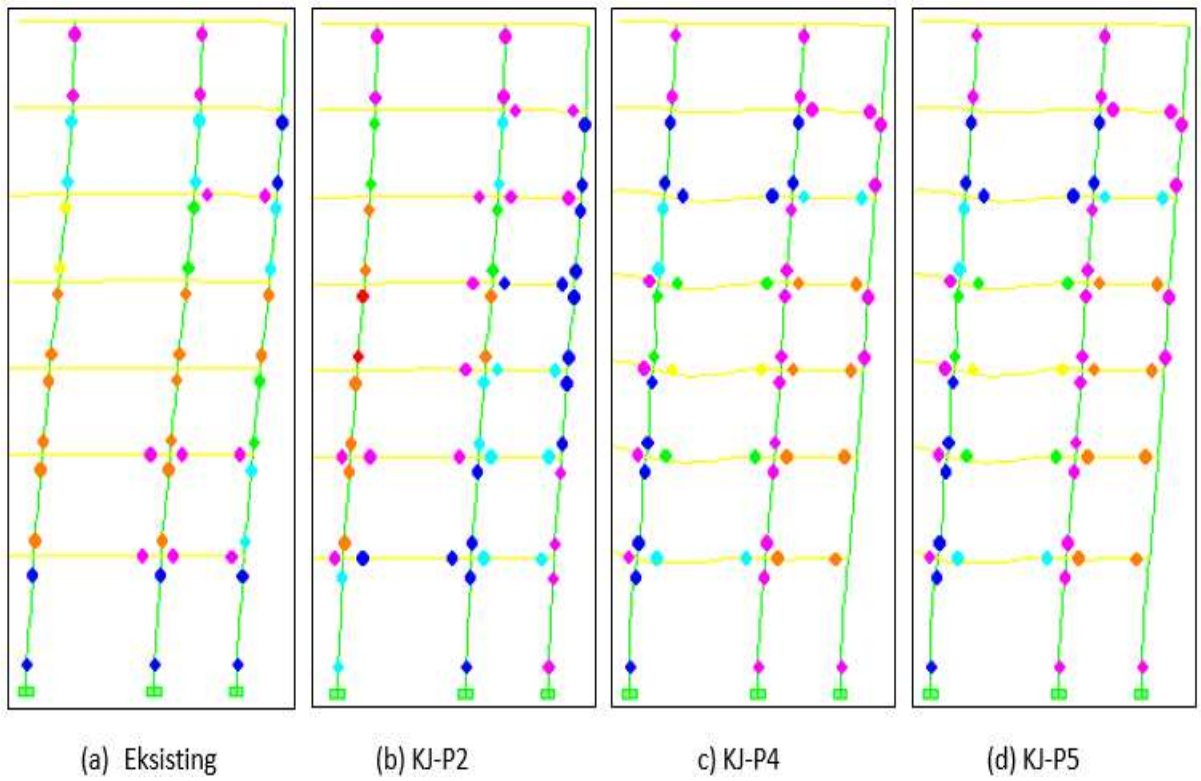
Gambar 5.107 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' *pushover* arah X utara ke selatan pada step terakhir



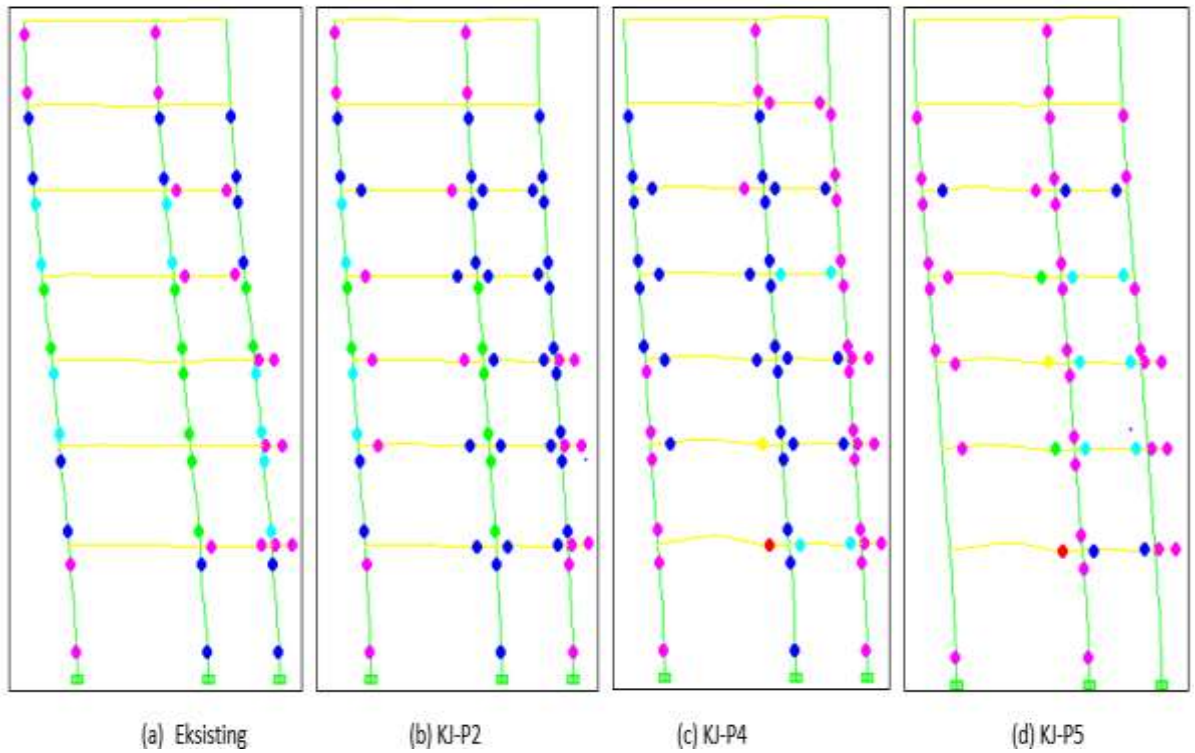
Gambar 5.108 Letak sendi plastis kolom pipih portal 0° *pushover* arah X utara ke selatan pada step terakhir



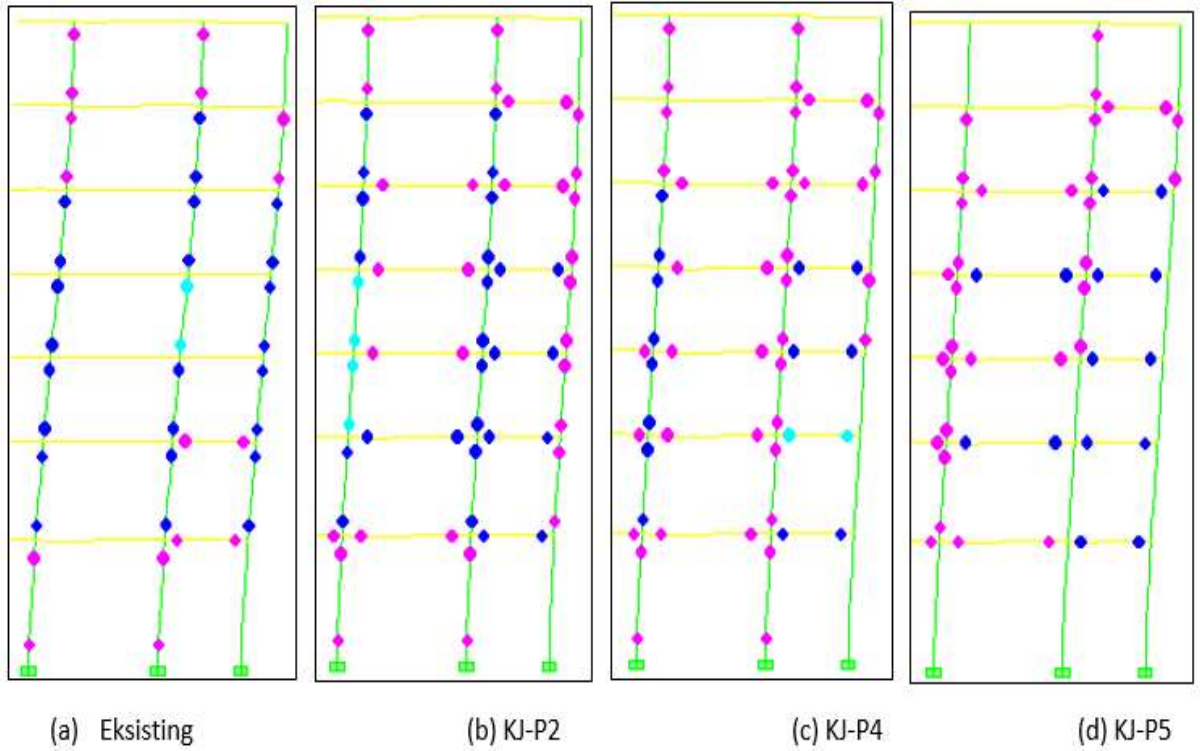
Gambar 5.109 Letak sendi plastis kolom pipih portal A° *pushover* arah X selatan ke utara pada step terakhir



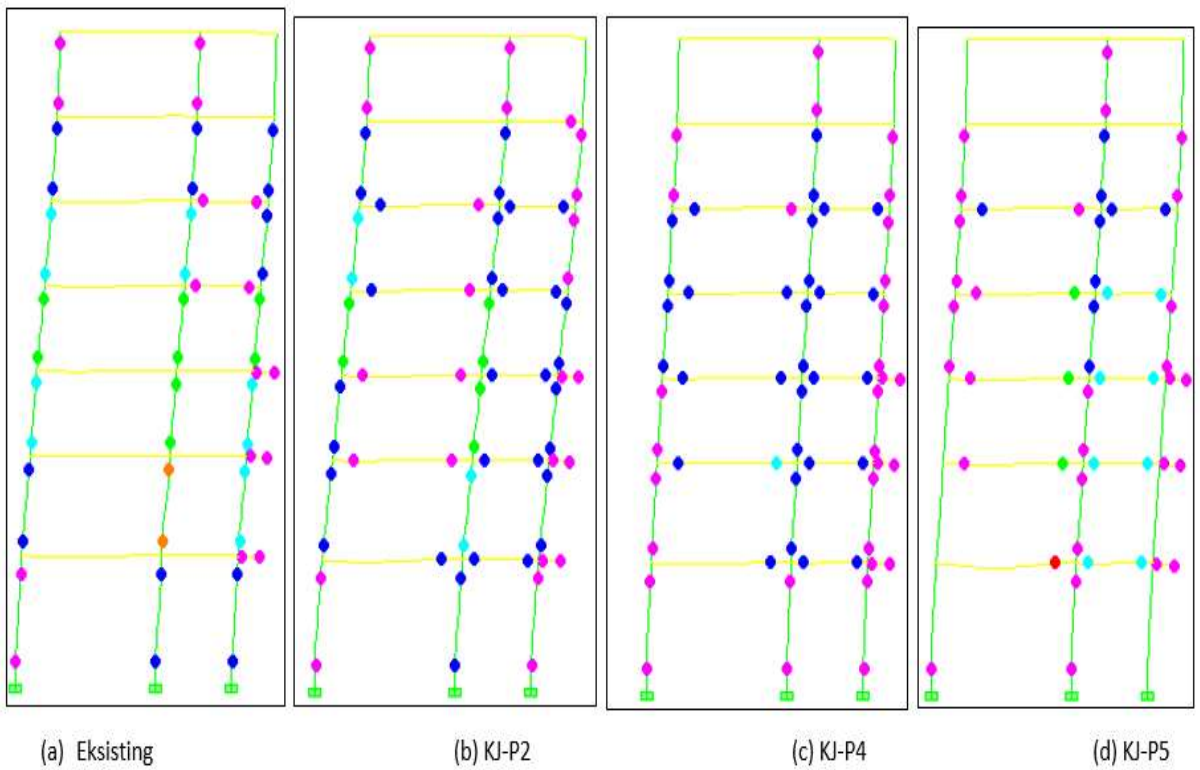
Gambar 5.110 Letak sendi plastis kolom pipih portal $0'$ *pushover* arah X selatan ke utara pada step terakhir



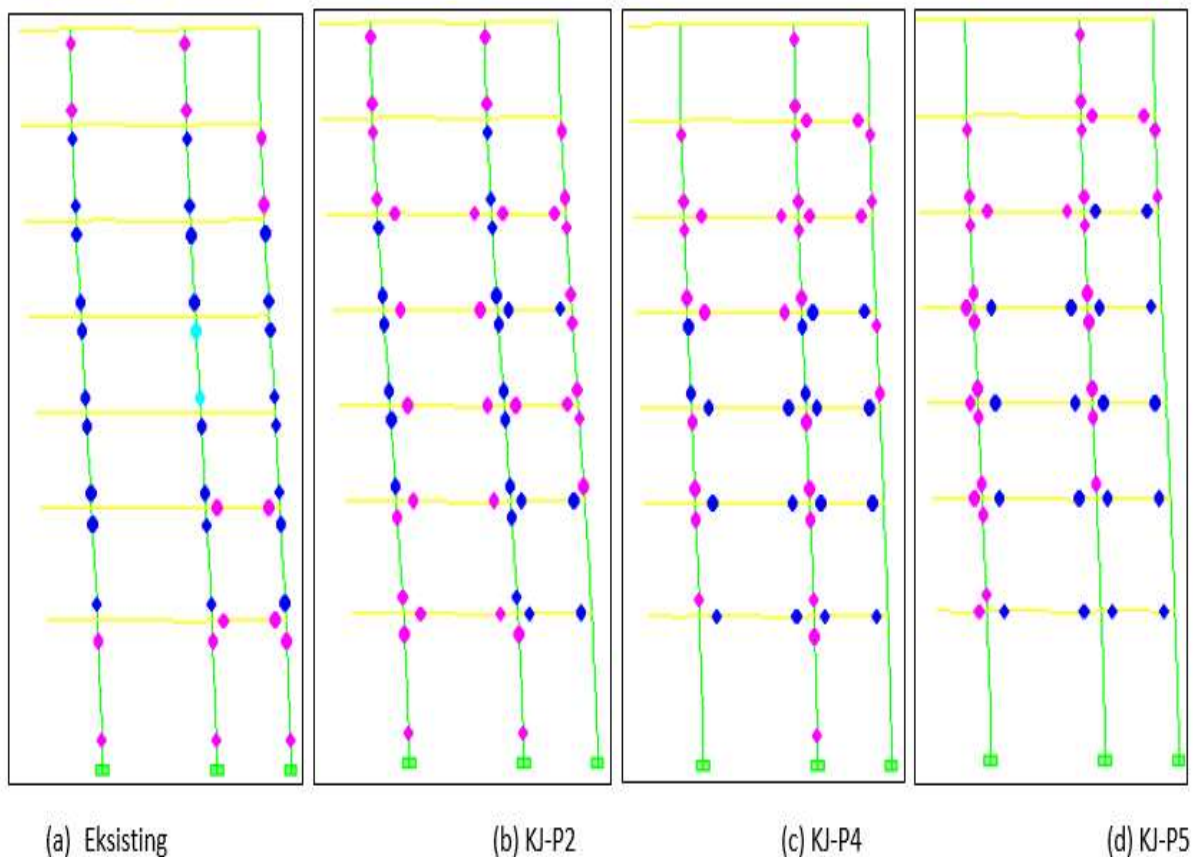
Gambar 5.111 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' *pushover* arah Y barat ke timur pada step terakhir



Gambar 5.112 Letak sendi plastis kolom pipih portal 0' *pushover* arah Y barat ke timur pada step terakhir



Gambar 5.113 Letak sendi plastis kolom pipih portal A' *pushover* arah Y timur ke barat pada step terakhir

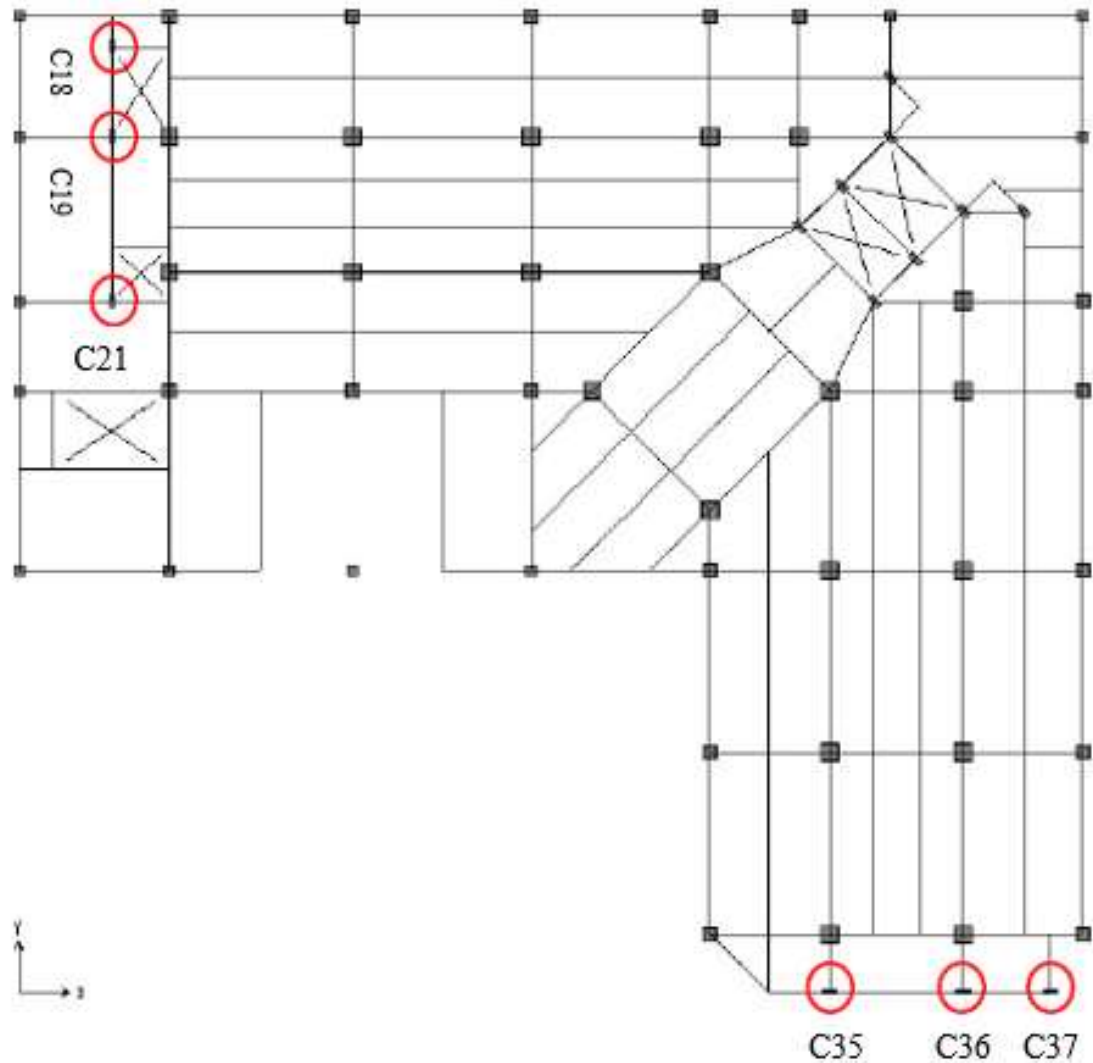


Gambar 5.114 Letak sendi plastis kolom pipih portal 0' *pushover* arah Y timur ke barat pada step terakhir

Pada Gambar 5.107 sampai dengan Gambar 5.114 di atas adalah kerusakan kolom pipih pada pemodelan eksisting sebelum dilakukan perkuatan dan pada kolom pipih yang telah dilakukan perkuatan dengan pemodelan KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5. Pada gambar di atas dapat dilihat dengan perbesaran dimensi pada kolom pipih Hotel Inna Garuda Extention dapat mengubah level kerusakan pada kolom pipih tersebut. Pada gambar di atas kerusakan pada kolom pipih yang mengalami perubahan yang cukup baik terjadi pada pemodelan KJ-P5 dengan perbesaran dimensi sebesar 30 x 65 cm. Sehingga perkuatan yang cukup efektif untuk diaplikasikan adalah pemodelan KJ-P5 dengan perbesaran dimensi menjadi 30 x 65 cm pada elemen kolom pipih, yang mana pada elemen struktur kolom tidak terdapat kerusakan melebihi level kinerja *immediate occupancy* (IO).

Untuk mengetahui apakah KJ-P5 memenuhi kriteria *strong column weak beam* (SCWB), maka di bawah ini diuraikan perhitungan SCWB khusus untuk kolom pipih yang telah diperbesar dimensinya menggunakan pemodelan KJ-P5

dengan perbesaran dimensi sebesar 30 x 65 cm. Peninjauan tersebut dilakukan untuk mengetahui apakah metode analisis *pushover* khususnya sendi plastis dapat mempengaruhi hasil *strong column weak beam* (SCWB). Gambar 5.116 di bawah ini memperlihatkan lokasi kolom pipih yang telah diperkuat yang akan digunakan untuk perhitungan SCWB.



Gambar 5.115 Letak titik yang akan dianalisis SCWB

Dari titik-titik di atas maka dapat didata tipe kolom beserta tipe balok yang digunakan untuk keperluan analisis perhitungan SCWB. Dalam peraturan SNI 2847-2013 disebutkan bahwa momen yang bekerja pada tipe kolom dan tipe balok adalah momen nominal, yang dapat dilihat pada Lampiran 3 dan Lampiran 4. Pada pasal 21.6.2.2 dalam SNI 2847-2013 menyebutkan bahwa perhitungan SCWB dapat diterima apabila hasil dari perbandingan jumlah kekuatan lentur nominal kolom dengan jumlah kekuatan lentur nominal pada balok join tersebut harus lebih besar sama dengan 1,20. Hasil perhitungan SCWB dapat dilihat pada Tabel di bawah ini.

Tabel 5.50 Perhitungan SCWB kolom C18 As A'6''

Lantai	Tipe Kolom	Arah X						Arah Y					
		Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$	Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$
			M-		M+				M-		M+		
1	KJ-P5	-	0	1060,6	30,7646	BJ1	34,475	BG3	492,44	390,311	190,14	BF1	0,5718
2	KJ-P5	-	0	1060,6	30,7646	BJ1	34,475	BG1	371,55	390,311	190,14	BF1	0,6949
3	KJ-P5	-	0	1060,6	30,7646	BJ1	34,475	BG1	371,55	390,311	377,13	BF12	0,5213
4	KJ-P5	-	0	1060,6	30,7646	BJ1	34,475	BG9	308,51	390,311	0	-	1,2651
5	KJ-P5	-	0	1060,6	30,7646	BJ1	34,475	BG9	308,51	390,311	0	-	1,2651
6	KJ	-	0	486,76	30,7646	BJ1	15,822	BG7	188,92	53,4634	0	-	0,283
7	KJ	-	0	486,76	30,3496	BJ2	16,038	BG5	126,97	53,4634	0	-	0,4211

Tabel 5.51 Perhitungan SCWB kolom C19 As A'6'

Lantai	Tipe Kolom	Arah X						Arah Y					
		Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$	Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$
			M-		M+				M-		M+		
1	KJ-P5	BM3	185,1	1060,6	56,6398	BM3	4,3875	BG3	492,44	390,311	251,98	BG3	0,5243
2	KJ-P5	BM3	185,1	1060,6	56,6398	BM3	4,3875	BG6	482,95	390,311	189,48	BG1	0,5804
3	KJ-P5	BM3	185,1	1060,6	56,6398	BM3	4,3875	BG6	482,95	390,311	189,48	BG1	0,5804
4	KJ-P5	-	0	1060,6	152,27	BQ6	6,9653	BG6	482,95	390,311	126,98	BG9	0,6399
5	KJ-P5	-	0	1060,6	152,27	BQ6	6,9653	BG9	308,51	390,311	126,98	BG9	0,8963
6	KJ	-	0	486,76	152,27	BQ6	3,1967	BG11	371,55	53,4634	126,97	BG7	0,1072
7	KJ	-	0	486,76	152,289	BQ7	3,1963	BG10	492,44	53,4634	188,92	BG5	0,0785

Tabel 5.52 Perhitungan SCWB kolom C21 As A'4'

Lantai	Tipe Kolom	Arah X						Arah Y					
		Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$	Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$
			M-		M+				M-		M+		
1	KJ-P5	BM3	185,1	1060,6	56,6398	BM3	4,3875	-	0	390,311	251,98	BG3	1,549
2	KJ-P5	BM3	185,1	1060,6	56,6398	BM3	4,3875	-	0	390,311	189,49	BG6	2,0598
3	KJ-P5	BM3	185,1	1060,6	56,6398	BM3	4,3875	-	0	390,311	189,49	BG6	2,0598
4	KJ-P5	-	0	1060,6	30,7646	BJ1	34,475	-	0	390,311	189,49	BG6	2,0598
5	KJ-P5	-	0	1060,6	30,7646	BJ1	34,475	-	0	390,311	126,98	BG9	3,0739
6	KJ	-	0	486,76	30,7646	BJ1	15,822	-	0	53,4634	189,48	BG11	0,2822
7	KJ	-	0	486,76	30,3496	BJ2	16,038	-	0	53,4634	249,73	BG10	0,2141

Tabel 5.53 Perhitungan SCWB kolom C35 As F0'

Lantai	Tipe Kolom	Arah X						Arah Y					
		Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$	Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$
			M-		M+				M-		M+		
1	KJ-P5	BK3	259,21	390,31	126,979	BG4	1,0107	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
2	KJ-P5	BK3	259,21	390,31	126,979	BG4	1,0107	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
3	KJ-P5	BK1	259,21	390,31	126,979	BG4	1,0107	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
4	KJ-P5	BK1	259,21	390,31	126,979	BG4	1,0107	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
5	KJ-P5	BK1	259,21	390,31	126,979	BG4	1,0107	-	0	1060,61	152,27	BQ6	6,9653
6	KI	BK1	295,31	64,156	126,973	BG7	0,1519	-	0	731,937	152,29	BQ7	4,8062
7	KI	BK1	295,31	64,156	189,308	BG2	0,1324	-	0	731,937	152,3	BQ2	4,8058

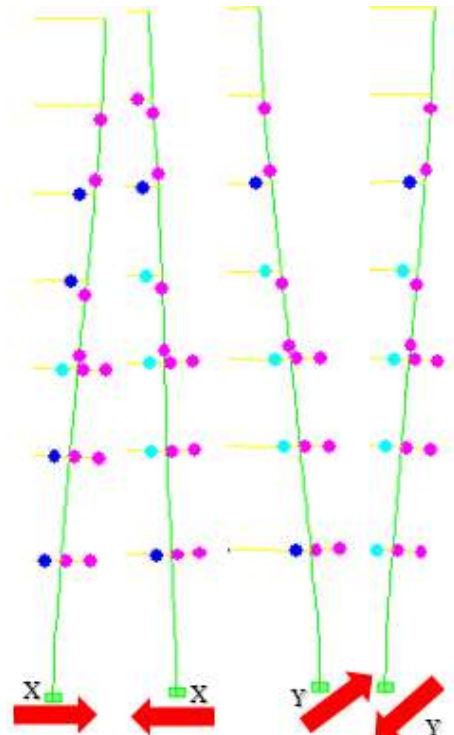
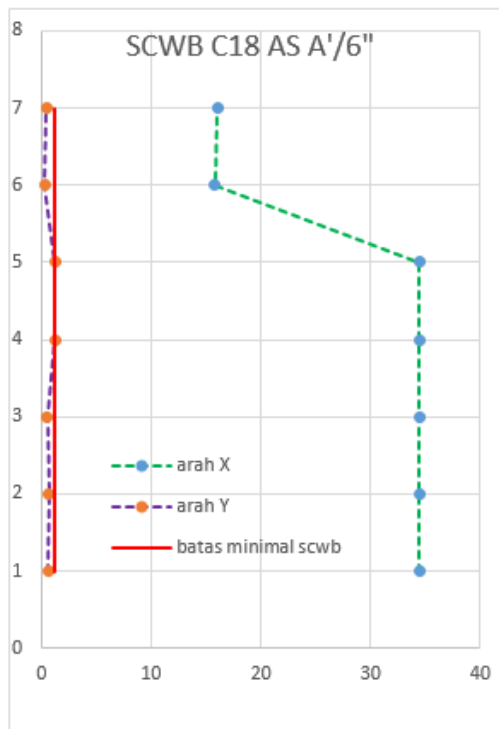
Tabel 5.54 Perhitungan SCWB kolom C36 As H0'

Lantai	Tipe Kolom	Arah X						Arah Y					
		Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$	Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$
			M-		M+				M-		M+		
1	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	126,979	BG4	0,6577	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
2	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	126,979	BG4	0,6577	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
3	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	126,979	BG4	0,6577	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
4	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	126,979	BG4	0,6577	-	0	1060,61	165,46	BE1	6,4101
5	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	126,979	BG4	0,6577	-	0	1060,61	152,27	BQ6	6,9653
6	KI	BG7	188,92	64,156	126,973	BG7	0,2031	-	0	731,937	152,29	BQ7	4,8062
7	KI	BG2	482,95	64,156	126,973	BG7	0,1052	-	0	731,937	152,3	BQ2	4,8058

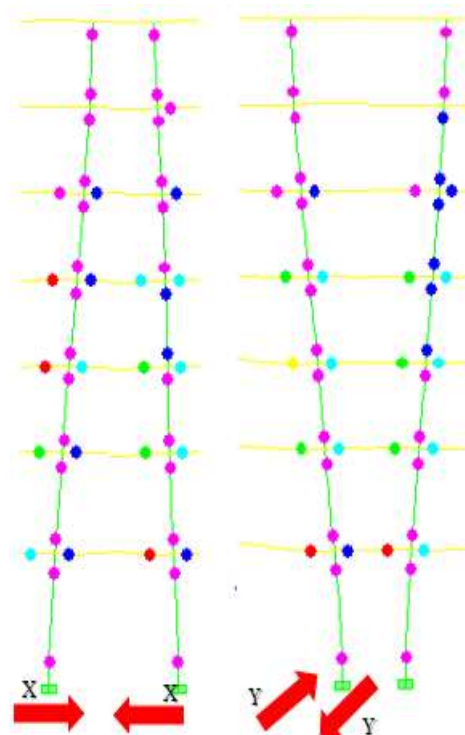
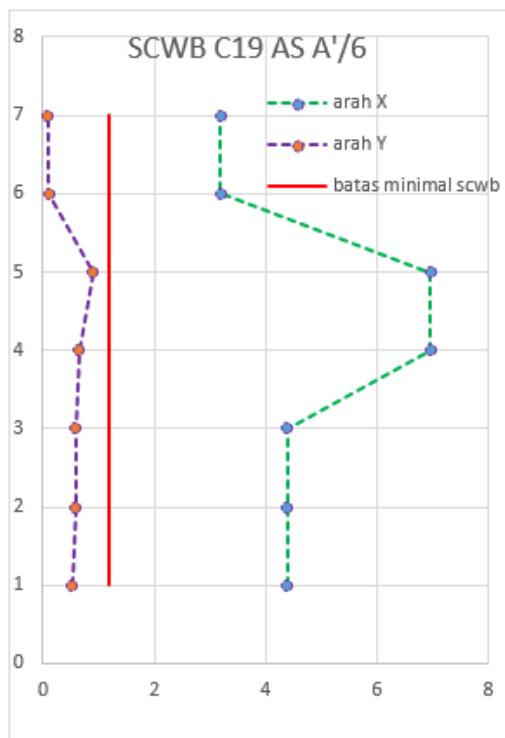
Tabel 5.55 Perhitungan SCWB kolom C37 As H'0'

Lantai	Tipe Kolom	Arah X						Arah Y					
		Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$	Tipe Balok	B.Kiri	Kolom	B.Kanan	Tipe Balok	$\Sigma M_n K / \Sigma M_n B$
			M-		M+				M-		M+		
1	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	0	-	0,8368	BE1	426,96	1060,61	0	-	2,4841
2	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	0	-	0,8368	BE1	426,96	1060,61	0	-	2,4841
3	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	0	-	0,8368	BE1	426,96	1060,61	0	-	2,4841
4	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	0	-	0,8368	BE1	426,96	1060,61	0	-	2,4841
5	KJ-P5	BG4	466,43	390,31	0	-	0,8368	BQ6	391,79	1060,61	0	-	2,7071
6	KI	BG7	188,92	64,156	0	-	0,3396	BQ7	391,79	731,937	0	-	1,8682
7	KI	BG7	188,92	64,156	0	-	0,3396	BQ2	426,96	731,937	0	-	1,7143

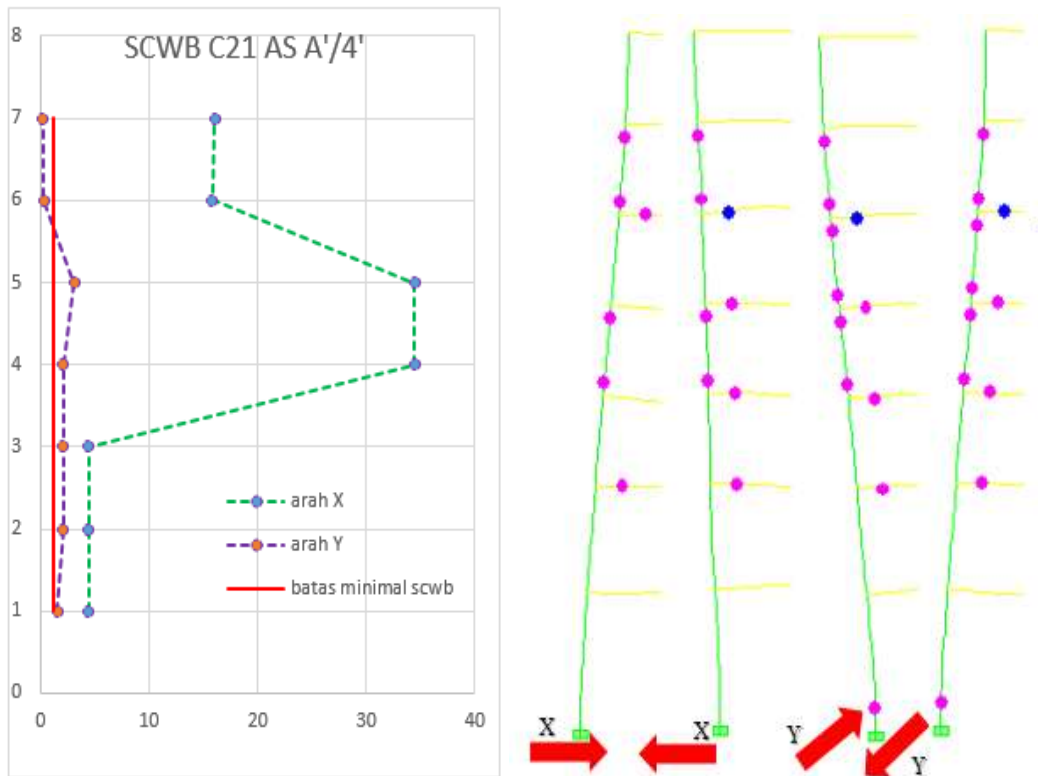
Hasil perhitungan SCWB dari keenam titik di atas dapat digambarkan grafik penyebarannya untuk mempermudah dalam melihat dan menentukan SCWB pada titik tersebut. Grafik penyebaran SCWB dari keenam titik yang telah dihitung di atas dapat dilihat pada Gambar 5.117 sampai dengan 5.122 berikut ini.



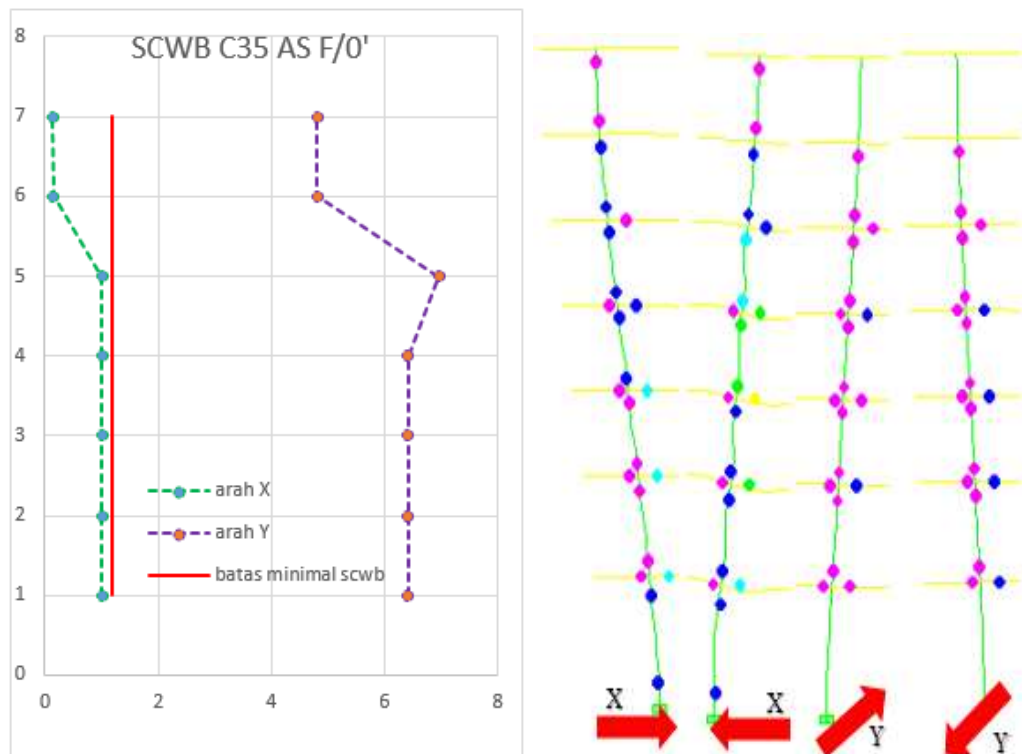
Gambar 5.116 Hasil SCWB C18 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5



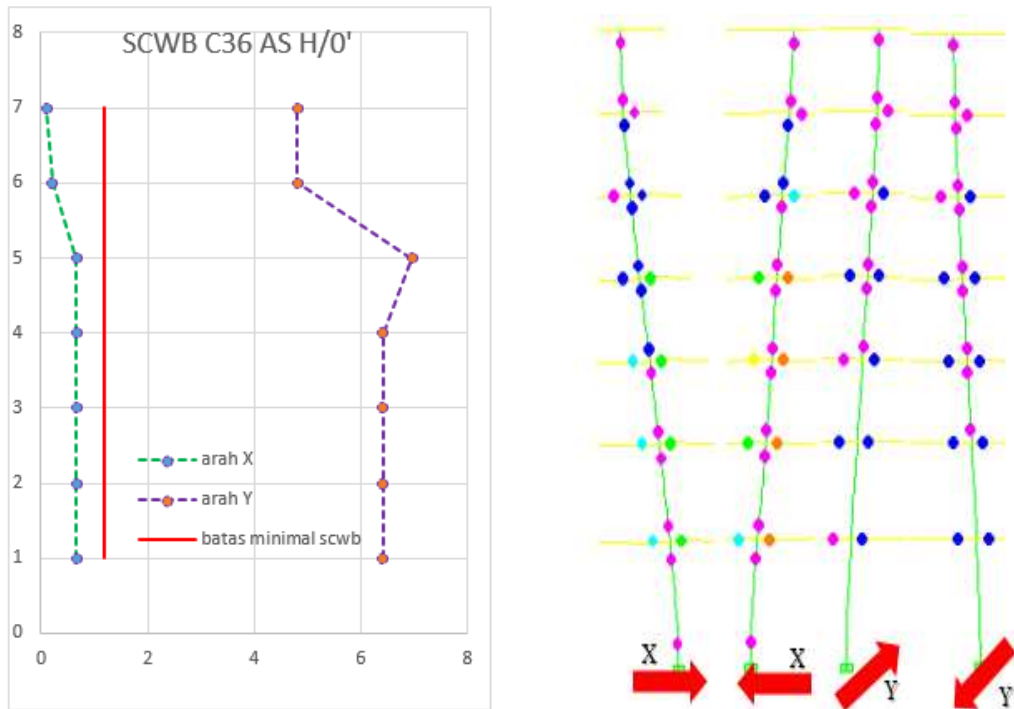
Gambar 5.117 Hasil SCWB C19 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5



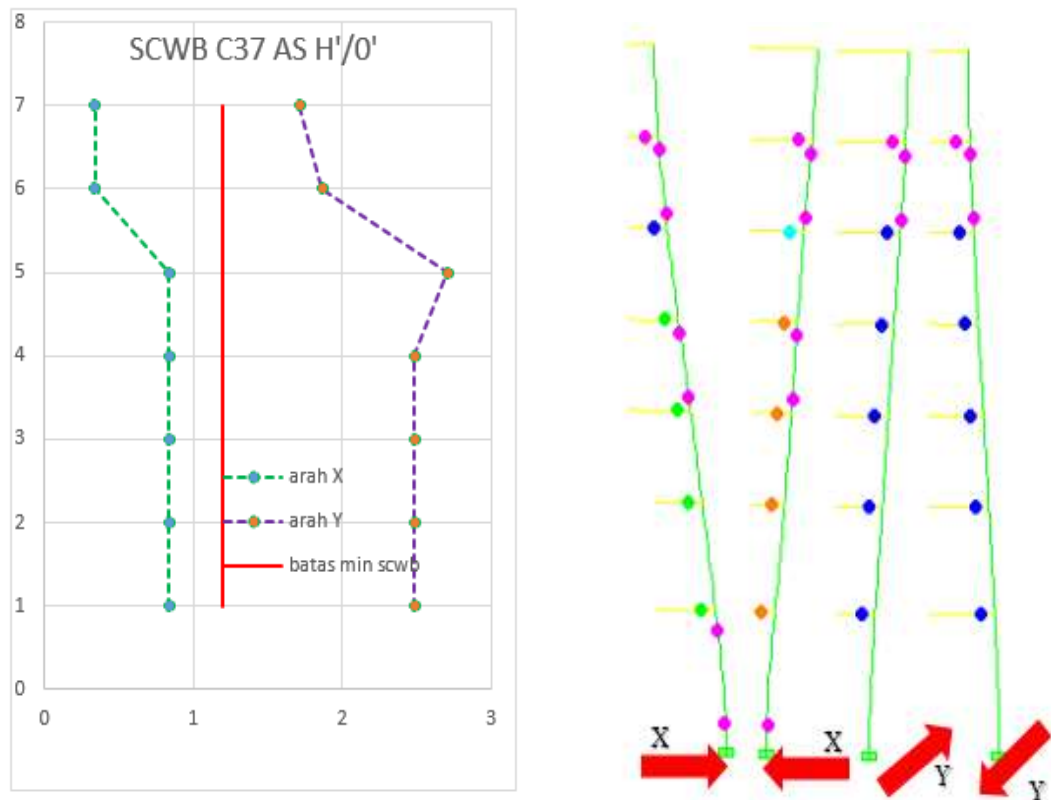
Gambar 5.118 Hasil SCWB C21 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5



Gambar 5.119 Hasil SCWB C35 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5



Gambar 5.120 Hasil SCWB C36 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5



Gambar 5.121 Hasil SCWB C36 dengan sendi plastis keempat arah KJ-P5

Pada keenam gambar di atas merupakan hasil perbandingan antara hasil hitungan *strong column weak beam* (SCWB) dengan analisis sendi plastis dari keempat arah *pushover*. Hasil dari keenam gambar tersebut cukup bervariasi. Pada Gambar 5.117 pada arah Y lantai 1,2,3,6 dan 7 tidak memenuhi standar SNI 2847-2013, pada lantai 6 dan 7 kolom pipih tidak dilakukan perkuatan sehingga tetap tidak memenuhi persyaratan SCWB, sedangkan lantai 4 dan 5 sudah memenuhi persyaratan SCWB. Sedangkan untuk arah X pada Gambar 5.117 dapat dilihat kolom KJ-P5 telah memenuhi persyaratan SCWB disemua lantai. Disisi lain hasil analisis *pushover* disemua arah pada lantai 4 dan 6 sudah dalam kondisi sendi plastis awal, yaitu level B. Pada Gambar 5.118 pada arah X hasil perhitungan SCWB pada semua lantai sudah memenuhi persyaratan SNI 2847-2013, sedangkan hasil dari analisis *pushover* pada arah X disemua lantai sudah memasuki sendi plastis level B dan pada kolom pipih yang diperkuat di lantai 4 sudah dalam kondisi *immediate occupancy* (IO). Untuk arah Y baik dari hitungan SCWB yang berdasarkan SNI 2857-2013 dan dari hasil analisis *pushover* memiliki hasil yang sama, yaitu semua kolom pada C19 tidak memenuhi persyaratan SCWB. Pada Gambar 5.119 kolom C21 arah X pada semua lantai sudah memenuhi persyaratan SCWB menurut SNI 2847-2013, sedangkan untuk arah Y pada lantai 1 sampai dengan lantai 5 sudah memenuhi persyaratan SCWB dan untuk lantai 6 dan 7 belum memenuhi persyaratan SCWB dikarenakan pada kolom C21 lantai 6 dan lantai 7 tersebut tidak dilakukan perkuatan pada kolom pipih. Disisi lain hasil sendi plastis dari analisis *pushover* pada arah X di lantai 4 dan 6 sendi plastis sudah dalam level B, sedangkan untuk arah Y pada kolom C21 lantai 4 sampai dengan lantai 6 sudah mengalami sendi plastis level B. Pada Gambar 5.120 sampai dengan Gambar 5.122 pada arah X kolom C35, C336 dan C37 pada lantai 1 sampa dengan lantai 7 tidak memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 mengenai SCWB, sedangkan pada arah Y kolom C35, C36 dan C37 pada semua lantai memenuhi persyaratan SCWB. Hasil sendi plasti dari analisis *pushover* pada Gambar 5.120 dan Gambar 5.121 pada arah X disemua lantai telah mengalami sendi plastis sesuai dengan hasil analisis SCWB berdasarkan SNI 2847-2013, sedangkan pada arah Y sendi plastis kolom sudah dalam level B dimulai dari lantai 2 sampai dengan lantai 5. Pada Gambar 5.122 sendi plastis dari hasil analisis *pushover* pada arah X terjadi pada lantai 1,4 dan 6,

sedangkan pada arah Y sendi plasti hasil analisis *pushover* hanya terjadi pada lantai 6.

Dari hasil uraian di atas mengenai *strong column weak beam* dan sendi plastis maka dapat disimpulkan bahwa analisis *pushover* sendi plasis tidak terdapat korelasi dengan analisis *strong column weak beam* khususnya pada studi kasus Hotel inna Garuda *Extention*. Pada penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Patria (2017) juga menghasilkan hal yang sama. Patria (2017) mngambil sampel kolom pada titik yang berbeda yang dianggap mewakili keseluruhan kolom dan mendapatkan hasil bahwa analisis *pushover* sendi plastis memiliki hasil yang berbeda dengan analisis *strong column weak beam* berdasarkan SNI 2847-2013.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis yang telah dilakukan terhadap Bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dengan menggunakan simulasi perkuatan pada elemen struktur maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut ini.

1. Dari perkuatan dengan perbesaran dimensi kolom pipih pada pemodelan KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5 keseluruhannya memenuhi persyaratan rasio tulangan lebih dari 1% sehingga dapat digunakan untuk perkuatan struktur kolom pipih Hotel Inna Garuda.
2. Pada perbandingan hasil analisis beban gempa dinamik respon spektrum dengan menggunakan program ETAB's dan kapasitas elemen struktur khusus pada elemen struktur kolom pipih, diperoleh nilai *Demand Capacity Ratio* (DCR) pada elemen kolom pipih yang diperkuat lebih dar 2, maka adilanjutkan untuk analisis *pushover*.
3. Pada analisis *pushover* dengan bantuan program ETAB's diperoleh nilai *drift ratio* kurang dari 1,0% disemua simulasi perbesaran dimensi kolom pipih. Hasil tersebut diperoleh dari analisis *pushover* dengan 4 arah gaya lateral. Pada semua simulasi perkuatan kolom pipih yaitu KJ-P2, KJ-P4 dan KJ-P5 semua level kinerja *immediate occupanci* (IO) terpenuhi. Dengan level kinerja *immediateoccupancy* tersebut, maka bangunan Hotel Inna Gaaruda *Extention* tidak menunjukkan adanya kerusakan yang berarti pada komponen struktur, baik kekuatan dan kekakuan hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.
4. Berdasarkan hasil dari plastifikasi dengan menggunakan analisis *pushover* pada program ETAB's dapat dilihat kerusakan yang terjadi pada elemen struktur Inna Garuda *Extention* sebagai berikut ini.
 - a. Pada pemodelan KJ-P2 arah X utara ke selatan kerusakan yang terjadi pada elemen struktur kolom sebesar 51,38% dari total kerusakan yang

ada, pada arah sebaliknya yaitu selatan ke utara kerusakan pada elemen struktur kolom sebesar 49,51% dari total kerusakan yang ada, sedangkan pada arah Y barat ke timur kerusakan yang terjadi pada elemen struktur kolom sebesar 29,98%, pada arah sebaliknya yaitu timur ke barat kerusakan yang terjadi pada elemen struktur kolom sebesar 26,67% dari total kerusakan yang ada.

- b. Pada pemodelan KJ-P4 arah X utara ke selatan jumlah kerusakan yang terjadi pada elemen struktur kolom sebesar 44,52% dari total kerusakan yang ada, untuk arah sebaliknya yaitu selatan ke utara kerusakan pada elemen struktur kolom sebesar 46,26% dari total kerusakan yang ada pada arah tersebut. Pada arah Y barat ke timur total kerusakan yang terjadi pada elemen struktur kolom sebesar 35,05% dari total kerusakan yang ada, untuk arah sebaliknya yaitu timur ke barat total kerusakan yang terjadi pada elemen yang sama yaitu sebesar 33,54% dari total kerusakan pada arah tersebut.
 - c. Pada pemodelan yang terakhir yaitu KJ-P5, pada arah X utara ke selatan total kerusakan elemen struktur kolom sebesar 38,39% dari total kerusakan struktur yang ada, sedangkan pada arah sebaliknya yaitu sebesar 42,57% dari total kerusakan yang ada pada arah X selatan ke utara. Untuk arah Y barat ke timur total kerusakan yang terjadi pada elemen struktur kolom sebesar 28,46%, sedangkan arah Y timur ke barat total kerusakan yang terjadi pada elemen struktur kolom sebesar 26,57% dari total kerusakan keseluruhan.
5. Perkuatan yang paling efektif dilakukan yang memberikan pengaruh yang signifikan pada elemen struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* adalah perkuatan dengan pemodelan KJ-P5 dengan perbesaran dimensi dari 15 x 50 cm menjadi 30 x 65 cm.
 6. Analisis *pushover* sendi plastis dengan analisis *strong column weak beam* (SCWB) dapat dikatakan tidak memiliki hubungan, dikarenakan hasil dari kedua analisis tersebut memiliki perbedaan hasil yang cukup signifikan khususnya pada bangunan Hotel Inna Garuda *extention*.

6.2 Saran

Dari hasil penelitian mengenai simulasi perkuatan elemen struktur kolom pada bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* ini dapat dihasilkan saran dan rekomendasi sebagai berikut.

1. Pada penelitian selanjutnya dapat melakukan meneliti dan membandingkan perkuatan pada struktur bangunan Hotel Inna Garuda *Extention* dengan metode perkuatan lain, seperti penambahan dinding geser ataupun FRP.
2. Pada penelitian selanjutnya dapat dilakukan penelitian pada bangunan-bangunan yang didirikan pada tahun 1900 sampai dengan 2012 dengan tipe bangunan *high risk buiding* dan mempunyai ketidakberaturan yang kompleks dan menggunakan SNI 1726-2012.
3. Diharapkan pada penelitian selanjutnya dapat melakukan analisis nonlinier dinamik menggunakan data *time history* pada program ETAB's.

DAFTAR PUSTAKA

- ATC-55 Project, 2004, *FEMA 440 - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- ATC-40, 1997, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol 2*, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- ATC-40, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol 1*, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA
- BNPB, 2012, *Indeks Resiko Bencana Indonesia*. Direktorat Pengurangan Resiko Bencana, Sentul, Jawa Barat.
- Bryant, C. and White LG., 1987, *Manajemen Pembangunan Untuk Negara Berkembang*, LP3ES, Jakarta.
- Bostenaru, M, and Sandu,I, 2004, “Reinforced concrete cast-in situ shear wall buildings “OD”-type, with“fagure” plan”, WHE Report 78 (Romania), World Housing Encyclopedia (www.world-housing.net). Earthquake Engineering Research Institute and International Association for Earthquake Engineering, Oakland, California.
- Christiawan Ignatius, Triwiyono Andreas, Christady Hary, 2008, *Evaluasi Kinerja dan Perkuatan Struktur Gedung Guna Alih Fungsi Bangunan*, Forum Teknik Sipil, No XVIII/1.
- FEMA 450-2, 2003, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- FEMA 154, 2002, *Rapid Visual Screening of Building for Potential Seismic Hazards: A Handbook*, Second Edition, Applied Technology Council, 555 Twin Dolpin Drive, Suite 550 Redwood City, California 94065.
- FEMA 356, 2000, *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 310, 1998, *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, USA.

- FEMA 273, 1997, *NEHRP Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 302, 1997, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for Buildings and Other Structures*, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- Ghosh, S.K and Fanella, D.A, 2003, *Seismic & Wind Design of Concrete Buildings*, International Code Council, Inc. Illinois.
- Gulkan, P., Ascheim, M. And Spence, R., 2002, "Reinforced concrete frame building with masonry infills," WHE Report 64 (Turkey), World Housing Encyclopedia (www.worldhousing.net), Earthquake Engineering Research Institute and International Association for Earthquake Engineering, Oakland, California.
- Hariyanto, Agus, 2011, *Analisis Kinerja Struktur Pada Bangunan Bertingkat Tidak Beraturan Dengan Analisis Dinamik Menggunakan Metode Analisis*. Skripsi, Universitas Sebelas Maret, Surakarta.
- Hasyim, Wachid, 2015, *Analisa Kapasitas dan Desain Perkuatan Kolom Bulat Struktur Gedung Akibat Penambahan Lantai Gedung*, Jurnal Rekayasa Infrastruktur, Volume 1 Nomor 1.
- Indarto, Himawan, Cahyo. HT, Outra. KCA, 2013, *Aplikasi SNI Gempa 1726-2012 For Dummies*, Bambang Dewasa's Files.
- Ismail, F.A, 2011, *Identifikasi Kegagalan Struktur dan Alternatif Perbaikan Serta Perkuatan Gedung BPKB Provinsi Sumatera Barat*, Jurnal Rekayasa Sipil, Volume 7 Nomor 2.
- Kardiyono, 2008, *Teknik Gempa*, Bahan Ajar Mata Kuliah Perencanaan Bangunan Tahan Gempa, Program Pasca Sarjana Studi Teknik Sipil, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Kristianto, A. et al, 2012, *Confinement of Reinforced Concrete Columns with Non Compliance Confining Reinforcement plus Supplemental Pen-Binder*, ITB J. Eng. Sci., Vol. 44, No. 3, pp. 220-237.
- Kwashima, K., Hosontani, M., and Hoshikuma, J, 1997, *Reinforced Concrete, Third Edition*, Prentice-Hall International, 939pp.
- [http://www.acronymfinder.com/Java-Media_Tourism-Crisis-Center-\(JMTCC\)](http://www.acronymfinder.com/Java-Media_Tourism-Crisis-Center-(JMTCC))

<https://www.maps.google.com>

https://id.wikipedia.org/wiki/Berkas:Inna_1908_-_1042.jpg

<http://indonesiawisataindah.blogspot.co.id/informasi-hotel-inna-garuda>

<https://ugm.ac.id/id/newsPdf/816-diy.pernah.alami.12.kali.gempa.bumi.merusak>

<https://www.usgs.gov/>

MSN Encarta Encyclopedia

Maulana, Rizal, 2015, *Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Sampel Hotel di Yogyakarta Dengan Menggunakan SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013*, Magister Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Murty, CVR, Brzev. Svetlana, Faison, Heidi, Comartin, Craigh.d, Irfanoglu, Ayhan, 2009, *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang Dinding Pengisi dari Bata Terhadap Gaya Gempa*, World Housing Encyclopedia, Earthquake Engineering Research Institute and International Association for Earthquake Engineering, Oakland, California.

Patria, Rizaldi, 2017, *Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Gedung Studi Kasus Pada Hotel Inna Garuda Extension Yogyakarta*, Magister Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Rosyidah, Anis, Rinawati, Wiratenaya, Dimas, Pattisia. MA, 2010, *Perkuatan Struktur pada Bangunan Rumah Tinggal 3 Lantai*, Poli Teknologi, Volume 9 Nomor 1.

Satyarno, Iman, Nawangalam, Purbolaras, 2009, *Modul Short Course SAP 2000*, Laboratorium Komputasi, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

Satyarno, I., 2007, *Some Practical Aspects in the Post Yogyakarta Earthquake Reconstruction of Brick Masonry Houses*, the Yogyakarta Earthquake of May 27, 2006, Star Publisher, USA.

SKBI-1.3.53.1987, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*, Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

SNI 03-1726-2012, 2012, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.

SNI 03-1726-2002, 2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*, Departemen Kimpraswil PU, Bandung.

- SNI 03-1727-2013 (2013), *Standar Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Badan Standarisasi Nasional BSN, Jakarta.
- Taranath. B.S, 2010, *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*, CRC Press. New York.
- Triwoyono,A., 2005, *Evaluasi Kualitas Beton dan Kekuatan Struktur Gedung yang Telah Berdiri Pasca Kebakaran*, Makalah Seminar Teknik Tradisi dan Inovasi, Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia, Jakarta.
- Widodo, 2012, *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Pustaka Pelajar, Yogyakarta.
- Widodo, 2008, *Perencanaan Bangunan Tahan Gempa*, Magister Teknik Sipil, Konsentrasi Manajemen Rekayasa Kegempaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Widodo, 2007, *Seismologi dan teknik kegempaan*, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Widodo, 2001, *Respon Dinamik Struktur Elastik*. UII Press, Yogyakarta.
- Widodo, 2000, *Respons Dinamik Struktur Elastik*, ISBN 979-8413-77-6 UII Press Yogyakarta, Oktober.
- Wirawan, 2010, *Modul Kuliah Pengantar Evaluasi Program*, UHAMKA, Jakarta.
- Yunus, 2015, *Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Apartemen dan Hotel Mataram City*, Magister Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

LAMPIRAN