



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**STUDI DAKTILITAS STRUKTUR *COMPOSITE FLAT SLAB*  
*STEEL-CONCRETE-STEEL* PADA BANGUNAN  
BERTINGKAT RENDAH**

**SKRIPSI**

**GEBRIEL HUDA**

**09 06 60 560 5**

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



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**DUCTILITY STUDY OF COMPOSITE FLAT SLAB STEEL-  
CONCRETE-STEEL STRUCTURE ON LOW-RISE BUILDING**

**UNDERGRADUATE THESIS**

**GEBRIEL HUDA**

**09 06 60 560 5**

**FACULTY OF ENGINEERING  
STUDY PROGRAM CIVIL ENGINEERING  
UNIVERSITAS INDONESIA  
DEPOK  
JULY 2012**

152/FT.EKS.01/SKRIP/07/2012



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**STUDI DAKTILITAS STRUKTUR *COMPOSITE FLAT SLAB*  
*STEEL-CONCRETE-STEEL* PADA BANGUNAN  
BERTINGKAT RENDAH**

**SKRIPSI**

**Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik**

**GEBRIEL HUDA**

**09 06 60 560 5**

**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
KEKHUSUSAN STRUKTUR  
UNIVERSITAS INDONESIA  
DEPOK  
JULI 2012**

152/FT.EKS.01/SKRIP/07/2012



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**DUCTILITY STUDY OF COMPOSITE FLAT SLAB STEEL-  
CONCRETE-STEEL STRUCTURE ON LOW-RISE BUILDING**

**UNDERGRADUATE THESIS**

**Submitted as a partial fulfillment of the requirement for the degree of  
Bachelor of Engineering**

**GEBRIEL HUDA**

**09 06 60 560 5**

**FACULTY OF ENGINEERING  
STUDY PROGRAM CIVIL ENGINEERING  
CONCENTRATING STUDY STRUCTURE DESIGN  
UNIVERSITAS INDONESIA  
DEPOK  
2012**

## HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

**Nama : Gebriel Huda**

**NPM : 0906605605**

**Tanda Tangan : **

**Tanggal : 29 Juni 2012**

**PAGE OF ORIGINALITY STATEMENT**

**This undergraduate thesis is my own research,  
and all source either quoted or referred  
have already stated correctly**

**Name : Gebriel Huda**

**NPM : 0906605605**

**Signature : **

**Date : June 29<sup>th</sup> 2012**

## HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh

Nama : Gebriel Huda  
NPM : 0906605605  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : Studi Daktilitas Struktur *Composite Flat Slab Steel-Concrete-Steel* pada Bangunan Tingkat Rendah

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

### DEWAN PENGUJI

Pembimbing I : Dr-Ing Josia I. Rastandi, ST, MT (.....)

Pembimbing II : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng (.....)

Penguji I : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA (.....)

Penguji II : Mulia Orientilize, ST, M.Eng (.....)

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 29 Juni 2012

## PAGE OF APPROVAL

This Undergraduate Thesis is submitted by

Name : Gebriel Huda  
NPM : 0906605605  
Program Study : Civil Engineering  
Title : Ductility Study of Composite Flat Slab Steel-  
Concrete-Steel on Low-Rise Building

Has been successfully submitted in front of Examiners and accepted as part of necessary requirements to obtain Bachelor of Engineering Degree in Civil Engineering Program, Faculty of Engineering, University of Indonesia

### EXAMINERS COUNCIL

1<sup>st</sup> Counsellor : Dr-Ing Josia I. Rastandi, ST, MT (.....*Josia I. Rastandi*.....)  
2<sup>nd</sup> Counsellor : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng (.....*Syahril A. Rahim*.....)  
Examiner : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA (.....*Yuskar Lase*.....)  
Examiner : Mulia Orientilize, ST, M.Eng (.....*Mulia Orientilize*.....)

Approved at : Depok

Date : June 29<sup>th</sup> 2012



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

---

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

Nama : Gebriel Huda  
NPM : 0906605605  
Program Studi : Teknik Sipil  
Departemen : Teknik Sipil  
Fakultas : Teknik  
Jenis karya : Skripsi

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

**STUDI DAKTILITAS STRUKTUR *COMPOSITE FLAT SLAB STEEL-CONCRETE-STEEL* PADA BANGUNAN TINGKAT RENDAH**

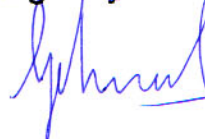
beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 29 Juni 2012

Yang menyatakan



(Gebriel Huda)

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas rahmat dan hidayah-Nya, penulis dapat menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil kekhususan Struktur pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Penulis menyadari bahwa tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari awal perkuliahan sampai pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit bagi penulis untuk menyelesaikannya. Oleh karena itu penulis mengucapkan terima kasih kepada:

- (1) Dr-Ing Josia I. Rastandi, ST, MT, IPU dan Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan penulis dalam penyusunan skripsi ini.
- (2) Orang Tua yang telah memberikan doa, perhatian, dan kasih sayangnya dalam penyusunan skripsi ini.
- (3) Seluruh staf pengajar dan karyawan Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia atas pengajaran dan segala bantuannya selama kegiatan perkuliahan
- (4) Seluruh sahabat khususnya Mahasiswa Program Pendidikan Sarjana Ekstensi Angkatan 2009 yang telah memberikan bantuan serta dukungan semangat dan doa untuk kelancaran penyusunan skripsi ini.
- (5) Rekan – rekan di PT Rekatama Konstruksindo yang telah memberikan kesempatan dan kepercayaannya serta pengetahuan dan pengalamannya selama periode Mei 2011 sampai September 2011. Senang rasanya bisa membantu proyek – proyek yang sedang dikerjakan perusahaan.

Akhir kata, penulis berharap Tuhan Yang Maha Esa berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga tulisan ini membawa manfaat bagi pengembangan ilmu di Indonesia.

Depok, Juni 2012

Penulis

## ABSTRAK

Nama : Gebriel Huda  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul : **Studi Daktilitas Struktur Composite Flat Slab Steel-Concrete-Steel pada Bangunan Tingkat Rendah**

Sistem struktur *flat slab* telah berkembang dan banyak digunakan dalam konstruksi bangunan. Khusus untuk wilayah gempa tinggi, struktur ini masih jarang untuk digunakan, karena memang sifat dari struktur ini sangat lemah terhadap beban lateral. Dalam skripsi ini, penulis melakukan analisa perilaku sistem struktur *flat slab* dengan diberikan dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) sebagai material pendetailan khusus pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel-concrete-steel* dan diharapkan dapat menambah kekakuan *flat slab* dalam menahan beban lateral. Struktur tersebut dianalisa statik non linier (*pushover analysis*) akibat beban lateral gempa dengan program komputer *SAP2000 v14*. Pada analisa tersebut yang ditinjau yaitu daktilitas struktur dan lokasi sendi plastis. Dari hasil studi didapat daktilitas aktual struktur pada masing – masing gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, baik pada jalur kolom ekterior maupun jalur kolom interior, memiliki nilai yang bervariasi antara 3,0 sampai dengan 3,4 dengan daktilitas rencana sebesar 3,3 dan terjadi peningkatan daktilitas aktual pada masing-masing gedung yang dilakukan simulasi, baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom bila dibandingkan dengan gedung tanpa pendetailan khusus. Lokasi sendi plastis banyak terjadi pada penampang *slab* ( $t = 250$  mm) yang ujungnya berhubungan langsung dengan *slab+drop panel* ( $t = 400$  mm) untuk penampang *slab+drop panel* beton dan untuk penampang *slab+drop panel* dengan *sandwich steel-concrete-steel* ( $t = 412$  mm). Hal ini disebabkan kapasitas momen nominal penampang *slab* ( $t = 250$  mm) lebih kecil dibandingkan penampang *slab+drop panel* beton dan untuk penampang *slab+drop panel* dengan *sandwich steel-concrete-steel*.

Kata Kunci :

*Flat Slab, Composite Flat Slab Steel-Concrete-Steel, Pushover Analysis, Daktilitas Struktur, SAP2000.*

## ABSTRACT

Name : Gebriel Huda  
Program Study : Civil Engineering  
Final Project Title : **Ductility Study of Composite Flat Slab Steel-Concrete-Steel Structure on Low-Rise Building**

Flat slab has been developed and widely used structural systems in the construction of buildings. Especially, in zone of high seismic, this structure is rarely used because the behavior of its under lateral loads is very weak. In this paper, the author analyzed the behavior of flat slab structural system with given a two layers of steel plates (the upper and the lower side of concrete) as special detailing materials in the area of plates around the column, so that a composite flat slab steel-concrete-steel structure and its expected to increase the stiffness of flat slab structural system due to lateral loads. This structure was analyzed using static non-linear analysis (pushover analysis) due to earthquake lateral loads on structural analysis computer program, SAP2000v14. In the analysis, the ductility of the structure and the locations of plastic hinges were reviewed. From the result of this study, the actual ductility of each flat slab buildings without special detailing materials, both on the exterior column strips and the interior column strips, has a varies value between 3,0 to 3,4 with the plan ductility of 3,3 and increasing value of the actual ductility of each flat slab buildings was occurred, both the interval width of installation of cross-sectional steel-concrete-steel sandwich is  $\frac{1}{2}y$  and  $y$  from the face of column if those structure compared to the flat slab buildings without special detailing materials.

Keyword :

Flat Slab, Composite Flat Slab Steel-Concrete-Steel, Pushover Analysis, Structure Ductility, SAP2000.

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL .....	i
PAGE OF TITLE .....	ii
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS .....	iii
PAGE OF ORIGINALITY STATEMENT .....	iv
HALAMAN PENGESAHAN .....	v
PAGE OF APPROVAL .....	vi
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI .....	vii
KATA PENGANTAR .....	viii
ABSTRAK .....	ix
ABSTRACT .....	x
DAFTAR ISI .....	xi
DAFTAR TABEL .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xvi
DAFTAR NOTASI .....	xxi
<b>BAB 1 PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 LATAR BELAKANG .....	1
1.2 MAKSUD DAN TUJUAN .....	4
1.3 PEMBATAAN MASALAH .....	5
1.4 HIPOTESA AWAL .....	6
1.5 METODOLOGI .....	6
1.6 SISTEMATIKA PENULISAN .....	7
<b>BAB 2 STUDI LITERATUR .....</b>	<b>9</b>
2.1 STRUKTUR <i>SLAB</i> .....	9
2.1.1 <i>FLAT SLAB</i> .....	9
2.1.2 ANALISA STRUKTUR <i>FLAT SLAB</i> .....	11
2.1.2.1 METODE DESAIN LANGSUNG .....	11
2.1.2.2 METODE PORTAL EKUIVALEN .....	12
2.1.2.3 METODE BALOK LEBAR EFEKTIF .....	15
2.1.3 KONSEP LEBAR KRITIS FENOMENA <i>PUNCHING SHEAR</i> .....	37
2.2 DAKTILITAS .....	39
2.2.1 DAKTILITAS REGANGAN ( <i>STRAIN DUCTILITY</i> ) .....	39
2.2.2 DAKTILITAS KURVATUR .....	40
2.2.3 DAKTILITAS LENDUTAN .....	43
2.2.4 DAKTILITAS SISTEM STRUKTUR <i>FLAT SLAB</i> .....	45
2.3 MODELISASI DAN ANALISA STRUKTUR .....	46
2.4 ANALISA <i>PUSHOVER</i> .....	52
2.5 STRUKTUR <i>COMPOSITE STEEL-CONCRETE-STEEL</i> .....	53
2.5.1 BEBERAPA PENELITIAN TENTANG STRUKTUR <i>COMPOSITE STEEL-CONCRETE-STEEL</i> .....	54
2.5.2 DESAIN KAPASITAS <i>COMPOSITE</i> <i>STEEL-CONCRETE-STEEL</i> .....	65
<b>BAB 3 METODOLOGI .....</b>	<b>74</b>
3.1 DESKRIPSI BANGUNAN .....	74
3.2 PEMBEBANAN .....	80

3.3 KOMBINASI PEMBEBANAN .....	82
3.4 <i>PRELIMINARY DESIGN</i> .....	83
3.4.1 TEBAL PELAT .....	83
3.4.2 DROP PANEL .....	84
3.4.3 KOLOM .....	86
3.4.4 ANALISA STRUKTUR <i>FLAT SLAB</i> .....	87
3.5 DESAIN KAPASITAS .....	89
3.6 MODELISASI STRUKTUR .....	90
3.7 PROSEDUR EVALUASI KINERJA STRUKTUR (ANALISA STATIK NON-LINIER) .....	92
3.8 DIAGRAM ALIR METODOLOGI .....	93
<b>BAB 4 ANALISA DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>95</b>
4.1 ANALISA GEDUNG <i>FLAT SLAB</i> 3 LANTAI .....	95
4.1.1 ANALISA GEMPA .....	95
4.1.2 HASIL ANALISA STRUKTUR .....	126
4.1.3 DESAIN KAPASITAS .....	128
4.1.4 IDEALISASI STRUKTUR 2 DIMENSI .....	146
4.1.5 ANALISA <i>PUSHOVER</i> .....	146
4.2 ANALISA GEDUNG <i>FLAT SLAB</i> 6 LANTAI .....	157
4.2.1 ANALISA GEMPA .....	157
4.2.2 HASIL ANALISA STRUKTUR .....	191
4.2.3 DESAIN KAPASITAS .....	194
4.2.4 IDEALISASI STRUKTUR 2 DIMENSI .....	200
4.2.5 ANALISA <i>PUSHOVER</i> .....	200
4.3 PEMBAHASAN HASIL ANALISA .....	210
4.3.1 PEMBAHASAN GEDUNG 3 LANTAI .....	210
4.3.2 PEMBAHASAN GEDUNG 6 LANTAI .....	228
<b>BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>252</b>
5.1 KESIMPULAN .....	252
5.2 SARAN .....	254
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Ketentuan tebal pelat minimum menurut SNI 03-2847-2002 .....	84
Tabel 4.1 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFS3lt (kg-m) .....	97
Tabel 4.2 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (kg-m) .....	97
Tabel 4.3 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-y-3lt (kg-m) .....	97
Tabel 4.4 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung 3lt .....	99
Tabel 4.5 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung 3lt .....	99
Tabel 4.6 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-NFS3lt (kg-m) .....	100
Tabel 4.7 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-CFSSCS-1/2y-3lt (kg-m) .....	100
Tabel 4.8 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-CFSSCS-y-3lt (kg-m) .....	101
Tabel 4.9 Mass Participation Factor PB-NFS3lt.....	102
Tabel 4.10 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	103
Tabel 4.11 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-y-3lt.....	105
Tabel 4.12 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFS3lt .....	107
Tabel 4.13 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFS3lt .....	107
Tabel 4.14 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	108
Tabel 4.15 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	108
Tabel 4.16 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-y-3lt .....	110
Tabel 4.17 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-y-3lt .....	110
Tabel 4.18 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-NFS3lt arah-x.....	111
Tabel 4.19 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-NFS3lt arah-y.....	112
Tabel 4.20 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt arah-x.....	112
Tabel 4.21 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt arah-y.....	112
Tabel 4.22 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-y-3lt arah-x.....	113
Tabel 4.23 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-y-3lt arah-y.....	114
Tabel 4.24 Displacement titik terluar gedung PB-NFS3lt akibat gempa arah-x (cm) .....	117
Tabel 4.25 Displacement titik terluar gedung PB-NFS3lt akibat gempa arah-y (cm) .....	117
Tabel 4.26 Rasio inter story drift-x gedung PB-NFS3lt .....	118
Tabel 4.27 Rasio inter story drift-y gedung PB-NFS3lt .....	118
Tabel 4.28 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-NFS3lt.....	119
Tabel 4.29 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-NFS3lt .....	119
Tabel 4.30 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt akibat gempa arah-x (cm) .....	120
Tabel 4.31 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt akibat gempa arah-y (cm) .....	120
Tabel 4.32 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	121
Tabel 4.33 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	121
Tabel 4.34 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	121
Tabel 4.35 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	122
Tabel 4.36 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-3lt akibat gempa arah-x (cm) .....	122
Tabel 4.37 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-3lt akibat gempa arah-y (cm) .....	122
Tabel 4.38 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-y-3lt.....	123
Tabel 4.39 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-y-3lt.....	123
Tabel 4.40 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-CFSSCS-y-3lt.....	124
Tabel 4.41 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-y-3lt .....	124
Tabel 4.42 Gaya dalam maksimum pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFS3lt .....	126
Tabel 4.43 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	127
Tabel 4.44 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	128
Tabel 4.45 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFS3lt.....	129
Tabel 4.46 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFS3lt.....	130
Tabel 4.47 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	131
Tabel 4.48 Rekapitulasi Desain Lentur Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	143
Tabel 4.49 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	143
Tabel 4.50 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	144
Tabel 4.51 Rekapitulasi Desain Lentur Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-y-3lt .....	145
Tabel 4.52 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	146
Tabel 4.53 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS3lt .....	149
Tabel 4.54 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFS3lt .....	150
Tabel 4.55 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	151

Tabel 4.56 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt .....	152
Tabel 4.57 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt .....	153
Tabel 4.58 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt .....	154
Tabel 4.59 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFS6lt.....	156
Tabel 4.60 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (kg-m) .....	156
Tabel 4.61 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-y-6lt (kg-m) .....	156
Tabel 4.62 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung 6lt .....	158
Tabel 4.63 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung 6lt .....	158
Tabel 4.64 Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-NFS6lt (kg-m) .....	159
Tabel 4.65 Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-CFSSCS-1/2y-6lt (kg-m) .....	159
Tabel 4.66 Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-CFSSCS-y-6lt (kg-m) .....	159
Tabel 4.67 Mass Participation Factor PB-NFS6lt.....	160
Tabel 4.68 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	162
Tabel 4.69 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-y-6lt.....	164
Tabel 4.70 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFS6lt .....	165
Tabel 4.71 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFS6lt .....	166
Tabel 4.72 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	168
Tabel 4.73 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	168
Tabel 4.74 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-y-6lt .....	170
Tabel 4.75 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-y-6lt .....	171
Tabel 4.76 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-NFS6lt sumbu-x .....	173
Tabel 4.77 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-NFS6lt sumbu-y .....	173
Tabel 4.78 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt sumbu-x .....	174
Tabel 4.79 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt sumbu-y .....	174
Tabel 4.80 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-y-6lt sumbu-x .....	175
Tabel 4.81 Analisa $T_{Rayleigh}$ Gedung PB-CFSSCS-y-6lt sumbu-y .....	176
Tabel 4.82 Displacement titik terluar gedung PB-NFS6lt akibat gempa arah-x (cm) .....	179
Tabel 4.83 Displacement titik terluar gedung PB-NFS6lt akibat gempa arah-y (cm) .....	179
Tabel 4.84 Rasio inter story drift-x gedung PB-NFS6lt .....	180
Tabel 4.85 Rasio inter story drift-y gedung PB-NFS6lt .....	180
Tabel 4.86 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-NFS6lt .....	181
Tabel 4.87 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-NFS6lt .....	181
Tabel 4.88 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt akibat gempa arah-x (cm) .....	182
Tabel 4.89 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt akibat gempa arah-y (cm) .....	182
Tabel 4.90 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	183
Tabel 4.91 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	183
Tabel 4.92 Kinerja batas layan ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	184
Tabel 4.93 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	184
Tabel 4.94 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-6lt akibat gempa arah-x (cm) .....	185
Tabel 4.95 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-6lt akibat gempa arah-y (cm) .....	185
Tabel 4.96 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-y-6lt .....	186
Tabel 4.97 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-y-6lt .....	186
Tabel 4.98 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-CFSSCS-y-6lt .....	187
Tabel 4.99 Kinerja batas ultimit PB-CFSSCS-y-6lt .....	187
Tabel 4.100 Gaya dalam maksimum pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFS6lt .....	190
Tabel 4.101 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	190
Tabel 4.102 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-y-6lt .....	191
Tabel 4.103 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFS6lt .....	192
Tabel 4.104 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFS6lt .....	193
Tabel 4.105 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	194
Tabel 4.106 Rekapitulasi Desain Lentur Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	195
Tabel 4.107 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	195
Tabel 4.108 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS-y-6lt .....	196
Tabel 4.109 Rekapitulasi Desain Lentur Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-y-6lt .....	197
Tabel 4.110 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-CFSSCS-y-6lt .....	198
Tabel 4.111 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS6lt .....	199
Tabel 4.112 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFS6lt .....	200
Tabel 4.113 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....	201



<i>Tabel 4.114 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt</i> .....	202
<i>Tabel 4.115 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt</i> .....	203
<i>Tabel 4.116 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt</i> .....	204
<i>Tabel 4.117 Perbandingan Parameter akibat Pola Triangular Load pada pada Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt</i> .....	206
<i>Tabel 4.118 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Eksterior gedung 3 lantai</i> .....	210
<i>Tabel 4.119 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada pada Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt</i> .....	211
<i>Tabel 4.120 Perbandingan Parameter akibat Pola Triangular Load pada pada Jalur Kolom Interior gedung 3lt</i> .....	214
<i>Tabel 4.121 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Interior gedung 3 lantai</i> .....	219
<i>Tabel 4.122 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada pada Jalur Kolom Interior gedung 3lt</i> .....	219
<i>Tabel 4.123 Perbandingan Parameter akibat Pola Triangular Load pada pada Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt</i> .....	223
<i>Tabel 4.124 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Eksterior gedung 6 lantai</i> .....	229
<i>Tabel 4.125 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada pada Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt</i> .....	230
<i>Tabel 4.126 Perbandingan Parameter akibat Pola Triangular Load pada pada Jalur Kolom Interior gedung 6lt</i> .....	235
<i>Tabel 4.127 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Interior gedung 6 lantai</i> .....	241
<i>Tabel 4.128 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada pada Jalur Kolom Interior gedung 6lt</i> .....	242

## DAFTAR GAMBAR

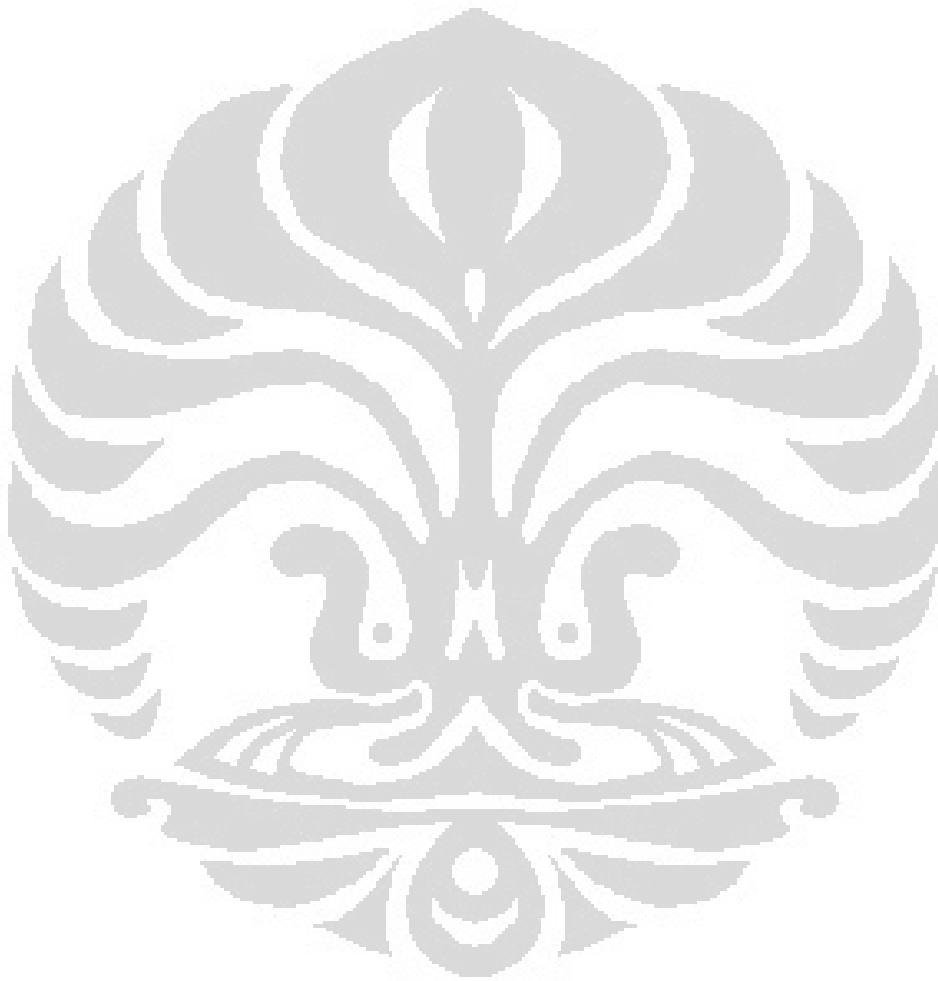
Gambar 1.1 Konstruksi Flat slab .....	3
Gambar 2.1 Type Jenis konstruksi flat slab .....	11
Gambar 2.2 Denah Jalur kolom dan Jalur Panel (a) Arah Tranversal (b) Arah Longitudinal .....	13
Gambar 2.3 Idealisasi bangunan untuk analisa portal ekuivalen.....	14
Gambar 2.4 Definisi Portal Ekuivalen menurut SNI 03-2847-2002 pasal 15.7 hal 149 .....	14
Gambar 2.5 Hubungan aktual slab-kolom .....	16
Gambar 2.6 Asumsi Hubungan slab-kolom .....	16
Gambar 2.7 Lebar efektif slab untuk kekuatan dan kekakuan pada penelitian Dovich & Wight.....	27
Gambar 2.8 Generalisasi Denah Bangunan Flat Slab pada Metode Balok Lebar Efektif.....	30
Gambar 2.9 Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Ext/Edg Frame) .....	35
Gambar 2.10 Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Ext/Edg Frame) .....	35
Gambar 2.11 Grafik Perbandingan Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Ext/Edg Frames).....	36
Gambar 2.12 Grafik Perbandingan Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Int Frames) .....	36
Gambar 2.13 Distribusi tegangan geser dan pelimpahan momen ke kolom.....	38
Gambar 2.14 Hubungan Beban – Lendutan .....	39
Gambar 2.15 Definisi dari Curvature ductility.....	40
Gambar 2.16 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan Pada Model Kantilever .....	44
Gambar 2.17 Defleksi .....	44
Gambar 2.18 Diagram beban – simpangan (diagram $V - \delta$ ) struktur bangunan gedung .....	46
Gambar 2.19 Deformasi pada nodal .....	47
Gambar 2.20 Rigid Body Motion pada elemen struktur pelat lantai .....	48
Gambar 2.21 Ilustrasi master node pada Single Story Structure.....	48
Gambar 2.22 Pelat lantai dengan titik pusat massa (m) dan slave node (s) pada bidang pelat .....	49
Gambar 2.23 Ilustrasi penerapan small angles (pendekatan orde kedua) .....	49
Gambar 2.24 Tipikal pelat baja dan baut baja yang diperkuat spesimen pada studi Ebead, et al .....	55
Gambar 2.25 Konfigurasi spesimen dengan kekuatan yang diuji pada studi Ebead, et al .....	56
Gambar 2.26 Konfigurasi spesimen yang diujikan El sayed, et al.....	58
Gambar 2.27 Model finite element yang disimulasikan pada studi Neale, et al .....	60
Gambar 2.28 Spesimen yang diuji pada studi Kamal, et al .....	61
Gambar 2.29 Model finite element pada spesimen dengan dua kolom stubs pada studi Ebead, et al .....	63
Gambar 2.30 Analogi Truss model pada SCS Sandwich system.....	65
Gambar 2.31 Formasi mekanisme yield line pada scs sandwich system yang diberi beban terpusat .....	67
Gambar 2.32 Distribusi gaya dalam penampang pada tahap fully stage .....	68
Gambar 2.33 Retak pada SCS sandwich slab saat kegagalan.....	70
Gambar 2.34 Punching shear pada SCS sandwich slab .....	72
Gambar 3.1 Denah Struktur Bangunan dengan luas 40x40m <sup>2</sup> .....	76
Gambar 3.2 Tampak Bangunan dengan luas 40x40m <sup>2</sup> dan 6 tingkat .....	77
Gambar 3.3 Denah Struktur Bangunan dengan luas 72x72m <sup>2</sup> .....	77
Gambar 3.4 Tampak Bangunan dengan luas 72x72m <sup>2</sup> dan 3 tingkat .....	78
Gambar 3.5 Tebal minimum pelat dan drop panel menurut SNI 03-2847-2002.....	78
Gambar 3.6 lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan slab – kolom interior.....	79
Gambar 3.7 lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan slab – kolom eksterior.....	79
Gambar 3.8 lebar pemasangan variasi 2 untuk hubungan slab – kolom interior.....	80
Gambar 3.9 lebar pemasangan variasi 2 untuk hubungan slab – kolom eksterior.....	80
Gambar 3.10 Variasi pola distribusi pembebanan lateral.....	82
Gambar 3.11 Dimensi penebalan panel sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 15.3.7.....	85
Gambar 3.12 Definisi Portal Ekuivalen menurut SNI 03-2847-2002 .....	88
Gambar 3.13 Penentuan Portal ekuivalen dalam dan Portal ekuivalen tepi pada denah struktur.....	89
Gambar 3.14 Modelisasi struktur 1 .....	91
Gambar 3.15 Modelisasi struktur 2 .....	91
Gambar 3.16 Properti sendi default-M3 dan default-PMM .....	92
Gambar 3.17 Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur flat slab .....	93
Gambar 3.18 Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur flat slab .....	94
Gambar 4.1 Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 3lt.....	98
Gambar 4.2 Grafik Rasio Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 3lt.....	98
Gambar 4.3 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFS3lt.....	102

Gambar 4.4 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFS3lt.....	102
Gambar 4.5 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-NFS3lt.....	103
Gambar 4.6 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	104
Gambar 4.7 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	104
Gambar 4.8 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	104
Gambar 4.9 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	105
Gambar 4.10 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	106
Gambar 4.11 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	106
Gambar 4.12 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFS3lt.....	107
Gambar 4.13 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFS3lt.....	108
Gambar 4.14 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	109
Gambar 4.15 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	109
Gambar 4.16 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	110
Gambar 4.17 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	111
Gambar 4.18 Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 3lt.....	115
Gambar 4.19 Grafik Rasio Perbandingan Periode Getar gedung 3lt.....	115
Gambar 4.20 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-NFS3lt.....	117
Gambar 4.21 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-NFS3lt.....	118
Gambar 4.22 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	120
Gambar 4.23 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	120
Gambar 4.24 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	122
Gambar 4.25 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-y-3lt.....	123
Gambar 4.26 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x gedung 3lt.....	125
Gambar 4.27 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-y gedung 3lt.....	125
Gambar 4.28 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x gedung 3lt.....	125
Gambar 4.29 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-y gedung 3lt.....	126
Gambar 4.30 Detail J-Hook Connector.....	132
Gambar 4.31 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-NFS3lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior.....	147
Gambar 4.32 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior.....	147
Gambar 4.33 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-y-3lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior.....	147
Gambar 4.34 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 3lantai.....	147
Gambar 4.35 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 3lantai.....	148
Gambar 4.36 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS3lt.....	150
Gambar 4.37 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFS3lt.....	151
Gambar 4.38 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	152
Gambar 4.39 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	153
Gambar 4.40 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt.....	154
Gambar 4.41 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt.....	155
Gambar 4.42 Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt.....	158
Gambar 4.43 Grafik Rasio Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt.....	159
Gambar 4.44 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFS6lt.....	163
Gambar 4.45 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFS6lt.....	163
Gambar 4.46 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-NFS6lt.....	163
Gambar 4.47 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	164
Gambar 4.48 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	165
Gambar 4.49 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	165
Gambar 4.50 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS-y-6lt.....	166
Gambar 4.51 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS-y-6lt.....	166
Gambar 4.52 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS-y-6lt.....	167
Gambar 4.53 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFS6lt sebelum di-skala.....	168
Gambar 4.54 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFS6lt sebelum di-skala.....	169
Gambar 4.55 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFS6lt setelah di-skala.....	169
Gambar 4.56 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFS6lt setelah di-skala.....	170
Gambar 4.57 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt sebelum di-skala.....	171
Gambar 4.58 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt sebelum di-skala.....	171

Gambar 4.59 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt setelah di-skala.....	172
Gambar 4.60 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt setelah di-skala.....	172
Gambar 4.61 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-6lt sebelum di-skala.....	173
Gambar 4.62 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-y-6lt sebelum di-skala.....	174
Gambar 4.63 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-6lt setelah di-skala.....	174
Gambar 4.64 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-6lt setelah di-skala.....	175
Gambar 4.65 Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 6lt.....	179
Gambar 4.66 Grafik Rasio Perbandingan Periode Getar gedung 6lt.....	179
Gambar 4.67 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-NFS6lt.....	181
Gambar 4.68 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-NFS6lt.....	182
Gambar 4.69 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	184
Gambar 4.70 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	185
Gambar 4.71 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-y-6lt.....	187
Gambar 4.72 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-y-6lt.....	188
Gambar 4.73 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x gedung 6lt.....	190
Gambar 4.74 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-y gedung 6lt.....	190
Gambar 4.75 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x gedung 6lt.....	191
Gambar 4.76 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-y gedung 6lt.....	191
Gambar 4.77 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-NFS6lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior.....	201
Gambar 4.78 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior.....	201
Gambar 4.79 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-y-6lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior.....	202
Gambar 4.80 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 6lantai.....	202
Gambar 4.81 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 6lantai.....	203
Gambar 4.82 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS6lt.....	203
Gambar 4.83 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFS6lt.....	204
Gambar 4.84 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	205
Gambar 4.85 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt.....	206
Gambar 4.86 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt.....	207
Gambar 4.87 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt.....	208
Gambar 4.88 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt akibat pola Triangular Load.....	210
Gambar 4.89 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt.....	212
Gambar 4.90 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced).....	212
Gambar 4.91 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	213
Gambar 4.92 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced).....	213
Gambar 4.93 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt.....	213
Gambar 4.94 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 3lantai.....	214
Gambar 4.95 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt akibat pola Uniform Load.....	215
Gambar 4.96 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt.....	217
Gambar 4.97 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced).....	217
Gambar 4.98 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt.....	218
Gambar 4.99 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced).....	218
Gambar 4.100 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt.....	218
Gambar 4.101 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt akibat pola Triangular Load.....	219
Gambar 4.102 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt.....	220

<i>Gambar 4.103 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)</i> .....	221
<i>Gambar 4.104 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt</i> .....	221
<i>Gambar 4.105 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)</i> .....	222
<i>Gambar 4.106 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt</i> .....	222
<i>Gambar 4.107 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 3lantai</i> .....	223
<i>Gambar 4.108 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt akibat pola Uniform Load</i> .....	224
<i>Gambar 4.109 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt</i> .....	225
<i>Gambar 4.110 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)</i> .....	226
<i>Gambar 4.111 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt</i> .....	226
<i>Gambar 4.112 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)</i> .....	227
<i>Gambar 4.113 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt</i> .....	227
<i>Gambar 4.114 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt akibat pola Triangular Load</i> .....	228
<i>Gambar 4.115 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt</i> .....	230
<i>Gambar 4.116 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)</i> .....	231
<i>Gambar 4.117 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt</i> .....	231
<i>Gambar 4.118 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)</i> .....	232
<i>Gambar 4.119 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt</i> .....	233
<i>Gambar 4.120 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 6lantai</i> .....	233
<i>Gambar 4.121 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt akibat pola Uniform Load</i> .....	235
<i>Gambar 4.122 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt</i> .....	236
<i>Gambar 4.123 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)</i> .....	237
<i>Gambar 4.124 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt</i> .....	238
<i>Gambar 4.125 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)</i> .....	238
<i>Gambar 4.126 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt</i> .....	239
<i>Gambar 4.127 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt akibat pola Triangular Load</i> .....	240
<i>Gambar 4.128 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt</i> .....	242
<i>Gambar 4.129 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)</i> .....	242
<i>Gambar 4.130 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt</i> .....	243
<i>Gambar 4.131 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)</i> .....	244
<i>Gambar 4.132 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt</i> .....	244
<i>Gambar 4.133 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 6lantai</i> .....	245
<i>Gambar 4.134 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt akibat pola Uniform Load</i> .....	246
<i>Gambar 4.135 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt</i> .....	248

<i>Gambar 4.136 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced).....</i>	<i>249</i>
<i>Gambar 4.137 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt .....</i>	<i>249</i>
<i>Gambar 4.138 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced) .....</i>	<i>250</i>
<i>Gambar 4.139 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt .....</i>	<i>251</i>



## DAFTAR NOTASI

$V_c$	: Gaya <i>punching shear</i> dari <i>slab</i> tanpa tulangan geser
$\beta$	: Perbandingan dari sisi terpanjang dan sisi terpendek dari daerah beban atau kolom
$\alpha_s$	: Bernilai 40, 30, dan 20 masing – masing untuk kolom interior, kolom tepi, dan kolom sudut
$b_o$	: Keliling penampang kritis
$d$	: Tebal efektif <i>slab</i>
$A_c$	: Luas beton yang dianggap sebagai penampang kritis
$J_c$	: Momen Inersia polar pada penampang kritis
$\mu_{\square}$	: Daktilitas tegangan
$\sigma$	: Total tegangan yang terjadi
$\sigma_y$	: Tegangan pada saat leleh
$\mu_{\phi}$	: Daktilitas lengkungan maksimum
$\phi_m$	: Lengkungan maksimum yang timbul
$\phi_y$	: Lengkungan pada saat leleh
$C_y$	: jarak dari luar ke natural-axis
$\epsilon_{cm}$	: compression strain maksimum
$\mu_{\Delta}$	: Daktilitas lendutan
$\mu_y$	: lendutan pada titik leleh
$\mu_p$	: Lendutan pada titik plastis

# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 LATAR BELAKANG**

Letak Indonesia yang merupakan pertemuan tiga lempeng yaitu lempeng Indo-Australia, lempeng Pasifik dan lempeng Eurasia, menyebabkan hampir semua wilayah Indonesia mempunyai resiko gempa tektonik tinggi. Karena letaknya yang demikian, Indonesia seakan-akan berada di dalam lingkaran api (*ring of fire*) yang terus membara. Masih teringat dalam benak kita pada akhir tahun 2004 terjadi gempa super dahsyat dengan kekuatan 8,9 skala richter yang menyebabkan gelombang Tsunami di Aceh, gempa berkekuatan 8,7 skala richter yang mengguncang Nias pada tahun 2005 ataupun gempa yang baru saja meluluhlantahkan Padang kemarin dengan kekuatan 7,2 skala richter. Runtutan gempa yang terjadi di Indonesia tidak hanya mengakibatkan kerugian cukup besar tapi juga banyaknya korban yang berjatuhan.

Terlepas dari berbagai polemik dan kompleksnya permasalahan dari peristiwa gempa yang terjadi, adalah tugas utama dari para ahli maupun praktisi khususnya yang bergerak di bidang ketekniksipilan untuk menciptakan suatu tatanan baru mengenai perancangan gempa yang lebih baik lagi. Hal tersebut tentunya tidak hanya bertujuan untuk menciptakan struktur bangunan yang lebih kuat dan tahan gempa, tetapi juga bertujuan untuk memberikan keamanan dan kenyamanan bagi setiap orang yang ada dan tinggal di dalam bangunan tersebut.

Di negara Indonesia sendiri, perencanaan dan pembangunan konstruksi gedung bertingkat dengan beton bertulang dewasa ini terus mengalami peningkatan karena merupakan jawaban tepat untuk menghadapi konsentrasi penduduk yang padat, kelangkaan lahan, dan harga lahan yang tinggi. Dalam perencanaan tersebut, gedung – gedung bertingkat harus didesain tahan terhadap gempa karena gedung akan mengalami getaran akibat percepatan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi.

Secara umum, sistem struktur dalam suatu konstruksi terdiri dari sistem struktur penahan beban gravitasi dan sistem penahan beban lateral.



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

Sistem *flat slab* merupakan sistem bidang horisontal yang pada umumnya terdiri dari pelat lantai beton tebal rata dan tanpa balok, namun balok-balok tepi pada tepi-tepi luar lantai boleh jadi ada atau tidak ada, sehingga tinggi antar lantai bisa lebih minimum dan konstruksi lebih mudah sehingga diharapkan membutuhkan biaya yang minimum. Sistem *flat slab* mempunyai kekuatan terhadap gaya lateral cukup dengan adanya salah satu atau kedua hal berikut : (a) drop panel, penambahan tebal pelat di dalam daerah kolom; atau (b) kepala kolom (*column capital*), pelebaran yang mengecil dari ujung kolom atas. Sedangkan sistem *shear wall* (dinding geser) merupakan sistem struktur yang memiliki kekakuan dan kekuatan yang tinggi untuk menahan beban lateral. Pemakaian dinding geser biasanya untuk bangunan-bangunan yang tinggi, dimana sistem portal kaku dianggap tidak mampu untuk menahan beban lateral, atau juga dinding geser digunakan pada sistem portal kolom dan *flat slab* dimana tidak ada balok sebagai pengaku.

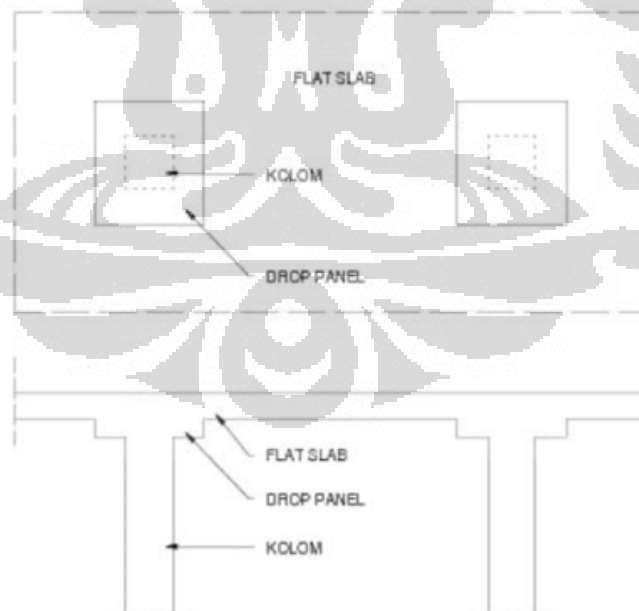
Di Indonesia, sistem *flat slab* merupakan sistem yang relatif baru karena aplikasinya masih sangat sedikit dibandingkan sistem konvensional (portal penahan momen dengan hubungan balok – kolom). Beberapa kelebihan penggunaan struktur *flat slab* adalah sebagai berikut :

- Pelaksanaan konstruksinya yang relatif lebih mudah dan cepat.
- Bekistingnya lebih sedikit.

- Dapat memberikan tinggi ruang bebas yang lebih besar.
- Secara estetika dan arsitektural jauh lebih bagus dibandingkan dengan struktur lantai biasa.
- Lebih ekonomis.
- Tinggi keseluruhan struktur yang lebih rendah.
- Kemudahan instalasi mekanikal dan elektrik.

Disamping keuntungan yang diberikan, *flat slab* juga memiliki beberapa kekurangan antara lain adalah :

- Merupakan bagian konstruksi yang tipis
- Kegagalan *punching shear* pada hubungan slab–kolom bilamana slabnya tidak cukup kuat untuk menahan tegangan geser yang terjadi maka akan terjadi keretakan atau bahkan tertembus oleh kolom.
- Defleksinya yang relatif besar terutama pada pusat area pembebanan.
- Lemah terhadap gaya lateral. (Ferguson, P.M; Sutanto,B; Setianto, K. 1991).



Gambar 1.1 Konstruksi Flat slab

Beberapa peneliti telah melakukan usaha dengan studi eksperimental agar sistem *flat slab* dapat digunakan pada bangunan tingkat rendah tanpa

balok maupun tanpa *shearwall* untuk mengurangi beberapa kekurangan dari sistem *flat slab* tersebut. Penelitian yang dikembangkan antara lain dengan melakukan pendetailan khusus pada hubungan kolom dengan *flat slab*. Pendetailan yang dilakukan yaitu pendetailan pada daerah sekitar kolom dengan penggunaan material dua lapis plat baja (*steel plates*) yang diangkur baut baja pada kedua sisinya (sisi atas dan sisi bawah) dan *carbon fiber reinforced polymer* baik pendetailan eksternal maupun pendetailan internal (sebagai tulangan). Namun dari beberapa penelitian tersebut, sistem struktur *flat slab* dengan penggunaan material dua lapis plat baja (*steel plates*) yang diangkur baut baja sebagai pendetailan khusus eksternal pada hubungan kolom dengan *flat slab* belum pernah dilakukan sebagai desain awal dalam perencanaan bangunan tingkat rendah tahan gempa.

Oleh karena itu dalam skripsi ini, penulis akan melakukan analisa perilaku sistem struktur *flat slab* dengan diberikan dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel-concrete-steel* untuk mengurangi baja tulangan yang tidak ekonomis dari *flat slab*. Struktur tersebut akan dianalisa statik non linier (*pushover analysis*) akibat beban lateral gempa dengan program komputer *SAP2000 v14*. Pada analisa tersebut yang akan ditinjau yaitu daktilitas struktur tersebut dan lokasi sendi plastis pada struktur akibat penambahan 2 lapis plat baja dari sistem struktur tersebut.

## 1.2 MAKSUD DAN TUJUAN

Berdasarkan latar belakang tersebut, maksud dari penulisan ini adalah sebagai berikut :

- a. Bagaimanakah cara mendesain struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah dengan sistem *flat slab* biasa
- b. Bagaimanakah cara mendesain struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah dengan sistem *flat slab* dengan diberikan dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel-concrete-steel*.

- c. Bagaimanakah cara memodelkan struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah secara tiga dimensi dengan sistem *flat slab* biasa dan sistem *flat slab* dengan diberikan dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel-concrete-steel* pada program *SAP2000 v14*
- d. Bagaimanakah daktilitas struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah dengan sistem *flat slab* biasa dan sistem *flat slab* dengan diberikan 2 lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom dengan analisa statik non linier yaitu *pushover analysis*

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari penulisan ini antara lain sebagai berikut :

- a. Dapat mendesain struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah dengan sistem *flat slab* biasa dan sistem *flat slab* dengan diberikan 2 lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel-concrete-steel*.
- b. Dapat mengetahui lebar efektif pemasangan plat baja agar didapat daktilitas yang baik dalam menahan beban lateral gempa dari sistem struktur *composite flat slab steel-concrete-steel* dengan diberikan 2 lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom.

### 1.3 PEMBATASAN MASALAH

Untuk mencapai tujuan pembahasan, maka perlu adanya penentuan pokok bahasan masalah, identifikasi permasalahan akan diperjelas dengan batasan – batasan sebagai berikut :

- a. Hanya struktur bagian atas pada gedung bertingkat rendah yang akan ditinjau.

- b. Struktur gedung bertingkat rendah merupakan konstruksi beton bertulang dengan *flat slab* sesuai dengan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03 – 2847 – 2002
- c. Hanya beban lateral akibat gempa yang akan ditinjau sesuai dengan Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002
- d. Hanya Kapasitas Momen yang ditinjau untuk mengetahui daktilitas aktual. Sedangkan kapasitas geser yang terpasang tidak terjadi kegagalan geser karena diberikan tulangan geser dan atau *stud rail* yang cukup.
- e. Ada beberapa simulasi pada struktur gedung bertingkat rendah yang terdiri atas variasi pada tingkat bangunan, variasi pada luasan total bangunan sedangkan bentang antar kolom (baik hubungan *flat slab* – kolom eksterior maupun hubungan *flat slab* – kolom interior) sama yaitu 8 meter, dan variasi pada lebar efektif penggunaan dua lapis pelat baja.

#### 1.4 HIPOTESA AWAL

Dengan diberikannya dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) sebagai pendetailan khusus di daerah hubungan *slab*-kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel-concrete-steel* pada bangunan bertingkat rendah akan didapat daktilitas struktur yang baik dalam menahan beban lateral gempa. Hal ini dikarenakan kapasitas struktur *composite flat slab steel-concrete-steel* terutama mekanisme transfer geser antara permukaan pelat baja dan beton yang menerapkan analogi *truss model (strut and tie model)*.

#### 1.5 METODOLOGI

Dalam penulisan skripsi ini tahapan yang akan digunakan sebagai berikut :

##### a. Studi Literatur

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

secara umum terhadap masalah di atas yaitu teori tentang sistem struktur *flat slab* (termasuk metode dalam menganalisa struktur *flat slab*), teori tentang mekanisme sendi plastis, teori tentang analisa statik non linier (*pushover analysis*), dan beberapa penelitian terakhir serta penggunaan struktur *composite steel-concrete-steel* dalam bidang konstruksi.

b. Desain sistem struktur *flat slab*

Dalam tahap ini akan dilakukan *preliminary design* dan desain kapasitas sistem struktur *flat slab* (baik tanpa perkuatan maupun dengan perkuatan) yang sederhana pada gedung bertingkat rendah tahan gempa sesuai dengan peraturan yang berlaku dan beberapa variasi simulasi seperti yang telah dijabarkan pada sub bab sebelumnya sebagai acuan untuk tahap berikutnya.

c. Modelisasi bangunan

Dalam tahap ini, penulis akan memodelkan struktur gedung bertingkat rendah tahan gempa dengan sistem struktur *flat slab* sederhana yang telah didesain pada tahap sebelumnya secara 3 dimensi termasuk melakukan input data pada *software SAP2000 v14*.

d. Simulasi

Pada tahap ini akan dilakukan beberapa variasi simulasi seperti yang telah dijabarkan sebelumnya dan hasil dari simulasi tersebut akan diperoleh daktilitas struktur dan lokasi sendi plastis pada struktur.

e. Analisa dan Kesimpulan

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

## 1.6 SISTEMATIKA PENULISAN

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

### **Bab 1 Pendahuluan**

Berisikan tentang latar belakang permasalahan, permasalahan, batasan permasalahan, maksud dan tujuan penulisan, hipotesa awal, metodologi penelitian, dan sistematika penulisan.

### **Bab 2 Studi Literatur**

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

### **Bab 3 Metodologi**

Dalam bab ini berisikan metode dalam memodelkan struktur gedung bertingkat rendah tahan gempa dengan sistem *flat slab* yang sederhana termasuk melakukan input data pada *software SAP2000 v14*.

### **Bab 4 Analisa dan Pembahasan**

Berisikan tentang data - data yang diperoleh dan cara menganalisanya dari hasil simulasi yang akan dilakukan.

### **Bab 5 Penutup**

Dalam Bab ini berisikan kesimpulan dan saran mengenai hasil simulasi dan data-data yang telah dilakukan.

## **BAB 2 STUDI LITERATUR**

### **2.1 STRUKTUR SLAB**

*Slab* merupakan elemen horizontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati ke rangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur (E.G.Nawy, PE, 1998). Di dalam konstruksi beton bertulang, *slab* (pelat) digunakan untuk mendapatkan permukaan datar. Sebuah pelat beton bertulang merupakan sebuah bidang datar yang lebar, yang mempunyai arah horizontal, dengan permukaan atas dan bawahnya sejajar atau mendekati sejajar.

Pelat biasanya ditumpu oleh gelagar atau balok beton bertulang (dan biasanya pelat dicor menjadi suatu kesatuan dengan gelagar tersebut), oleh dinding pasangan bata atau dinding beton bertulang, oleh batang – batang struktur baja, secara langsung oleh kolom – kolom, atau tertumpu secara menerus oleh tanah. Pelat lantai merupakan panel – panel beton bertulang yang memungkinkan bertulang satu atau dua arah, tergantung sistem strukturnya. Jika rasio antara panjang dan lebar pelat lebih dari 2, maka digunakan penulangan 1 arah (*one way slab*). Apabila nilai rasio antara panjang dan lebar pelat tidak lebih dari 2, maka digunakan penulangan 2 arah (*two way slab*) (E.G.Nawy, PE, 1998).

#### **2.1.1 FLAT SLAB**

*Flat slab* adalah sebuah plat yang ditumpu oleh kolom dan umumnya tanpa menggunakan balok (C.Caprani, 2009). *Flat slab* berbeda dari *flat plate* dalam hal bahwa *flat slab* mempunyai kekuatan yang cukup dengan adanya salah satu atau kedua hal berikut:

- a. Drop panel yaitu penambahan tebal plat di dalam daerah kolom, dimana pertebalan plat ini sebagai penahan gaya geser utama bermanfaat dalam mengurangi tegangan geser pons (*punching shear*) yang mungkin ditimbulkan oleh kolom terhadap plat (M.Anitha, B.Q.Rahman, & J.J.Vijay, 2009), dan pertebalan ini



juga meningkatkan besarnya momen lawan di tempat – tempat dimana momen – momen negatif terjadi (Mosley, 1984)

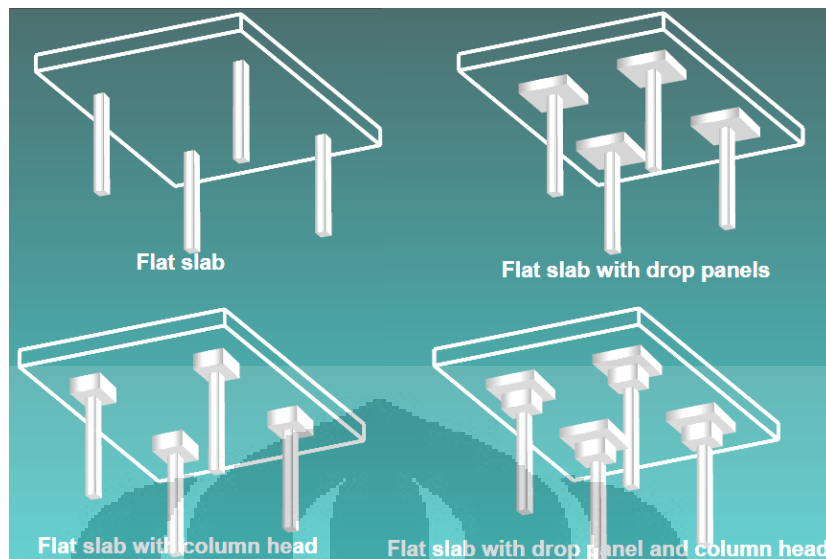
- b. *Column capital* (Kepala kolom) yaitu pelebaran mengecil dari ujung kolom atas. Tujuan dari kepala kolom adalah untuk mendapatkan penambahan keliling sekitar kolom untuk memindahkan geser dari beban lantai dan untuk menambah tebal dengan berkurangnya perimeter di dekat kolom (C.K.Wang & C.G.Salmon, 1992).

*Flat slab* yang merupakan bagian dari konstruksi tipis memiliki beberapa kelebihan antara lain :

- Pelaksanaan konstruksinya yang relatif lebih mudah dan cepat.
- Bekistingnya lebih sedikit.
- Dapat memberikan tinggi ruang bebas yang lebih besar.
- Secara estetika dan arsitektural jauh lebih bagus dibandingkan dengan struktur lantai biasa.
- Lebih ekonomis.
- Tinggi keseluruhan struktur yang lebih rendah.
- Kemudahan instalasi mekanikal dan elektrikal.

Disamping keuntungan yang diberikan, *flat slab* juga memiliki beberapa kekurangan antara lain adalah :

- Merupakan bagian konstruksi yang tipis
- Kegagalan *punching shear* pada hubungan slab–kolom bilamana slabnya tidak cukup kuat untuk menahan tegangan geser yang terjadi maka akan terjadi keretakan atau bahkan tertembus oleh kolom.
- Defleksinya yang relatif besar terutama pada pusat area pembebanan.
- Lemah terhadap gaya lateral (Ferguson, P.M; Sutanto,B; Setianto, K. 1991).



Gambar 2.1 Type Jenis konstruksi flat slab

## 2.1.2 ANALISA STRUKTUR *FLAT SLAB*

Analisa suatu struktur *flat slab* dapat dilakukan dengan tiga cara yaitu dengan metode desain langsung (*direct design*), metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*), dan metode balok lebar efektif (*effective beam width*).

### 2.1.2.1 METODE DESAIN LANGSUNG (*DIRECT DESIGN*)

Metode ini berdasarkan persamaan statistik yang diturunkan pertama kali oleh J.R Nichols tahun 1914 (Wahyudi, L & Syahril A. Rahim, 1997) dan menggunakan koefisien untuk menghitung momen – momen pada pelat baik momen positif maupun momen negatif. Dalam metode desain langsung terdapat pembatasan – pembatasan sebagai berikut : (Edward.G.Nawy,P.E)

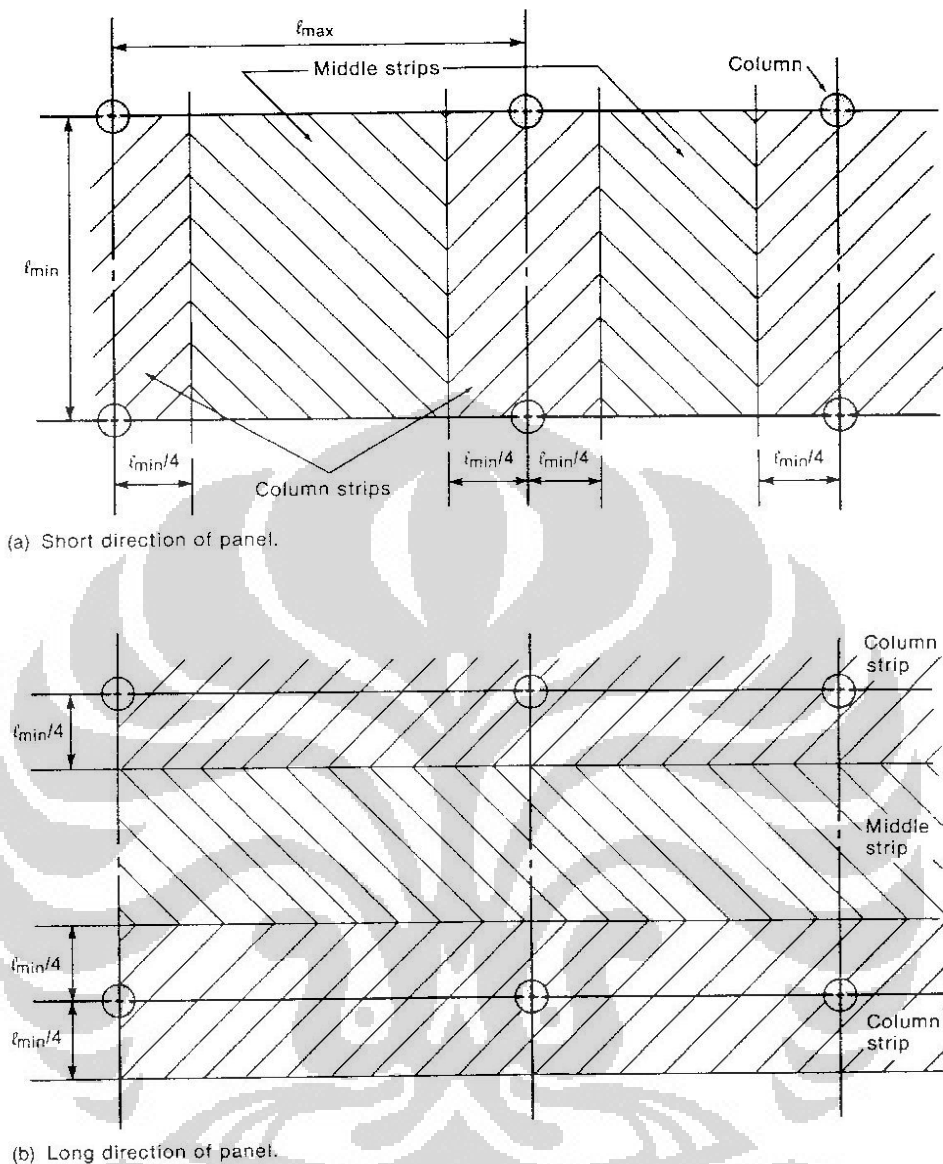
- a. Pada masing – masing arah, minimum ada tiga bentang menerus.
- b. Perbandingan antara bentang yang panjang dengan yang pendek pada satu panel tidak boleh melebihi 2,0.
- c. Panjang bentang yang bersebelahan dalam masing – masing arah tidak boleh berbeda lebih dari sepertiga bentang yang panjang.

- d. Kolom dapat mempunyai *offset* maksimum 10 % dari bentang dalam arah *offset* dari kedua sumbu antara garis pusat kolom yang bersebelahan.
- e. Semua beban hanya akibat beban gravitasi dan terbagi merata di seluruh panel. Beban hidup tidak boleh melebihi tiga kali beban mati.
- f. Apabila panel tersebut ditumpu oleh balok pada semua sisinya, maka kekakuan balok dalam dua arah yang saling tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,2 dan tidak boleh lebih besar dari 5,0.

#### **2.1.2.2 METODE PORTAL EKUIVALEN (*EQUIVALENT FRAME METHOD*)**

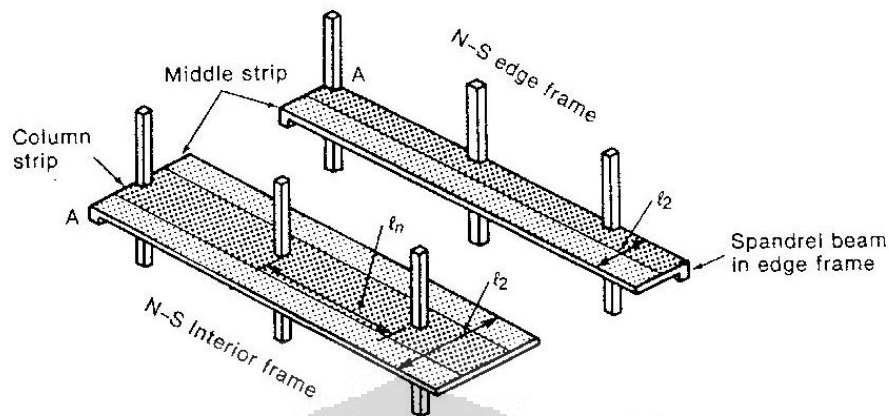
Pada metode portal ekuivalen, menganggap portal idealisasi ini serupa dengan portal aktual sehingga hasilnya akan lebih eksak dan mempunyai batasan penggunaan yang lebih sedikit dibandingkan dengan metode desain langsung. Pada dasarnya metode portal ekuivalen memerlukan distribusi momen beberapa kali, sedangkan metode desain langsung hanya beberapa pendekatan dengan satu kali distribusi momen (Edward.G.Nawy,P.E, 1998).

Di dalam analisis dengan metode portal ekuivalen, struktur dibagi menjadi rangka – rangka menerus yang berpusat pada garis kolom dan melebar baik dalam arah longitudinal maupun dalam arah transversal. Tiap – tiap rangka terdiri dari sebaris kolom dan sebuah gelagar yang lebar, dimana gelagar tersebut mencakup bagian dari pelat yang dibatasi oleh garis – garis pusat panel pada kedua sisi dari kolom, bersama – sama balok (jika ada) atau panel yang direndahkan (jika ada). Untuk pembebanan vertikal, tiap – tiap lantai dengan kolom – kolomnya dapat dianalisa secara terpisah, kolom – kolom tersebut dianggap terjepit pada lantai, baik yang terletak di bawah maupun di atasnya. Di dalam menghitung momen lentur pada suatu perletakan biasanya cukup mudah dan cukup teliti apabila dianggap bahwa rangka menerus dijepit sepenuhnya pada perletakan tersebut, sedangkan dua panel dilepaskan dari salah satu perletakannya (Winter, 1993).



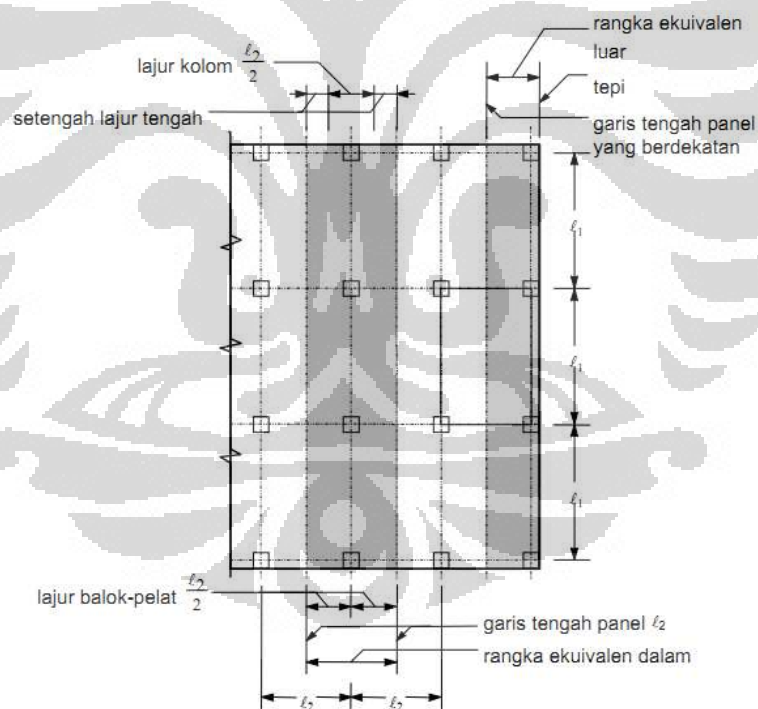
Gambar 2.2 Denah Jalur kolom dan Jalur Panel (a) Arah Transversal (b) Arah Longitudinal

Asumsi yang digunakan dalam analisa adalah bahwa bidang vertikal memotong simetri seluruh segi empat dalam denah bangunan bertingkat, baik arah x maupun arah y ditengah – tengah jarak kolom. Dengan potongan ini diperoleh sebuah portal (*frame*) dalam arah x maupun arah y. Solusi yang berupa portal ideal terdiri dari balok horizontal atau *slab* ekuivalen dan kolom – kolom tumpuannya memungkinkan *slab* dihitung sebagai bagian dari balok pada portal tersebut (Edward.G.Nawy,P.E, 1998).



Gambar 2.3 Idealisasi bangunan untuk analisa portal ekuivalen

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 15.7 hal 149, beberapa hal yang harus diperhatikan dalam analisa struktur *flat slab* dengan menggunakan portal ekuivalen sebagai berikut :



Gambar 2.4 Definisi Portal Ekuivalen menurut SNI 03-2847-2002 pasal 15.7 hal 149

1. Struktur harus dianggap terdiri dari portal – portal ekuivalen pada garis – garis kolom yang diambil dalam arah longitudinal dan arah transversal bangunan.

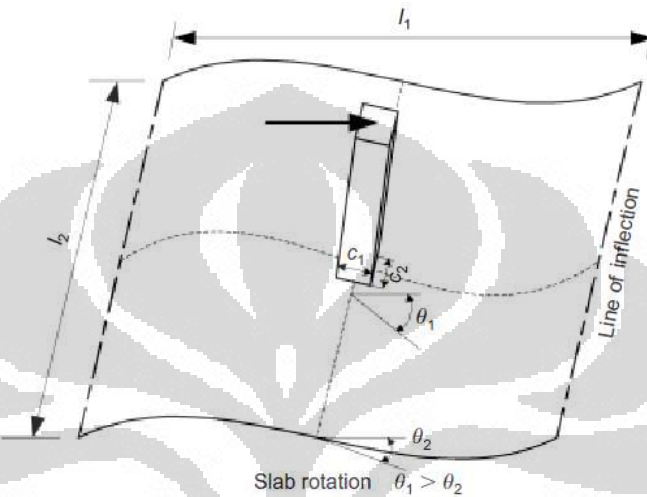
2. Masing – masing portal terdiri dari sebaris kolom atau tumpuan dan lajur pelat-balok, dibatasi dalam arah lateral oleh garis tengah panel pada masing – masing sisi dari sumbu kolom atau tumpuan seperti terlihat pada gambar 2.4
3. Kolom atau tumpuan dianggap dihubungkan pada lajur pelat – balok oleh komponen puntir yang arahnya transversal terhadap arah bentang yang ditinjau momennya dan memanjang hingga garis tengah panel – panel pada masing – masing kolom.
4. Portal yang berdekatan dan sejajar terhadap suatu tepi dibatasi oleh tepi tersebut dan garis tengah panel yang berada di dekatnya.
5. Setiap portal ekuivalen dapat dianalisis sebagai suatu kesatuan, sebagai alternatif, untuk perhitungan akibat beban gravitasi, masing – masing lantai dan atap dapat dianalisis secara terpisah dengan menganggap bahwa ujung – ujung jauh dari kolom adalah terjepit.
6. Bila pelat-balok dianalisis secara terpisah, dalam menentukan momen pada suatu tumpuan, dapat dianggap bahwa tumpuan jauh pada dua bentang berikutnya adalah menerus melewati tumpuan jepit tersebut.

### **2.1.2.3 METODE BALOK LEBAR EFEKTIF (*EFFECTIVE BEAM WIDTH METHOD*)**

Metode ini berkembang setelah metode portal ekuivalen dengan modifikasi tertentu digunakan dalam analisa struktur *flat slab* akibat beban lateral dalam rekayasa praktis. *Flat slab* yang dimodelkan menggunakan portal ekuivalen tersebut mempunyai lebar efektif dengan asumsi bahwa balok ekuivalen memiliki kekakuan yang sama dengan *slab*. Pada metode balok lebar efektif, struktur *flat slab* dimodelkan sebagai balok efektif yang memiliki ketinggian seperti *slab* dan lebar efektif balok yaitu faktor lebar efektif dikalikan dengan lebar *slab*. Metode balok lebar efektif telah digunakan secara luas untuk memprediksi *drifts* lateral dan besarnya momen pada *slab* pada struktur *flat slab* akibat beban lateral. Tingkat keakuratan metode balok lebar

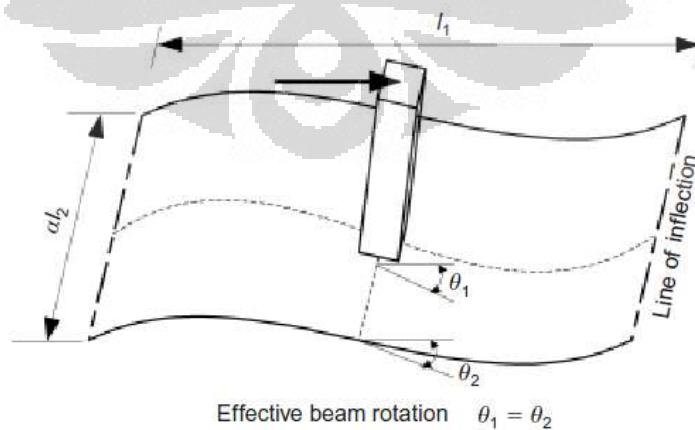
efektif tersebut sangat tergantung bagaimana cara untuk mereduksi kekakuan *slab* yang diperhitungkan.

Selain itu, pada hubungan *slab* – kolom pada portal *flat slab* akibat beban lateral, rotasi *slab* terjadi sekitar kolom seperti ditunjukkan pada gambar 2.5 Sudut rotasi bervariasi sepanjang jarak dari muka kolom. Rotasi *slab* maksimum terjadi pada muka kolom.



Gambar 2.5 Hubungan aktual slab-kolom

Dalam metode balok lebar efektif, *slab* dimodelkan sebagai elemen balok yang memberikan sudut rotasi konstan sepanjang jarak dari muka kolom seperti terlihat pada gambar 2.6 (Hwang & Moehle, 2000). Elemen balok mempunyai tebal yang sama dengan *slab* dan lebar efektif (b) yang lebih kecil dari lebar aktual *slab* ( $l_2$ ).



Gambar 2.6 Asumsi Hubungan slab-kolom

Persamaan yang diusulkan oleh Hwang & Moehle (2000) secara luas digunakan untuk memperkirakan lebar efektif dan juga diadopsi dalam peraturan ASCE 2007. Persamaan dikembangkan berdasarkan perkiraan balok lebar efektif menggunakan analisa elemen hingga. Persamaan yang diusulkan oleh Hwang & Moehle (2000) sebagai berikut :

$$b_i = \left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) \frac{1}{1-\nu^2} \quad (\text{interior frames}) \quad (2.1)$$

$$b_e = \left( c_1 + \frac{l_1}{6} \right) \frac{1}{1-\nu^2} \quad (\text{exterior frames}) \quad (2.2)$$

dimana  $b$  = lebar efektif

$C_1$  = ukuran kolom pada arah sejajar beban lateral

$l_1$  = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban lateral

$\nu$  = angka *poisson ratio*

Persamaan tersebut valid untuk portal *flat slab* yang mempunyai perbandingan sisi kolom ( $c_1/c_2$ ) antara 0,5 sampai dengan 2,0 dan *slab* dengan perbandingan bentang ( $l_1/l_2$ ) antara 0,67 sampai dengan 1,5. Kekakuan lentur balok lebar efektif kemudian dihitung menggunakan persamaan berikut : (Hwang & Moehle, 2000)

$$E_c I_{effective} = E_c \cdot \beta \cdot \left( \frac{b \cdot h^3}{12} \right) \quad (2.3)$$

dimana  $E_c$  = modulus elastisitas beton

$I_{effective}$  = momen inerti efektif penampang

$b$  = lebar efektif balok

$h$  = tebal *slab*

$\beta$  = faktor reduksi kekakuan yang memperhitungkan efek retak

$$= 5 \frac{c}{l} - 0,1 \left( \frac{L}{1,915} - 1 \right) \geq \frac{1}{3}$$

dimana  $c$  = dimensi kolom persegi,  $l$  = panjang *slab* persegi, dan  $L$  = beban hidup kondisi layan dalam satuan kPa.



Penelitian lainnya adalah penelitian yang dilakukan oleh Grossman (1997) untuk mendeterminasi lebar efektif dalam rekayasa praktis. Grossman mengusulkan metode untuk memperhitungkan degradasi kekakuan *slab* berdasarkan level dari simpangan lateral dengan memperkenalkan faktor degradasi kekakuan yang mengacu pada studi eksperimental di U.C. Berkeley. Persamaan yang diusulkan Grossman sebagai berikut :

$$\alpha l_2 = K_D \cdot \left[ 0,3.l_1 + C_1 \left( \frac{l_2}{l_1} \right) + \left( \frac{C_1 - C_2}{2} \right) \right] \cdot \frac{d}{0,9.h} \cdot K_{FP} \quad (2.4)$$

dengan batasan  $0,2.K_D.K_{FP}.l_2 \leq \alpha l_2 \leq 0,5.K_D.K_{FP}.l_2$

dimana  $\alpha$  = faktor lebar ekuivalen

$\alpha l_2$  = lebar efektif *slab* pada pusat tumpuan

$K_D$  = faktor yang memperhatikan degradasi kekakuan *slab* pada berbagai level beban lateral

Tabel 2.1 Faktor degradasi kekakuan berdasarkan lateral drift

Lateral drift	Kd
hs/800	1.1
hs/400	1
hs/200	0.8
hs/100	0.5

$l_1$  = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban lateral

$l_2$  = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban lateral

$C_1$  = ukuran kolom pada arah sejajar beban lateral

$C_2$  = ukuran kolom pada arah tegak lurus beban lateral

$d$  = tebal efektif *slab*

$h$  = tebal *slab*

$h_s$  = tinggi lantai

$K_{FP}$  = faktor *adjusting*

Tabel 2.2 Faktor degradasi kekakuan berdasarkan lateral drift

factor adjusting $\alpha l_2$	Kfp
interior	1
exterior&edge	0.8
corner	0.6

Hasil penelitian lainnya mengatakan bahwa faktor reduksi kekakuan secara signifikan dipengaruhi oleh tingkat momen yang terjadi ( $M_a$ ) dinormalisasi oleh momen retak ( $M_{cr}$ ) dan faktor kekakuan lateral reduksi tidak selalu sama dengan faktor reduksi kekakuan slab. Dengan demikian, faktor reduksi kekakuan slab tidak dapat dikembangkan secara langsung dari faktor reduksi kekakuan lateral (Sang-Whan Han et al, 2009). Selain itu, penelitian tersebut melakukan analisa regresi non linier untuk mengusulkan beberapa persamaan dimana faktor reduksi kekakuan *slab* dihitung seperti persamaan berikut ini : (Sang-Whan Han et al, 2009)

$$\beta_{int} = 0,4 + 0,32 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right] \text{ (at interior slab-column)} \quad (2.5)$$

$$\beta_{ext} = 0,21 + 0,14 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right] \text{ (at exterior slab-column)} \quad (2.6)$$

dimana  $M_a$  = Momen Maksimum pada member struktur saat tahap pembebanan

$M_{cr}$  = Momen retak

#### 2.1.2.3.1 BEBERAPA PENELITIAN TENTANG METODE BALOK LEBAR EFEKTIF (*EFFECTIVE BEAM WIDTH METHOD*)

Beberapa peneliti telah melakukan usaha dengan studi eksperimental untuk mengusulkan persamaan faktor reduksi balok lebar efektif yang dapat digunakan secara praktis dalam analisa struktur *flat slab* akibat beban gravitasi maupun beban lateral.

⇒ Y.H. Luo, A.J. Durrani (Jan-Feb 1995)

Dalam studi yang berjudul “*Equivalent Beam Model for Flat Slab – Part I : Interior Connections*”, mereka melakukan analisa dengan pendekatan rasional yang diperlukan untuk memperkirakan lebar ekuivalen *slab* dan kekakuannya terhadap perhitungan

*unbalanced moment* dan *lateral drift*. Studi tersebut berdasarkan hasil 40 studi hubungan interior pada penelitian sebelumnya. Berdasarkan hasil 40 studi terdahulu dan pendekatan rasional, model balok ekuivalen (*equivalent beam model*) diusulkan yang dimana kolom dimodelkan secara konvensional dan lebar efektif *slab* ditentukan sebagai fungsi perbandingan dimensi kolom dan *slab* serta pengaruh beban gravitasi.

Asumsi yang digunakan adalah ketika hubungan interior *slab*-kolom diberi *displacement* lateral pada ujung atas kolom, rotasi *slab* sepanjang lebar *slab* bervariasi dari nilai maksimum dekat dengan kolom hingga nilai minimum dekat garis tengah bentang. *Equivalent slab-beam* didefinisikan sebagai *slab* lebar yang memiliki rotasi seragam sepanjang lebar tersebut sehingga memberi *displacement* kolom yang sama dengan *slab* aktualnya. Rasio antara lebar ekuivalen *slab* dengan lebar *slab* aktual disebut sebagai faktor balok lebar efektif (*effective beam width factor*)  $\alpha_i$ . Tebal pada *slab* ekuivalen tetap sama dengan tebal *slab* aktual. Selain itu, berdasarkan data – data pada penelitian sebelumnya, studi ini juga mengusulkan persamaan untuk mereduksi kekakuan *slab* akibat beban gravitasi sehingga tingkat akurasi *lateral drift* dan *unbalanced moment* pada gedung *flat slab* tergantung pada estimasi yang benar pada kekakuan efektif dari ekuivalen *slab*.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (2.7)$$

dimana  $I_e$  = Momen Inersia penampang efektif *equivalent slab width*

$M_a$  = Momen Maksimum pada member struktur saat tahap pembebanan

$M_{cr}$  = Momen retak

$I_{cr}$  = Momen Inersia penampang retak ekuivalen *slab-beam*

$I_g$  = Momen Inersia penampang *gross* ekuivalen *slab-beam*

$$= \frac{1}{12} \cdot \chi \cdot \alpha_i \cdot J_2 \cdot h^3$$

$h$  = tebal *slab*

$l_2$  = panjang bentang pada arah tegak lurus  $l_1$ , as-ke-as kolom

$l_1$  = panjang bentang pada arah lentur, as-ke-as kolom

$\chi$  = faktor reduksi kekakuan akibat beban gravitasi

$$= \left( 1 - 0,4 \frac{V_g}{4.A_c \cdot \sqrt{f_c'}} \right)$$

$V_g$  = gaya geser langsung hanya akibat beban gravitasi

$A_c$  = luas penampang kritis *slab*

$f_c'$  = Kuat tekan karakteristik beton

$\alpha_i$  = faktor lebar efektif *slab* pada hubungan *slab*-kolom interior

$$= \frac{1,02 \left( \frac{c_1}{l_2} \right)}{0,05 + 0,002 \left( \frac{l_1}{l_2} \right)^4 - 2 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^3 - 2,8 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^2 + 1,1 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)}$$

⇒ Y.H.Luo, A.J. Durrani (Mar-April 1995)

Dalam studi yang berjudul “*Equivalent Beam Model for Flat Slab – Part II : Exterior Connections*”, mereka melakukan analisa dengan pendekatan rasional terhadap lebar efektif *slab* dan kekakuan pada hubungan *slab*-kolom eksterior berbeda signifikan dari hubungan interior. Berdasarkan fakta tersebut, sangat penting untuk memprediksi secara akurat *lateral drift* dan *unbalanced moment* pada hubungan *slab*-kolom dalam gedung *flat slab*. Berdasarkan hasil 41 studi terdahulu dan pendekatan rasional, model balok ekuivalen (*equivalent beam model*) pada hubungan eksterior, kapasitas ultimit transfer momen merupakan kombinasi antara kapasitas torsi pada *slab* pinggir (*slab edge*) dan kapasitas lentur *slab* pada portal sampai muka kolom.

Studi ini mengacu pada hasil studi eksperimental sebelumnya dan menunjukkan bahwa retak *slab* akibat beban gravitasi secara signifikan mereduksi kekakuan lateral hubungan *slab*-kolom. Ketika *slab* retak, kekakuan awal pada hubungan *slab*-kolom yang

diobservasi, menurun akibat beban lateral ketika rasio  $\frac{V_g}{4.A_c \cdot \sqrt{f_c'}}$  meningkat. Dan juga, *secant stiffness* pada hubungan *slab*-kolom menurun ketika beban lateral ditingkatkan. Banyaknya kekakuan yang tereduksi akibat retaknya *slab*, pendekatan balok ekuivalen layak untuk memodelkan perilaku *slab* tersebut. Ekuivalen balok yang diusulkan memiliki tebal seperti tebal aktual *slab*, tetapi lebar ekuivalen balok ditentukan oleh persamaan berikut

$$\alpha_e = \frac{K_t}{K_t + K_s} \quad (2.8)$$

dimana  $\alpha_e$  = faktor lebar efektif *slab* pada hubungan eksterior

$K_t$  = kekakuan komponen torsi seperti definisi ACI Building Code

$K_s$  = kekakuan lentur *slab* pada portal sepanjang hubungan eksterior

$$= \frac{4.E_{cs}.I}{l_1}$$

Sedangkan reduksi kekakuan *slab* akibat beban gravitasi ( $\chi$ ) sama dengan persamaan yang diusulkan dalam studi mereka yang berjudul “*Equivalent Beam Model for Flat Slab – Part I : Interior Connections*”.

⇒ Jacob S. Grossman (Mar-April 1997)

Dalam studi yang berjudul “*Verification of Proposed Design Methodologies for Effective Width of Slabs in Slab-Column Frames*”, beliau mengevaluasi beberapa metodologi desain untuk beban lateral menggunakan data – data eksperimental portal *flat slab*-kolom. Studi ini menyatakan bahwa ada beberapa faktor yang mempengaruhi lebar efektif. Analisa pelat elastis bisa menjadi salah satu faktor yang paling dominan daripada faktor lainnya. Akan tetapi, untuk material yang tidak homogen seperti beton, review pada kondisi aktual diperlukan untuk mendukung teori. Oleh karena itu, beban konstruksi dan prosedur harus dipertimbangkan, sepanjang penulangan pada perletakan, perbandingan geometri ( $C_2/C_1$  dan  $l_2/l_1$ ), berkembangnya

retak akibat rangkai, pengekanan kekakuan pada perletakan atau beban dan kapasitas hubungan *slab*-kolom untuk berkembangnya *unbalanced moment* dan untuk meredistribusi kelebihannya. Berdasarkan penjelasan tersebut, metodologi yang cermat harus mampu menggambarkan degradasi kekakuan *slab* akibat beban lateral.

Metodologi yang diusulkan dalam studi ini juga mengevaluasi bagaimana variasi parameter mempengaruhi lebar efektif *slab* dan untuk mengetahui jika kemajuan dalam akurasi memprediksi perilaku bisa disadari. Persamaan yang diusulkan dalam studi ini sebagai berikut :

$$\alpha_2 = K_D \cdot \left[ 0,3.l_1 + C_1 \left( \frac{l_2}{l_1} \right) + \left( \frac{C_1 - C_2}{2} \right) \right] \cdot \frac{d}{0,9.h} \cdot K_{FP} \quad (2.9)$$

dengan batasan  $0,2.K_D.K_{FP}.l_2 \leq \alpha_2 \leq 0,5.K_D.K_{FP}.l_2$

dimana  $\alpha$  = faktor lebar ekuivalen

$\alpha_2$  = lebar efektif *slab* pada pusat tumpuan

$K_D$  = faktor yang memperhatikan degradasi kekakuan *slab* pada berbagai level beban lateral

Tabel 2.3 Faktor degradasi kekakuan berdasarkan lateral drift

Lateral drift	Kd
hs/800	1.1
hs/400	1
hs/200	0.8
hs/100	0.5

$l_1$  = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban lateral

$l_2$  = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban lateral

$C_1$  = ukuran kolom pada arah sejajar beban lateral

$C_2$  = ukuran kolom pada arah tegak lurus beban lateral

$d$  = tebal efektif *slab*

$h$  = tebal *slab*

$h_s$  = tinggi lantai

$K_{FP}$  = faktor *adjusting*


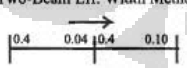
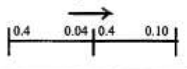
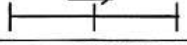

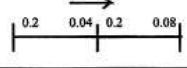
Tabel 2.4 Faktor degradasi kekakuan berdasarkan lateral drift

factor adjusting $\alpha_2$	K <sub>fp</sub>
interior	1
exterior&edge	0.8
corner	0.6

⇒ Ian N. Robertson (Nov-Des 1997)

Dalam studi yang berjudul “Analysis of Flat Slab Structures Subjected to Combined Lateral and Gravity Loads”, beliau mengusulkan modifikasi model *two-beam analytical*. Model tersebut dibandingkan dengan metode analisa lebar efektif dan metode analisa portal ekuivalen. Model tersebut diusulkan karena berdasarkan observasi studi eksperimental, terjadi retak yang bervariasi pada lokasi yang berbeda dalam spesimen portal. Berdasarkan perbandingan model *two-beam analytical* dan hasil tes eksperimental, koefisien  $\alpha$  dan  $\beta$  diperoleh dari hasil yang masuk akal ketika diterapkan pada metode *two-beam analytical*. Masing – masing koefisien tersebut dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2.5 Rekomendasi koefisien pada penelitian Ian N. Robertson

Drift (%)	Model Coefficients ( $\alpha \times \beta$ )	$\alpha$	$\beta$			Slab Moment (K-in)				Drift (%)
			Pos	Neg Int.	Neg Ext.	West Ext.	West Int.	East Int.	East Ext.	
0.5%	Experimental Results 	-	-	-	-	73	-82	88	-143	0.5
	Two-Beam Eff. Width Method 	0.4	1.0	0.10	0.25	70	-90	91	-146	0.42
	Two-Beam Equiv. Frame Method 	0.4	1.0	0.10	0.25	83	-91	81	-143	0.48
1.5%	Experimental Results 	-	-	-	-	168	-153	214	-260	1.50
	Two-Beam Eff. Width Method 	0.4	0.50	0.10	0.20	164	-170	199	-259	1.27
	Two-Beam Equiv. Frame Method 	0.4	0.50	0.10	0.20	170	-170	193	-258	1.35

Note: 1 K-in = 113 Nm

⇒ Shyh-Jiann Hwang, Jack P. Moehle (Mar-April 2000)

Dalam studi yang berjudul “*Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames*”, mereka mengevaluasi model yang dibuat yaitu model balok lebar efektif (*effective beam width model*) dan model portal ekuivalen (*equivalent frame model*). Kedua model tersebut dievaluasi dengan mempertimbangkan pengaruh hubungan *slab*-kolom, geometri panel, dan juga pengaruh retak pada kekakuan portal. Kedua model tersebut didesain untuk gedung perkantoran. Selain itu, hasil dari kedua model tersebut dibandingkan dengan data eksperimental yang diperoleh dari tes pada spesimen multi panel pada portal *slab*-kolom dengan skala 0,4.

Dalam studi ini, model balok lebar efektif menggunakan asumsi bahwa lebar utuh *slab* tegak lurus arah lentur tidak cukup efektif sebagai elemen lentur portal. Seperti diketahui, perilaku hubungan portal *slab*-kolom ketika terjadi rotasi, *slab* dekat kolom berotasi dengan kolom. Namun, ujung *slab* tegak lurus as hubungan *slab*-kolom tidak sama rotasi. Dengan demikian *slab* dapat diganti dengan elemen *slab-beam* yang memiliki rotasi seragam sepanjang lebar tegak lurus. Elemen *slab-beam* tersebut memiliki tebal sama dengan *slab* aktualnya. Penentuan lebar *slab* efektif dalam studi ini menggunakan persamaan yang diusulkan Banchik, dimana variabel geometri dipertimbangkan.

$$b_i = \left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) \text{ (interior frames)} \quad (2.10)$$

$$b_e = \left( c_1 + \frac{l_1}{6} \right) \text{ (exterior frames)} \quad (2.11)$$

dimana  $b$  = lebar efektif

$C_1$  = ukuran kolom pada arah sejajar beban lateral

$l_1$  = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban lateral

Dalam kedua persamaan, hanya parameter geometri  $c_1$  dan  $l_1$  yang digunakan. Selain itu, kedua persamaan tersebut didapat dengan nilai



angka poisson rasio sama dengan nol. Pengali  $\frac{1}{1-\nu^2}$  bisa diterapkan untuk memperhitungkan pengaruh angka poisson rasio, walaupun pengaruhnya kecil dan bisa diabaikan. Nilai dari kedua persamaan tersebut bisa digunakan pada model portal yang hubungan *slab*-kolomnya dimodelkan sangat rigid. Jika hubungan rigid *slab*-kolom tidak masuk dalam model portal, lebar efektif yang diberikan pada kedua persamaan tersebut harus dimodifikasi oleh faktor  $\frac{1}{\left(1 - \frac{c_1}{l_1}\right)^3}$ .

Selain itu, dalam model balok lebar efektif pengaruh retak terhadap kekakuan hubungan *slab*-kolom juga dipertimbangkan. Penggunaan model retak ditemukan bahwa reduksi kekakuan maksimum bisa dinyatakan sebagai fungsi beban hidup layan, geometri *slab*, dan properti material.

$$\beta = 5 \frac{c}{l} - 0,1 \left( \frac{L}{1,915} - 1 \right) \geq \frac{1}{3} \quad (2.12)$$

dimana  $c$  = dimensi kolom persegi,

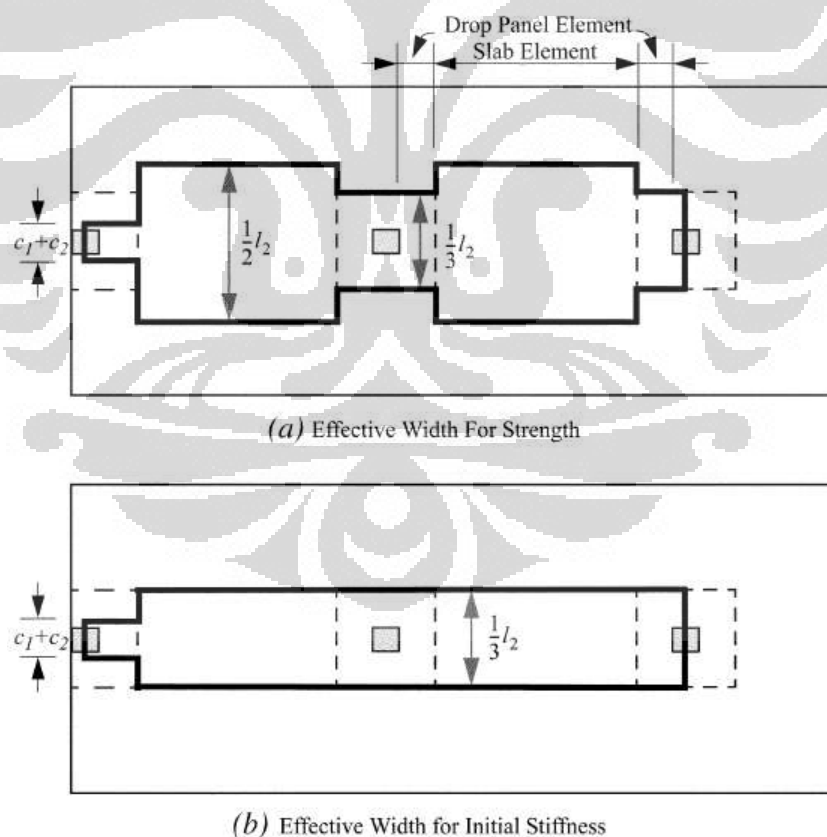
$l$  = panjang *slab* persegi,

$L$  = beban hidup kondisi layan dalam satuan kPa.

Sedangkan model portal ekuivalen disimulasikan bahwa portal dengan lebar sama dengan  $l_2$  dalam arah tegak lurus dimana hubungan *slab*-kolom pada portal ekuivalen dinterkoneksi oleh komponen torsi. Selain itu berdasarkan beberapa pendapat, dalam studi ini diusulkan untuk memperhitungkan reduksi kekakuan akibat retak *slab* saat beban layan bekerja dengan menerapkan reduksi kekakuan pada komponen torsi pada model portal ekuivalen. Hasil studi ini menyatakan bahwa baik model balok lebar efektif dan model portal ekuivalen cukup, perilaku hubungan *slab*-kolom dalam portal cukup baik dalam beban lateral walaupun keduanya mempunyai kekurangan.

⇒ Lauren M. Dovich, James K. Wight (Nov-Des 2005)

Dalam studi yang berjudul “*Effective Slab Width Model for Seismic Analysis of Flat Slab Frames*”, mereka melakukan analisa perilaku lateral portal *flat slab* beton bertulang dengan menggunakan model *slab* lebar efektif pada analisa dua dimensi portal non linier. Parameter pada model tersebut didasarkan pada data eksperimental dari portal *flat slab* 2-tingkat, 2-bentang yang dites pada beban siklik lateral. Dalam studi ini, model *slab* lebar efektif dikembangkan untuk mencocokkan kekuatan dan kekakuan spesimen eksperimental portal *flat slab* 2-tingkat, 2-bentang. Pada spesimen tersebut, dimensi drop panel sesuai standar perencanaan yang berlaku digunakan pada hubungan *slab*-kolom tetapi tulangan geser khusus tidak dipasang dalam drop panel tersebut.



Gambar 2.7 Lebar efektif slab untuk kekuatan dan kekakuan pada penelitian Dovich & Wight

Hasil studi ini mengusulkan model *slab* lebar efektif yang digunakan untuk mensimulasikan perilaku hubungan *slab*-kolom berdasarkan parameter kekuatan dan kekakuan. *Slab* lebar efektif yang berbeda diberikan untuk daerah drop panel yang berdekatan dengan hubungan *slab*-kolom dan segmen tengah pada bentang. Model *slab* lebar efektif secara baik memprediksi perilaku portal 2-tingkat, 2-bentang dan bisa diterapkan pada portal *flat slab* lainnya yang memiliki konfigurasi umum dan tingkat pembebanan gravitasi yang sama.

Tabel 2.6 Rekomendasi pada penelitian Dovich dan Wight

Effective widths	Drop panel element*		Midspan slab element
	Exterior connection	Interior connection	
Strength	$c_1 + c_2$	$l_2/3$	$l_2/2$
Initial stiffness†	$c_1 + c_2$	$l_2/3$	$l_2/3$

\*Include top and bottom reinforcing bars for negative moment capacity calculations.

†Use 1/3 of  $I_o$  based on this effective width to account for cracking.

⇒ Sang-Whan Han, Young-Mi Park, Seong-Hoon Kee (Jun 2009)

Dalam studi yang berjudul “*Stiffness Reduction Factor for Flat Slab Structures under Lateral Loads*”, mereka mengembangkan persamaan untuk menghitung faktor reduksi kekakuan *slab* dengan melakukan analisa regresi non linier. Dalam studi ini, penentuan balok lebar efektif menggunakan persamaan Banchik untuk menghitung kekakuan sebelum retak terjadi.

$$\alpha_i = \left( 5 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1 - \nu^2} \quad (\text{interior frames}) \quad (2.13)$$

$$\alpha_e = \left( 3 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1 - \nu^2} \quad (\text{exterior frames}) \quad (2.14)$$

dimana  $\alpha$  = faktor lebar ekuivalen

$C_1$  = ukuran kolom pada arah sejajar beban lateral

$l_1$  = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban lateral

$l_2$  = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban lateral

$\nu$  = angka *poisson ratio*

Hasil studi ini, menyatakan bahwa faktor reduksi kekakuan secara signifikan dipengaruhi oleh tingkat momen yang terjadi ( $M_a$ ) dinormalisasi oleh momen retak ( $M_{cr}$ ) dan faktor kekakuan lateral reduksi tidak selalu sama dengan faktor reduksi kekakuan slab. Dengan demikian, faktor reduksi kekakuan slab tidak dapat dikembangkan secara langsung dari faktor reduksi kekakuan lateral. Selain itu, penelitian tersebut melakukan analisa regresi non linier untuk mengusulkan beberapa persamaan dimana faktor reduksi kekakuan *slab* dihitung seperti persamaan berikut ini.

$$\beta_{int} = 0,4 + 0,32 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right] \text{ (at interior slab-column) (2.15)}$$

$$\beta_{ext} = 0,21 + 0,14 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right] \text{ (at exterior slab-column) (2.16)}$$

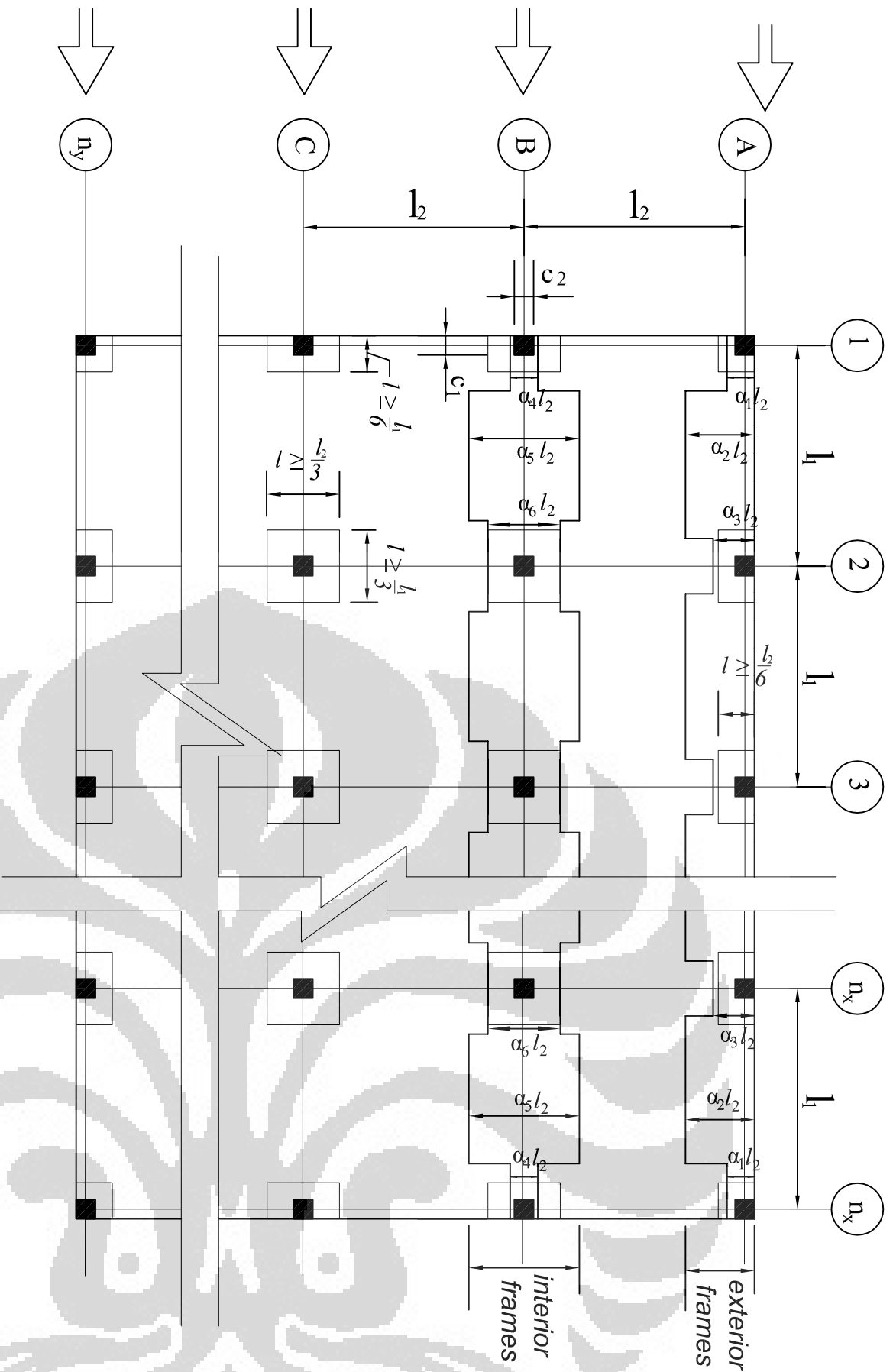
dimana  $M_a$  = Momen Maksimum pada member struktur saat tahap pembebanan

$M_{cr}$  = Momen retak

#### 2.1.2.3.2 RANGKUMAN USULAN PERSAMAAN METODE BALOK LEBAR EFEKTIF

Dari hasil pemaparan pada sub-bab sebelumnya tentang beberapa penelitian mengenai metode balok lebar efektif (*effective beam width method*), terdapat beberapa usulan beberapa persamaan mengenai penentuan faktor lebar efektif ( $\alpha$ ) dan faktor reduksi kekakuan ( $\beta$ ). Faktor – faktor tersebut dapat dirangkum dalam tabel berikut termasuk penjelasan umum dalam penggambarannya pada denah struktur gedung dengan sistem *flat slab*. Selain itu, pada tabel tersebut terlihat perkembangan metode balok lebar efektif dari tahun ke tahun.

# LATERAL LOADS



Peneliti	Faktor Balok Lebar Efektif (a)	
	Edge/Ext Frame	Interior Frame
Vanderbilt, Corley (1983)	$a_1 = a_2 = a_3 = 0.25$	$a_4 = a_5 = a_6 = 0.5$
Banchick (1987)	$a_1 = a_2 = a_3 =$ $= (3 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2}) / T^{-v^2}$	$a_4 = a_5 = a_6 =$ $= (5 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2}) / T^{-v^2}$
Hwang, Moehle (1993)	$a_1 = a_2 = a_3 =$ $= (c_1 + \frac{l_1}{6}) \beta / l_1$  dimana, $\beta = 5 \frac{c_1}{l_1} - 0.1 (\frac{L}{l_1} - 1) \geq \frac{1}{3}$	$a_4 = a_5 = a_6 =$ $= (2c_1 + \frac{l_1}{6}) \beta / l_1$  dimana, $\beta = 5 \frac{c_1}{l_1} - 0.1 (\frac{L}{l_1} - 1) \geq \frac{1}{3}$
Luo, Durrant (1995a,b)	$a_1 = a_2 = a_3 =$ $= \frac{K_1}{K_1 + K_2}$	$a_4 = a_5 = a_6 =$ $= \frac{1.02 \frac{c_1}{l_1}}{0.05 + 0.002 (\frac{l_1}{l_2})^2 - 2 (\frac{c_1}{l_1})^3 - 2.8 (\frac{c_1}{l_1})^2 + 1.1 (\frac{c_1}{l_1})}$
Grossman (1997)	$a_1 = KFP = 0.6$ $= (K_0 \cdot [0.3 \cdot I_1 + c_1 (\frac{l_1}{l_2}) + (\frac{c_1 - c_2}{2})] \frac{d}{0.9h}) / l_1$ $a_2 = a_3 = KFP = 0.8$ $= (K_0 \cdot [0.3 \cdot I_1 + c_1 (\frac{l_1}{l_2}) + (\frac{c_1 - c_2}{2})] \frac{d}{0.9h}) / l_1$	$a_4 = a_5 = a_6 = KFP = 1$ $= (K_0 \cdot [0.3 \cdot I_1 + c_1 (\frac{l_1}{l_2}) + (\frac{c_1 - c_2}{2})] \frac{d}{0.9h}) / l_1$
Robertson (1997)	(Tidak melakukan studi pada Edge/Ext Frame)	
Hwang, Moehle (2000)	$a_1 = a_2 = a_3 =$ $= (c_1 + \frac{l_1}{6}) \beta / l_1$  dimana, $\beta = 4 \frac{c_1}{l_1} \geq \frac{1}{3}$	$a_4 = a_5 = a_6 = 0.4$  $a_4 = a_5 = a_6 =$ $= (2c_1 + \frac{l_1}{6}) \beta / l_1$  dimana, $\beta = 4 \frac{c_1}{l_1} \geq \frac{1}{3}$
Dovich, Wight (2005)	(Tidak melakukan studi pada Edge/Ext Frame)	
S-W Han et al (2009)	$a_1 = a_2 = a_3 =$ $= (3 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2}) \frac{L}{T^{-v^2}}$	$a_4 = a_5 = a_6 =$ $= (5 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2}) \frac{L}{T^{-v^2}}$
S-W Han et al (2010)	$a_1 = a_2 = a_3 =$ $= (c_1 + \frac{l_1}{6}) \beta / l_1$  dimana, $\beta = (0.5 + \frac{4}{A'}) (\frac{l_1}{l_2}) \frac{L}{T^{-v^2}}$	$a_4 = a_5 = a_6 =$ $= (2c_1 + \frac{l_1}{6}) \beta / l_1$  dimana, $\beta = (0.5 + \frac{4}{A'}) (\frac{l_1}{l_2}) \frac{L}{T^{-v^2}}$
	for strength $a_1 = (c_1 + c_2) / l_1$ $a_2 = 1/2$ $a_3 = 1/3$	initial stiffness $a_4 = (c_1 + c_2) / l_1$ $a_5 = 1/3$ $a_6 = 1/3$

Tabel 2.7 Rangkuman Usulan Persamaan pada Metode Balok Lebar Efektif (Effective Beam Width Method)

Peneliti	Faktor Balok Lebar Efektif ( $\alpha l_2$ )	Faktor Reduksi Kekakuan ( $\beta$ )
1. Vanderbilt, Corley (1983)	<p>Used same Eq. of Equivalent Frame Method</p> <p>Column Strip Width = <math>0,5 l_2</math></p> <p>Middle Strip Width = <math>0,5 l_2</math></p> <p>so,</p> <p>1. Width Factor of Exterior/Edge Frame = <math>0,5</math> Column Strip Width Factor = <math>0,25</math></p> <p>2. Width Factor of Interior Frame = Column Strip Width Factor = <math>0,5</math></p>	<p><math>\beta = \frac{1}{3}</math> (recommended)</p> <p>for equivalent frame model on lateral load analysis</p>
2. Banchick (1987)	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \left( 5 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1-\nu^2}$ $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \left( 3 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1-\nu^2}$ <p>dimana :</p> <p><math>\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6</math> = faktor lebar efektif pada interior frames</p> <p><math>\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3</math> = faktor lebar efektif pada exterior frames</p> <p><math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban</p> <p><math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban</p> <p><math>l_2</math> = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban</p> <p><math>\nu</math> = angka poisson ratio</p>	-
3. Hwang, Moehle (1993)	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{\left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) \beta}{l_2}$ (for interior support and edge connections with bending perpendicular to edge) $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{\left( c_1 + \frac{l_1}{6} \right) \beta}{l_2}$ (for edge support with bending parallel to edge) <p>dimana :</p> <p><math>\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6</math> = faktor lebar efektif pada interior frames</p> <p><math>\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3</math> = faktor lebar efektif pada exterior frames</p> <p><math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban</p> <p><math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban</p> <p><math>l_2</math> = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban</p>	<p><math>\beta</math> = faktor reduksi kekakuan</p> $= 5 \frac{c_1}{l_1} - 0,1 \left( \frac{L}{1,915} - 1 \right) \geq \frac{1}{3}$ <p>dimana :</p> <p><math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban</p> <p><math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban</p> <p><math>L</math> = beban hidup kondisi layan dalam satuan kPa</p>
4. Luo, Durrani (1995a, b)	<p>Simplified of Pecknold's Eq.</p> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{1,02 \left( \frac{c_1}{l_2} \right)}{0,05 + 0,002 \left( \frac{l_1}{l_2} \right)^4 - 2 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^3 - 2,8 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^2 + 1,1 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)}$ $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{K_t}{K_t + K_s}$ <p>dimana :</p> <p><math>\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6</math> = faktor lebar efektif pada interior frames</p> <p><math>\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3</math> = faktor lebar efektif pada exterior frames</p> <p><math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban</p> <p><math>c_2</math> = dimensi kolom pada arah tegak lurus beban</p> <p><math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban</p> <p><math>l_2</math> = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban</p> <p><math>K_t</math> = kekakuan komponen torsi</p> <p><math>K_s</math> = kekakuan lentur slab pada portal sepanjang hubungan eksterior</p> $= \frac{4 \cdot E_{cs} \cdot I}{l_1}$	$\chi = \left( 1 - 0,4 \frac{V_g}{4 \cdot A_c \cdot \sqrt{f'_c}} \right)$ <p>dimana :</p> <p><math>\chi</math> = faktor reduksi kekakuan akibat beban gravitasi</p> <p><math>V_g</math> = gaya geser langsung hanya akibat beban gravitasi</p> <p><math>A_c</math> = luas penampang kritis slab</p> <p><math>f'_c</math> = kuat tekan karakteristik beton</p>
5. Grossman (1997)	<p>Balok Lebar Efektif dengan mempertimbangkan reduksi kekakuan slab berdasarkan hasil test Hwang, Moehle (1993)</p> $\alpha_1 l_2 = \alpha_2 l_2 = \alpha_3 l_2 = \alpha_4 l_2 = \alpha_5 l_2 = \alpha_6 l_2 = \alpha l_2 = K_D \cdot \left[ 0,3 l_1 + C_1 \left( \frac{l_2}{l_1} \right) + \left( \frac{C_1 - C_2}{2} \right) \right] \cdot \frac{d}{0,9 \cdot h} \cdot K_{FP}$ <p>dengan batasan <math>0,2 \cdot K_D \cdot K_{FP} \cdot l_2 \leq \alpha l_2 \leq 0,5 \cdot K_D \cdot K_{FP} \cdot l_2</math></p> <p>dimana :</p> <p><math>\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \alpha</math> = faktor lebar efektif</p> <p><math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban</p>	<p><math>K_D</math> = faktor yang memperhatikan degradasi kekakuan slab pada berbagai level beban lateral</p>

	$c_2$ = dimensi kolom pada arah tegak lurus beban $l_1$ = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban $l_2$ = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban d = tebal efektif slab h = tebal slab Kfp = faktor adjusting	Lateral drift hs/800 hs/400 hs/200 hs/100	Kd 1,1 1,0 0,8 0,5	
	faktor adjusting interior faktor adjusting exterior / edge faktor adjusting corner	Kfp 1,0 0,8 0,6	hs = tinggi lantai	
6. Robertson (1997)	<i>Used Two-Beam Effective Width Method</i> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \alpha = 0,4$ (for interior frame)	Drift (%) 0,5 1,5	$\beta$ Pos Neg Int Neg Ext 1,0 0,10 0,25 0,50 0,10 0,20	
7. Hwang, Moehle (2000)	<i>Used same Eq. of Hwan, Moehle (1993)</i> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{\left(2c_1 + \frac{l_1}{3}\right)\beta}{l_2}$ (for interior support and edge connections with bending perpendicular to edge) $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{\left(c_1 + \frac{l_1}{6}\right)\beta}{l_2}$ (for edge support with bending parallel to edge) dimana : $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6$ = faktor lebar efektif pada interior frames $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$ = faktor lebar efektif pada exterior frames $c_1$ = dimensi kolom pada arah sejajar beban $l_1$ = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban $l_2$ = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban	<i>Simplified Eq.</i> $\beta = 4 \frac{c_1}{l_1} \geq \frac{1}{3}$ dimana : $\beta$ = faktor reduksi kekakuan $c_1$ = dimensi kolom pada arah sejajar beban $l_1$ = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban		
8. Dovich, Wight (2005)	$\alpha = \frac{l_2}{l_2 - \nu^2} \alpha_r, \alpha_s$	<i>Effective Widths</i> Strength Initial Stiffness	<i>Drop Panel Element</i> Ext Conn. Int Conn. $c1 + c2$ $l2 / 3$ $c1 + c2$ $l2 / 3$	<i>Midspan Slab Element</i> $l2 / 2$ $l2 / 3$
9. S-W Han et al (2009)	<i>Used same Eq. of Banchick (1987)</i> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \left(5 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2}\right) \frac{1}{1 - \nu^2}$ $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \left(3 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2}\right) \frac{1}{1 - \nu^2}$ dimana : $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6$ = faktor lebar efektif pada interior frames $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$ = faktor lebar efektif pada exterior frames $c_1$ = dimensi kolom pada arah sejajar beban $l_1$ = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban $l_2$ = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban $\nu$ = angka poisson ratio	$\beta_{int} = 0,4 + 0,32 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right]$ $\beta_{ext} = 0,21 + 0,14 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right]$ dimana : $M_a$ = Momen Maksimum pada member struktur saat tahap pembebanan $M_{cr}$ = Momen retak		
10. S-W Han et al (2010)	<i>Used same Eq. of Hwang, Moehle (1993)</i> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{\left(2c_1 + \frac{l_1}{3}\right)\beta}{l_2}$ (for interior support and edge connections with bending perpendicular to edge) $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{\left(c_1 + \frac{l_1}{6}\right)\beta}{l_2}$ (for edge support with bending parallel to edge) dimana : $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6$ = faktor lebar efektif pada interior frames $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$ = faktor lebar efektif pada exterior frames $c_1$ = dimensi kolom pada arah sejajar beban $l_1$ = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban $l_2$ = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban	<i>Proposed Eq. to account for the effect of edge beams in flat slab frames for the Effective Beam Width Method</i> $\beta = \gamma = \left(0,5 \frac{A}{A'} + 0,2\right) \left(\frac{l_2}{l_1}\right) \frac{1}{1 - \nu^2}$ dimana : $\gamma$ = factor for incorporating the effect of edge beam A = luas penampang komponen torsi pada flat slab dengan balok pinggir A' = luas penampang komponen torsi pada flat slab tanpa balok pinggir $\nu$ = angka poisson ratio $l_1$ = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban $l_2$ = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban		

Dari Gambar penjelasan umum parameter – parameter metode balok lebar efektif (*effective beam width method*) pada denah struktur gedung dengan sistem *flat slab* dan Tabel rangkuman usulan persamaan dari berbagai penelitian pada metode balok lebar efektif (*effective beam width method*), jika dilakukan simulasi sederhana pada bangunan tingkat rendah yang menggunakan struktur beton sistem *flat slab* dengan *drop panel* (tanpa balok eksterior / pinggir). Bangunan tingkat rendah yang akan dijadikan objek simulasi adalah bangunan parkir kendaraan. Bangunan parkir tersebut memiliki bentang antar kolom  $8 \times 8 \text{ m}^2$  karena dengan bentang tersebut jumlah kendaraan roda empat yang dapat parkir adalah 3 kendaraan dimana lebar masing – masing kendaraan secara umum adalah 2,4 m. Selain itu, akibat fungsi bangunan sebagai parkir kendaraan, maka beban hidup yang timbul adalah beban hidup dari kendaraan yang parkir, dimana menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) diambil sebesar  $400 \text{ kg/m}^2$  (4 KPa).

Dengan asumsi tersebut, dilakukan *preliminary design* dengan *tributary area* akibat beban mati (termasuk berat sendiri struktur) dan beban hidup yang timbul, maka didapat :

$$c_1 = \text{dimensi kolom pada arah sejajar beban} = 0,7 \text{ m}$$

$$c_2 = \text{dimensi kolom pada arah tegak lurus beban} = 0,7 \text{ m}$$

$$l_{\text{drop}} \text{ tegak lurus dengan beban pada } \textit{Ext/Edg Frames} = l_2/6 \approx 1,5 \text{ m}$$

$$l_{\text{drop}} \text{ sejajar dengan beban pada } \textit{Ext/Edg Frames} = l_1/3 \approx 3 \text{ m}$$

$$l_{\text{drop}} \text{ tegak lurus dengan beban pada } \textit{Int Frames} = l_2/3 \approx 3 \text{ m}$$

$$l_{\text{drop}} \text{ sejajar dengan beban pada } \textit{Int Frames} = l_1/3 \approx 3 \text{ m}$$

$$\nu = \text{angka poisson ratio} = 0,3 \text{ (beton)}$$

$$h_s = \text{tinggi antar lantai} = 3 \text{ m}$$

$$h = \text{tebal } \textit{slab} = 0,25 \text{ m}$$

$$h_{\text{drop}} = \text{tebal } \textit{drop panel} = 0,15 \text{ m}$$

$$h_{\text{total}} \text{ pada } \textit{support} = \text{tebal total pada } \textit{support} = 0,25 + 0,15 = 0,40 \text{ m}$$

$$d = \text{tebal efektif } \textit{slab} = \text{tebal } \textit{slab} - \text{selimut beton} = 0,25 - 0,002 = 0,248 \text{ m}$$



Kd = faktor yang memperhatikan degradasi kekakuan slab pada berbagai *drift* lateral dan jika drift terjadi  $hs / 200 = 0,015 < \text{drift ultimate}$  yang diijinkan 0,02, maka  $Kd = 0,8$

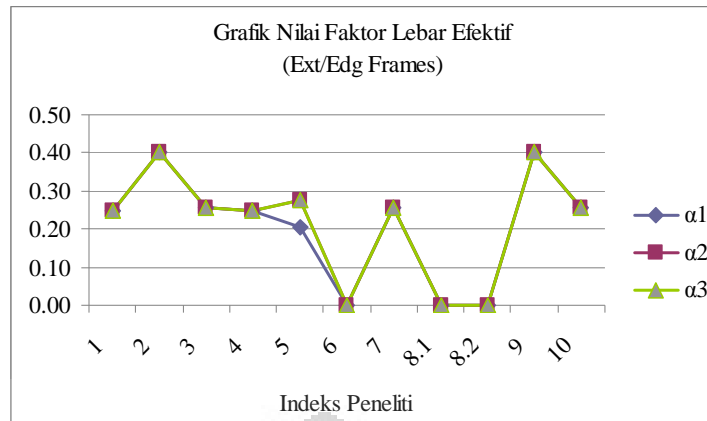
A = luas penampang komponen torsi pada flat slab dengan balok pinggir =  $0 \text{ m}^2$

A' = luas penampang komponen torsi pada flat slab tanpa balok pinggir =  $0,4 \times 0,7 = 0,28 \text{ m}^2$

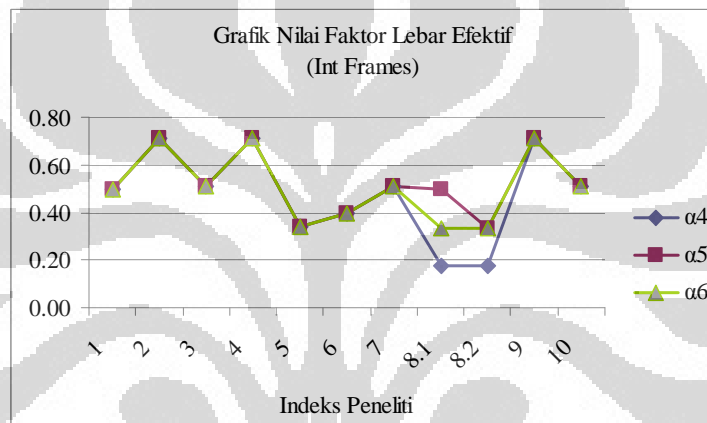
Dengan hasil *preliminary design* diatas tersebut diterapkan pada masing – masing usulan persamaan pada tabel rangkuman, maka nilai faktor balok lebar efektif dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 2.8 Nilai Faktor Balok Lebar Efektif ( $\alpha$ ) yang dihasilkan dari simulasi sederhana

Peneliti	Faktor Balok Lebar Efektif ( $\alpha$ )						
	Exterior / Edge Frames			Interior Frames			
	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$	
1. Vanderbilt, Corley (1983)	0.2500	0.2500	0.2500	0.5000	0.5000	0.5000	
2. Banchick (1987)	0.3999	0.3999	0.3999	0.7122	0.7122	0.7122	
3. Hwang, Moehle (1993)	0.2542	0.2542	0.2542	0.5083	0.5083	0.5083	
4. Luo, Durrani (1995a, b)*							
* $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$ tergantung kekakuan komponen torsi jika tidak terdapat komponen torsi digunakan lebar pada metode EFM	0.2500	0.2500	0.2500	0.7113	0.7113	0.7113	
5. Grossman (1997)**							
** Adjusting Factor							
Interior	$K_{FP}$						
Ext/Edg	1	0.2056	0.2742	0.2742	0.3427	0.3427	
Corner	0.8						
	0.6						
6. Robertson (1997)	(Tidak melakukan studi pada Ext/Edg Frame)			0.4000	0.4000	0.4000	
7. Hwang, Moehle (2000)	0.2542	0.2542	0.2542	0.5083	0.5083	0.5083	
8. Dovich, Wight (2005)	1. for strength	(Tidak melakukan studi pada Ext/Edg Frame)			0.1750	0.5000	0.3333
	2. for initial stiffness				0.1750	0.3333	0.3333
9. S-W Han et al (2009)	0.3999	0.3999	0.3999	0.7122	0.7122	0.7122	
10. S-W Han et al (2010)	0.2542	0.2542	0.2542	0.5083	0.5083	0.5083	



Gambar 2.9 Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Ext/Edg Frame)



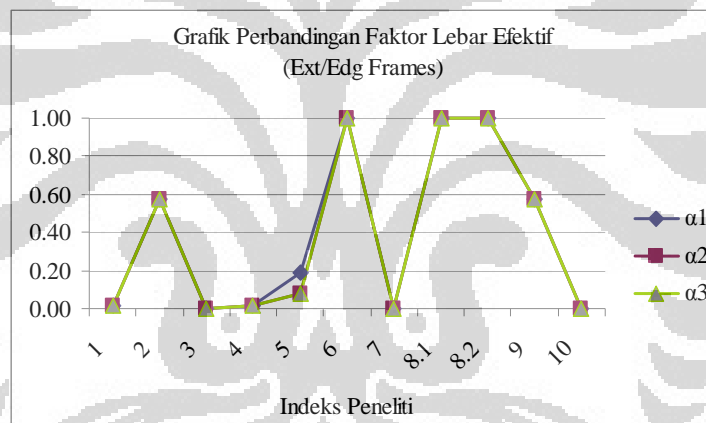
Gambar 2.10 Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Ext/Edg Frame)

Dari hasil simulasi masing – masing nilai faktor balok lebar efektif pada *Exterior / Edge Frames*, diperoleh rata – rata nilai faktor balok lebar efektif  $\alpha_1$  sebesar 0,294 dengan nilai  $\alpha_1$  terendah 0,2056 dan nilai  $\alpha_1$  tertinggi 0,399. Besarnya simpangan nilai  $\alpha_1$  adalah sebesar  $\pm 7,36 \%$ . Pada nilai faktor balok lebar efektif  $\alpha_2$  dan  $\alpha_3$  diperoleh rata – rata yang sama yaitu sebesar 0,2946 dengan nilai terendah dan nilai tertinggi faktor balok lebar efektif  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  sebesar 0,25 dan 0,399. Besarnya simpangan nilai  $\alpha_2$  dan nilai  $\alpha_3$  yang sama sebesar  $\pm 6,70 \%$ .

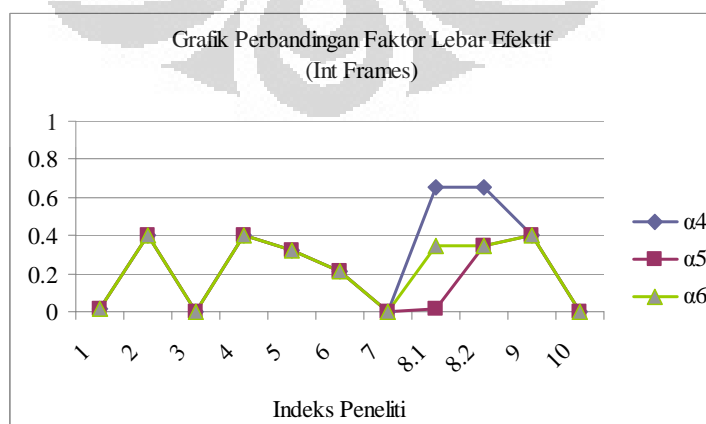
Sedangkan hasil simulasi masing – masing nilai faktor balok lebar efektif pada *Interior Frames*, diperoleh rata – rata nilai faktor balok lebar  $\alpha_4$  sebesar 0,4776 dengan nilai  $\alpha_4$  terendah 0,175 dan nilai  $\alpha_4$  tertinggi 0,7122. Besarnya simpangan nilai  $\alpha_4$  adalah sebesar  $\pm 19,38 \%$ .

Pada nilai faktor balok lebar efektif  $\alpha_5$  diperoleh rata – rata yaitu sebesar 0,5215 dengan nilai terendah dan nilai tertinggi faktor balok lebar efektif  $\alpha_5$  masing – masing sebesar 0,333 dan 0,712. Besarnya simpangan nilai  $\alpha_5$  sebesar  $\pm 13,87 \%$ . Namun nilai faktor balok lebar efektif  $\alpha_6$  diperoleh rata – rata yaitu sebesar 0,5064 dengan nilai terendah dan nilai tertinggi faktor balok lebar efektif  $\alpha_5$  masing – masing sebesar 0,333 dan 0,712.. Besarnya simpangan nilai  $\alpha_6$  sebesar  $\pm 14,99 \%$ .

Dengan demikian, jika ditetapkan usulan persamaan pada penelitian terakhir yaitu penelitian yang dilakukan S-W Han et al (2010) sebagai indikator sekaligus persentase perbandingan untuk melihat perkembangan persamaan pada masing – masing definisi faktor balok lebar efektif ( $\alpha$ ), maka perbandingannya dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 2.11 Grafik Perbandingan Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Ext/Edg Frames)



Gambar 2.12 Grafik Perbandingan Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Int Frames)

### 2.1.3 KONSEP LEBAR KRITIS FENOMENA *PUNCHING SHEAR*

Fenomena *punching shear* terjadi apabila tidak kuat akan retak atau bahkan tertembus ketika kolom – kolom penyangga memberikan tekanan pons yang hendak menembus *slab*. Gaya *punching shear* dari suatu *slab* tanpa tulangan geser dapat ditentukan berdasarkan persamaan – persamaan pada peraturan ACI 318-02 yaitu :

$$a. V_c = \left[ 2 + \frac{4}{\beta} \right] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \text{ (kips)} \quad (\text{Eq.(11-33) ACI 318-02}) \quad (2.16)$$

$$b. V_c = \left[ \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \text{ (kips)} \quad (\text{Eq.(11-34) ACI 318-02}) \quad (2.17)$$

$$c. V_c = 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \text{ (kips)} \quad (\text{Eq.(11-35) ACI 318-02}) \quad (2.18)$$

Dimana  $\beta$  adalah perbandingan dari sisi terpanjang dan sisi terpendek dari daerah beban atau kolom. Sedangkan  $\alpha_s$  bernilai 40, 30, dan 20 masing – masing untuk kolom interior, kolom tepi dan kolom sudut. Dan  $b_o$  adalah keliling penampang kritis, dimana pada peraturan ACI 318-02 ditentukan penampang kritis yaitu sepanjang  $0,5 d$  dari muka kolom.  $d$  adalah tebal efektif *slab*.

Adanya beban gravitasi yang memiliki eksentrisitas menyebabkan terjadinya pelimpahan momen antara *slab*-kolom, sehingga sebagian momen tak berimbang (*unbalanced moment*) harus dilimpahkan sebagai momen lentur dan sebagian menjadi gaya geser eksentris. ACI 318-02 merumuskan sebagai berikut :

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (2.19)$$

Dimana :

$c_2 + d$  : lebar muka bidang penampang kritis yan menahan momen

$c_1 + d$  : lebar muka yang membentuk sudut dengan  $c_2 + d$

sehingga didapatkan persamaan sebagai berikut :

$$V_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot C_{AB}}{J_c} \quad (2.28)$$

dan

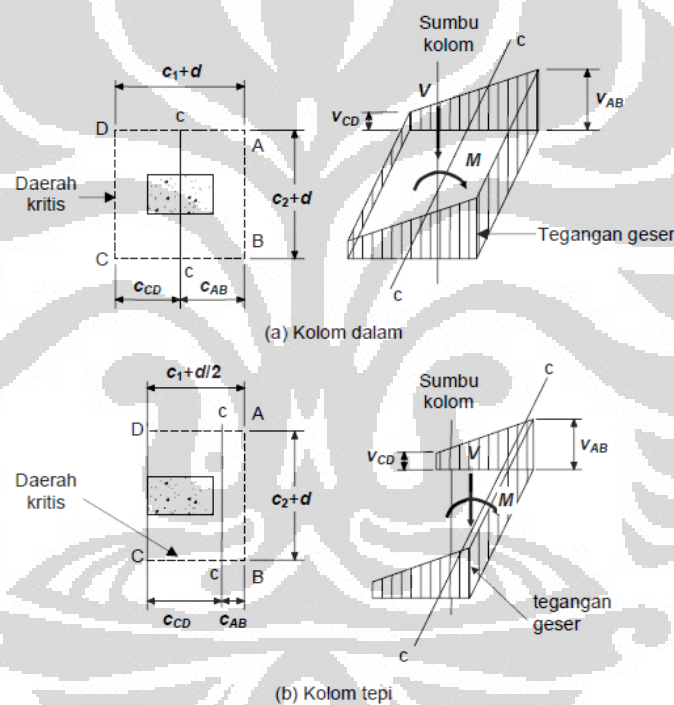
$$V_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot C_{CD}}{J_c} \quad (2.20)$$

Dimana :  $A_c$  = Luas beton yang dianggap sebagai penampang kritis

$$= 2d (C_1 + C_2 + 2d) \text{ untuk kolom interior}$$

$J_c$  = Momen inersia polar pada penampang kritis yang analog

$$= \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_1 + d)(C_2 + d)^2}{2}$$

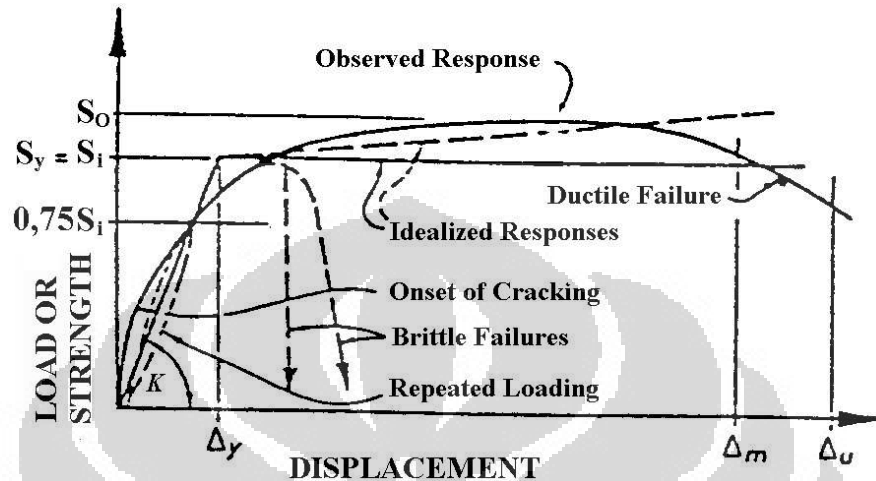


Gambar 2.13 Distribusi tegangan geser dan pelimpahan momen ke kolom

Di Indonesia, gaya *punching shear* dan lebar kritis yang terdapat dalam peraturan SNI 03-2847-2002 mengadopsi pada peraturan yang ada dalam ACI 318-02 sehingga bisa digunakan dalam desain struktur *flat slab*. Pada peraturan SNI 03-2847-2002, persamaan – persamaan dalam menghitung gaya *punching shear* dan lebar kritis terdapat pada persamaan 13.12.2.1 (a) , (b), dan (c).

## 2.2 DAKTILITAS

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



Gambar 2.14 Hubungan Beban – Lendutan

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

### 2.2.1 DAKTILITAS REGANGAN

Pengertian dasar dari daktilitas adalah kemampuan dari material/struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan. Dapat dilihat pada Gambar 2.14, daktilitas regangan dapat diberikan dengan hubungan

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} \quad (2.21)$$

Dimana  $\epsilon$  adalah total regangan yang terjadi dan  $\epsilon_y$  adalah regangan pada saat leleh. Daktilitas yang sangat berpengaruh pada struktur dapat tercapai pada panjang tertentu pada salah satu bagian dari struktur tersebut. Jika regangan inelastik dibatasi dengan panjang yang sangat

pendek, maka akan terjadi penambahan yang besar pada daktilitas regangan. Daktilitas regangan merupakan daktilitas yang dimiliki oleh material yang digunakan.

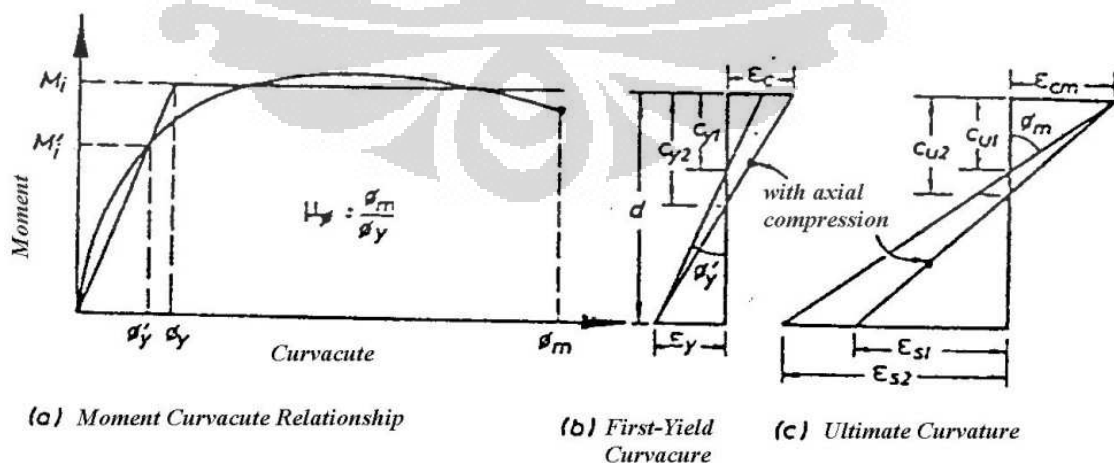
### 2.2.2 DAKTILITAS KURVATUR

Pada umumnya sumber yang paling berpengaruh dari lendutan struktur inelastis adalah rotasi pada sambungan plastis yang paling potensial. Sehingga, ini sangat berguna untuk menghubungkan rotasi per unit panjang (*curvature*) dengan moment bending ujung. Daktilitas lengkungan maksimum dapat ditunjukkan sebagai berikut,

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \tag{2.22}$$

Dimana  $\phi_m$  adalah lengkungan maksimum yang akan timbul, dan  $\phi_y$  adalah lengkungan pada saat leleh. *Curvature ductility* ini merupakan daktilitas yang diberikan oleh penulangan struktur.

➤ *Yield Curvature*. Penentuan daktilitas rencana dapat dilihat dari hubungan daktilitas dan faktor reduksi. Hubungan tersebut dapat divariasikan dengan pendekatan hubungan gaya struktur dan lendutan pada keadaan elasto plastis atau bilinear. Hal ini menyebabkan kurva Gambar 2.14 dapat diubah menjadi kurva Gambar 2.15.



Gambar 2.15 Definisi dari Curvature ductility

Ini berarti bahwa *yield curvature*  $\phi_y$  tidak perlu pertepatan dengan titik leleh pertama dari gaya regang, dimana pada umumnya berada pada pada titik yang lebih rendah  $\phi'_y$  (Gambar 2.15 (a)), pada kenyataannya jika gaya didistribusikan di seluruh bagian seperti yang terjadi pada kasus kolom. Untuk kasus umum ini, *yield curvature* pertama  $c$  seperti yang diberikan pada Gambar 2.15 (b) ditunjukkan dengan :

$$\phi'_y = \frac{\epsilon_y}{(d - c_y)} \quad (2.23)$$

Dimana  $\epsilon_y = f_y/E_s$  dan  $c_y$  adalah jarak dari luar ke natural-axis. Dengan mengekstrapolasi linear ke Momen  $M_i$ , seperti Gambar 2.15(a), *yield curvature*  $\phi_y$  ditunjukkan sebagai :

$$\phi_y = \frac{M_i}{M'_i} \phi'_y \quad (2.24)$$

Jika potongan tersebut memiliki rasio gaya yang tinggi, atau gaya axial terpusat yang besar, gaya tekan tegangan yang terjadi dapat terjadi sebelum leleh pertama terjadi. Untuk kasus seperti ini *yield curvature* dapat diberikan sebagai :

$$\phi_y = \frac{\epsilon_c}{c_y} \quad (2.25)$$

Dimana  $\epsilon_c$  diambil sebesar 0,0015. Untuk hubungan antara  $\phi_y$  dan  $\phi_y$  dengan  $M'_i = 0,75 M_i$  dapat ditunjukkan sebagai :

$$\phi_y = 1,33\phi'_y \quad (2.26)$$

- *Maximum Curvature*. *Curvature* maksimum yang ada pada potongan, atau *Ultimate Curvature* yang lebih umum disebutkan, akan dikontrol oleh *compression strain* maksimum  $\epsilon_{cm}$  pada serat terluar. Berdasar pada grafik Gambar 2.15.(c), *curvature* ini dapat dituliskan sebagai berikut :



$$\phi_m = \frac{\epsilon_{cm}}{c_u} \quad (2.27)$$

Dimana  $c_u$  adalah jarak garis netral pada saat *ultimate*.

- *Factors Affecting Curvature Ductility*. Ada beberapa faktor yang mempengaruhi *curvature ductility*. Pada penulisan ini tidak akan dibahas secara mendalam. Faktor utama dari *curvature ductility* ini adalah *ultimate compression strain*  $\epsilon_{cm}$ . Parameter lainnya adalah *axial force*, *compression strength*, dan *reinforcement yield strength*.
  - *Axial Force*. Seperti yang dilihat pada Gambar 2.15.(b) dan (c), keberadaan gaya aksial dapat meningkatkan tinggi dari daerah tekan baik pada pelelehan pertama  $c_{y2}$  dan pada ultimate  $c_{u2}$ . Pada saat tekanan dengan kondisi tanpa gaya aksial ( $c_{y1}$  dan  $c_{u1}$ ), gaya aksial meningkatkan nilai  $\phi_y$ , dan menurunkan nilai  $\phi_u$ . Sehingga, gaya tekan aksial dapat sangat mereduksi kapasitas daktilitas pada bagian tersebut. Sebagai hasilnya, memperkecil selimut beton sangat diharapkan pada bagian bawah kolom daktail. Kesimpulannya, keberadaan gaya tekan aksial dapat meningkatkan kapasitas daktilitas.
  - *Compression Strength*. Meningkatnya kuat tekan pada beton atau bata adalah lawan dari efek gaya aksial: jarak garis netral pada saat leleh dan ultimate kedua-duanya direduksi, sehingga terjadi reduksi *yield curvature* dan peningkatan *ultimate curvature*. Oleh karena itu, peningkatan kuat tekan adalah cara yang efisien untuk meningkatkan kapasitas daktilitas.
  - *Reinforcement Yield Strength*. Jika permintaan gaya regangan dilakukan dengan pengreduksian daerah gaya dari kuat leleh tertinggi, ultimate curvature tidak akan terpengaruhi jika tidak tegangan baja melebihi kekuatan tegangan ultimate terendah. Bagaimanapun juga, penambahan tegangan leleh  $\epsilon_y$  berarti *yield curvature* akan bertambah.

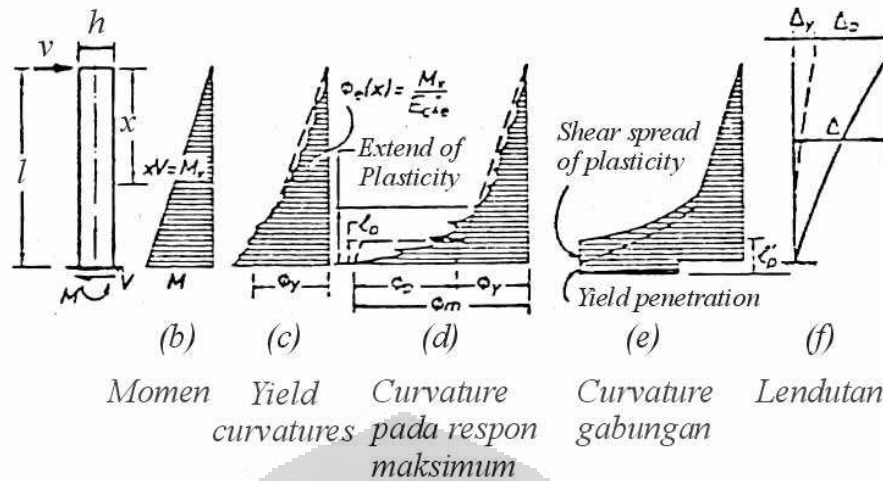
Untuk meningkatkan *curvature ductility*, hal yang dapat dilakukan adalah dengan memperkuat tulangan tekan atau memperlemah tulangan tarik. Jika dilihat dari Gambar 2.15, dengan memperlemah tulangan tarik, maka akan mempercepat terjadinya leleh pertama. Hal lain yang dapat dilakukan adalah dengan menambahkan tulangan geser.

### 2.2.3 DAKTILITAS LENDUTAN

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

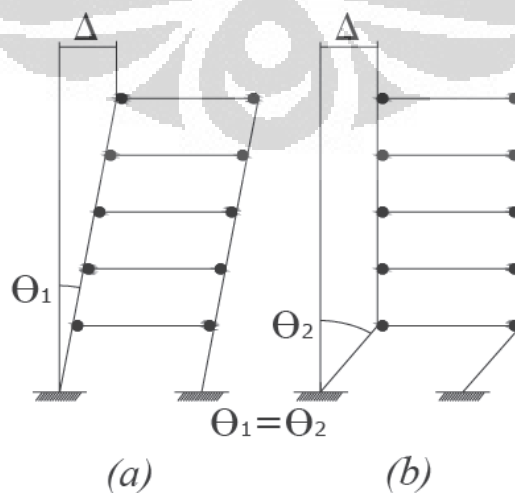
$$\mu_{\Delta} = \frac{u}{u_y} \quad (2.28)$$

Dimana  $u = u_y + u_p$ . Lendutan pada titik leleh ( $u_y$ ) dan pada titik plastik ( $u_p$ ) penuh adalah komponen-komponen dari total lendutan ujung lateral seperti pada Gambar 2.16.(f). Untuk sebuah struktur portal, biasanya total defleksi diambil pada bagian teratas (atap), seperti pada Gambar 2.17. Walaupun pada nantinya perhitungan faktor reduksi akan dilihat dari hubungan simpangan dengan tinggi dari bangunan tersebut, kesalahan  $\mu_{\Delta}$  pada bagian atap dapat dinormalkan dengan perbandingan pendekatan yang telah dibuat. Pada saat perancangan, harus diperhatikan daktilitas dihubungkan dengan maksimum antisipasi lendutan  $u = u_m$  (Gambar 2.14). Sehingga, tidak terlalu diperhatikan lendutan yang terjadi antar lantai. Ini mungkin dapat dilihat pada Gambar 2.17 bahwa daktilitas lendutan pada bagian atap seperti yang dibandingkan.



Gambar 2.16 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan Pada Model Kantilever

Pada kenyataannya kejadian ini sangat berpengaruh. Terjadi perbedaan daktilitas pada kedua kejadian ini. Gambar 2.17 juga menunjukkan bahwa kapasitas daktilitas lendutan  $\mu_{\Delta}$  pada struktur seperti itu akan sangat berpengaruh pada kemampuan plastis sambungan pada ujung balok atau kolom. Hal ini menuntut kemampuan daktilitas pada kolom dan balok secara individual. Lendutan sampai titik leleh  $u_y$  pada kantilever, seperti pada Gambar 2.16.(f), diasumsikan mengalami *yield curvature* pada bagian dasarnya. Ini adalah pendekatan yang paling realistis dan penting, karena nilai absolut dari lendutan maksimum  $u_m = \mu_{\Delta} \leq u_u$  juga perlu dievaluasi dan dihubungkan dengan tinggi struktur dimana lendutan terjadi.



Gambar 2.17 Defleksi

Pada struktur, ketika respon gempa yang terjadi melebihi beban rencana maka keadaan deformasi inelastis harus tercapai. Ketika struktur mampu untuk merespon keadaan inelastis tanpa penurunan kemampuan yang drastis, maka hal ini akan disebut dalam keadaan daktail. Keadaan daktail yang sempurna terjadi pada saat *ideal elastic / perfectly plastic (elastoplastic)*.

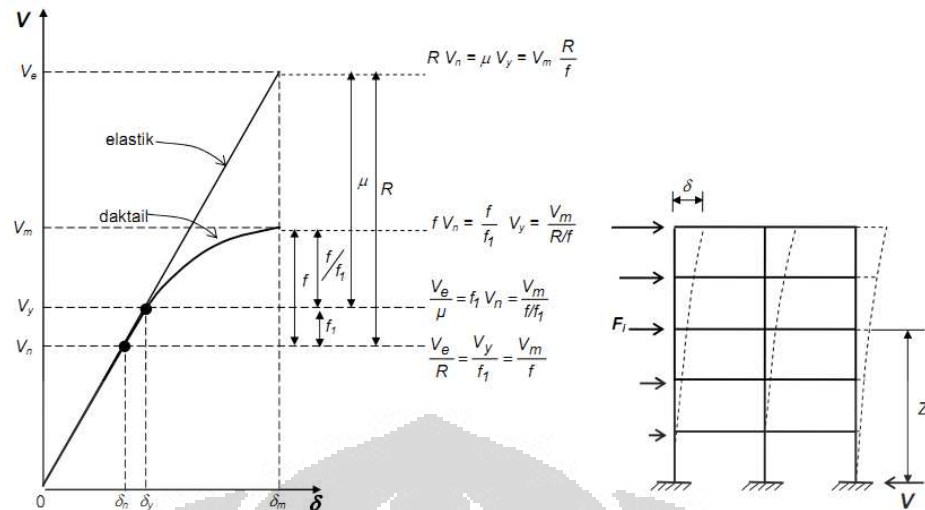
#### 2.2.4 DAKTILITAS SISTEM STRUKTUR *FLAT SLAB*

Suatu studi simulasi pernah dilakukan untuk mengetahui daktilitas sistem struktur *flat slab* dengan drop panel tanpa perkuatan baik internal maupun eksternal. Dalam studi tersebut, diketahui bahwa nilai daktilitas sistem struktur *flat slab* ( $\mu$ ) sebesar 3,8 dengan koefisien reduksi gempa (R) sebesar 1,04 serta faktor kuat lebih beban dan bahan ( $f_1$ ) sebesar 0,273 dan ( $f_2$ ) sebesar 1,476. Dari hasil studi tersebut disimpulkan bahwa sistem struktur *flat slab* merupakan struktur *non – ductile*. Hal ini disebabkan walaupun nilai daktilitas cukup tinggi namun tidak dipengaruhi oleh kekuatan dan kekakuan yang memadai (Sari, 2005).

Studi yang dilakukan tersebut, nilai daktilitas didapat dari pembebanan gempa nominal ( $V_n$ ) dan faktor reduksi gempa (R) dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V_y = \frac{V_e}{\mu} \quad (2.29)$$

Dimana  $V_y$  adalah pembebanan yang menyebabkan pelepasan pertama,  $V_e$  adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh beban rencana yang diserap struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan dan  $\mu$  adalah faktor daktilitas struktur gedung.



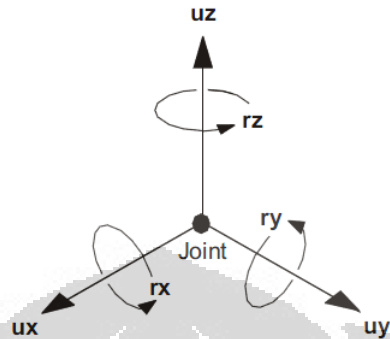
Gambar 2.18 Diagram beban – simpangan (diagram  $V - \delta$ ) struktur bangunan gedung

Pada studi yang dilakukan tersebut, struktur *flat slab* dapat direncanakan dengan prinsip *strong column – weak beam*, dimana *slab* berfungsi ganda sebagai pelat sekaligus balok. Dalam simulasi tersebut, formasi sendi – plastis terjadi pada *slab* yang pada program *DRAIN-2DX* dimodelkan sebagai balok. Sedangkan fenomena *soft story* tidak terjadi pada modelisasi portal 10 tingkat pada simulasi tersebut (Sari,2005). Dari studi tersebut, terlihat bahwa ketahanan struktur *flat slab* terhadap geser sangat rendah dan menjadi faktor utama kehancuran struktur. Hal tersebut terjadi pada analisa ketahanan geser drop panel terhadap *unbalanced moment* (Sari, 2005).

### 2.3 Modelisasi dan Analisa Struktur

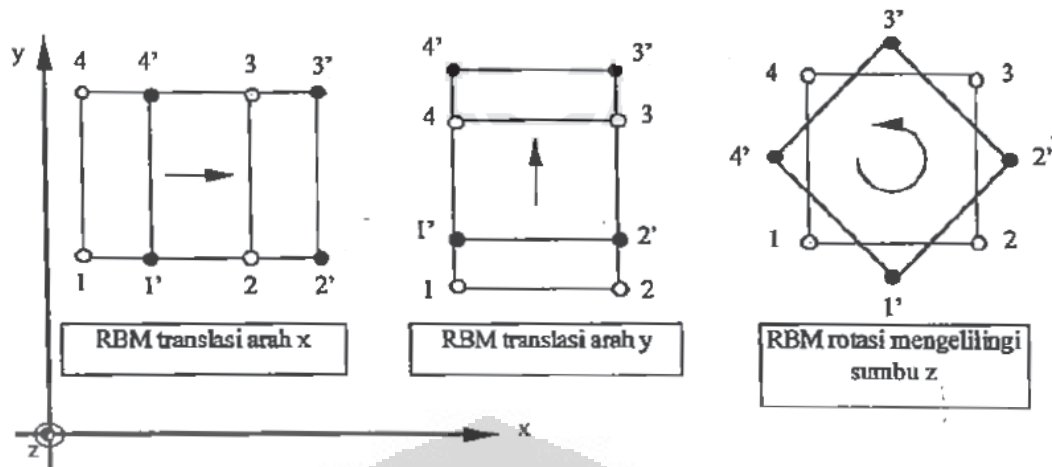
Struktur gedung bertingkat dapat dimodelisasi sebagai portal ruang 3-D dengan 6 derajat kebebasan (*degree of freedom / DOF*) pada tiap nodal sehingga jumlah ragam getar yang dapat diperoleh sebanyak  $6n$  ragam getar dengan  $n$  merupakan jumlah nodalnya. Nodal mempunyai peran sangat penting pada pemodelan analisa struktur karena merupakan titik dimana elemen – elemen dalam struktur bertemu dan terhubung sehingga mempunyai bentuk yang bermakna yaitu geometri struktur itu sendiri. Selain itu, nodal juga digunakan sebagai lokasi untuk mengetahui besarnya deformasi yang terjadi. *Degree of freedom* (DOF) adalah jumlah

derajat kebebasan suatu nodal untuk mengalami deformasi yang dapat berupa translasi (perpindahan) maupun rotasi (perputaran) terhadap 3 sumbu pada orientasi ruang 3D.

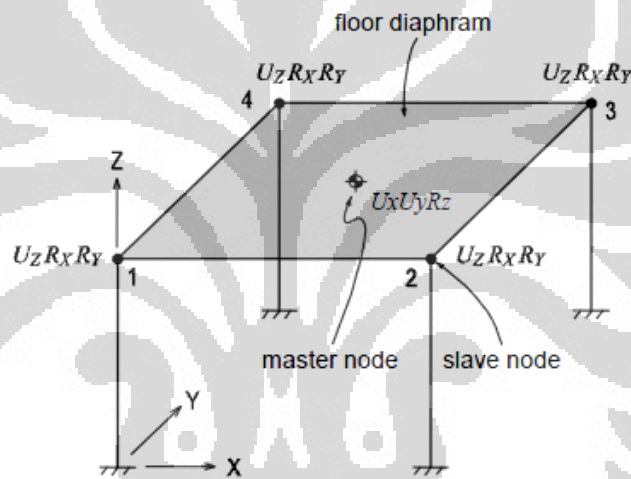


Gambar 2.19 Deformasi pada nodal

Pelat lantai dan drop panel dimodelisasi sebagai shell menggunakan asumsi *rigid diaphragm* dengan batasan (*constraint*) bahwa dalam arah bidangnya terjadi *rigid body motion* untuk translasi (translasi arah-x dan arah-y pada sumbu global) dan rotasi terhadap sumbu tegak lurus bidang pelat lantai dan drop panel (rotasi terhadap sumbu-z global) karena pelat lantai dan drop panel memiliki kekakuan tak hingga dalam arah bidangnya (*in-plane stiffness*) akibat beban lateral yang terjadi. Tiga derajat kebebasan (3 DOF) lateral pelat lantai tersebut dapat dinyatakan oleh suatu nodal acuan yang mewakili pelat lantai serta menjadi nodal acuan bagi semua nodal lainnya pada pelat lantai bersangkutan yang biasa disebut sebagai *master node*, dan pada berbagai studi terdahulu titik pusat massa pelat pada masing – masing lantai dalam gedung dipilih sebagai *master node*.



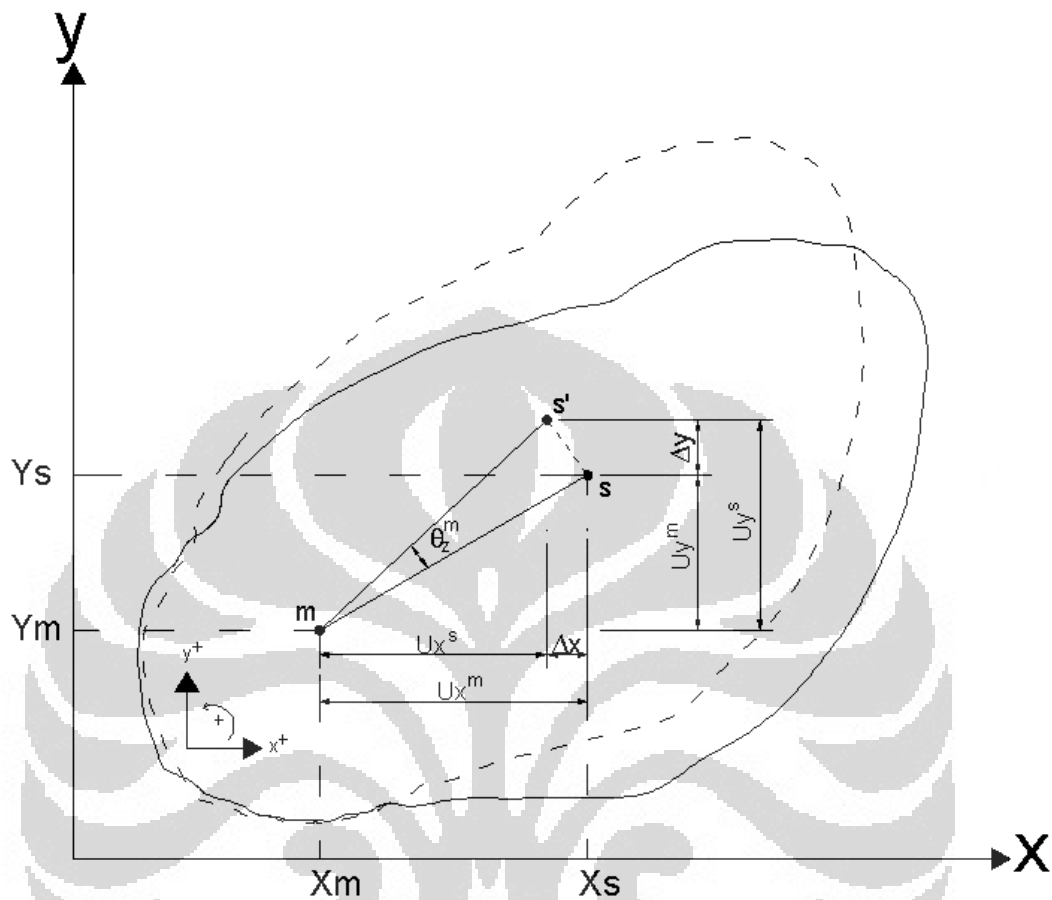
Gambar 2.20 Rigid Body Motion pada elemen struktur pelat lantai



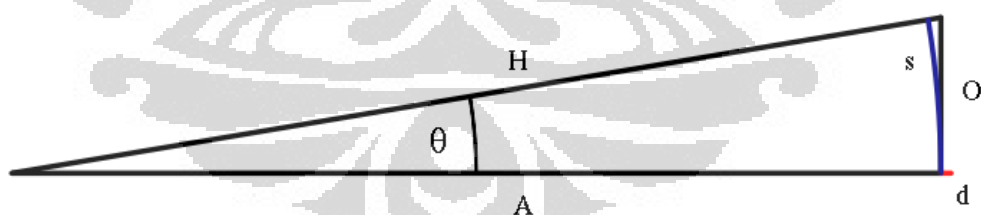
Gambar 2.21 Ilustrasi master node pada Single Story Structure

Selain asumsi tersebut, asumsi lainnya yang digunakan adalah berlakunya teori *small displacement* yang menyatakan bahwa semua deformasi yang terjadi, baik berupa translasi (perpindahan) maupun rotasi (perputaran) terhadap 3 sumbu pada orientasi ruang 3D, dianggap kecil dibandingkan dimensi struktur sehingga jika terjadi putaran sudut yang sangat kecil ( $\theta \approx \ll$ ) pada elemen struktur terhadap masing – masing sumbunya, maka fungsi – fungsi trigonometrinya disederhanakan dengan pendekatan *small angles* (pendekatan orde kedua). Selain itu, asumsi tersebut digunakan karena pada kenyataannya kekakuan elemen struktur lebih besar daripada deformasi geometri struktur sehingga dapat

memenuhi syarat kondisi daya layan dan ultimit selama umur rencana struktur.



Gambar 2.22 Pelat lantai dengan titik pusat massa (m) dan slave node (s) pada bidang pelat



Gambar 2.23 Ilustrasi penerapan small angles (pendekatan orde kedua) dalam teori small displacement

Pada gambar 2.23 terlihat bahwa sisi depan sudut, O, memiliki panjang yang sama dengan busur, s. Kenyataan dari geometri tersebut, dapat dinyatakan yaitu,  $s = A \times \theta$  dan dari persamaan trigonometri  $\sin \theta = O/H$ ;  $\tan \theta = O/A$  dan  $O \approx s$ ;  $H \approx A$ , maka



$$\sin \theta \approx \frac{O}{H} \approx \frac{O}{A} \approx \frac{s}{A} \approx \frac{A \times \theta}{A} \approx \theta$$

$$\tan \theta \approx \frac{O}{A} \approx \frac{s}{A} \approx \frac{A \times \theta}{A} \approx \theta$$

sedangkan,  $d$ , adalah selisih antara panjang sisi miring,  $H$ , dan sisi sebelah sudut,  $A$ . Seperti terlihat, sisi  $H$  dan  $A$  memiliki panjang yang hampir sama, artinya  $\cos \theta$  memiliki nilai mendekati 1 dan  $\frac{\theta^2}{2}$  membantu untuk

mengurangi salah satu sisi  $H$  atau  $A$ , maka

$$\cos \theta \approx 1 - \frac{\theta^2}{2}$$

dimana  $\theta$  adalah sudut (satuan radian)

Dengan kedua asumsi tersebut, maka peralihan elemen struktur dapat ditransformasikan terhadap peralihan pusat massa pada setiap level lantai dengan persamaan :

$$u_x = u_x^m + \Delta y \theta_z^m$$

$$u_y = u_y^m - \Delta x \theta_z^m$$

$$\theta_z = \theta_z^m$$

dimana :

$u_x, u_y, \theta_z$  adalah peralihan elemen struktur

$u_x^m, u_y^m, \theta_z^m$  adalah peralihan pusat massa setiap level lantai

$\Delta x, \Delta y$  adalah jarak nodal elemen terhadap pusat massa lantai

tanda (+), (-) tergantung posisi *slave node* yang ditinjau dan arah putaran sudut terhadap *master node* (biasanya dipilih titik pusat massa sebagai *master node*).

Sedangkan hubungan kolom dengan pelat (termasuk drop panel) yang kenyataan berperilaku *rigid* karena dicor secara satu – kesatuan dimodelisasi dengan melakukan *mesh* pada pelat yang berada di daerah kolom secara manual dan kemudian nodal – nodal pelat hasil *mesh* tersebut yang berada pada daerah kolom dilakukan batasan (*constraint*) terhadap nodal kolom. Tipe *constraint* yang diberikan adalah *body constraint*. *Constraint* tersebut diberikan pada setiap nodal - nodal

pertemuan hubungan kolom dan pelat hasil *mesh* pada masing – masing lantai. Dengan asumsi tersebut dan berlakunya teori *small displacement*, maka peralihan elemen struktur dapat ditransformasikan terhadap peralihan nodal kolom pada masing-masing pertemuan kolom-*slab* di setiap level lantai dengan persamaan :

$$u_x = u_x^m + \Delta z \theta_y^m - \Delta y \theta_z^m$$

$$u_y = u_y^m + \Delta x \theta_z^m - \Delta z \theta_x^m$$

$$u_z = u_z^m + \Delta y \theta_x^m - \Delta x \theta_y^m$$

$$\theta_x = \theta_x^m$$

$$\theta_y = \theta_y^m$$

$$\theta_z = \theta_z^m$$

dimana :

$u_x, u_y, u_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$  adalah peralihan elemen struktur

$u_x^m, u_y^m, u_z^m, \theta_x^m, \theta_y^m, \theta_z^m$  adalah peralihan nodal kolom

$\Delta x, \Delta y, \Delta z$  adalah jarak nodal elemen terhadap pusat massa lantai tanda (+), (-) tergantung posisi *slave node* yang ditinjau dan arah putaran sudut terhadap *master node* (biasanya dipilih titik pusat massa sebagai *master node*).

Dengan kedua asumsi *constraint* dan berlakunya teori *small displacement*, maka secara umum dalam bentuk matrik, transformasi peralihan elemen struktur sebagai berikut :

$$u^{(i)} = T^{(i)} \cdot u^{(m)}$$

Jika peralihan elemen struktur dieliminasi akibat penerapan kedua persamaan *constraint* tersebut, beban yang bekerja pada masing – masing peralihan elemen struktur harus ditransformasikan ke *master node*. Contohnya beban statik sederhana yang bekerja pada joint “i” bisa ditransformasikan ke *master node* dengan persamaan kesetimbangan secara umum dalam bentuk matrik sebagai berikut :

$$P^{(mi)} = T^{(i)T} \cdot P^{(i)}$$

sehingga total beban yang bekerja pada *master node* adalah jumlah dari semua kontribusi pada *slave nodes* atau

$$P^{(m)} = \sum P^{(mi)}$$

Modelisasi pelat harus mempertimbangkan adanya pengaruh retak sepanjang bentang komponen pelat (termasuk drop panel) dan pengaruh durasi beban, maka reduksi inersia pelat (termasuk drop panel) diambil 0,25  $I_g$ . Sedangkan kolom dimodelisasi sebagai *frame* dan dengan mempertimbangkan adanya pengaruh retak sepanjang bentang komponen kolom serta pengaruh beban aksial, maka reduksi inersia kolom diambil 0,70  $I_g$ . Kedua hal tersebut sesuai dengan pasal 12.11 hal 77 SNI 03-2847-2002.

Tipe *directional symmetry* material beton dimodelisasi sebagai material *isotropic*. Sedangkan tipe *directional symmetry* material baja tulangan dimodelisasi sebagai material *uniaxial*.

#### 2.4 ANALISIS PUSHOVER

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

Analisis statik *non-linear pushover* merupakan salah satu komponen *performance based design* yang menjadi sarana dalam mencari kapasitas dari suatu struktur. Dasar dari analisis *pushover* sebenarnya sangat sederhana, yaitu memberikan pola beban statik tertentu dalam arah lateral yang ditingkatkan secara bertahap pada suatu struktur sampai struktur tersebut mencapai target *displacement* tertentu atau mencapai pola keruntuhan tertentu. Dari hasil analisis tersebut dapat diketahui nilai-nilai gaya geser dasar untuk perpindahan lantai atap tertentu. Nilai-nilai yang

didapatkan tersebut kemudian dipetakan menjadi suatu kurva kapasitas dari struktur. Selain itu, analisis *pushover* juga dapat memperlihatkan secara visual perilaku struktur pada saat kondisi elastis, plastis, dan sampai terjadinya keruntuhan pada elemen-elemen strukturnya.

Meskipun dasar analisis ini sangat sederhana, informasi yang dihasilkan akan berguna karena mampu menggambarkan respons inelastis bangunan ketika mengalami gempa. Analisis ini memang bukan cara yang terbaik untuk mendapatkan jawaban terhadap masalah-masalah analisis maupun desain, tetapi merupakan suatu langkah maju dengan memperhitungkan karakteristik respons *non-linear* yang dapat dipakai sebagai ukuran *performance* suatu bangunan pada waktu digoncang gempa kuat. Prosedur perhitungan dengan analisis *pushover* adalah sebagai berikut :

- a. Pembuatan model komputer struktur yang akan dianalisis secara dua atau tiga dimensi.
- b. Penentuan suatu kriteria performance, seperti batas ijin simpangan pada lantai atap pada titik sendi tertentu, dan lain-lain.
- c. Pembebanan struktur dengan gaya gravitasi sesuai rencana.
- d. Pembebanan dengan pola beban statik tertentu yang didapatkan dari standar yang berlaku di masing-masing negara.
- e. Penentuan Titik Kendali tertentu untuk memantau perpindahan, biasanya titik pada lantai atap.
- f. Struktur didorong (push) dengan pola pembebanan yang ditentukan sebelumnya secara bertahap hingga mencapai batas ijin simpangan atau mencapai keruntuhan yang direncanakan.
- g. Penggambaran kurva kapasitas, yaitu kurva hubungan antar Gaya Geser Dasar dengan Perpindahan pada Titik Kendali.

## 2.5 STRUKTUR *COMPOSITE STEEL-CONCRETE-STEEL*

Material baja – beton – baja yang disusun secara berlapis sehingga membentuk material komposit telah diterapkan untuk fasilitas pendukung pada pelabuhan sejak awal tahun 1980-an (Malek et al, 1983). Sejak itu

telah banyak dikembangkan lebih lanjut aplikasi penggunaannya untuk *submerged tube tunnels* (pada terowongan tersebut diaplikasikan *steel – concrete – steel construction* yang disulkan oleh Tomlinson Brothers), *protective structures, building cores, bridge deck, gravity seawalls, floating breakwater, anti-collision structures, nuclear containment, liquid containment, ship hulls* dan *offshore deck structures* dimana ketahanan pada pengaruh beban merupakan hal yang terpenting.

Penelitian lebih lanjut dilakukan untuk merealisasikan potensi yang dimiliki material baja – beton – baja yang disusun secara berlapis (*Steel – Concrete – Steel Sandwich structures*) sehingga membentuk material komposit yang diaplikasikan pada struktur *deck* ringan dan untuk perkuatan di sekitar daerah yang lemah pada struktur kapal (*ship structures*) (Bergan et al, 2005). Dalam bidang teknik sipil, material baja – beton – baja yang disusun secara berlapis (*Steel – Concrete – Steel Sandwich structures*) sehingga membentuk material komposit merupakan sebuah inovasi baru tapi masih belum banyak digunakan dalam konstruksi bangunan gedung tahan gempa karena masih dalam kajian oleh para peneliti.

### **2.5.1 BEBERAPA PENELITIAN TENTANG STRUKTUR *COMPOSITE STEEL-CONCRETE-STEEL***

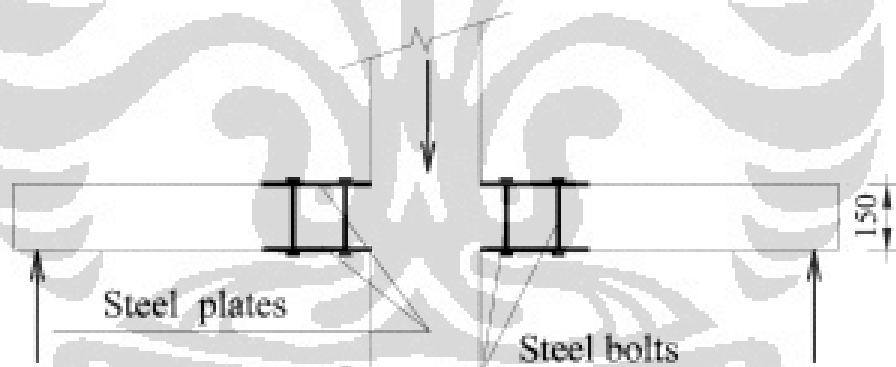
Beberapa peneliti telah melakukan usaha dengan studi eksperimental untuk menguji kekuatan dan kekakuan material *Composite Steel – Concrete – Steel* pada komponen – komponen struktur. Komponen struktur yang diuji pada beberapa studi dengan menggunakan *Composite Steel – Concrete – Steel*, baik sebagai pendetailan khusus maupun perkuatan yaitu :

#### **a. *Slab***

Pada *slab*, beberapa studi eksperimental dilakukan dengan menggunakan material pelat baja atau pelat *fibre* sebagai perkuatan eksternal. Studi eksperimental tersebut dilakukan antara lain oleh :

➤ Usama Ebead, Huda Saeed (Jan – Feb 2002)

Dalam studi yang berjudul “*Strengthening of two way slabs using steel plates*”, mereka melakukan studi eksperimental terhadap teknik perkuatan *two way slabs* dengan menggunakan pelat baja dan baut baja. Efektifitas dari dua konfigurasi pelat baja dan empat susunan yang berbeda dari baut baja dievaluasi. Panjang pelat baja yang digunakan sebagai perkuatan diperpanjang sampai dua kali ketinggian *slab* di sekeliling kolom dan berfungsi sebagai drop panel dari ketinggian beton yang ekuivalen. Baut baja digunakan tulangan geser vertikal. Delapan baut baja cukup untuk mentransfer gaya horizontal dari pelat baja ke beton dan batasan beton yang disusun berlapis antara dua pelat baja. Aplikasi sistem perkuatan pada hubungan *slab* – kolom yang memiliki rasio penulangan berbeda dan kondisi pembebanan termasuk beban statik dan beban siklik dilakukan dalam test eksperimental ini.



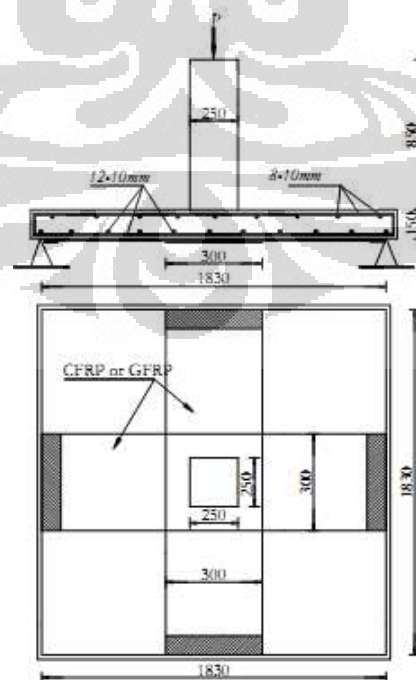
Gambar 2.24 Tipikal pelat baja dan baut baja yang memperkuat spesimen pada studi Ebead, et al

*Slab* yang diperkuat tersebut menunjukkan peningkatan kekakuan dan peningkatan absorpsi energi. Selain itu, daktilitas secara signifikan meningkat. *Loading capacity* pada *slab* yang diperkuat ditingkatkan secara berlebihan dengan persentase 56,55% , 57,76% , dan 64,56 % untuk mengontrol spesimen dengan *slab* yang menggunakan 8, 12, 16 baut secara respektif. Hasil studi tersebut menunjukkan bahwa konsep perkuatan

komponen struktur bisa digunakan dan diaplikasikan untuk memperkuat *two way slab* pada struktur bangunan bertingkat. Dengan pendekatan yang sederhana berdasar pada teori garis kelelahan menunjukkan *good agreement* dengan hasil test eksperimental tersebut.

➤ Usama Ebead, H. Marzouk, L.M. Lye (July 2002)

Dalam studi yang berjudul “*Strengthening of two way slabs using FRP materials : A simplified analysis based on response surface methodology*”, mereka melakukan studi eksperimental dan analisa *finite element* terhadap kekuatan *two way slab* menggunakan *FRP laminates* dan *FRP sheets*. Hasil dari enam spesimen mengevaluasi efektifitas menggunakan tulangan *fibre plastics* sebagai material kekuatan untuk *two way slab* terhadap *flexural defficiency*. Usulan terhadap dimensi material FRP sebagai kekuatan yang cukup untuk mendapat hasil positif. Spesimen yang diperkuat dengan menggunakan *CFRP strips* menunjukkan tambahan rata – rata pada *ultimate load carrying capacity* sebesar 40 % lebih besar dari spesimen yang tidak menggunakan kekuatan.



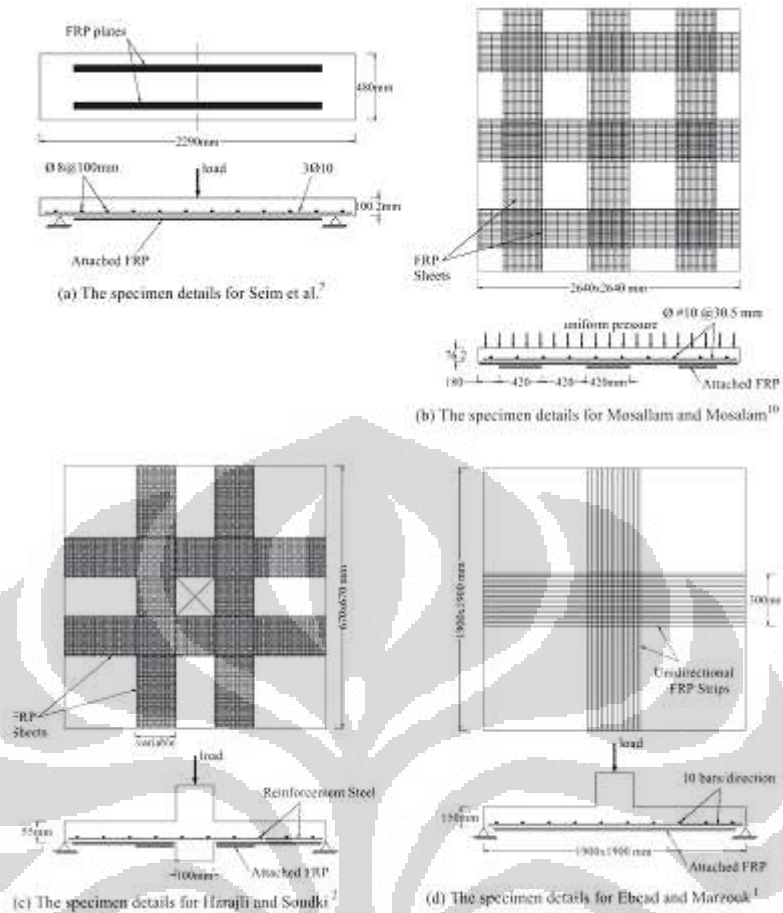
Gambar 2.25 Konfigurasi spesimen dengan perkuatan yang diuji pada studi Ebead, et al

Pada analisa *finite element*, model *incremental elastic-plastic* beton diimplementasikan. Pada saat beban *compression* bekerja, model betonnya adalah elastik hingga *yield point* dicapai sesudah *irrecoverable plastic strain* bekerja. Perilaku *pre-cracking* dan *post-cracking* pada beton dipertimbangkan dalam studi ini. Dalam analisa, asumsi *full bond* digunakan antara beton dengan kedua tulangan baja (tulangan tekan & tulangan tarik) dan juga antara beton dengan material *FRP* sebagai perkuatan. Model *finite element* mewakili masalah perkuatan lentur pada *slab* menggunakan material *FRP*, mempengaruhi tingkat keakuratan. Studi parameter juga dilakukan untuk mempelajari pengaruh dari tipe material sebagai perkuatan, pengaruh rasio luasan material perkuatan pada spesimen, pengaruh rasio tulangan, pengaruh panjang bentang *slab*, dan pengaruh ketebalan *slab*.

➤ W.E. El Sayed, U.A. Ebead, K.W. Neale

Dalam studi yang berjudul "*Modelling of debonding failures in FRP-Strengthened two way slabs*", mereka melakukan modelisasi numerik dari studi eksperimental terhadap perilaku struktur beton eksisting menggunakan ikatan eksternal *FRP composites*. Salah satu isu yang terpenting dalam studi tersebut adalah perilaku *interfacial* antara *FRP composites* dan beton. Model *finite element* yang tepat mewakili perilaku *interfacial FRP* sebagai perkuatan pada *two way slab* disajikan.





Gambar 2.26 Konfigurasi spesimen yang diujikan El sayed, et al

Model yang diusulkan pada analisa *finite element* bisa memperlihatkan fenomena *debonding* dan memprediksi kemungkinan model kegagalan yang mendekati dengan *delamination of the FRP composites* beton. Dan juga, model tersebut memiliki kemampuan untuk memprediksi *slip profiles* sepanjang *FRP-Concrete interface*. *Slip profiles* sangat berguna dalam memahami secara baik perilaku *debonding* yang diharapkan. Dengan memperlebar *FRP plate*, banyak tegangan seragam yang ditransfer antara *FRP plate* dan beton.

➤ Tee Bun Pin (2004)

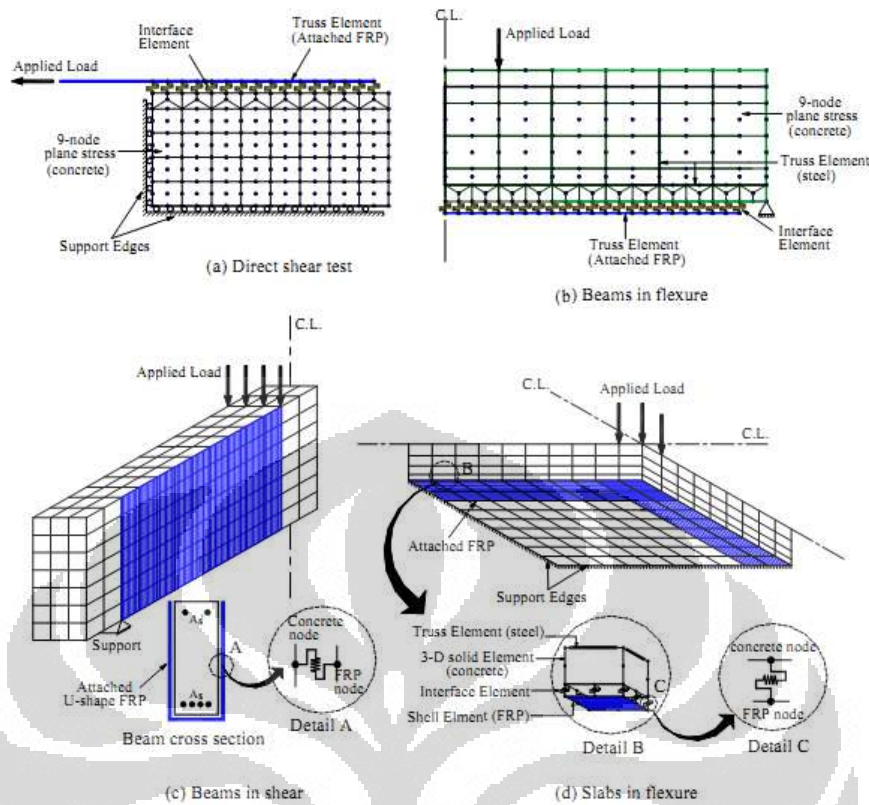
Dalam studi yang berjudul “*Strengthening of concrete slab with opening using external fiber reinforced polymer (FRP) strip*”,

beliau mengemukakan hasil model komputasi dan analisa untuk mengevaluasi pengaruh *fiber reinforced polymer (FRP)* sebagai material perkuatan untuk *slab* beton yang terdapat lubang atau bukaan. Secara seragam beban distribusi diterapkan pada beberapa struktur *two way slab* dengan bukaan atau lubang. Metode *finite element* digunakan untuk menganalisa perilaku struktur tersebut.

Hasil studi menunjukkan bahwa perkuatan eksternal menggunakan *FRP strips* mampu untuk meningkatkan kapasitas kekuatan struktur *slab* dengan bukaan atau lubang sekitar delapan kali lipat. Dari grafik regangan, mekanisme kegagalan terjadi pada *compression zone*. Kemungkinan kegagalan pada *slab* yang diperkuat tersebut disebabkan oleh *crushing of concrete* di dekat sisi yang terbuka atau berlubang. Tipe kegagalan ini secara umum terjadi ketika adhesi cukup kuat untuk mencegah *FRP plate debonding*.

- K.W. Neale, U.A. Ebead, H.M. Abdel, W.E. El Sayed, A. Gobat (2005)

Dalam studi yang berjudul “*Modelling debonding phenomena in FRP – strengthened concrete beams and slabs*”, mereka melakukan modelisasi numerik dari studi eksperimental terhadap perilaku *bond* pada komponen struktur beton, yaitu balok dan *slab*, yang secara eksternal diperkuat dengan *FRP*. Studi menggunakan analisa *finite element* dalam memodelkan perilaku *bond* pada balok dan *slab* yang mengalami perkuatan. Focus pada penelitian ini adalah penilaian dalam model konstitutif yang tepat pada *FRP/concrete interface*.



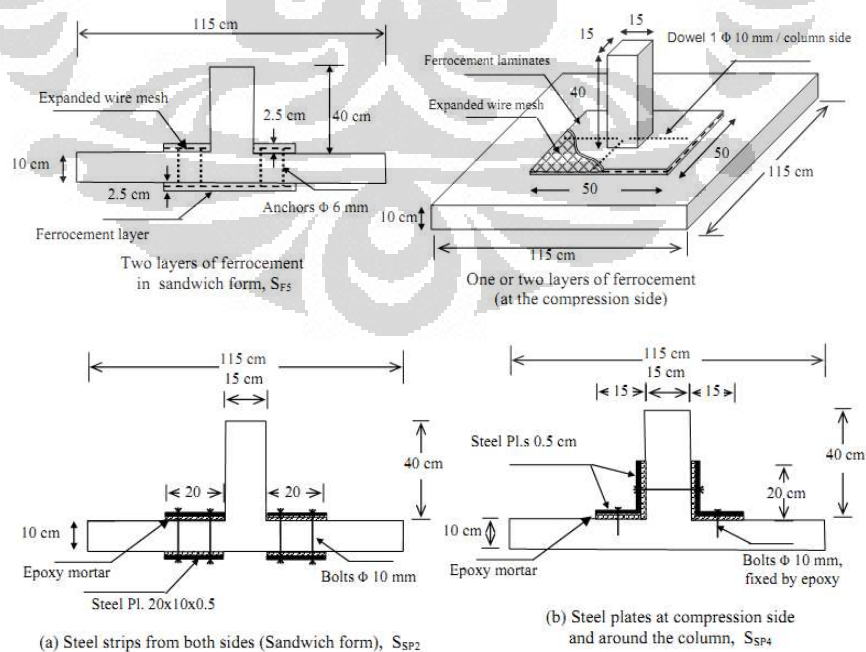
Gambar 2.27 Model finite element yang disimulasikan pada studi Neale, et al

Analisa *finite element* telah dilakukan untuk menunjukkan perilaku *interfacial* FRP yang memperkuat struktur beton bertulang. Model non-linier digunakan untuk mewakili perilaku *interfacial* antara *FRP sheet* dan beton. Selain itu, untuk menginvestigasi validitas modelisasi numerik tersebut, hasil teoritis dikalibrasi dengan data eksperimental yang ada. Perbandingan antara hasil numerik menggunakan model yang ada dan hasil yang tersedia menunjukkan korelasi yang sangat baik pada saat *ultimate capacity* dan hubungan beban dengan defleksi. Studi mereka menunjukkan bahwa dengan memperhitungkan *bond slip* antara beton dan *FRP* bisa diterapkan.

➤ M.M. Kamal, N.N. Meleka, M.A. Tayel, M.R.Mohamed (May 2005)

Dalam studi yang berjudul “*Repair and strengthening of flat slabs using advanced materials*”, mereka melakukan studi eksperimental terhadap kemampuan potensial menggunakan metode yang berbeda dan material yang berbeda dalam memperkuat beton bertulang terutama pada hubungan *slab*-kolom yang gagal akibat *punching shear*. Dalam studi tersebut, empat belas model diuji-cobakan. Empat metode diterapkan dalam memperbaiki dan memperkuat struktur.

Metode pertama dengan menggunakan *ferrocement laminates*, sedangkan yang kedua menggunakan pelat baja yang kaku. Metode yang terakhir dilaksanakan dengan menerapkan lapisan baru secara eksternal hanya pada sisi *slab* yang mengalami *compression* atau kedua sisi *slab* yang mengalami *tension* dan *compression*. Metode ketiga menggunakan *glass fiber reinforced polymers* pada sisi *slab* yang mengalami *compression*. Metode keempat menggunakan *inserting closed stirrups* secara eksternal pada *slab* dari kedua sisi yang berfungsi sebagai tulangan geser dan *fixed by epoxy*.

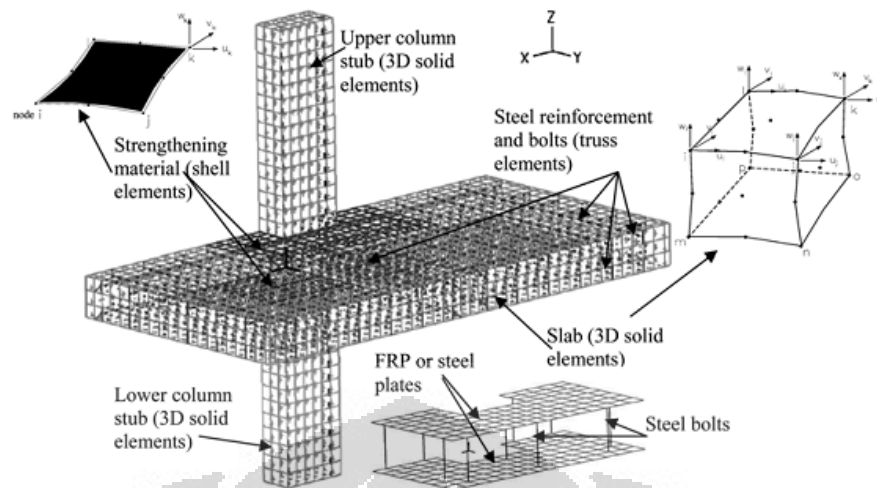


Gambar 2.28 Spesimen yang diuji pada studi Kamal, et al

Hasil studi menyimpulkan bahwa semua metode yang digunakan dalam studi tersebut untuk memperbaiki dan memperkuat hubungan *slab* – kolom sangat efektif dalam memperbaiki dan meningkatkan kinerja struktur dalam hal *shear strength*, *flexural rigidity*, *intial cracking load*, dan *ultimate capacity*. Dengan menerapkan *ferrocement layers* pada sisi *tension* untuk memperkuat hubungan *slab* – kolom kurang memberikan peningkatan bila dibandingkan *slab* yang diperkuat oleh *ferrocement layers* pada sisi *compression*. Dengan menggunakan pelat baja eksternal pada sisi *compression* pada hubungan *slab* – kolom memberikan hasil yang cukup baik untuk memperkuat kapasitas *punching shear*. Dengan menggunakan empat lapis *glass fiber reinforced polymers* sangat efektif dan meningkatkan perilaku secara keseluruhan dari spesimen sama baiknya meningkatnya *ultimate shear strength*.

➤ U. Ebead, H. Saeed (2010)

Dalam studi yang berjudul “*Modelling of reinforced concrete slabs strengthened with fiber – reinforced polymer or steel plates*”, mereka melakukan simulasi numerik untuk menganalisa model *finite element* yang tepat pada hubungan *two way slabs* – kolom yang diberi perkuatan secara eksternal. Sambungan yang digunakan untuk perkuatan dikelompokkan sebagai perkuatan *flexural* atau sebagai perkuatan *punching shear*. Dua perkuatan berbeda dimodelkan menggunakan pelat baja atau *fiber – reinforced polymer*. Koneksi diperkuat *FRP* direncanakan untuk menerima beban aksial terpusat. Sambungan yang menggunakan pelat baja dan baut direncanakan untuk menerima beban terpusat atau kombinasi beban terpusat dan momen. Model tiga dimensi (3D) dari hubungan *slab* – kolom dengan perkuatan disimulasikan dalam studi ini. Selain itu, perilaku *interfacial* antara *FRP materials* dan beton diperhitungkan dalam studi ini.



Gambar 2.29 Model finite element pada spesimen dengan dua kolom stubs pada studi Ebead, et al

Hasil eksperimental tersedia untuk digunakan dalam memverifikasi model *finite element* yang disimulasikan. Untuk spesimen dengan perkuatan *flexural*, *FRP laminates* dan *strips* yang terikat di *slab* pada sisi *tension* hampir di sepanjang bentang *slabs*. Untuk spesimen dengan perkuatan *punching shear*, kombinasi dari material perkuatan (pelat baja atau *FRP strip*) dan baut baja disimulasikan. Dua kondisi pembebanan disimulasikan untuk meninjau spesimen dengan perkuatan *punching shear* menggunakan pelat baja yaitu hanya beban terpusat dan beban terpusat ditambah momen.

Prediksi dari *ultimate load capacity* sangat akurat. Hal ini menunjukkan bahwa model *finite element* dapat digunakan secara akurat dalam menentukan *load capacity* pada hubungan *slab* – kolom yang diperkuat dengan menggunakan teknik yang dijelaskan sebelumnya. Model kegagalan pada sebagian besar koneksi diprediksi secara akurat. Sistem perkuatan menggunakan pelat baja dan baut baja mengubah kecenderungan kegagalan *punching shear* kepada kegagalan *ductile flexural* yang diharapkan. Untuk pelat baja yang memperkuat spesimen, model memprediksi tegangan pelat baja secara akurat yang menunjukkan penggunaan

efektif atas pelat baja. Hal ini sesuai dengan kesimpulan hasil eksperimental yang dilaporkan pada sistem perkuatan.

Perilaku *interfacial* secara efektif terlihat, yang dalam studi eksperimental sulit terlihat. Untuk *flexural FRP* yang memperkuat spesimen, model yang disimulasikan mampu memprediksi *interfacial shear stresses* sebaik nilai *interfacial shear slip* antara *CFRP strips* atau *GFRP laminates* dan *slab*. *Slip profiles* menunjukkan bahwa maksimum *slip* terjadi pada daerah dimana *FRP laminates* atau *FRP strips overlap* dekat pusat *slab*. Hal ini juga dapat disimpulkan dari perilaku *interfacial* dan *FRP stress profiles* bahwa *debonding failure* dimulai di dekat pusat *slab* dan menjalar ke *FRP strips/laminates*.

➤ K.M.A Sohel dan J.Y. Richard Liew

Dalam studi yang berjudul “*Steel – concrete – steel sandwich slabs with lightweight core – Static performance*”, mereka melakukan studi eksperimental terhadap kinerja *SCS sandwich* diberi beban statik. *SCS sandwich slabs* yang terdiri dari beton ringan yang dilapisi di antara dua pelat baja. *J-hook connector* digunakan untuk mengembangkan *composite action* antara beton dengan dua lapis pelat baja. Beton dibuat dari beton ringan dengan berat jenis kurang dari 1450 kg/cm<sup>3</sup>.

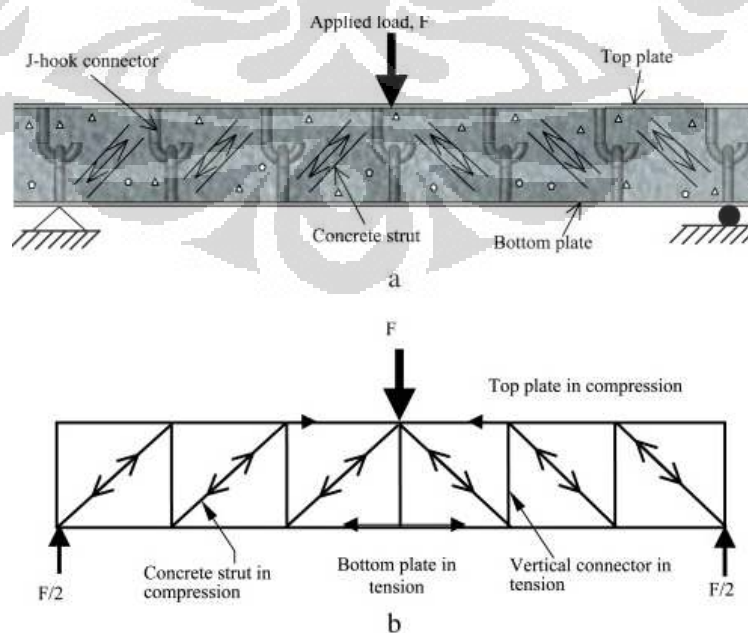
Test laboratorium dilakukan pada delapan *SCS sandwich slabs* yang diberi beban terpusat. Hasil test memperlihatkan bahwa model kegagalan dan pola retak yang terjadi pada *SCS sandwich slabs* sangat mirip dengan *slabs* beton bertulang biasa terutama ketika beton dan pelat baja bereaksi sepenuhnya sebagai aksi komposit. *Flexural* dan *punching* adalah model kegagalan utama yang terjadi pada *SCS sandwich slabs*. Setelah *flexural yielding*, aksi membran berkembang pada *slabs* sehingga *J-hook connector* sangat efektif dalam mempertahankan *composite action* ketika beban ditingkatkan. Model teoritis diusulkan untuk memprediksi



ketahanan *flexural* dan *punching* dan memiliki korelasi yang bagus dengan hasil test yang didapat. Analisa defleksi yang besar juga mempertimbangkan *plate membrane action* juga diusulkan untuk memprediksi hubungan *force-deflection* dari *SCS sandwich slabs*.

### 2.5.2 DESAIN KAPASITAS COMPOSITE STEEL-CONCRETE- STEEL

Berdasarkan penelitian terdahulu yang telah dibahas pada sub-bab sebelumnya, pengembangan *steel-concrete-steel sandwich composite system* memberikan suatu usulan dalam mendesain kapasitas *SCS sandwich composite system* yang telah divalidasi dengan asil studi eksperimental maupun peraturan perencanaan yang berlaku terutama peraturan mengenai desain struktur komposit pada gedung. Konsep utama dari usulan desain kapasitas *SCS sandwich system* adalah kekuatan *bond* dan mekanisme transfer geser antara permukaan pelat baja dan beton. Dalam usulan tersebut, analogi *truss model (strut and tie model)* diterapkan pada *SCS sandwich system*. Pelat baja bagian bawah berperan sebagai *tension member*, pelat baja bagian atas dan beton pada daerah *compression* berperan sebagai *compression member*. *Shear connector* yang dibaut atau dilas pada bagian atas dan bagian bawah pelat baja berperan sebagai *vertical tension member* seperti pada *Gambar 2.30*.



Gambar 2.30 Analogi Truss model pada SCS Sandwich system



Dari analogi *truss model* tersebut, karakteristik yang bertautan adalah bahwa pelat baja tersebut dihubungkan pada beton hanya di *nodal points* serta tidak ada *bond* antara baja dan beton seperti pada kenyataannya. Analogi *truss model* tersebut dapat dikembangkan desain kapasitas masing – masing elemen komposit tersebut sehingga menimbulkan aksi komposit pada struktur *SCS sandwich system*. Berikut adalah usulan empiris yang telah divalidasi dengan hasil studi eksperimental maupun peraturan perencanaan yang berlaku terutama peraturan mengenai desain struktur komposit pada gedung :

1. *Shear Capacity* pada *shear connector*

Secara umum, *mechanical shear connector* dibutuhkan untuk mengembangkan aksi komposit antara pelat baja dan beton. Ada 3 tipe dari *shear connector* yang sering digunakan pada konstruksi *sandwich system*, yaitu : *angle shear connector* (Malek et al, 1993), *headed shear stud* (Oduyemi & Wright, 1989) dan *mechanical fixed connector* seperti *Bi-Steel* (Bowerman, 1999). Pendekatan yang telah diatur dalam *Eurocode 4 (design of composite steel and concrete – part 1-1 : General rules and rules for buildings BS EN 1994-1-1-2004)* digunakan untuk memprediksi *shear strength* dari ketiga tipe *shear connector* tersebut. Pendekatan *Eurocode 4* tersebut telah dibandingkan dengan hasil studi eksperimental yang dilakukan oleh J.Y.Richard Liew dan K.M.A.Sohel dalam studinya yang berjudul “*Lightweight steel-concrete-steel sandwich systems with J-Hook Connectors*”. Rumusan *shear strength* yang diatur dalam *Eurocode 4* sebagai berikut :

$$P_R = 0,8 \cdot \sigma_{ult} \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \quad (2.30)$$

$$P_R = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \quad (2.31)$$

dimana  $d$  = diameter *stud shank*

$\sigma_{ult}$  = *ultimate tensile strength* dari *stud* harus < 500 Mpa

$f_c'$  = Kekuatan tekan karakteristik dari silinder beton

$E_c$  = Modulus Elastisitas beton

$$\alpha = 0,2 \left[ \frac{h_s}{d+1} \right] \text{ untuk } 3 \leq \frac{h_s}{d} \leq 4$$
$$= 0,1 \text{ untuk } \frac{h_s}{d} > 4$$

$h_s$  = tinggi keseluruhan dari *stud*

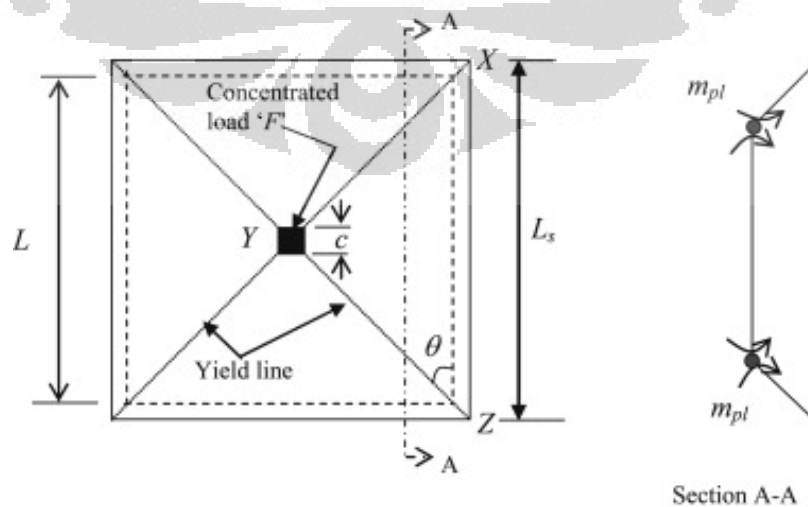
Dari pendekatan *Eurocode 4* tersebut harus dicatat bahwa kedua persamaan tersebut secara *primary* dikembangkan untuk *headed stud connector*.

2. *Load Carrying Capacity* dari *SCS sandwich system* (K.M.A.Sohel & J.Y.Richard Liew, 2011)

Pada *SCS sandwich slabs*, ada 2 mode kegagalan yaitu *flexural failure* dan *punching shear failure*.

a. *Flexural capacity*

Pada *SCS sandwich slab*, *flexural capacity slab* bisa dievaluasi menggunakan teori *yield line*. *Gambar 2.31* menunjukkan pola *fracture yiled line* pada *slab* persegi, didukung oleh perletakan sederhana pada keempat ujungnya dan akan diberi beban terpusat. Dari prinsip *virtual work*, *flexural capacity slab* bisa dievaluasi menggunakan persamaan yang diusulkan oleh Rankin & Long (1987).



Gambar 2.31 Formasi mekanisme *yield line* pada *scs sandwich system* yang diberi beban terpusat

$$F_P = 8.m_{pl} \cdot \left( \frac{L_s}{L-c} - 0,172 \right) \quad (2.32)$$

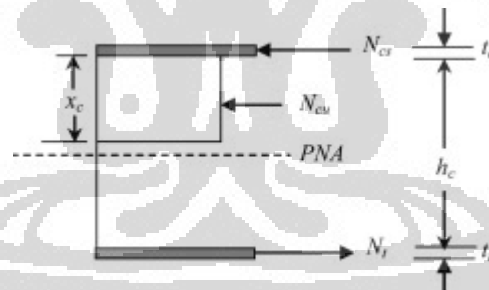
dimana  $m_{pl}$  = *plastic moment capacity* per unit panjang sepanjang *yield line*

$c$  = panjang sisi pada daerah yang diberi beban

$L_s$  = panjang dimensi *slab*

$L$  = bentang antara perletakan

*Plastic moment resistance* pada struktur *fully composite SCS sandwich section* bisa ditentukan dengan mengasumsikan terjadi *rectangular plastic stress block* dengan tinggi  $x_c$  pada beton. Beton yang berada di bawah garis netral (NA) diasumsikan terjadi retak. Gaya pada pelat baja tergantung dari *yiled strength* dan *shear strength* pada *connector* dalam menahan *interfacial shear stress* antara pelat baja dan beton. Dan harus diasumsikan juga bahwa *shear connector* yang cukup diberikan untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*.



Gambar 2.32 Distribusi gaya dalam penampang pada tahap *fully stage*

Gaya *compression* pada beton ( $N_{cu}$ ) diatur oleh *Eurocode 4*

$$N_{cu} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \quad (2.33)$$

dimana  $f_c'$  = Kekuatan tekan karakteristik dari silinder beton

$\gamma_c$  = *Safety factor* pada beton

$b$  = lebar dari *SCS sandwich system*

$x_c$  = tinggi dari *compressive stress* pada beton

Posisi *plastic neutral axis* bisa diperoleh dari menyamakan *compressive force* dengan *tensile force* pada penampang.

$$N_{CS} + N_{CU} = N_t \quad (2.34)$$

dimana  $N_{CS} = \sigma_y \cdot b \cdot t_c$

$$N_t = \sigma_y \cdot b \cdot t_t$$

$N_{CU}$  diambil dari persamaan (2.33)

$x_c$  = tinggi dari *compressive stress* pada beton

$$= 1,176 \cdot \gamma_c \cdot \sigma_y \cdot \frac{t_t - t_c}{f_c'}$$

$\gamma_c$  = *Safety factor* pada beton

= 1,5 (seperti direkomendasikan *Eurocode 2*)

$t_t$  = tebal pelat baja pada sisi *tension*

$t_c$  = tebal pelat baja pada sisi *compression*

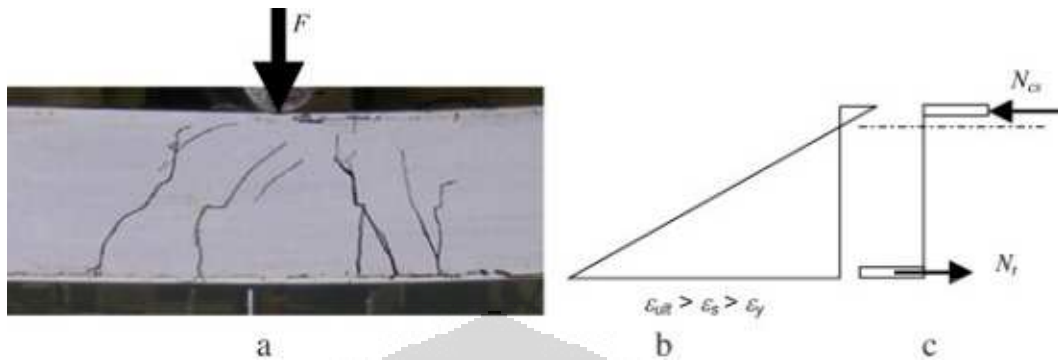
Dengan mengambil  $\Sigma$ Momen pada pusat *compression* pelat baja, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich* adalah

$$M_{pl} = \sigma_y \cdot b \cdot t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \quad (2.35)$$

dimana  $h_c$  = ketebalan beton

Jika bagian atas dan bagian bawah pelat baja memiliki kekuatan dan ketebalan yang sama  $t_t = t_c$ , penampang *sandwich* diharapkan gagal pada perilaku daktail. *SCS sandwich slab* akan berdeformasi secara luas dan biasanya retak yang lebar dan luas dikembangkan di beton pada tahap *final loading*. Setelah *yield tensile* pada pelat baja, retak pada beton akan terus meningkat terhadap pelat baja bagian *compression*. Dalam hal ini, regangan pelat baja bagian bawah sangat besar bila dibandingkan pada pelat baja bagian atas. *Moment capacity* pada penampang dicapai ketika *neutral axis* bergerak mendekati permukaan bagian bawah *compression* pelat baja ( $x_c = 0$ ) hingga pelat baja bagian atas *yield*. Oleh karena itu,

dalam hal ini  $t_t = t_c = t$ , *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich* diperoleh dari persamaan (2.34) dan persamaan (2.35)



Gambar 2.33 Retak pada SCS sandwich slab saat kegagalan

$$M_{ult} = \sigma_y \cdot b \cdot t \cdot (h_c + t) \quad (2.36)$$

Persamaan (2.36) tidak mempertimbangkan *tensile fracture* pelat baja bagian bawah. Jika *tensile force* arah longitudinal ( $N_t$ ) dan *compressive force* ( $N_{cs}$ ) pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur SCS dikatakan sebagai *partially composite* dan persamaan (2.34) menjadi

$$N_{cs} + \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c = N_t \quad (2.37)$$

atau

$$x_c = 1,176 \cdot \gamma_c \cdot \frac{N_t - N_{cs}}{f_c' \cdot b} \quad (2.38)$$

Ketika jumlah *shear connector* tereduksi, *moment resistance* pada struktur *partially composite* juga direduksi. Dengan mengambil  $\Sigma$ Momen pada pusat *compression* pelat baja, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan sebagai berikut :

$$M_{pl} = N_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \quad (2.39)$$

dimana  $N_t = n_p \cdot P_R$

$n_p$  = Jumlah *shear connector* antara titik nol dan *maximum moment partially composite*

$P_R$  = *Shear resistance* pada *shear connector*

Normalnya, jumlah *shear connector* pada bagian atas dan bagian bawah pelat baja adalah sama. Jika kedua permukaan pelat baja memiliki kekuatan dan ketebalan yang sama, nilai  $x_c$  harus diambil nol,  $t_t = t_c = t$ , dan  $N_t = n_p \cdot P_R$ , maka persamaan (2.39) bisa disederhanakan menjadi

$$M_{pl} = n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \quad (2.40)$$

dengan mempertimbangkan *SCS sandwich slab* persegi yang mengandung sepasang *shear connector* terdapat pada bagian atas dan bagian bawah pelat baja ( $n_t$ ) seperti pada *Gambar 2.31*, jumlah total *shear connector* bagian bawah pelat baja pada seperempat penampang (*XYZ*) *slab* adalah  $n_t/4$ . Pada masing – masing *yield line* pada seperempat penampang, jumlah *shear connector* adalah  $n_t/8$ . Oleh karena itu, *tensile* dan *compressive force* pada permukaan pelat baja sepanjang *yield line* “XY” adalah

$$N_t = \frac{1}{8} n_p \cdot P_R \quad (2.41)$$

maka total *plastic moment capacity* pada garis “XY” adalah

$$M_{pl} = \frac{1}{8} n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \quad (2.42)$$

dan momen per unit lebar sepanjang *yield line* adalah

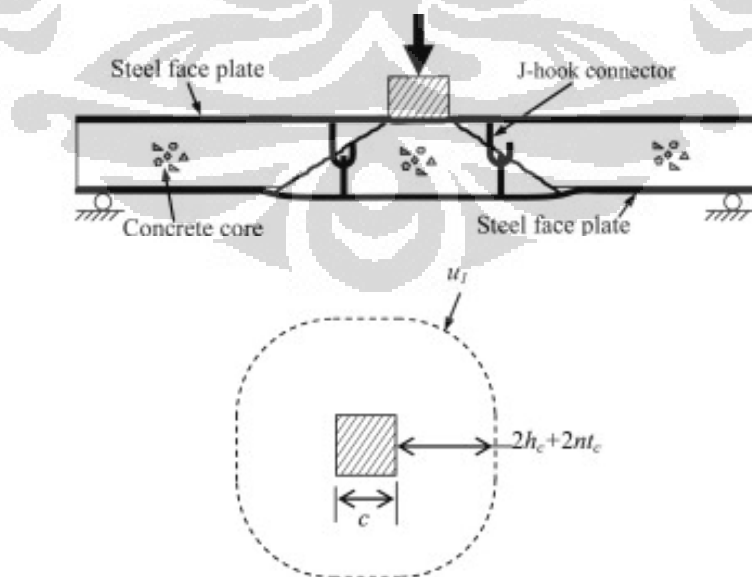
$$m_{pl} = \frac{M_{pl}}{l} \quad (2.43)$$

$$\text{dimana } l = \frac{L_s}{2 \cdot \cos \theta}$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.43) ke persamaan (2.32), *load carrying capacity* struktur *SCS slab* bisa ditentukan.

b. *Punching shear resistance*

*Gambar 2.34* mengilustrasikan pola kegagalan pada *SCS sandwich slab* yang disebabkan *punching load* dari atas. *Punching shear resistance* beton yang disekelilingnya dibebani pada perimeter *SCS sandwich* bisa dihitung menggunakan pendekatan yang ada pada *Eurocode 2 (design of concrete structure part 1-1 general rules and rules for buildings BS EN 1992-1-1-2004)* atau menggunakan pendekatan CRB-FIP 1990, dimana *shear connector* berperan sebagai tulangan serta pelat baja bagian atas dan bagian bawah pada *SCS sandwich slab* memberikan ketahanan terhadap *tensile force* dan *compressive force* yang dihasilkan oleh *flexural action*. Pendekatan tersebut harus dicatat bahwa metode ini untuk slab beton bertulang dengan *re-bars* pada slab sisi *tension* yang pada *SCS sandwich slab* memiliki permukaan pelat baja bagian atas dan bagian bawah. Faktor beban, faktor reduksi kekuatan, dan faktor material harus diambil secara satu kesatuan. Nilai dari hasil aktual properti material digunakan pada model. Pada *SCS sandwich slab*, pelat baja bagian atas memberi kontribusi dalam mentransfer *punching load* pada beton. Oleh karena itu, *punching perimeter* seperti pada *Gambar 2.34* bisa dihitung dengan



*Gambar 2.34 Punching shear pada SCS sandwich slab*

$$v_1 = 4c + 2\pi(2.h_c + 2.n.t_c) \quad (2.44)$$

dimana  $n$  = rasio modulus elastisitas =  $\frac{E_s}{E_c}$

$E_s$  = Modulus Elastisitas Baja

$E_c$  = Modulus Elastisitas Beton

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector*

$$V_{pun} = V_c + V_s \quad (2.45)$$

dimana  $V_c$  = *shear resistance* beton didapat dari *Eurocode 2*

$$= \left[ C_c \cdot k_c \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c')^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot h_c$$

$$C_c = \frac{0,18}{\gamma_c} \text{ untuk beton normal}$$

$\gamma_c$  = *Safety factor* pada beton

= 1,5 (seperti direkomendasikan *Eurocode 2*)

$$k_c = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} \leq 2,0$$

$h_c$  = ketebalan beton

$$\eta_1 = 0,4 + \frac{0,6\rho}{2200} \leq 1,0$$

$\rho$  = berat jenis beton ( $\text{kg/m}^3$ )

$f_c'$  = Kekuatan tekan karakteristik dari silinder beton

$b$  = lebar dari *SCS sandwich system*

$V_s$  = *punching resistance* dari *shear connector*

$$= n_{cp} \cdot F_t$$

$n_{cp}$  = jumlah *shear connector* pada daerah *critical perimeter*

$F_t$  = *tensile capacity shear connector* yang didapat dari tes *direct tensile* yang dihubungkan dalam beton



## BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Dalam bab ini akan diuraikan dan dijelaskan urutan pelaksanaan penyelesaian tulisan ini secara rinci mulai dari mendeskripsikan bangunan yang akan disimulasikan, pedoman perancangan struktur, *preliminary design*, desain kapasitas struktur, modelisasi struktur sampai dengan kesimpulan akhir dari analisis struktur ini.

### 3.1 DESKRIPSI BANGUNAN

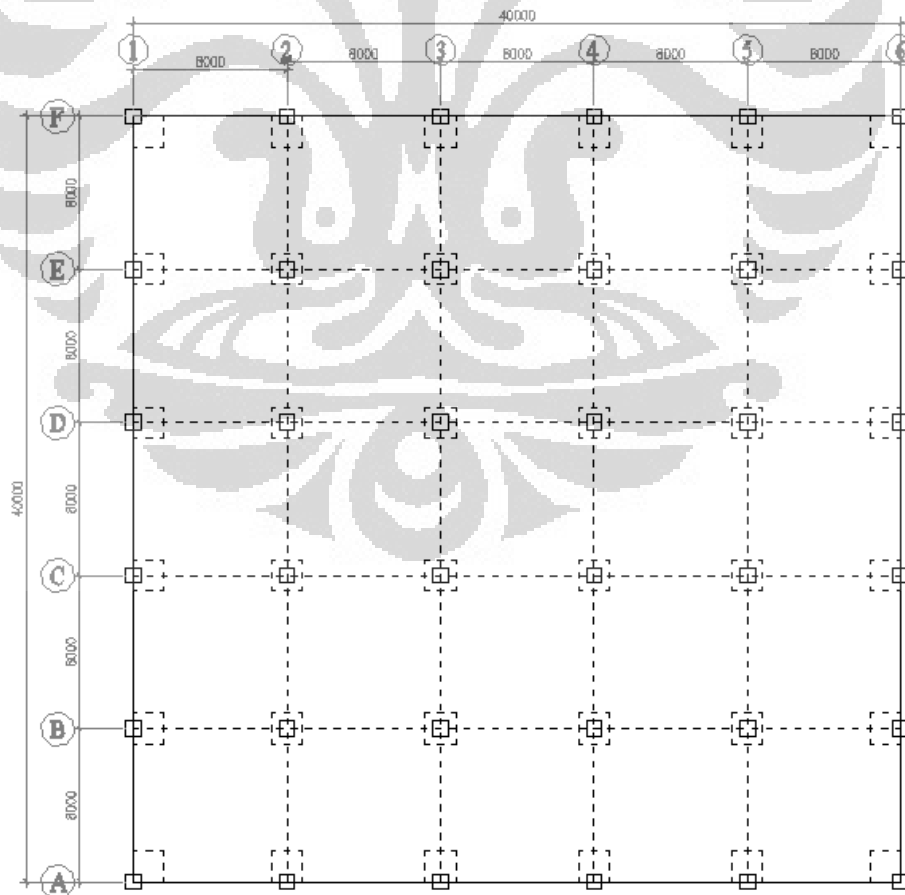
Pada tulisan ini akan dibahas bangunan tingkat rendah yang menggunakan struktur beton sistem *flat slab* dengan *drop panel* (tanpa balok eksterior) tanpa pendetailan dan sistem *flat slab* dengan *drop panel* (tanpa balok eksterior) dengan pendetailan dua lapis pelat baja di daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel – concrete – steel*. Bangunan tingkat rendah yang akan dijadikan objek studi adalah bangunan parkir kendaraan yang secara fisik, konstruksinya terpisah dengan bangunan utamanya. Sedangkan struktur *ramp* untuk akses keluar masuk bangunan tersebut direncanakan terpisah. Perencanaan struktur *ramp* tidak dibahas dalam tulisan ini. Dalam merencanakan luas bangunan parkir, penulis mengasumsikan bahwa bangunan yang memiliki tingkat lebih tinggi, maka luasan bangunan parkir yang digunakan dapat lebih kecil karena kendaraan yang parkir disusun secara vertikal. Sedangkan bangunan yang memiliki tingkat lebih rendah, luasan yang dibutuhkan lebih besar karena kendaraan yang parkir disusun secara melebar (horizontal). Deskripsi umum bangunan tingkat rendah (bangunan parkir) yang akan didesain dan disimulasikan adalah sebagai berikut :

- a. Spesifikasi teknis bangunan tingkat rendah dengan sistem *flat slab* dengan *drop panel* tanpa balok eksterior dan tanpa pendetailan khusus
  - Tinggi antar lantai : 3 meter
  - Beton K – 400 dengan properti :
    - . Kekuatan tekan ( $f'c$ ) =  $0.83 \times 400 \text{ kg/cm}^2$   
=  $332 \text{ kg/cm}^2 = 33.2 \approx 35 \text{ MPa}$
    - . Modulus elastisitas ( $E_c$ ) =  $4700\sqrt{f'c} = 27806 \text{ MPa}$

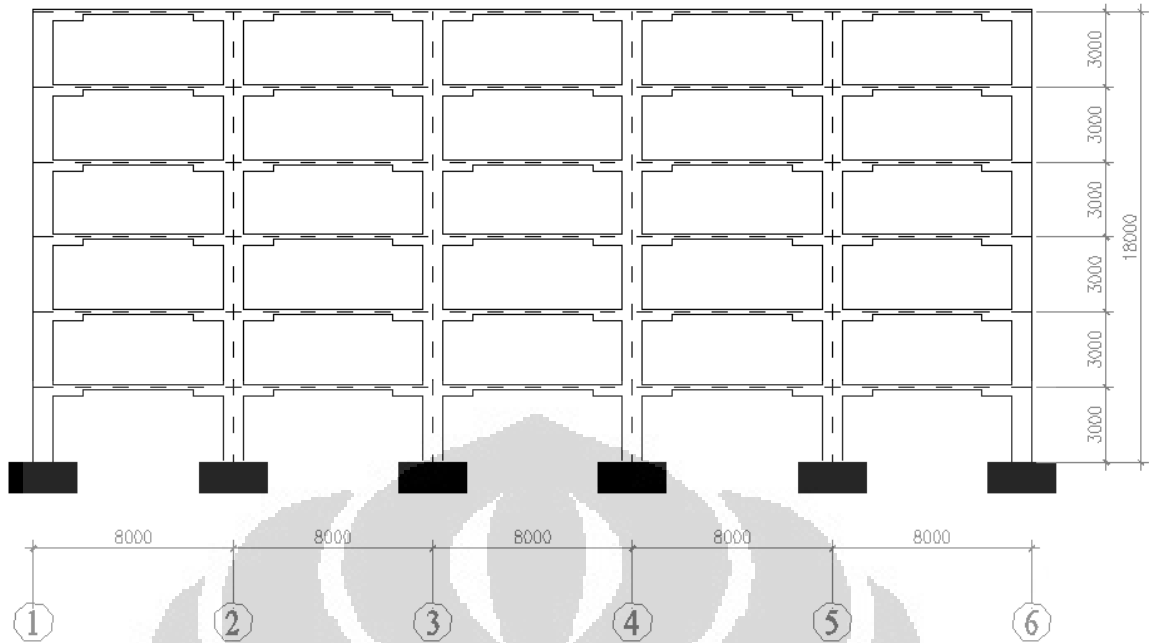
- Berat Jenis beton = 2400 kg/m<sup>2</sup>
- Baja tulangan yang digunakan baja ulir dengan properti :
  - Tegangan Leleh = 400 MPa
  - Modulus elastisitas = 200000 MPa
- b. Spesifikasi teknis bangunan tingkat rendah dengan sistem *flat slab* dengan *drop panel* tanpa balok eksterior dengan pendetailan khusus dua lapis pelat baja di daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel – concrete – steel*.
  - Tinggi antar lantai : 3 meter
  - Beton K – 400 dengan properti :
    - Kekuatan tekan ( $f'c$ ) = 0.83 x 400 kg/cm<sup>2</sup>  
= 332 kg/cm<sup>2</sup> = 33.2 ≈ 35 MPa
    - Modulus elastisitas ( $E_c$ ) = 4700√ $f'c$  = 27806 MPa
    - Berat Jenis beton = 2400 kg/m<sup>2</sup>
  - Baja tulangan yang digunakan baja ulir dengan properti :
    - Tegangan Leleh ( $f_y$ ) = 400 MPa
    - Modulus elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa
  - Material perkuatan yang terdiri dari dua lapis pelat baja dan baut baja yang akan digunakan berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh K.M.A Sohel dan J.Y. Richard Liew dalam studinya berjudul “*Steel-concrete-steel sandwich slab with lightweight core – static performance*”. Material tersebut memiliki properti sebagai berikut :
    - Pelat baja :
      - Tebal pelat baja = 6 mm (5,96 mm)
      - Tegangan leleh ( $\sigma_y$ ) = 315 MPa
    - Baut baja (*shear connector*) :
      - tipe *shear connector* = *J-Hook*
      - diameter baut ( $d_b$ ) = 10 mm
      - Tegangan leleh ( $\sigma_y$ ) = 353 MPa
      - Tegangan ultimate ( $\sigma_{ult}$ ) = 400 MPa
      - Tensile capacity shear connector* (Ft) = 22 KN

Dari deskripsi bangunan tersebut, bangunan terlebih dahulu didesain sehingga mampu menahan beban gravitasi dan beban lateral yang bekerja setelah itu diberi perkuatan dengan dua lapis pelat baja sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel – concrete – steel* sesuai dengan deskripsi bangunan dengan pendetailan khusus. Dalam desain bangunan sesuai dengan spesifikasi 1 tersebut akan dilakukan 2 simulasi, yaitu :

- a. Simulasi dengan variasi pada tingkat bangunan (jumlah lantai tingkat)
  1. Jumlah lantai tingkat adalah 3 tingkat, maka tinggi bangunan 9 meter.
  2. Jumlah lantai tingkat adalah 6 tingkat, maka tinggi bangunan 18 meter.
- b. Simulasi dengan variasi pada luas total bangunan parkir sedangkan bentang antar kolom (baik hubungan *flat slab* – kolom eksterior maupun hubungan *flat slab* – kolom interior) tetap yaitu 8 meter.
  1. Bentang total bangunan adalah 40 x 40 m<sup>2</sup> untuk bangunan dengan 6 tingkat.

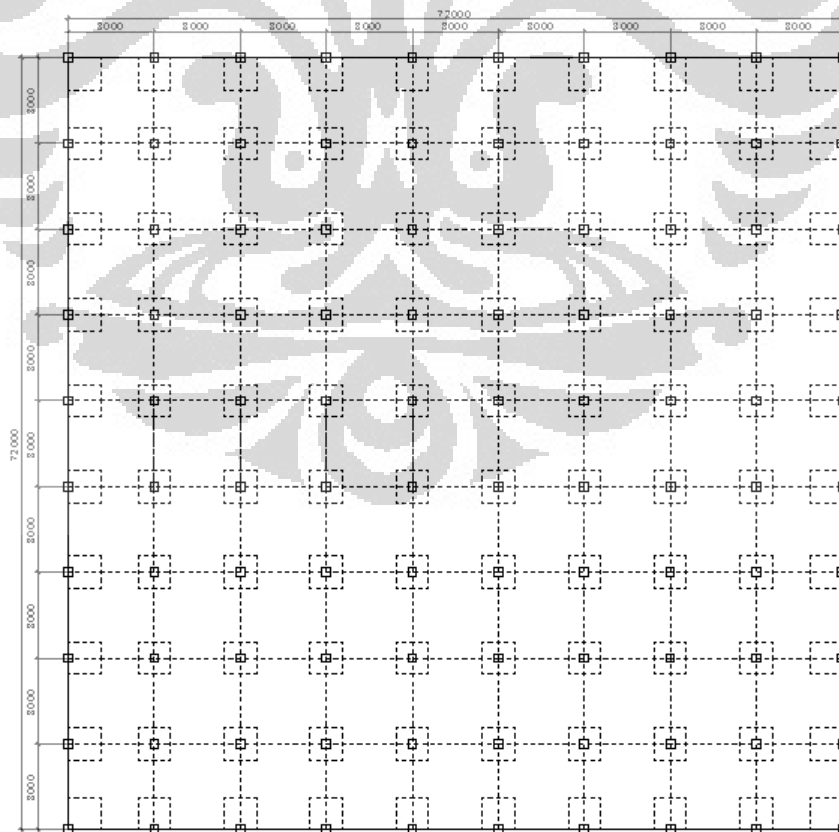


Gambar 3.1 Denah Struktur Bangunan dengan luas 40x40m<sup>2</sup>

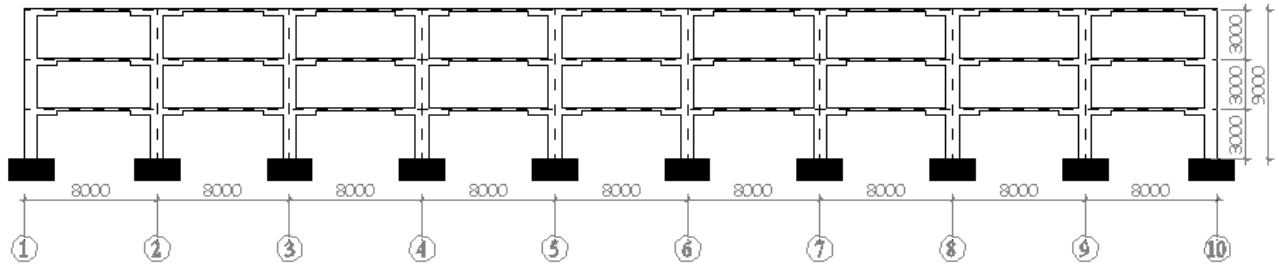


Gambar 3.2 Tampak Bangunan dengan luas 40x40m<sup>2</sup> dan 6 tingkat

2. Bentang total bangunan adalah 72 x 72 m<sup>2</sup> untuk bangunan dengan 3 tingkat.



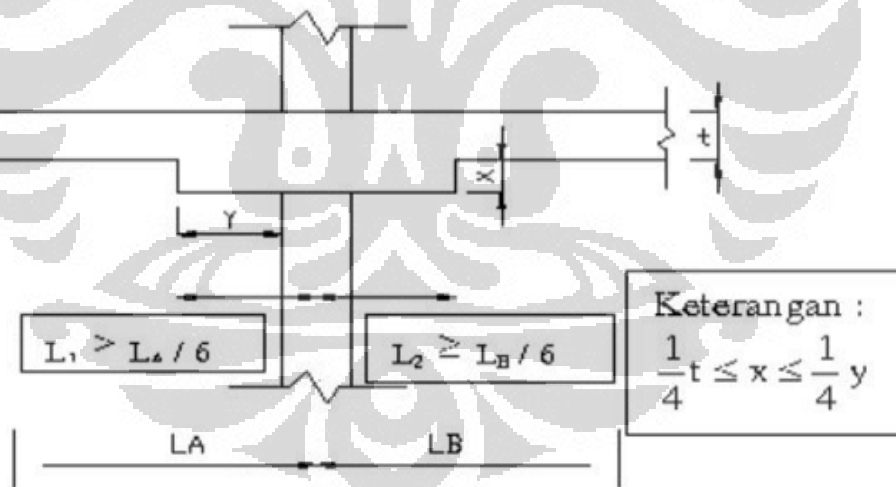
Gambar 3.3 Denah Struktur Bangunan dengan luas 72x72m<sup>2</sup>



Gambar 3.4 Tampak Bangunan dengan luas 72x72m<sup>2</sup> dan 3 tingkat

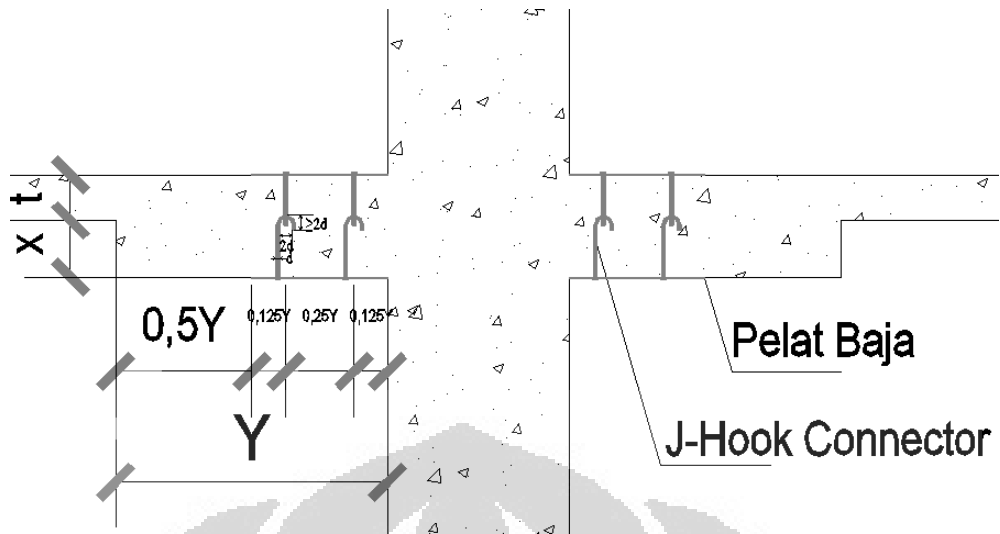
Dari hasil desain bangunan dengan variasi simulasi tersebut, akan didapat 2 buah desain bangunan sesuai dengan deskripsi spesifikasi bangunan 1 yang mampu menahan beban gravitasi dan beban lateral yang bekerja. Kedua desain bangunan tersebut akan didesain dengan pendetailan khusus dengan dua lapis pelat baja sehingga menjadi struktur *composite flat slab steel – concrete – steel* sesuai dengan deskripsi spesifikasi bangunan 2. Dalam desain bangunan dengan pendetailan sesuai dengan deskripsi spesifikasi bangunan 2 akan dilakukan 1 simulasi sebagai berikut :

- a. Simulasi dengan variasi pada lebar pemasangan dua lapis pelat baja

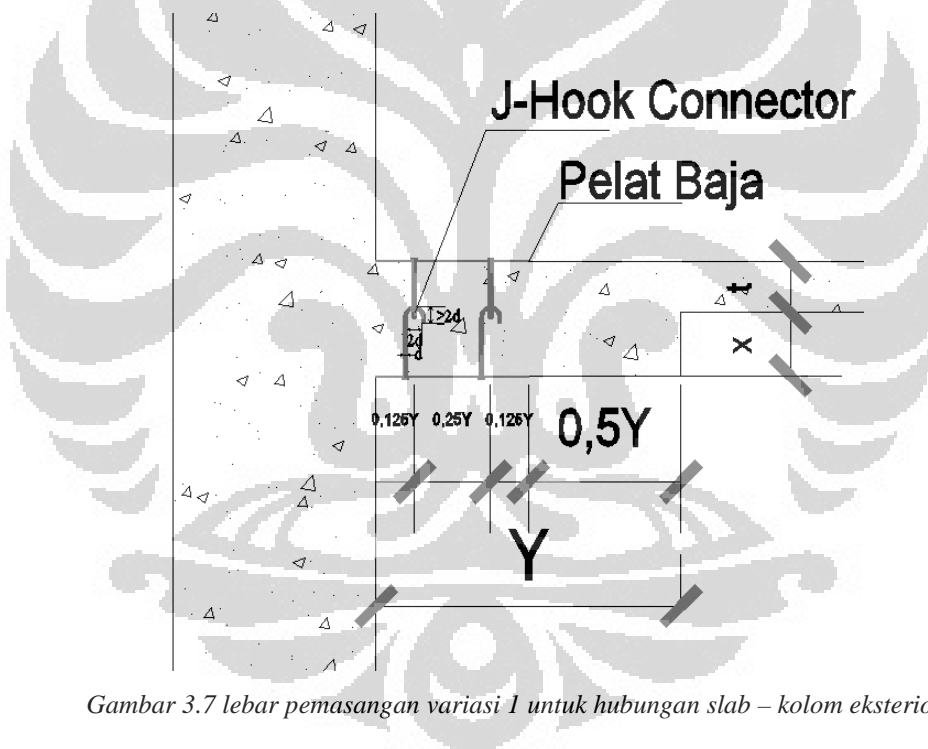


Gambar 3.5 Tebal minimum pelat dan drop panel menurut SNI 03-2847-2002

1. Berdasarkan definisi dari Gambar 3.5, maka lebar pemasangannya adalah  $\frac{1}{2}y$  (diukur dari tepi kolom) untuk hubungan *slab – kolom* interior sedangkan untuk hubungan *slab – kolom* eksterior lebar pemasangannya adalah sejarak  $\frac{1}{2}y$  (diukur dari tepi kolom) untuk hubungan *slab – kolom* eksterior.

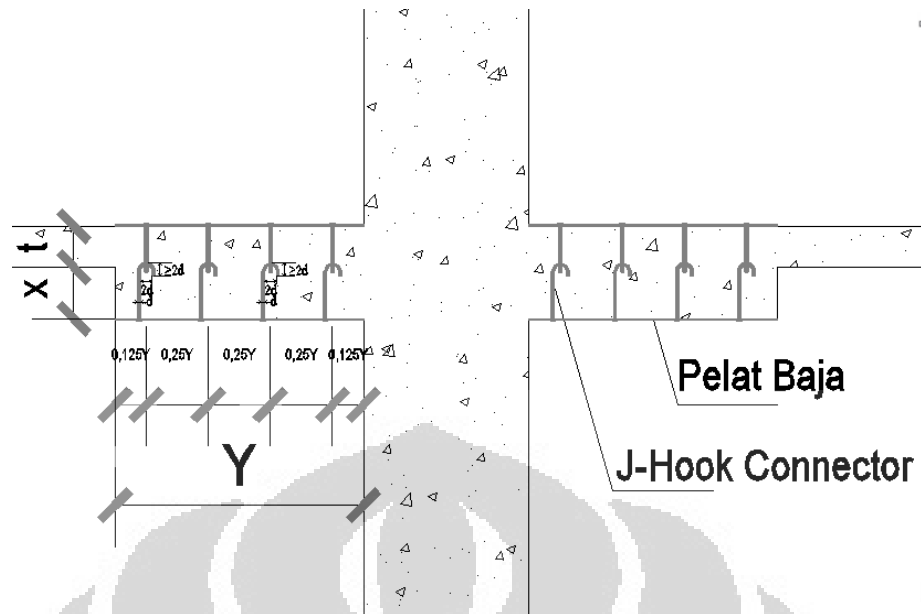


Gambar 3.6 lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan slab – kolom interior

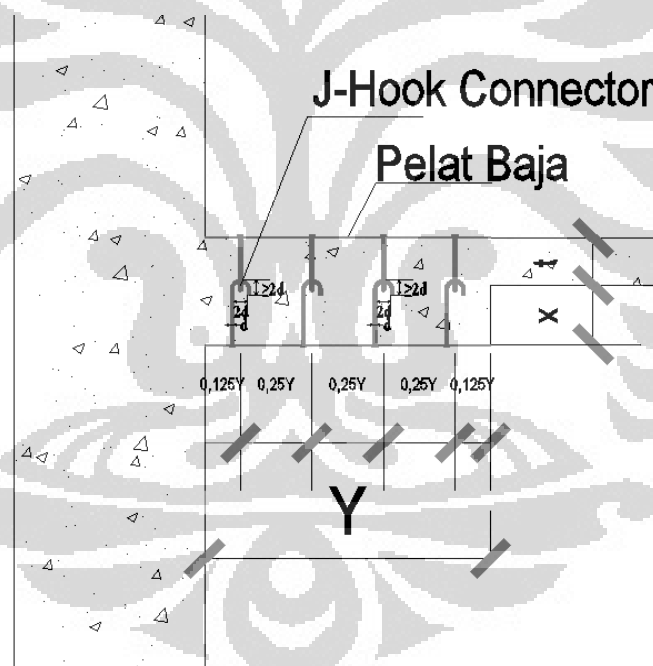


Gambar 3.7 lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan slab – kolom eksterior

2. Berdasarkan definisi dari Gambar 3.5, maka lebar pemasangannya adalah selebar  $y$  (diukur dari sisi terluar kolom) untuk hubungan slab – kolom interior sedangkan untuk hubungan slab – kolom eksterior lebar pemasangannya adalah selebar  $y$  (diukur dari sisi terluar kolom).



Gambar 3.8 lebar pemasangan variasi 2 untuk hubungan slab – kolom interior



Gambar 3.9 lebar pemasangan variasi 2 untuk hubungan slab – kolom eksterior

### 3.2 PEMBEBANAN

Pembebanan diatur pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) untuk beban mati dan beban hidup sebagai beban gravitasi. Beban gempa diatur sesuai dengan ketentuan yang ada pada SNI 03-1726-2002 sebagai beban lateral. Pembebanan tersebut antara lain :

### 1. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap. Beban-beban mati yang bekerja pada struktur ini adalah berat beton bertulang baik pada kolom, lantai, dan drop panel, serta berat dinding, berat utilitas.

- Berat Beton bertulang yaitu  $2400 \text{ Kg/m}^3$
- Berat dinding (pasangan batako dengan lubang tebal dinding 20 cm) yaitu  $200 \text{ Kg/m}^2$
- Ceiling, mekanikal dan elektrikal yaitu  $30 \text{ Kg/m}^2$

### 2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu bangunan, dan didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak dapat dipisahkan dari bangunan serta dapat diganti selama masa hidup dari bangunan tersebut, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Beban hidup yang ada pada struktur tersebut adalah beban hidup orang dan beban hidup dari kendaraan yang parkir, dimana menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) diambil sebesar  $400 \text{ kg/m}^2$ .

### 3. Beban gempa

Menurut SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 500 tahun agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur rencana gedung 50 tahun. Pasal 4.2.1 menyebutkan bahwa untuk struktur gedung beraturan pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa statik ekuivalen, sehingga analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen. Dalam studi ini :

- Analisis statik ekuivalen yang digunakan adalah analisis statik *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. Distribusi gaya inersia yang berpengaruh saat gempa, akan bervariasi secara kompleks sepanjang tinggi bangunan. Oleh karena itu, analisa statik *pushover* memerlukan berbagai kombinasi pola distribusi yang berbeda untuk menangkap kondisi yang paling ekstrim untuk perencanaan. Beban lateral harus diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan diaphragm lantai.



Gambar 3.10 Variasi pola distribusi pembebanan lateral

- Data – data teknis yang dibutuhkan dalam pembebanan gempa sebagai berikut :
  - . Kategori gedung : gedung parkir untuk keperluan perkantoran, maka faktor keutamaan  $(I) = I_1 \times I_2 = 1,0$  ; dimana  $I_1 = 1,0$  dan  $I_2 = 1,0$ .
  - . Kondisi tanah pada lokasi bangunan adalah tanah lunak
  - . Lokasi bangunan berada di wilayah jakarta yang dalam peta wilayah gempa berada pada zona gempa 3. Grafik respon spektrum gempa rencana yang digunakan sesuai dengan zona gempa 3.

### 3.3 KOMBINASI PEMBEBANAN

Kombinasi beban yang digunakan pada struktur ini adalah :

1. Kuat perlu untuk memikul beban mati, yaitu :

$$U = 1,4 D$$

2. Kuat perlu untuk menahan beban mati dan beban hidup, yaitu :

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

3. Kuat perlu untuk menahan beban gempa yang bekerja, yaitu :

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

atau

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

Menurut SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung pasal 5.8.2, untuk mensimulasikan arah gempa rencana, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Dengan demikian beban gempa terdiri dari :

$$\text{Arah } x : U = 1,2 D + 1,0 L + 100\% x + 30\% y$$

$$\text{Arah } y : U = 1,2 D + 1,0 L + 30\% x + 100\% y$$

### 3.4 PRELIMINARY DESIGN

#### 3.4.1 TEBAL PELAT

Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum harus dihitung sesuai dengan SNI 03-2847-2002. Tebal pelat minimum pelat tanpa balok interior maupun balok eksterior (balok perimeter) yang menghubungkan tumpuan – tumpuannya dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek tidak boleh lebih dari dua, harus memenuhi ketentuan SNI 03-2847-2002 (pasal 11.5.3). Ketebalan pelat dapat ditentukan dalam *Tabel 3.1*. Untuk pelat dengan penebalan berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2(b) tidak boleh kurang dari 100 mm.

Tabel 3.1 Ketentuan tebal pelat minimum menurut SNI 03-2847-2002

satuan dalam milimeter

Tegangan leleh $f_y^a$ MPa	Tanpa penebalan <sup>b</sup>		Dengan penebalan <sup>b</sup>			
	Panel luar		Panel dalam	Panel luar		Panel dalam
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>c</sup>		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>c</sup>	
300	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
400	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
500	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

<sup>a</sup> Untuk tulangan dengan tegangan leleh di antara 300 MPa dan 400 MPa atau di antara 400 MPa dan 500 MPa, gunakan interpolasi linier.  
<sup>b</sup> Penebalan panel didefinisikan dalam 15.3(7(1)) dan 15.3(7(2)).  
<sup>c</sup> Pelat dengan balok di antara kolom-kolomnya di sepanjang tepi luar. Nilai  $\alpha$  untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

Dari denah struktur bangunan pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.3, bangunan tersebut memiliki *tributary area* yang *typical* yaitu 8000 mm x 8000 mm dengan rasio bentang panjang terhadap bentang pendek sama dengan satu, maka bentang terpanjang yang digunakan adalah 8000 mm dan tegangan leleh ( $f_y$ ) baja tulangan yang digunakan adalah 400 Mpa, sehingga dari Tabel 3.1 diperoleh tebal pelat dengan penebalan panel tanpa balok pinggir (balok eksterior) :

$$h_{\text{panel luar}} = \frac{\ell_n}{33} = \frac{8000}{33} = 242,42 \text{ mm}$$

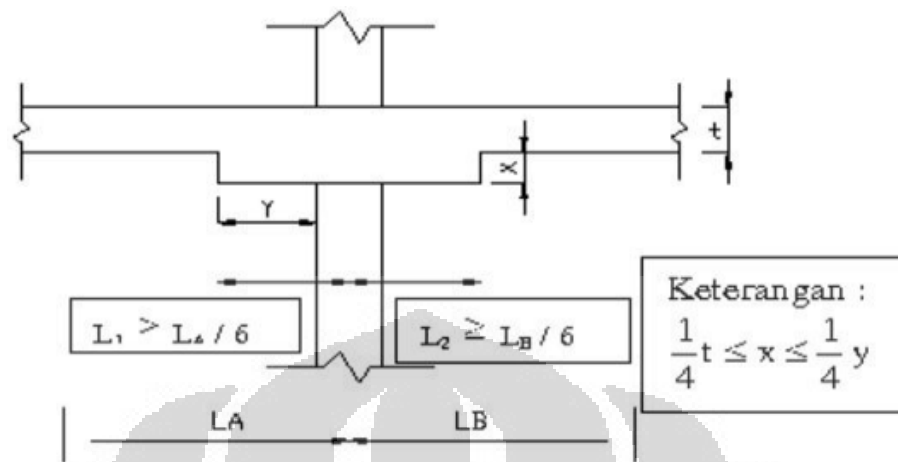
$$h_{\text{panel dalam}} = \frac{\ell_n}{36} = \frac{8000}{36} = 222,22 \text{ mm}$$

maka tebal pelat yang digunakan untuk struktur tersebut baik untuk panel luar maupun panel dalam = 250 mm.

### 3.4.2 DROP PANEL

Drop panel atau penebalan setempat digunakan untuk mereduksi jumlah tulangan momen negatif di daerah kolom. Menurut SNI 03-2847-

2002, dimensi penebalan panel setempat harus sesuai dengan *Gambar 3.10*.



*Gambar 3.11 Dimensi penebalan panel sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 15.3.7*

Keterangan *Gambar 3.10*,

$L_A = L_B =$  Jarak as-ke-as tumpuan pada arah yang ditinjau

$x =$  tebal drop panel

$y =$  jarak dari tepi panel setempat ke tepi kolom

$t =$  tebal pelat di luar daerah penebalan panel setempat

$L_1 = L_2 =$  Jarak penebalan panel

Dari denah struktur bangunan pada *Gambar 3.1* dan *Gambar 3.3*, bangunan tersebut memiliki jarak as-ke-as tumpuan (as-ke-as kolom) yang *typical* yaitu 8000 mm dan tebal pelat di luar daerah penebalan panel setempat (lihat sub-bab 3.4.1) yaitu 250 mm, maka

$$L_1 = L_2 = \frac{L_A}{6} = \frac{8000}{6} = 1333,33 \text{ mm}$$

maka jarak penebalan panel yang digunakan untuk struktur ( $L_1 = L_2$ ) = 1500 mm untuk masing – masing arah yaitu arah x dan arah y. Jarak penebalan panel total ( $L_1 + L_2$ ) = 1500 + 1500 = 3000 mm.

$$\frac{1}{4}t = \frac{1}{4}250 = 62,5 \text{ mm}$$

$\frac{1}{4}y$ , dimana  $y =$  jarak dari tepi panel setempat ke tepi kolom

$$= L_1 - \frac{1}{2} \text{ dimensi kolom (asumsi kolom 80/80 cm)}$$

$$= 1500 - \frac{1}{2} \cdot 800 = 1100 \text{ mm}$$

maka  $\frac{1}{4} y = \frac{1}{4} 1100 = 275 \text{ mm}$

dengan demikian  $\frac{1}{4} t \leq x \leq \frac{1}{4} y \rightarrow 62,5 \text{ mm} \leq x \leq 275 \text{ mm}$

maka tebal drop panel yang digunakan untuk struktur diambil  $x = 150 \text{ mm}$ .

### 3.4.3 KOLOM

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 25.3.1.3, persyaratan dimensi kolom dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$0,30 \cdot f_c' = \frac{P}{A}$$

dimana P = Berat total yang dipikul oleh kolom

A = Luas Penampang kolom

$f_c'$  = kuat tekan beton karakteristik

Berat total yang dipikul oleh kolom (P) dapat dihitung dengan menggunakan cara *tributary area* sehingga didapat dimensi kolom. Struktur bangunan yang ditinjau adalah bangunan dengan 6 tingkat seperti yang dijabarkan pada sub bab sebelumnya (lihat sub bab 3.1)

#### **Beban Mati :**

##### a. Lantai atap

Pelat =  $8 \times 8 \times 0,25 \times 2400 = 38400 \text{ kg}$

Drop panel =  $3 \times 3 \times 0,15 \times 2400 = 3240 \text{ kg}$

Ceiling, mekanikal, elektrik =  $8 \times 8 \times 30 = 1920 \text{ kg}$

##### b. Lantai 1-5

Pelat =  $8 \times 8 \times 0,25 \times 2400 \times 5 = 192000 \text{ kg}$

Drop panel =  $3 \times 3 \times 0,15 \times 2400 \times 5 = 16200 \text{ kg}$

Dinding batako =  $1,5 \times 8 \times 200 \times 5 = 12000 \text{ kg}$

Ceiling, mekanikal, elektrik =  $8 \times 8 \times 30 \times 5 = 9600 \text{ kg}$

Beban mati total =  $359760 \text{ kg}$

### **Beban Hidup**

$$\text{Beban hidup lantai atap} = 8 \times 8 \times 100 = 6400 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup lantai 1 – 5} = 8 \times 8 \times 400 \times 5 = 128000 \text{ kg}$$

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983), beban hidup harus direduksi untuk perencanaan portal. Beban hidup tersebut direduksi sebesar 10 % untuk penggunaan gedung sebagai gedung parkir sehingga koefisien reduksi beban hidup = 0,9.

$$\text{Beban hidup lantai total setelah direduksi} = 134400 \times 0,9 = 120960 \text{ kg}$$

Dari kedua perhitungan beban tersebut, maka harus dilakukan kombinasi pembebanan tetap yaitu 1,2 DL + 1,6 LL untuk mendapatkan beban ultimate yang akan dipikul kolom.

$$P = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 \cdot 359760 + 1,6 \cdot 120960 = 625248 \text{ kg}$$

$$f_c' = 35 \text{ Mpa} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{P}{0,30 \cdot f_c'} = \frac{625248}{0,30 \cdot 350} = 5954,74 \text{ cm}^2$$

jika  $A = b \times h$ , dimana  $b = h$ , maka

$$b = h = \sqrt{5954,74} = 77,17 \text{ cm}$$

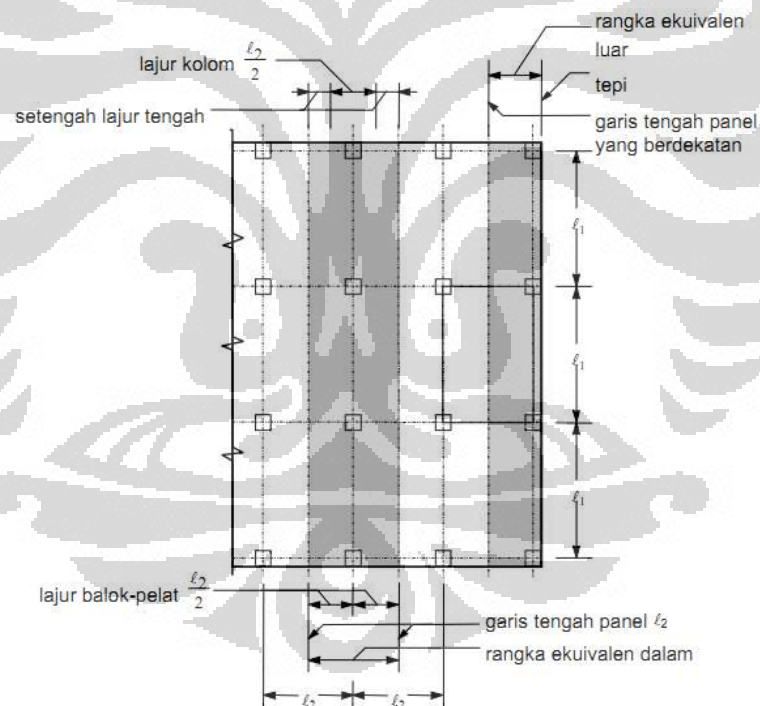
maka dimensi kolom yang digunakan adalah kolom 80/80 cm

#### **3.4.4 ANALISA STRUKTUR *FLAT SLAB***

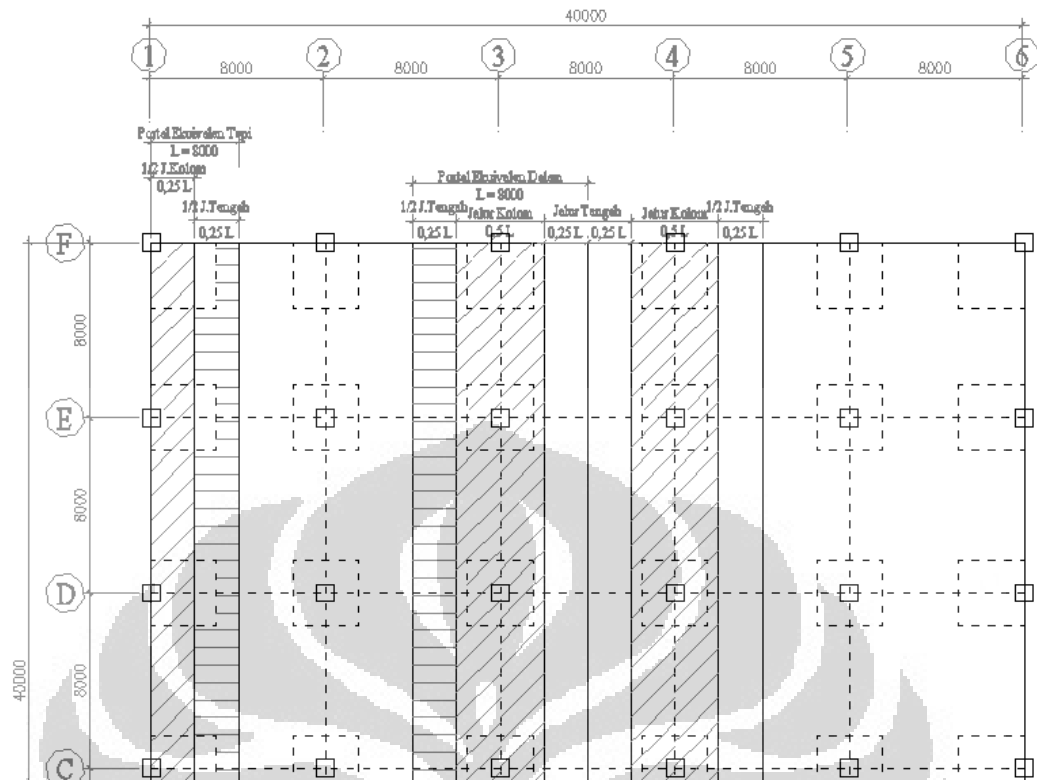
Analisa struktur *flat slab* akan menggunakan metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*). Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 15.7 hal 149, beberapa hal yang harus diperhatikan dalam analisa struktur *flat slab* dengan menggunakan portal ekuivalen sebagai berikut :

1. Struktur harus dianggap terdiri dari portal – portal ekuivalen pada garis – garis kolom yang diambil dalam arah longitudinal dan arah transversal bangunan.
2. Masing – masing portal terdiri dari sebaris kolom atau tumpuan dan lajur pelat-balok, dibatasi dalam arah lateral oleh garis tengah panel pada masing – masing sisi dari sumbu kolom atau tumpuan seperti terlihat pada *Gambar 3.11*.

3. Kolom atau tumpuan dianggap dihubungkan pada lajur pelat – balok oleh komponen puntir yang arahnya transversal terhadap arah bentang yang ditinjau momennya dan memanjang hingga garis tengah panel – panel pada masing – masing kolom.
4. Portal yang berdekatan dan sejajar terhadap suatu tepi dibatasi oleh tepi tersebut dan garis tengah panel yang berada di dekatnya.
5. Setiap portal ekuivalen dapat dianalisis sebagai suatu kesatuan, sebagai alternatif, untuk perhitungan akibat beban gravitasi, masing – masing lantai dan atap dapat dianalisis secara terpisah dengan menganggap bahwa ujung – ujung jauh dari kolom adalah terjepit.
6. Bila pelat-balok dianalisis secara terpisah, dalam menentukan momen pada suatu tumpuan, dapat dianggap bahwa tumpuan jauh pada dua bentang berikutnya adalah menerus melewati tumpuan jepit tersebut.



Gambar 3.12 Definisi Portal Ekuivalen menurut SNI 03-2847-2002



Gambar 3.13 Penentuan Portal ekuivalen dalam dan Portal ekuivalen tepi pada denah struktur.

### 3.5 DESAIN KAPASITAS

Desain kapasitas dilakukan untuk mengetahui kekuatan nominal dari masing – masing komponen struktur setelah diberi pembebanan baik beban gravitasi maupun beban lateral. Desain kapasitas yang ditinjau antara kapasitas geser dan kapasitas lentur. Hasil dari desain kapasitas didapat penulangan untuk masing – masing komponen struktur. Dalam desain kapasitas, struktur akan berespon linier atau elastik. Desain kapasitas disesuaikan dengan standar yang berlaku dalam perencanaan struktur yaitu SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung) dan SNI 1726-2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung).

Desain kapasitas bangunan tingkat rendah yang menggunakan struktur beton sistem *flat slab* dengan *drop panel* (tanpa balok eksterior) tanpa pendetailan khusus menggunakan standar SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002. Sedangkan untuk bangunan dengan pendetailan khusus dua lapis pelat baja di daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat slab*



*steel – concrete – steel* selain menggunakan standar SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002, juga menggunakan usulan empiris pada penelitian yang dilakukan oleh K.M.A Sohel dan J.Y. Richard Liew yang telah divalidasi dengan hasil studi eksperimental maupun standar *Eurocode* untuk desain kapasitas akibat aksi komposit struktur tersebut.

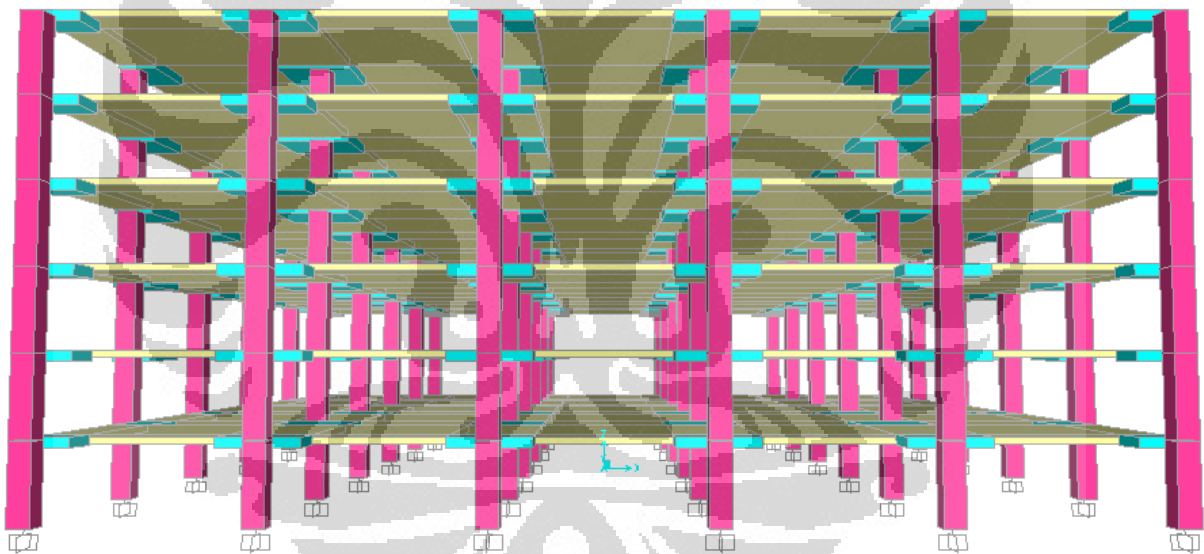
### 3.6 MODELISASI STRUKTUR

Dalam modelisasi struktur flat slab pada software SAP2000, asumsi yang digunakan adalah :

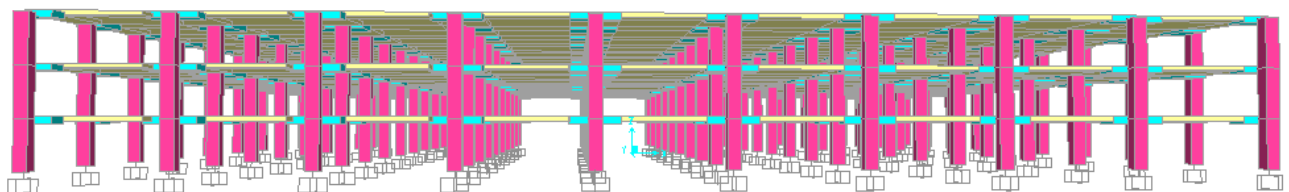
- a. Model analisa adalah analisa tiga dimensi (3D) pada tahap desain kapasitas sedangkan analisa dua dimensi (2D) pada tahap evaluasi kinerja struktur.
- b. Tumpuan bagian bawah adalah jepit.
- c. Kolom dimodelkan sebagai frame sedangkan pelat dan drop panel dimodelkan sebagai shell. Begitu pula material pendetailan khusus 2 lapis pelat baja dimodelkan sebagai shell – layered/non-linear yang tersedia pada software SAP2000. Shell adalah formulasi element 3 – 4 nodal yang mengkombinasikan perilaku membran dan pelat lentur. Sedangkan pada tahap evaluasi kinerja struktur, pelat (termasuk drop panel baik tanpa maupun dengan material pendetailan khusus) dimodelkan sebagai frame dengan lebar sesuai lebar pelat pada portal – portal jalur kolom baik jalur kolom interior maupun eksterior dengan ketinggian seperti tebal *slab*.
- d. Pelat lantai dan drop panel dimodelisasi sebagai shell menggunakan asumsi *rigid diaphragm* dengan batasan (*constraint*) bahwa dalam arah bidangnya terjadi *rigid body motion* untuk translasi (translasi arah-x dan arah-y pada sumbu global) dan rotasi terhadap sumbu tegak lurus bidang pelat lantai dan drop panel (rotasi terhadap sumbu-z global) karena pelat lantai dan drop panel memiliki kekakuan tak hingga dalam arah bidangnya (*in-plane stiffness*) akibat beban lateral yang terjadi sehingga diberi *joint constraint* tipe *constraint* terhadap *master node*, dan pada berbagai studi terdahulu titik pusat massa pelat pada masing – masing

lantai dalam gedung dipilih sebagai *master node*. Sedangkan hubungan kolom dengan pelat (termasuk drop panel) yang kenyataan berperilaku *rigid* karena dicor secara satu – kesatuan dimodelisasi dengan melakukan *mesh* pada pelat yang berada di daerah kolom secara manual dan kemudian nodal – nodal pelat hasil *mesh* tersebut yang berada pada daerah kolom dilakukan batasan (*constraint*) terhadap nodal kolom. Tipe *constraint* yang diberikan adalah *body constraint*. *Constraint* tersebut diberikan pada setiap nodal - nodal pertemuan hubungan kolom dan pelat hasil *mesh* pada masing – masing lantai.

- e. Analisa evaluasi kinerja struktur yang digunakan adalah analisa statik non-linear pushover dua dimensi (2D) pada masing – masing portal jalur kolom baik jalur kolom interior maupun eksterior.



Gambar 3.14 Modelisasi struktur 1

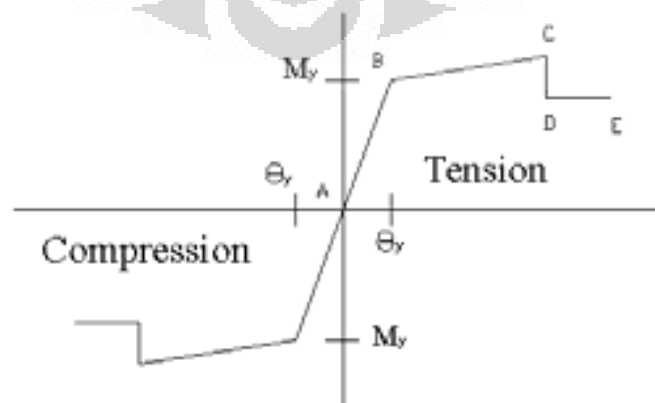


Gambar 3.15 Modelisasi struktur 2

### 3.7 PROSEDUR EVALUASI KINERJA STRUKTUR (ANALISIS STATIK NON-LINIER)

Setelah melakukan pemodelan struktur sesuai dengan variasi gedung, dan melakukan input data-data material, pembebanan gravitasi sesuai dengan deskripsi bangunan dan data teknis yang telah dijelaskan pada sub-bab sebelumnya, selanjutnya melakukan analisis beban dorong (*pushover analysis*) yang didapatkan dari beban statik ekuivalen. Dari analisis ini nantinya akan didapat kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap peralihan, yang memperlihatkan perubahan perilaku struktur dari linier menjadi non-linier, berupa penurunan kekakuan yang diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis yang terjadi pada kolom dan slab baik pada slab variasi gedung tanpa pendetailan dan variasi gedung dengan pendetailan.

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier *force-displacement* dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda di sepanjang bentang slab atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada *member*. Dalam studi ini, elemen kolom menggunakan tipe sendi *default-PMM*, dengan pertimbangan bahwa elemen kolom terdapat hubungan gaya aksial dengan momen (diagram interaksi P-M). Sedangkan untuk elemen slab menggunakan tipe sendi *default-M3*, dengan pertimbangan bahwa slab efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada slab. Sendi diasumsikan terletak pada daerah di sekitar kolom.

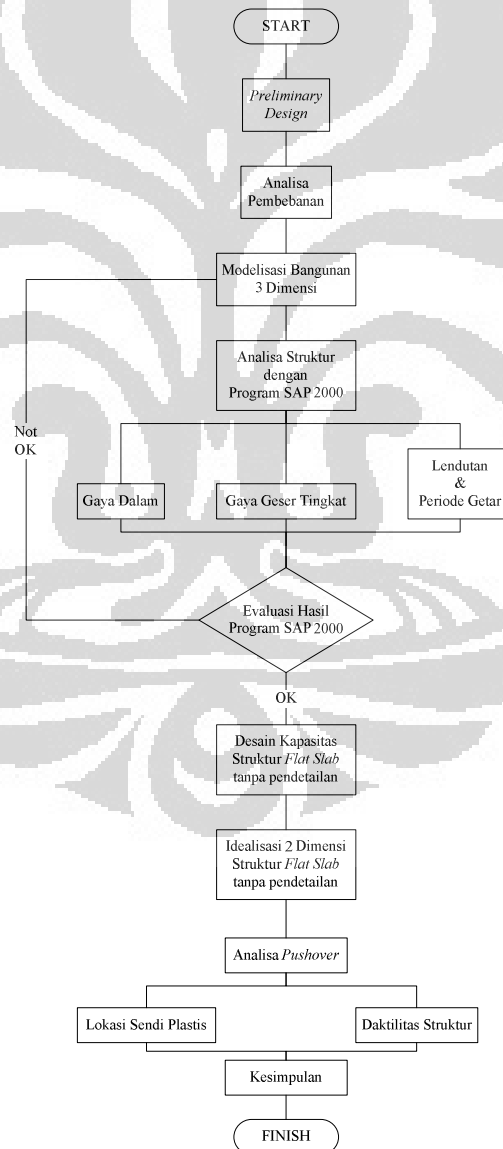


Gambar 3.16 Properti sendi *default-M3* dan *default-PMM*

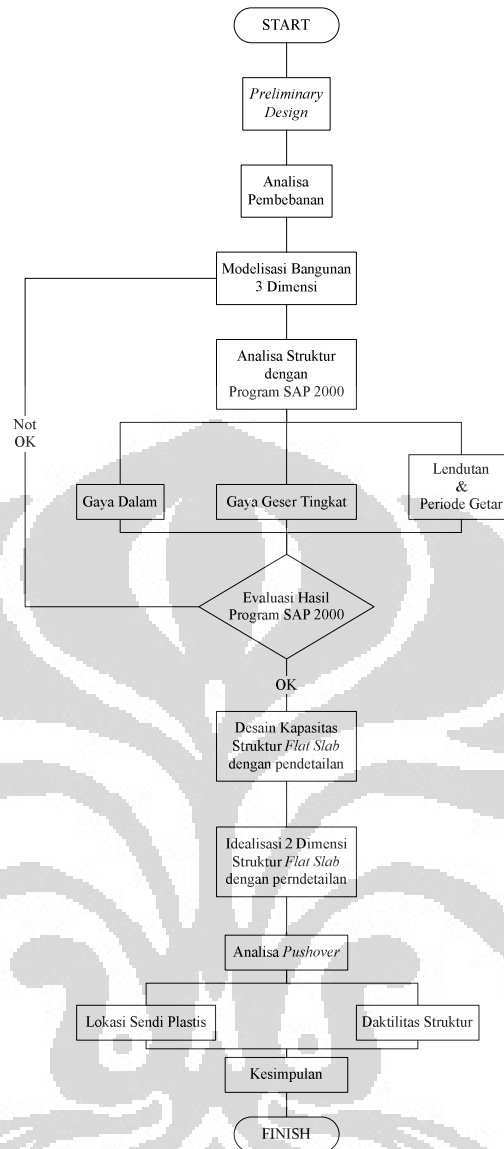
Analisa *Pushover* dilakukan dengan program *SAP2000 V.14*. Metode analisa beban dorong yang digunakan adalah *Displacement Controlled Analysis* yaitu beban dorong statik lateral diberikan pada pusat massa sampai dicapai *target displacement* tertentu. *Target displacement* yang diambil pada studi ini adalah 5% sampai dengan 10% dari tinggi total bangunan. Efek nonlinier dari geometri struktur diberikan dengan memperhatikan efek  $P-\Delta$ .

### 3.8 DIAGRAM ALIR METODOLOGI

Secara singkat metodologi penelitian dapat dinyatakan pada diagram alir sebagai berikut :



Gambar 3.17 Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur flat slab tanpa pendetailan khusus



Gambar 3.18 Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur flat slab dengan pendetailan khusus

## BAB 4 ANALISA DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Analisa Gedung *Flat Slab* 3 lantai

#### 4.1.1 Analisa Beban Gempa

Analisa beban gempa yang digunakan adalah analisa statik ekuivalen, yakni suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban – beban gempa statik ekuivalen, sehubungan dengan sifat struktur gedung beraturan yang praktis berperilaku sebagai struktur 2 dimensi sehingga respons dinamikanya praktis hanya ditentukan oleh respons ragamnya yang pertama dan dapat ditampilkan sebagai akibat dari beban gempa statik ekuivalen. Berdasarkan definisi tersebut, analisa statik ekuivalen pada dasarnya adalah analisa pola ragam getar pertama, dimana struktur gedungnya memenuhi persyaratan keseragaman dan keteraturan baik secara horizontal maupun vertikal, yang meliputi keseragaman geometri dari denah, massa dan kekakuan sesuai kriteria Pasal 4.2, SNI 03 – 1726 – 2002 tentang struktur gedung beraturan dimana pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen yaitu :

- ⇒ Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 meter. Dalam studi ini, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus (selanjutnya disebut PB-NFS3lt) maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus (selanjutnya disebut yaitu PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt dan PB-CFSSCS- $y$ -3lt), masing – masing memiliki tinggi 9 meter seperti ditunjukkan pada gambar 3.4.
- ⇒ Denah struktur gedung adalah persegi tanpa tonjolan, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus, dimana masing – masing memiliki luas gedung  $72 \times 72 \text{ m}^2$  seperti ditunjukkan gambar 3.3.
- ⇒ Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus seperti ditunjukkan gambar 3.3.

- ⇒ Sistem struktur tidak menunjukkan loncatan bidang muka, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus seperti ditunjukkan gambar 3.4.
- ⇒ Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus seperti ditunjukkan gambar 3.3.
- ⇒ Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus seperti ditunjukkan gambar 3.3.
- ⇒ Sistem struktur gedung memiliki unsur – unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral menerus tanpa perpindahan titik beratnya, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus seperti ditunjukkan gambar 3.4.
- ⇒ Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus seperti ditunjukkan gambar 3.3.

#### 4.1.1.1 Waktu Getar Pembatasan ( $T_{\text{Pembatasan}}$ )

Dalam studi ini, Nilai  $T_1$  untuk gedung 3 lantai harus dibatasi sesuai dengan SNI 03-1726-2002 Pasal 5.6, yakni :

$$T = \xi \cdot n \quad (4.1)$$

dimana  $\xi$  = koefisien wilayah gempa tempat struktur gedung berada

= 0,18 untuk wilayah gempa 3

$n$  = jumlah tingkat struktur gedung

dengan menggunakan persamaan (4.1), maka didapat  $T$  gedung 3 lantai = 0,54 detik. Nilai pembatasan waktu getar alami pada masing-masing struktur gedung tersebut untuk mencegah struktur gedung yang terlalu fleksibel atau perilaku lentur dari gedung.

#### 4.1.1.2 Massa, Titik Pusat Massa, Titik Pusat Kekakuan dan Eksentrisitas

Besarnya massa tiap-tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisa statik diambil dari berat sendiri dari struktur gedung ditambah dengan beban mati lainnya serta 50% dari beban hidup lantai sesuai fungsi gedung sebagai gedung parkir perkantoran. Massa gedung tiap-tiap lantai diperhitungkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$M = \frac{W_t}{g} \tag{4.2}$$

dimana  $M$  = Massa lantai ( $kg\ s^2 / m$ )

$W_t$  = Berat total struktur (kg)

$g$  = Percepatan gravitasi ( $m/s^2$ )

dengan menggunakan persamaan (4.2), maka massa, pusat massa, dan pusat kekakuan tiap-tiap lantai untuk masing – masing gedung dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.1 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFS3lt (kg-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	501516	501516	36	36	36	36
STORY2	501516	501516	36	36	36	36
STORY3	422250	422250	36	36	36	36

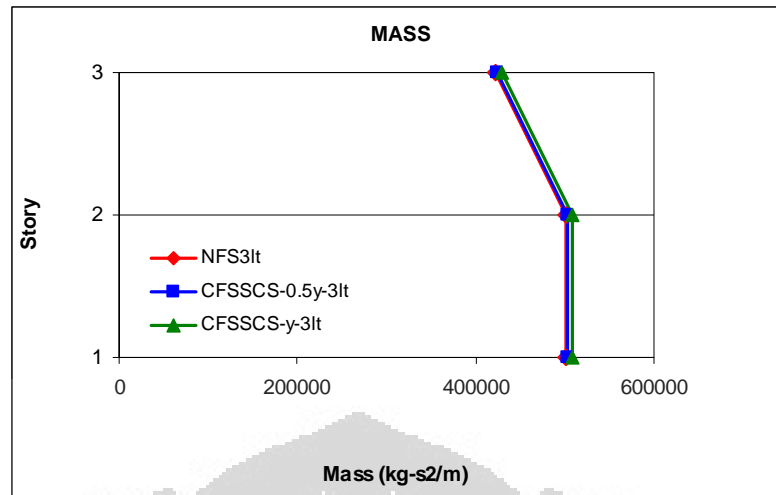
Tabel 4.2 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (kg-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	503797	503797	36	36	36	36
STORY2	503797	503797	36	36	36	36
STORY3	424531	424531	36	36	36	36

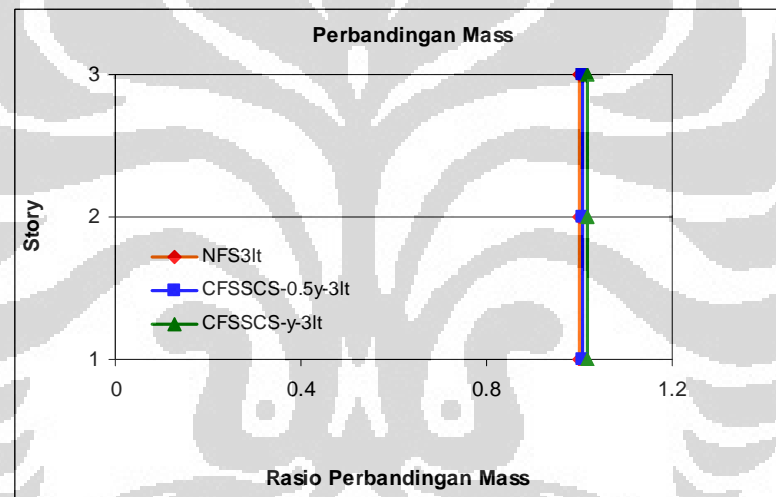
Tabel 4.3 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-y-3lt (kg-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	508137	508137	36	36	36	36
STORY2	508137	508137	36	36	36	36
STORY3	428871	428871	36	36	36	36





Gambar 4.1 Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 3lt



Gambar 4.2 Grafik Rasio Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 3lt

Pada Gambar 4.1-4.2, terlihat bahwa massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus memberi pengaruh terhadap massa tiap-tiap lantai pada gedung secara keseluruhan. Besarnya persentase rata – rata penambahan massa akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom adalah 0,6% tiap lantainya. Sedangkan besarnya persentase rata – rata dengan lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 1,74% bila dibandingkan dengan gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-3lt). Namun, penempatan penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang teratur (baik yang hanya selebar  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun selebar  $y$  dari muka kolom) tidak memberi pengaruh

terhadap pusat massa dan pusat kekakuan tiap-tiap lantai bila dibandingkan dengan gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-3lt).

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 5.4.3, eksentrisitas rencana untuk gedung dengan nilai  $e < 0,3 b$  perlu ditinjau dari nilai yang paling menentukan dari persamaan berikut ini :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \tag{4.3}$$

$$e_d = e - 0,05 b \tag{4.4}$$

dengan  $e$  = eksentrisitas teori,  $b$  = lebar denah gedung dalam arah tinjauan. Sedangkan jika  $e > 0,3 b$ , maka eksentrisitas ditentukan dari yang paling menentukan antara persamaan (4.5) dan (4.6) :

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \tag{4.5}$$

$$e_d = 1,17 e - 0,1 b \tag{4.6}$$

Tabel 4.4 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung 3lt

Story	$e_x$	$b_x$	$0.3b_x$	$0 < e < 0.3b$		Pusat Massa Baru	
				$1.5e_x + 0.05 b_x$	$e_x - 0.05 b_x$	$XCM_1$	$XCM_2$
STORY1	0.000	72	21.6	3.60	-3.60	39.60	32.40
STORY2	0.000	72	21.6	3.60	-3.60	39.60	32.40
STORY3	0.000	72	21.6	3.60	-3.60	39.60	32.40

Tabel 4.5 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung 3lt

Story	$e_y$	$b_y$	$0.3b_y$	$0 < e < 0.3b$		Pusat Massa Baru	
				$1.5e_y + 0.05 b_y$	$e_y - 0.05 b_y$	$YCM_1$	$YCM_2$
STORY1	0.000	72	21.6	3.60	-3.600	39.60	32.40
STORY2	0.000	72	21.6	3.60	-3.600	39.60	32.40
STORY3	0.000	72	21.6	3.60	-3.600	39.60	32.40

Dari tabel 4.4 dan tabel 4.5 terlihat bahwa untuk eksentrisitas rencana gedung PB-3lt, baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus, serta baik dalam arah-x maupun arah-y seluruh nilai eksentrisitas yang terbesar ditentukan oleh persamaan (4.3). Dengan demikian maka nilai yang digunakan sebagai eksentrisitas desain adalah nilai  $XCM_1$  dan  $YCM_1$ .

### 4.1.1.3 Gaya Geser Tingkat

Besaran gaya geser dasar,  $V_1$  menurut analisa statik ekuivalen sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 6.1.2 adalah :

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t \quad (4.7)$$

dimana  $C_1$  adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental  $T_1$  dan R adalah faktor reduksi gempa, dimana dalam studi ini, nilai untuk struktur gedung *flat slab* tidak tercantum dalam Tabel 3 SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 4.3.4. Oleh karena itu, sesuai SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 4.3.6 nilai faktor daktilitas dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara – cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis *push – over*.

Namun, untuk mempermudah perhitungan baik dalam analisa beban gempa maupun analisa struktur keseluruhan, nilai faktor reduksi gempanya terlebih dahulu diasumsikan sebagai sistem struktur pemikul momen menengah,  $R = 5,5$ . Nilai tersebut akan dikoreksi dengan analisis *push – over* setelah didapat struktur gedung yang kuat dan aman sesuai dengan persyaratan yang berlaku. Sedangkan  $W_t$  adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai untuk gedung parkir.

Tabel 4.6 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-NFS3lt (kg-m)

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$w_i x h_i$	$\frac{w_i x h_i}{\Sigma w_i x h_i}$	$F_i x - y$	$V_i$
STORY3	9.00	4142272	37280452	0.4571	871511.70	871511.70
STORY2	6.00	4919872	29519234	0.36194	690080.87	1561592.57
STORY1	3.00	4919872	14759617	0.18097	345040.44	1906633.01
$\Sigma$		13982017	81559303	1.00		

Tabel 4.7 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-CFSSCS-1/2y-3lt (kg-m)

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$w_i x h_i$	$\frac{w_i x h_i}{\Sigma w_i x h_i}$	$F_i x - y$	$V_i$
STORY3	9.00	4164653	37481876	0.45731	876100.40	876100.40
STORY2	6.00	4942253	29653518	0.3618	693125.31	1569225.70
STORY1	3.00	4942253	14826759	0.1809	346562.65	1915788.36
$\Sigma$		14049159	81962153	1.00		

Tabel 4.8 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-CFSSCS-y-3lt (kg-m)

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{\Sigma wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY3	9.00	4207220	37864977	0.4577	884827.60	884827.60
STORY2	6.00	4984820	29908918	0.36153	698915.89	1583743.49
STORY1	3.00	4984820	14954459	0.18077	349457.95	1933201.44
$\Sigma$		14176859	82728355	1.00		

Sesuai pasal 6.1.4 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 27, pada puncak gedung tidak ada beban horizontal terpusat dalam arah pembebanan gempa karena ratio antara tinggi total struktur gedung dengan ukuran denahnya dalam arah pembebanan kurang dari 3,0. Pada gedung 3lt, ratio tinggi total struktur dengan ukuran denahnya sebesar  $\frac{9m}{72m} = 0,125$ .

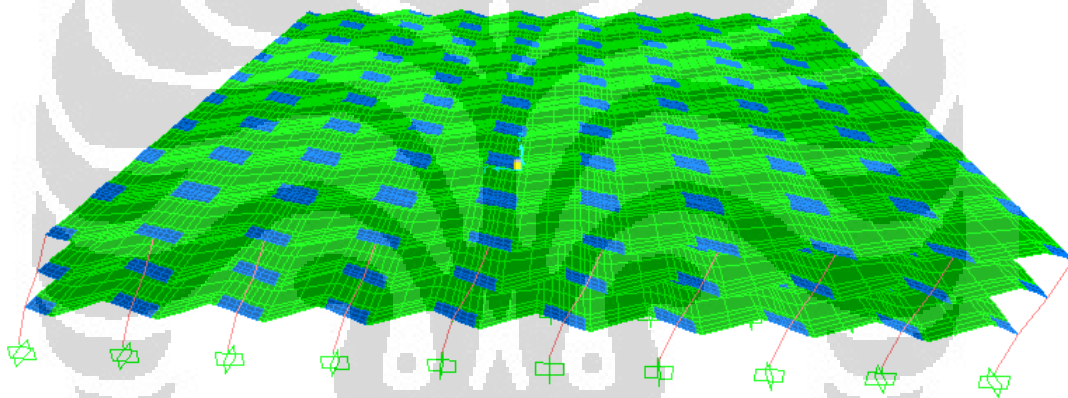
#### 4.1.1.4 Perbandingan dengan Hasil Analisa Dinamik

Untuk membandingkan hasil analisa statik ekuivalen, maka perlu dilakukan perbandingan dengan analisa dinamik. Analisa dinamik yang digunakan adalah analisa ragam spektrum respons, yakni dengan memberlakukan suatu spektrum respons gempa rencana pada suatu model *Finite Element* dari struktur dan kemudian ditentukan respons struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respons masing-masing ragamnya.

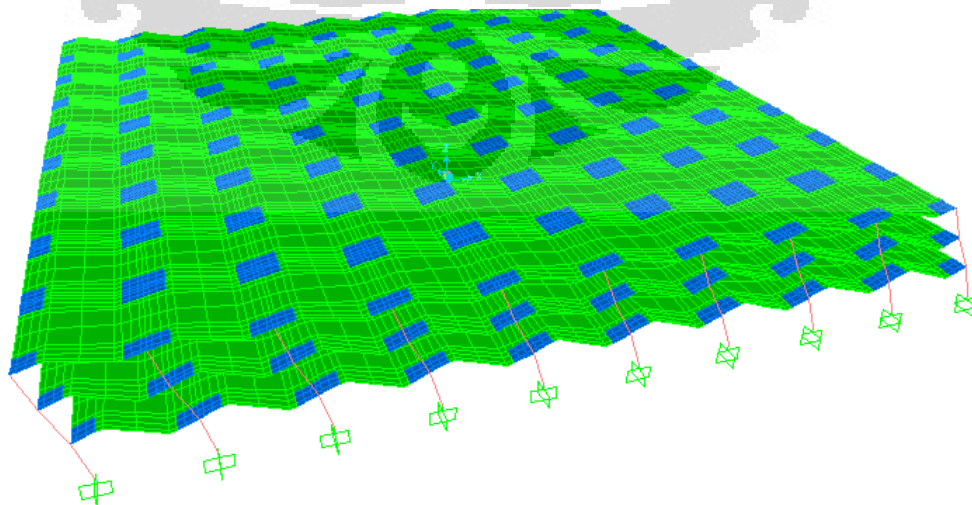
Jumlah ragam getar yang dapat diperoleh sebanyak  $6n$  ragam getar dengan  $n$  merupakan jumlah nodalnya. Sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.1 hal 29, pada dasarnya jumlah ragam yang ditinjau adalah sedemikian rupa sehingga sudah mengandung paling sedikit 90% dari energi gempa. Kombinasi respons dari semua ragam yang berperan dilakukan dengan metode *complete quadratic combination* (CQC) yaitu mengevaluasi respons total maksimal dari tiap ragam respons yang terbesar. Dalam analisa dinamik yang dilakukan, digunakan 12 pola ragam getar dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dapat dilihat pada Tabel berikut :

Tabel 4.9 Mass Participation Factor PB-NFS3It

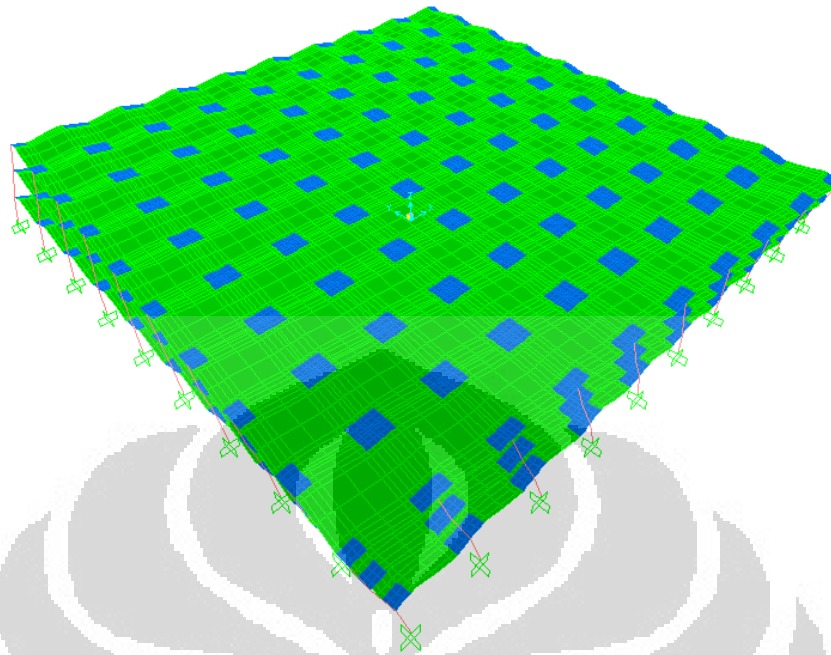
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.476965	0.001	80.400	0.001	80.400	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.476965	80.400	0.001	80.400	80.400	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.459034	0.000	0.000	80.400	80.400	79.600	79.600
MODAL	Mode	4	0.145653	0.000	0.000	80.400	80.400	0.000	79.600
MODAL	Mode	5	0.145653	0.000	0.000	80.400	80.400	0.000	79.600
MODAL	Mode	6	0.143234	0.000	0.124	80.400	80.500	0.000	79.600
MODAL	Mode	7	0.143234	0.124	0.000	80.500	80.500	0.000	79.600
MODAL	Mode	8	0.143198	0.000	11.500	80.500	92.000	0.000	79.600
MODAL	Mode	9	0.143198	11.500	0.000	92.000	92.000	0.000	79.600
MODAL	Mode	10	0.121006	1.500	0.000	93.500	92.000	0.000	79.600
MODAL	Mode	11	0.121006	0.000	1.500	93.500	93.500	0.000	79.600
MODAL	Mode	12	0.101165	0.000	0.000	93.500	93.500	0.000	79.600



Gambar 4.3 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFS3It



Gambar 4.4 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFS3It

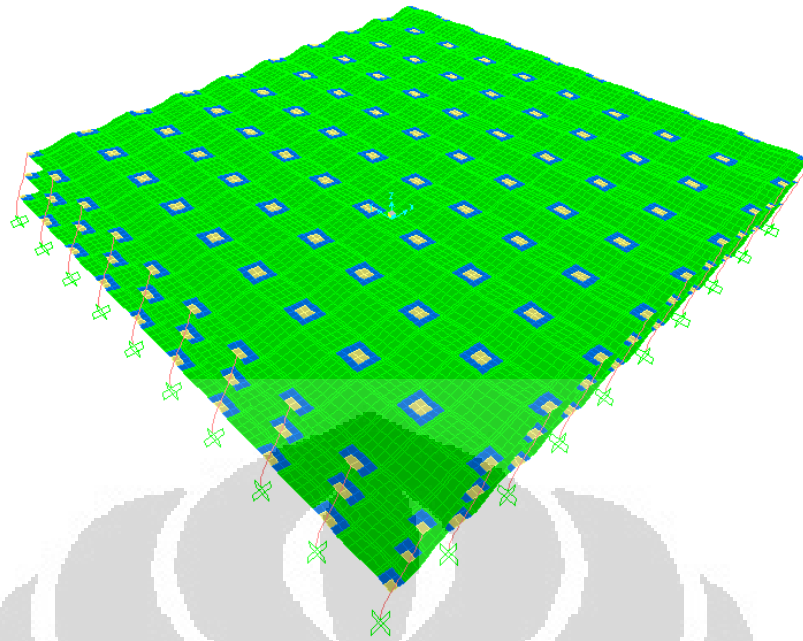


Gambar 4.5 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-NFS3lt

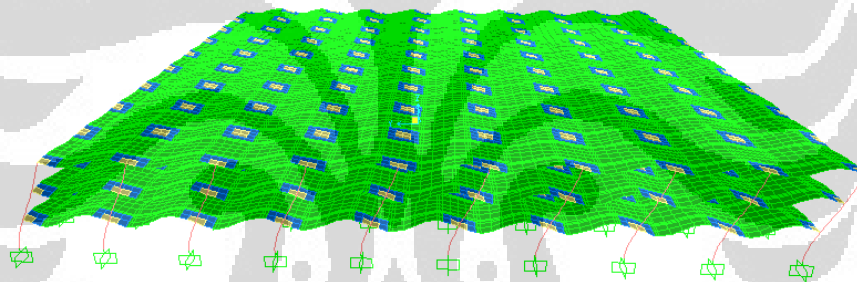
Dari Tabel 4.9, terlihat bahwa 90% massa untuk gedung PB-NFS3lt sudah tercakup dalam 9 modes pertama pada arah-x dan 8 modes pertama pada arah-y.

Tabel 4.10 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-1/2y-3lt

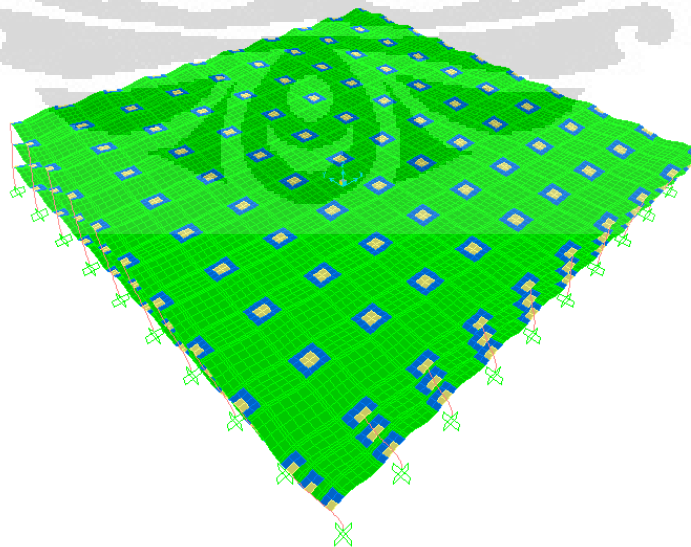
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.46383	80.700	0.000	80.700	0.000	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.46383	0.000	80.700	80.700	80.700	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.44589	0.000	0.000	80.700	80.700	79.900	79.900
MODAL	Mode	4	0.14154	12.400	0.000	93.100	80.700	0.000	79.900
MODAL	Mode	5	0.14154	0.000	12.400	93.100	93.100	0.000	79.900
MODAL	Mode	6	0.14099	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	79.900
MODAL	Mode	7	0.14099	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	79.900
MODAL	Mode	8	0.13839	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	79.900
MODAL	Mode	9	0.13839	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	79.900
MODAL	Mode	10	0.11717	1.100	0.000	94.200	93.100	0.000	79.900
MODAL	Mode	11	0.11717	0.000	1.100	94.200	94.200	0.000	79.900
MODAL	Mode	12	0.10631	0.000	0.000	94.200	94.200	0.000	79.900



Gambar 4.6 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-3lt$



Gambar 4.7 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-3lt$



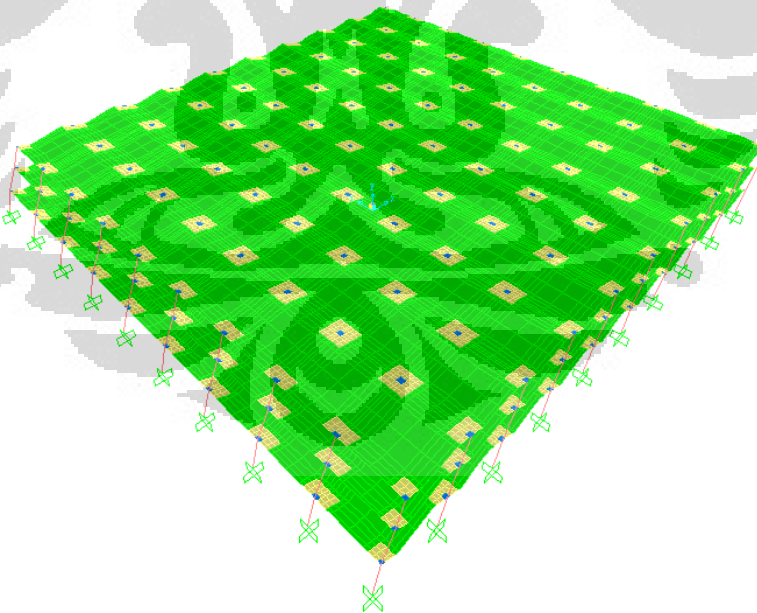
Gambar 4.8 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-3lt$



Dari Tabel 4.10, terlihat bahwa 90% masaa untuk gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt sudah tercakup dalam 4 modes pertama pada arah-x dan 5 modes pertama pada arah-y.

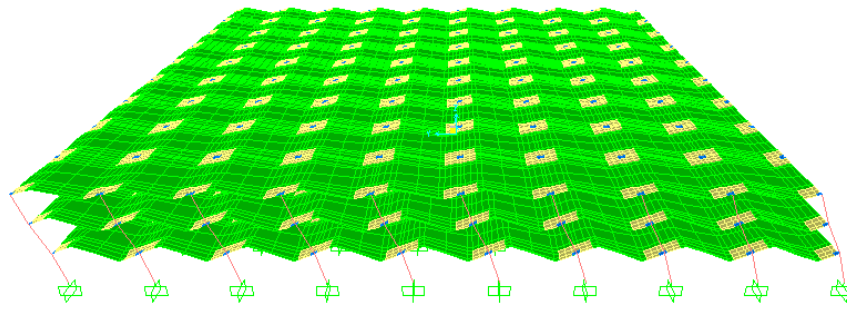
Tabel 4.11 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-y-3lt

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.45559	80.900	0.000	80.900	0.000	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.45559	0.000	80.900	80.900	80.900	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.43789	0.000	0.000	80.900	80.900	80.100	80.100
MODAL	Mode	4	0.14051	12.200	0.000	93.100	80.900	0.000	80.100
MODAL	Mode	5	0.14051	0.000	12.200	93.100	93.100	0.000	80.100
MODAL	Mode	6	0.13817	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	80.100
MODAL	Mode	7	0.13817	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	80.100
MODAL	Mode	8	0.13543	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	80.100
MODAL	Mode	9	0.13543	0.000	0.000	93.100	93.100	0.000	80.100
MODAL	Mode	10	0.11230	2.000	0.000	95.100	93.100	0.000	80.100
MODAL	Mode	11	0.11230	0.000	2.000	95.100	95.100	0.000	80.100
MODAL	Mode	12	0.10004	0.000	0.000	95.100	95.100	0.000	80.100

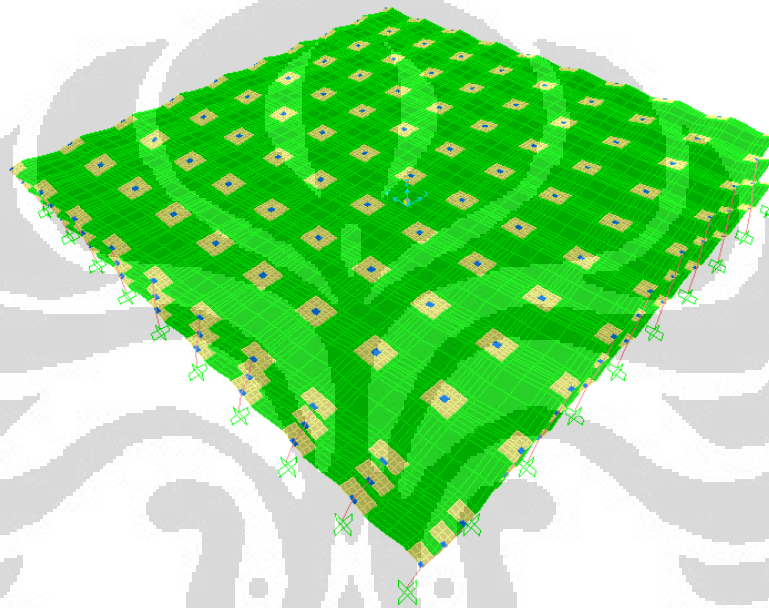


Gambar 4.9 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS-y-3lt





Gambar 4.10 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS-y-3lt



Gambar 4.11 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS-y-3lt

Dari Tabel 4.11, terlihat bahwa 90% massa untuk gedung PB-CFSSCS-y-3lt sudah tercakup dalam 4 modes pertama pada arah-x dan 5 modes pertama pada arah-y.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, dalam analisa dinamik yang dilakukan ini, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus nya, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel di bawah ini (*satuan kg-m*) :

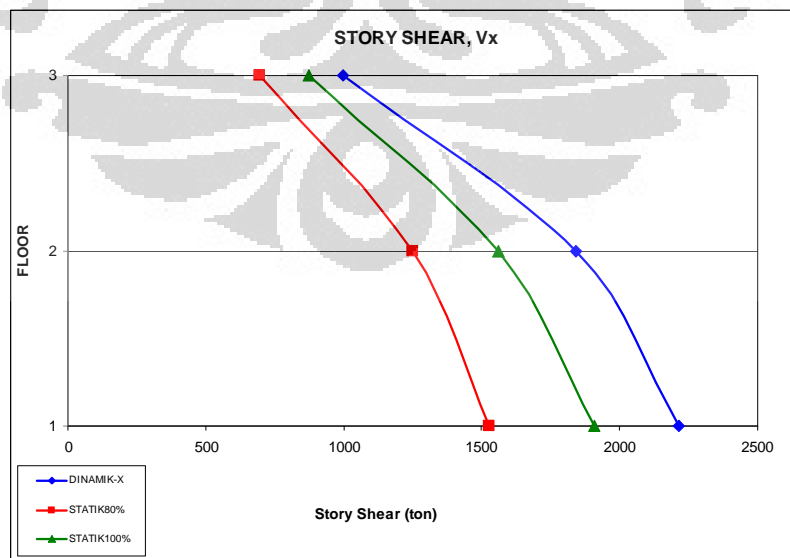
Tabel 4.12 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFS3lt

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T
STORY3	RSX	0	999505.20	0.02	0.38	4452972.71	3598219
STORY2	RSX	0	1842747.21	0.05	0.90	8209765.25	6633890
STORY1	RSX	0.87	2215742.96	0.09	1.56	9871527.38	7976675

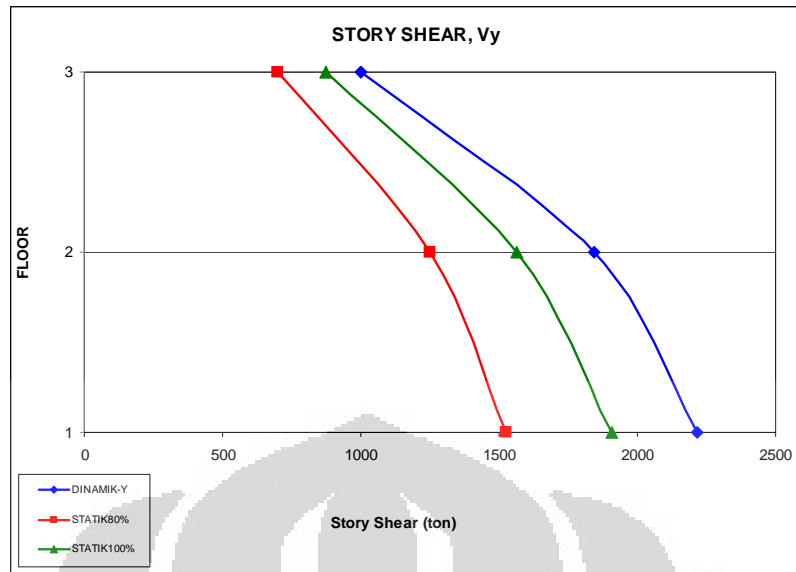
Tabel 4.13 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFS3lt

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T
STORY3	RSY	0	0.03	999505.24	4452973.45	0.59	3598219
STORY2	RSY	0	0.06	1842747.30	8209766.61	1.39	6633890
STORY1	RSY	1.02	0.11	2215743.06	9871529.02	2.41	7976675

Terlihat pada Tabel 4.12 dan Tabel 4.13, untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih konservatif, maka analisa tidak perlu dihitung ulang dengan memperhitungkan faktor skala  $0,8V_{st}/V_x$  (untuk gempa arah-x) dan  $0,8V_{st}/V_y$  (untuk gempa arah-y) karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik lebih besar dari 80% hasil analisa statik. Distribusi gaya geser tingkat dari hasil analisa dinamik dan statik ekuivalen digambarkan dalam satu grafik.



Gambar 4.12 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFS3lt



Gambar 4.13 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFS3lt

Sedangkan dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel di bawah ini (*satuan kg-m*) :

Tabel 4.14 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt

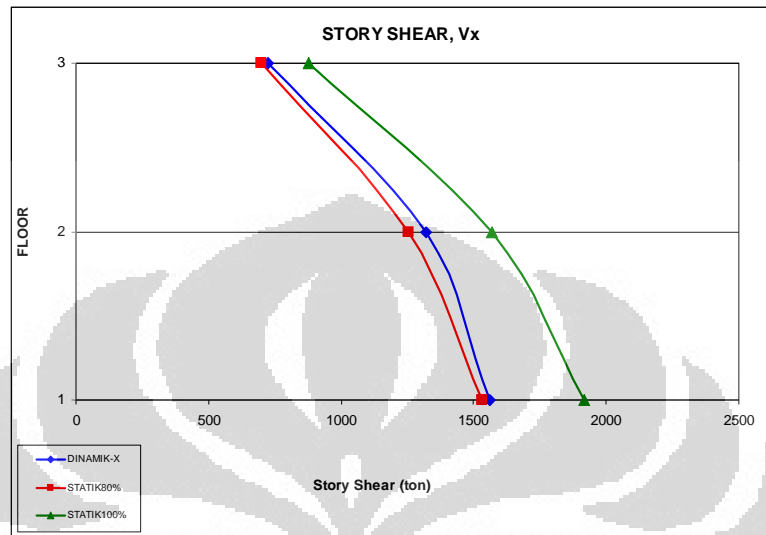
Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T
STORY3	RSX	0	724905.77	0.01	0.11	4657565.70	2609661
STORY2	RSX	0	1322159.46	0.09	0.90	8494958.60	4759774
STORY1	RSX	0.83	1559748.69	0.17	1.79	10021484.54	5615095

Tabel 4.15 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt

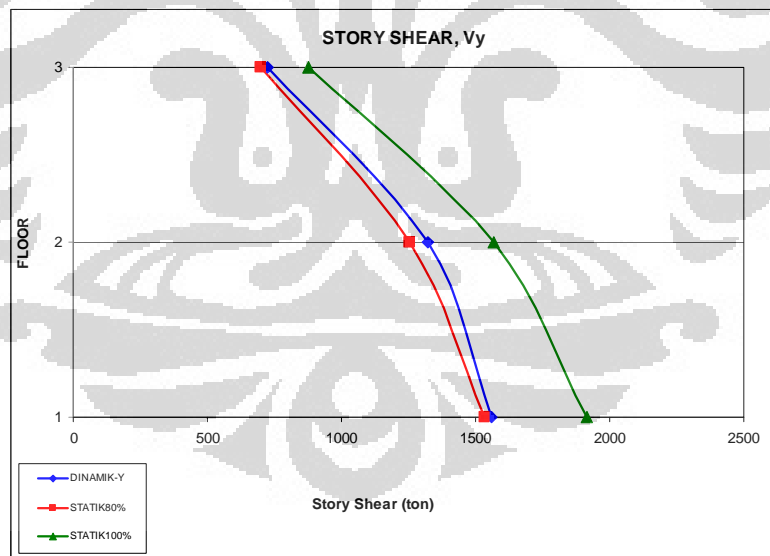
Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T
STORY3	RSY	0	0.01	724905.75	4657566.42	0.14	2609661
STORY2	RSY	0	0.06	1322159.41	8494959.91	1.21	4759774
STORY1	RSY	0.76	0.12	1559748.64	10021486.09	2.40	5615095

Terlihat pada Tabel 4.14 dan Tabel 4.15, untuk mendapatkan untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih konservatif, maka analisa perlu dihitung ulang dengan memperhitungkan faktor skala  $0,8V_{st}/V_x$  (untuk gempa arah-x) dan  $0,8V_{st}/V_y$  (untuk gempa arah-y) karena

dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik lebih besar dari 80% hasil analisa statik. Distribusi gaya geser tingkat dari hasil analisa dinamik dan statik ekuivalen digambarkan dalam satu grafik.



Gambar 4.14 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt



Gambar 4.15 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Sedangkan dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung PB-CFSSCS-y-3lt, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel di bawah ini (satuan kg-m) :

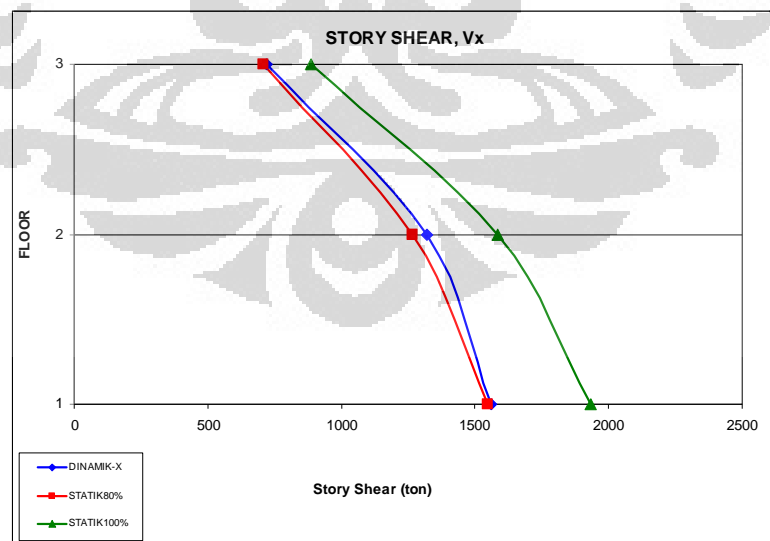
Tabel 4.16 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-y-3lt

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T
STORY3	RSX	0	721855.12	0.01	0.09	4637965.07	2598678
STORY2	RSX	0	1319791.25	0.08	0.89	8479742.73	4751248
STORY1	RSX	0.83	1559748.69	0.17	1.79	10021484.54	5615095

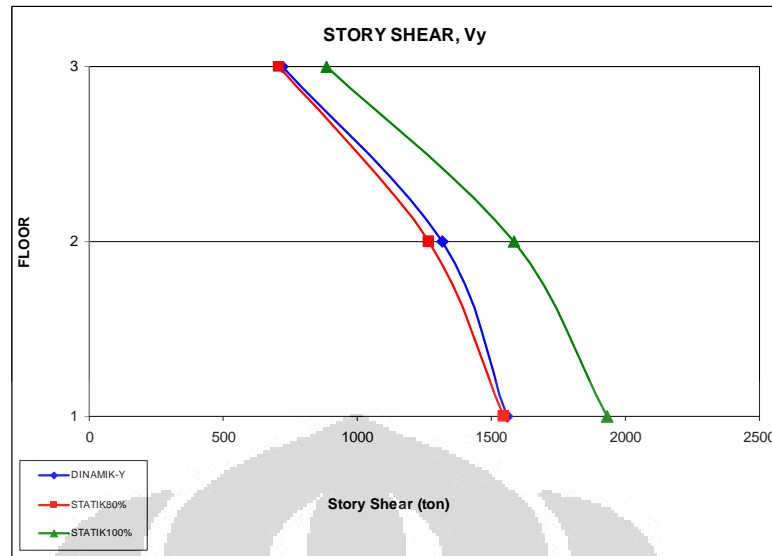
Tabel 4.17 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-y-3lt

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T
STORY3	RSY	0	0.01	721855.10	4637965.79	0.12	2598678
STORY2	RSY	0	0.06	1319791.21	8479744.04	1.20	4751248
STORY1	RSY	0.76	0.12	1559748.64	10021486.09	2.40	5615095

Terlihat pada Tabel 4.16 dan Tabel 4.17, untuk mendapatkan untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih konservatif, maka analisa perlu dihitung ulang dengan memperhitungkan faktor skala  $0,8V_{st}/V_x$  (untuk gempa arah-x) dan  $0,8V_{st}/V_y$  (untuk gempa arah-y) karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik lebih besar dari 80% hasil analisa statik. Distribusi gaya geser tingkat dari hasil analisa dinamik dan statik ekuivalen digambarkan dalam satu grafik.



Gambar 4.16 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-3lt



Gambar 4.17 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-y-3lt

#### 4.1.1.5 Analisa $T_{Rayleigh}$

Sesuai pasal 6.2.2 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, nilai  $T_1$  tidak boleh menyimpang lebih dari 20% hasil  $T_{Rayleigh}$ . Rumusan  $T_{Rayleigh}$  sesuai pasal 6.2.1 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, sebagai berikut :

$$T_{Rayleigh} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \quad (4.8)$$

dimana  $w_i$  = berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai untuk gedung parkir (kgf)

$F_i$  = beban gempa nominal statik ekuivalen pada pusat massa lantai tingkat ke-i (kgf)

$d_i$  = simpangan horizontal lantai tingkat ke-i (mm)

$g$  = percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det<sup>2</sup>

Tabel 4.18 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-NFS3lt arah-x

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i \times$ (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY3	9	4142272	871512	10.460	453199132	9115876
STORY2	6	4919872	690081	7.233	257358935	4991059
STORY1	3	4919872	345040	2.869	40487567.3	989814.7
$\Sigma$					751045634	15096750

Tabel 4.19 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-NFS3lt arah-y

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i$ y (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY3	9	4142272	871512	10.460	453199132	9115876
STORY2	6	4919872	690081	7.233	257358935	4991059
STORY1	3	4919872	345040	2.869	40487567.3	989814.7
$\Sigma$					751045634	15096750

Pada Tabel 4.18 dan Tabel 4.19, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-NFS3lt memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-NFS3lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{751045634}{9810.15096750}} = 0,449 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-NFS3lt = 0,449 – 20% . 0,449 = 0,359 detik. *Output* SAP2000 v.14.2 menunjukkan bahwa pada mode ke-1 waktu getar gedung PB-NFS3lt sebesar 0,476965 detik. Nilai  $T_{1SAP\ 2000}$  = 0,476 detik >  $T_{Rayleigh}$  = 0,359 detik tapi nilai  $T_{1SAP\ 2000}$  = 0,476965 detik <  $T_{pembatasan}$  = 0,540 detik, maka nilai  $T_1$  hasil yang dihitung SAP2000 tersebut memenuhi ketentuan pasal 5.6 & pasal 6.2 SNI 03 – 1726 – 2002 sehingga diharapkan perilaku lentur struktur gedung PB-NFS3lt dapat dihindari.

Tabel 4.20 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt arah-x

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i$ x (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY3	9	4164653	876100	9.821	401700891	8604306
STORY2	6	4942253	693125	6.856	232332878	4752308
STORY1	3	4942253	346563	2.753	37464999	954184
$\Sigma$					671498768	14310799

Tabel 4.21 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt arah-y

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i$ y (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY3	9	4164653	876100	9.821	401700891	8604306
STORY2	6	4942253	693125	6.856	232332878	4752308

STORY1	3	4942253	346563	2.753	37464999	954184
		$\Sigma$			671498768	14310799

Pada Tabel 4.20 dan Tabel 4.21, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-CFSSCS-1/2y-3lt serta penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah sebagian drop panel) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-CFSSCS-1/2y-3lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{671498768}{9810 \cdot 14310799}} = 0,436 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt = 0,436 – 20% . 0,436 = 0,347 detik. *Output* SAP2000 v.14.2 menunjukkan bahwa pada mode ke-1 waktu getar gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt sebesar 0,463831 detik. Nilai  $T_{SAP\ 2000} = 0,463831 \text{ detik} > T_{Rayleigh} = 0,347 \text{ detik}$  tapi nilai  $T_{SAP\ 2000} = 0,463831 \text{ detik} < T_{pembatasan} = 0,540 \text{ detik}$ , maka nilai  $T_1$  hasil yang dihitung SAP2000 tersebut memenuhi ketentuan pasal 5.6 & pasal 6.2 SNI 03 – 1726 – 2002 sehingga diharapkan perilaku lentur struktur gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah sebagian drop panel) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.

Tabel 4.22 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-y-3lt arah-x

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	Fi x (kgf)	di (mm)	wi . di <sup>2</sup> (kgf mm <sup>2</sup> )	Fi . di (kgf mm)
STORY3	9	4207220	884828	9.434	374459451	8347635
STORY2	6	4984820	698916	6.628	218992312	4632491
STORY1	3	4984820	349458	2.685	35936151	938288
		$\Sigma$			629387915	13918414



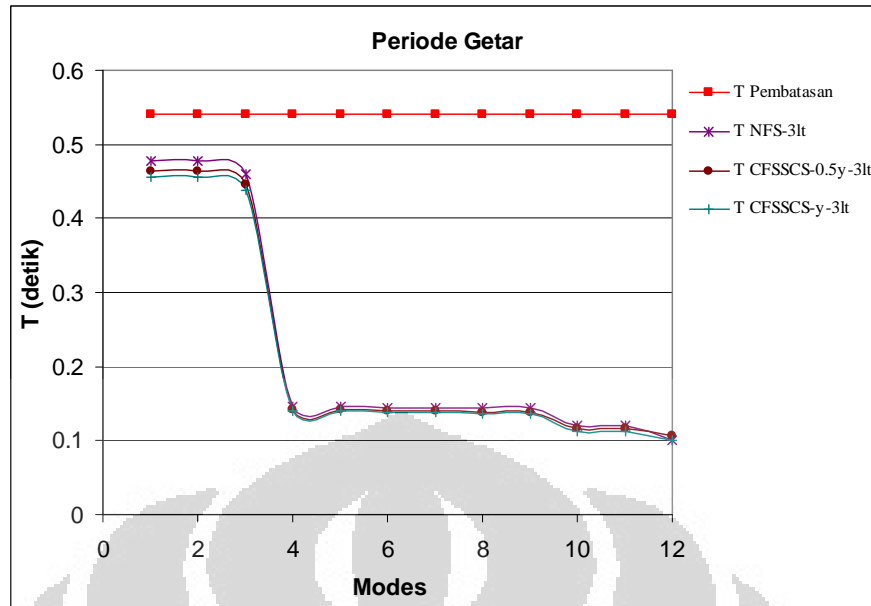
Tabel 4.23 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-y-3lt arah-y

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	Fi x (kgf)	di (mm)	wi . di <sup>2</sup> (kgf mm <sup>2</sup> )	Fi . di (kgf mm)
STORY3	9	4207220	884828	9.434	374459451	8347635
STORY2	6	4984820	698916	6.628	218992312	4632491
STORY1	3	4984820	349458	2.685	35936151	938288
$\Sigma$					629387915	13918414

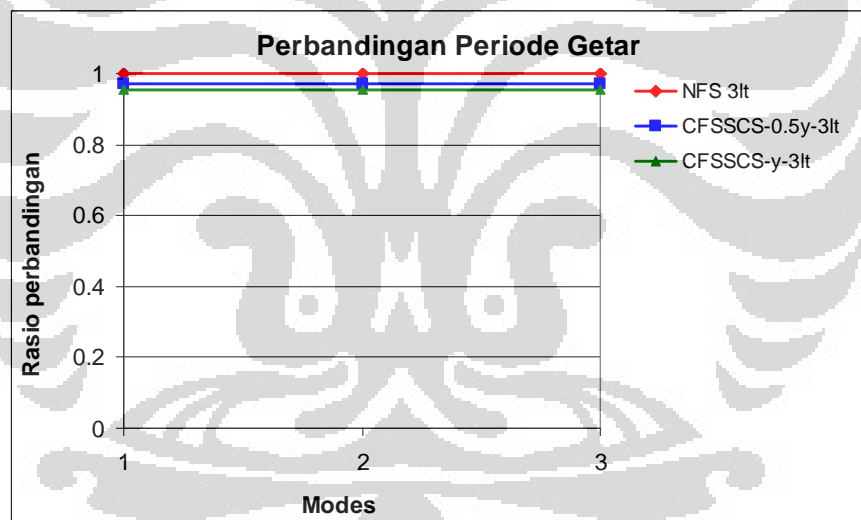
Pada Tabel 4.22 dan Tabel 4.23, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-CFSSCS-y-3lt serta penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (pada seluruh daerah drop panel) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-CFSSCS-y-3lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{629387915}{9810 \cdot 13918414}} = 0,428 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-CFSSCS-y-3lt = 0,428 – 20% . 0,428 = 0,342 detik. *Output* SAP2000 v.14.2 menunjukkan bahwa pada mode ke-1 waktu getar gedung PB-CFSSCS-y-3lt sebesar 0,455591 detik. Nilai  $T_{1SAP\ 2000} = 0,455591 \text{ detik} > T_{Rayleigh} = 0,342 \text{ detik}$  tapi nilai  $T_{1SAP\ 2000} = 0,455591 \text{ detik} < T_{pembatasan} = 0,540 \text{ detik}$ , maka nilai  $T_1$  hasil yang dihitung SAP2000 tersebut memenuhi ketentuan pasal 5.6 & pasal 6.2 SNI 03 – 1726 – 2002 sehingga diharapkan perilaku lentur struktur gedung PB-CFSSCS-y-3lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (pada seluruh daerah drop panel) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-CFSSCS-y-3lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.



Gambar 4.18 Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 3lt



Gambar 4.19 Grafik Rasio Perbandingan Periode Getar gedung 3lt

Pada Gambar 4.18-4.19, terlihat bahwa massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus memberi pengaruh terhadap periode getar gedung secara keseluruhan. Periode getar atau waktu getar struktur adalah waktu yang diperlukan oleh struktur untuk melakukan suatu goyangan lengkap. Suatu periode getar biasanya mempunyai sejumlah periode getar, dimana periode getar yang terpanjang dengan partisipasi massa yang besar

disebut sebagai periode getar dasar atau periode getar alami (*fundamental period*). Secara sistematis periode getar adalah :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (4.9)$$

Pada persamaan (4.9) terlihat bahwa periode getar sangat bergantung pada massa ( $m$ ) dan kekakuan struktur ( $k$ ). Pada Gambar 4.18-4.19, periode getar semakin kecil merupakan indikasi awal meningkatnya kekakuan dari struktur tersebut. Kekakuan meningkat karena berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dan lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* semakin besar walaupun akibat pemasangan tersebut, ada penambahan massa tiap lantai. Penambahan massa tiap lantai tersebut, ternyata tidak terlalu signifikan untuk memperpanjang periode getar.

Besarnya persentase penurunan periode getar pada pola ragam getar pertama (*modes 1*) akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom adalah 2,75%. Sedangkan besarnya persentase penurunan periode getar pada pola ragam getar pertama (*modes 1*) akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 4,48% bila dibandingkan dengan gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-3lt). Selain itu, pada Gambar 4.18, terlihat bahwa pada pola ragam getar pertama untuk masing-masing gedung, periode getarnya memenuhi syarat pembatasan periode getar sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 hal 26.

#### 4.1.1.6 Displacement Pusat Massa dan Simpangan antar Tingkat

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai ditentukan sebagai simpangan horisontal titik tersebut relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai di bawahnya. Hasil *displacement* pada pusat massa struktur dan nilai simpangan antar lantai diperoleh setelah dilakukan analisis struktur untuk beban gempa rencana. Tabel di bawah ini menunjukkan nilai *displacement* struktur pada setiap pusat massa lantainya dan nilai simpangan antar lantai untuk beban gempa arah-x dan arah-y dengan satuan

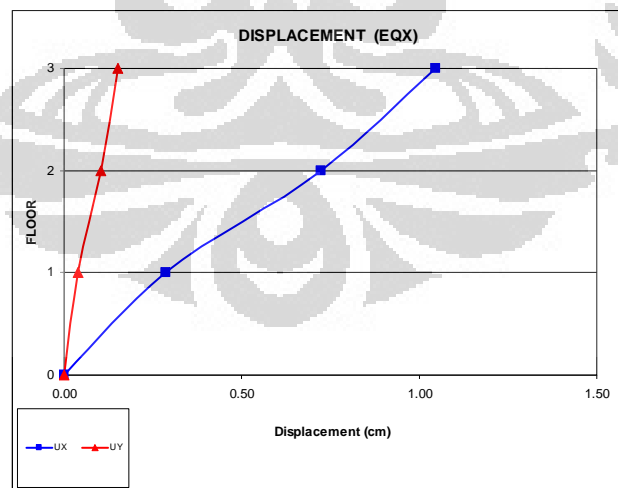
centimeter baik gedung parkir 3 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 3 lantai dengan pendetailan khusus. Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelepasan baja tulangan dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi faktor skala.

Tabel 4.24 Displacement titik terluar gedung PB-NFS3lt akibat gempa arah-x (cm)

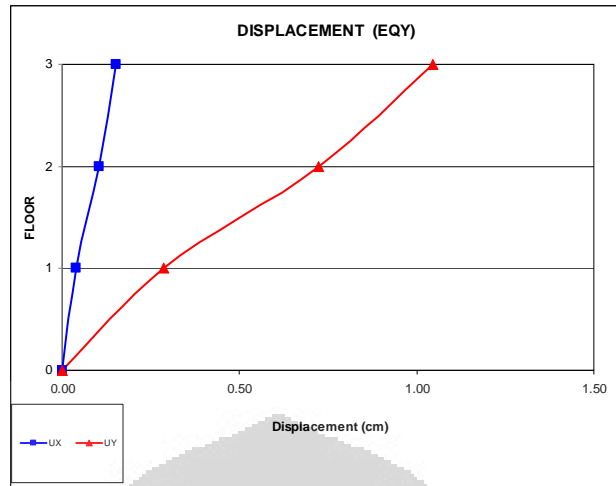
Story	Load	UX	UY
STORY3	EQX	1.046	0.150
STORY2	EQX	0.723	0.102
STORY1	EQX	0.287	0.040

Tabel 4.25 Displacement titik terluar gedung PB-NFS3lt akibat gempa arah-y (cm)

Story	Load	UX	UY
STORY3	EQY	0.150	1.046
STORY2	EQY	0.102	0.723
STORY1	EQY	0.040	0.287



Gambar 4.20 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-NFS3lt



Gambar 4.21 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-NFS3lt

Tabel berikut menunjukkan rasio *inter story-drift* (simpangan antar tingkat) yang didapat dari beban gempa arah-x dan arah-y pada gedung PB-NFS3lt.

Tabel 4.26 Rasio inter story drift-x gedung PB-NFS3lt

Story	Load	UX	Drift-X
STORY3	EQX	1.046	0.00108
STORY2	EQX	0.723	0.00145
STORY1	EQX	0.287	0.00096

Tabel 4.27 Rasio inter story drift-y gedung PB-NFS3lt

Story	Load	UY	Drift-Y
STORY3	EQY	1.046	0.00108
STORY2	EQY	0.723	0.00145
STORY1	EQY	0.287	0.00096

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa pada gedung PB-NFS3lt, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi di lantai 2. Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana pelelehan baja tulangan, peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 hal 31, harus memenuhi syarat:

$$\Delta_i < \frac{0,03}{R} \times h_i \text{ dan } \Delta_i < 30 \text{ mm} \quad (4.10)$$

dimana  $R$  = faktor reduksi gempa

$h_i$  = tinggi tingkat yang bersangkutan.

Untuk ketinggian tingkat yang minimum (3000 mm, lantai tipikal), maka batas simpangan antartingkat :

- $\Delta_i < \frac{0,03}{5,5} \times 3000 \rightarrow \Delta_i < 16 \text{ mm}$
- $\Delta_2 = 0,00145 \times 3000 = 4,36 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.28 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-NFS3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift $\Delta_s$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	10.46	10.46	3.23	3.23	16	OK	OK
2	6	3	7.23	7.23	4.36	4.36	16	OK	OK
1	3	3	2.87	2.87	2.87	2.87	16	OK	OK

Disamping kinerja batas layan tersebut, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.1 hal 31, harus pula memenuhi syarat :

- $\Delta_i < 0,02 \times h_i$ , untuk  $h_i = 3000 \text{ mm}$ , maka  $\Delta_i \leq 60 \text{ mm}$
- $\Delta_i = (\text{drift max}) \times \zeta \times h_i$ , dengan  $\zeta = 0,7 \times R = 0,7 \times 5,5 = 3,85$   
 $\Delta_2 = 0,00145 \times 3,85 \times 3000 = 16,80 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.29 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-NFS3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift $\Delta_s$ (mm)		Drift $\Delta_m$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	3.23	3.23	12.42	12.42	60	OK	OK
2	6	3	4.36	4.36	16.80	16.80	60	OK	OK
1	3	3	2.87	2.87	11.04	11.04	60	OK	OK

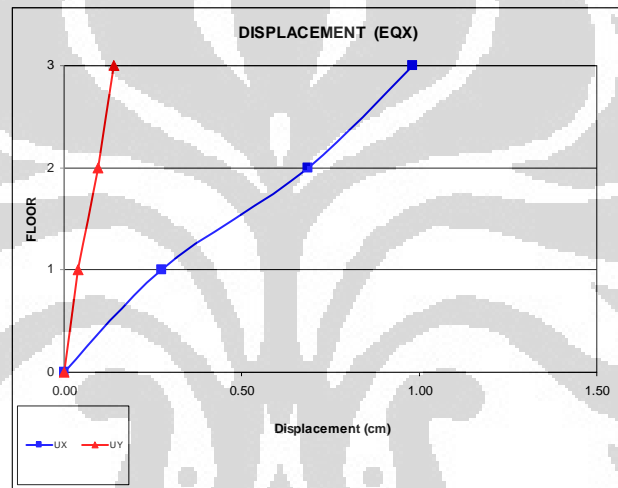
Sedangkan Tabel berikut menunjukkan *displacement* serta rasio *inter story-drift* (simpangan antar tingkat) akibat gempa arah-x dan gempa arah-y, dan grafik *displacement* akibat gempa arah-x dan gempa arah-y pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt.

Tabel 4.30 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt akibat gempa arah-x (cm)

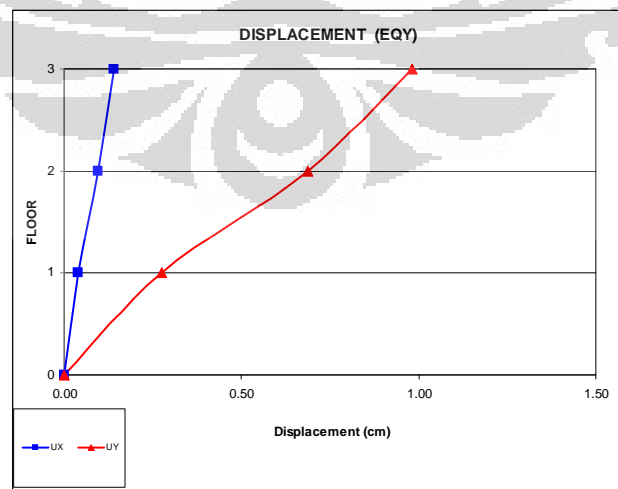
Story	Load	UX	UY
STORY3	EQX	0.982	0.141
STORY2	EQX	0.686	0.096
STORY1	EQX	0.275	0.038

Tabel 4.31 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt akibat gempa arah-y (cm)

Story	Load	UX	UY
STORY3	EQY	0.141	0.982
STORY2	EQY	0.096	0.686
STORY1	EQY	0.038	0.275



Gambar 4.22 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt



Gambar 4.23 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Tabel 4.32 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Story	Load	UX	Drift-X
STORY3	EQX	0.982	0.00099
STORY2	EQX	0.686	0.00137
STORY1	EQX	0.275	0.00092

Tabel 4.33 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Story	Load	UY	Drift-Y
STORY3	EQY	0.982	0.00099
STORY2	EQY	0.686	0.00137
STORY1	EQY	0.275	0.00092

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi di lantai 2. Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana pelelehan baja tulangan, peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 hal 31, harus memenuhi syarat. Untuk ketinggian tingkat yang minimum (3000 mm, lantai tipikal), maka batas simpangan antartingkat :

- $\Delta_i < \frac{0,03}{5,5} \times 3000 \Rightarrow \Delta_i < 16 \text{ mm}$
- $\Delta_2 = 0,00137 \times 3000 = 4,10 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow (\text{OK !})$

Tabel 4.34 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift $\Delta_s$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	9.82	9.82	2.96	2.96	16	OK	OK
2	6	3	6.86	6.86	4.10	4.10	16	OK	OK
1	3	3	2.75	2.75	2.75	2.75	16	OK	OK

Disamping kinerja batas layan tersebut, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.1 hal 31, harus pula memenuhi syarat :

- $\Delta_i < 0,02 \times h_i$ , untuk  $h_i = 3000 \text{ mm}$ , maka  $\Delta_i \leq 60 \text{ mm}$
- $\Delta_i = (\text{drift max}) \times \zeta \times h_i$ , dengan  $\zeta = 0,7 \times R = 0,7 \times 5,5 = 3,85$



$$\Delta_2 = 0,00137 \times 3,85 \times 3000 = 15,80 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$$

Tabel 4.35 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift $\Delta_s$ (mm)		Drift $\Delta_m$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	2.96	2.96	11.41	11.41	60	OK	OK
2	6	3	4.10	4.10	15.80	15.80	60	OK	OK
1	3	3	2.75	2.75	10.60	10.60	60	OK	OK

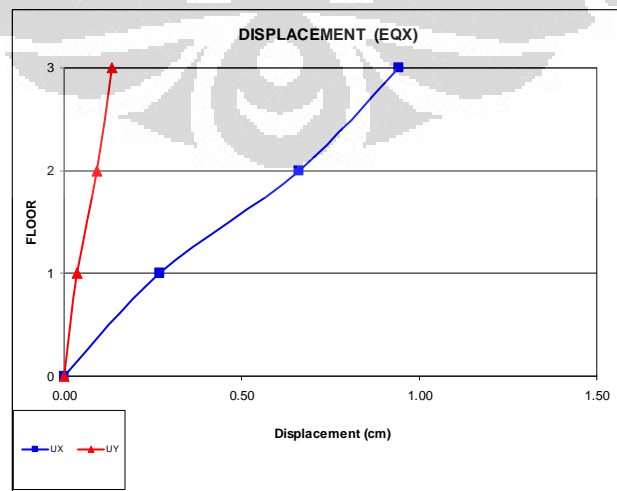
Sedangkan Tabel berikut menunjukkan *displacement* serta rasio *inter story-drift* (simpangan antar tingkat) akibat gempa arah-x dan gempa arah-y, dan grafik *displacement* akibat gempa arah-x dan gempa arah-y pada gedung PB-CFSSCS-y-3lt.

Tabel 4.36 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-3lt akibat gempa arah-x (cm)

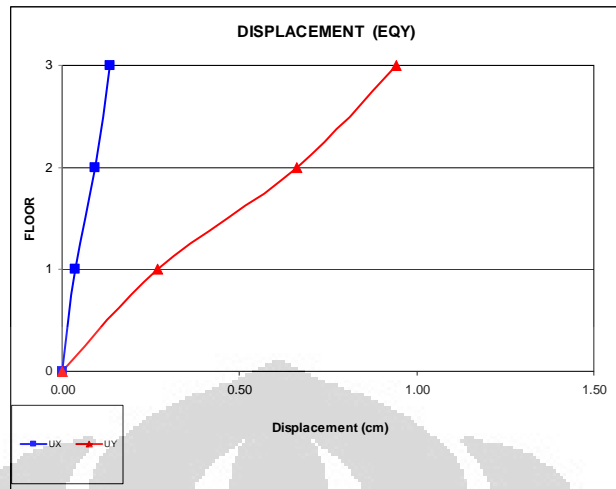
Story	Load	UX	UY
STORY3	EQX	0.943	0.135
STORY2	EQX	0.663	0.093
STORY1	EQX	0.268	0.037

Tabel 4.37 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-3lt akibat gempa arah-y (cm)

Story	Load	UX	UY
STORY3	EQY	0.135	0.943
STORY2	EQY	0.093	0.663
STORY1	EQY	0.037	0.268



Gambar 4.24 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-y-3lt



Gambar 4.25 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-y-3lt

Tabel 4.38 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Story	Load	UX	Drift-X
STORY3	EQX	0.943	0.00094
STORY2	EQX	0.663	0.00131
STORY1	EQX	0.268	0.00089

Tabel 4.39 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Story	Load	UY	Drift-Y
STORY3	EQY	0.943	0.00094
STORY2	EQY	0.663	0.00131
STORY1	EQY	0.268	0.00089

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa pada gedung PB-CFSSCS-y-3lt, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi di lantai 2. Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana pelelehan baja tulangan, peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 hal 31, harus memenuhi syarat. Untuk ketinggian tingkat yang minimum (3000 mm, lantai tipikal), maka batas simpangan antartingkat :

- $\Delta_i < \frac{0,03}{5,5} \times 3000 \rightarrow \Delta_i < 16 \text{ mm}$
- $\Delta_2 = 0,00131 \times 3000 = 3,94 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.40 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift $\Delta_s$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	9.43	9.43	2.81	2.81	16	OK	OK
2	6	3	6.63	6.63	3.94	3.94	16	OK	OK
1	3	3	2.68	2.68	2.68	2.68	16	OK	OK

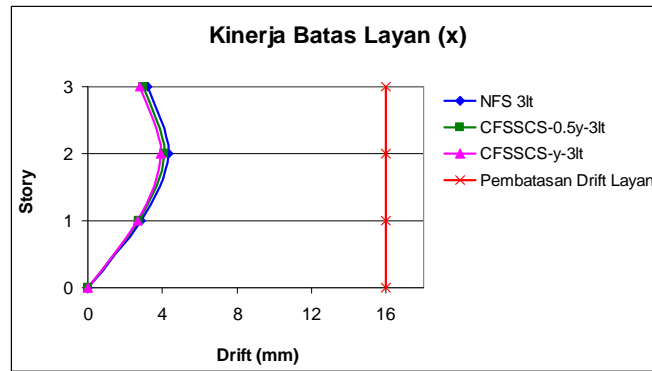
Disamping kinerja batas layan tersebut, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.1 hal 31, harus pula memenuhi syarat :

- $\Delta_i < 0,02 \times h_i$ , untuk  $h_i = 3000$  mm, maka  $\Delta_i \leq 60$  mm
- $\Delta_i = (\text{drift max}) \times \zeta \times h_i$ , dengan  $\zeta = 0,7 \times R = 0,7 \times 5,5 = 3,85$   
 $\Delta_2 = 0,00131 \times 3,85 \times 3000 = 15,18$  mm  $\leq 60$  mm  $\rightarrow$  **(OK !)**

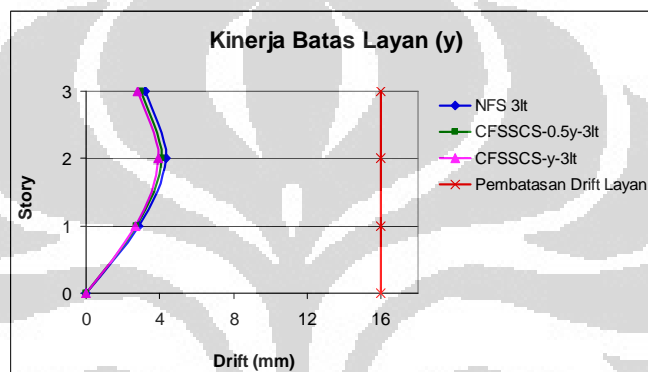
Tabel 4.41 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift $\Delta_s$ (mm)		Drift $\Delta_m$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	2.81	2.81	10.80	10.80	60	OK	OK
2	6	3	3.94	3.94	15.18	15.18	60	OK	OK
1	3	3	2.68	2.68	10.34	10.34	60	OK	OK

Dari hasil analisa kinerja batas layan maupun kinerja batas ultimit, menunjukkan bahwa penambahan 2 lapis pelat baja sebagai material pendetailan khusus yang memang bagian dari desain awal dalam perencanaan bangunan tingkat rendah tahan gempa serta penempatan yang teratur (hanya pada daerah sebagian drop panel) pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt dan PB-CFSSCS-y-3lt memberi pengaruh terhadap kinerja struktur secara keseluruhan bila dibandingkan dengan gedung PB-NFS3lt yang memiliki keseragaman dan keteraturan yang sama dengan gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt dan PB-CFSSCS-y-3lt baik secara horizontal maupun vertikal. Hal ini disebabkan karena aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt dan PB-CFSSCS-y-3lt.

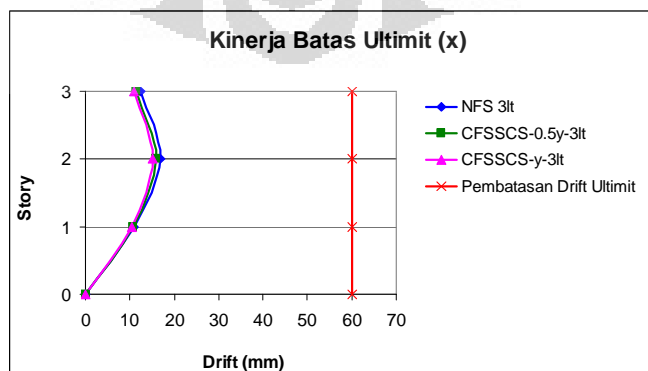


Gambar 4.26 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x gedung 3lt

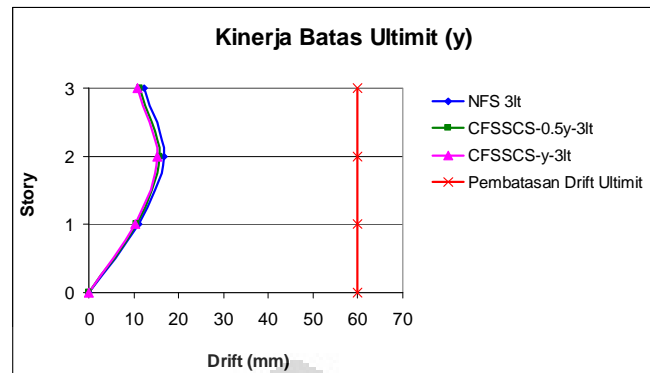


Gambar 4.27 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-y gedung 3lt

Pada Gambar 4.26-4.27, *drift* yang terjadi pada gedung 3 lantai, baik gedung tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus, masih memenuhi syarat kinerja batas layan untuk masing-masing arah pembebanan gempa. Kinerja batas layan struktur gedung tersebut diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2 hal 31.



Gambar 4.28 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x gedung 3lt



Gambar 4.29 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-y gedung 3lt

Sedangkan pada Gambar 4.28-4.29, *drift* yang terjadi pada gedung 3 lantai, baik gedung tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus, masih memenuhi syarat kinerja batas ultimit untuk masing-masing arah pembebanan gempa. Kinerja batas ultimit struktur gedung tersebut diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 8.2.2 hal 31.

#### 4.1.2 Hasil Analisa Struktur

Analisa struktur *flat slab* pada gedung 3 lantai menggunakan metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*) sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 15.7. Metode portal ekuivalen tersebut terdiri dari portal jalur kolom ekterior (*edge*), portal jalur kolom interior, dan jalur tengah. Tabel berikut menunjukkan gaya dalam maksimum pelat lantai hasil analisa struktur masing – masing portal tersebut.

##### 4.1.2.1 Hasil Analisa Struktur Pelat Lantai Gedung PB-NFS3lt

Tabel 4.42 Gaya dalam maksimum pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFS3lt

Lt Atap	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
		Edge Column Strip	As A	7351.75	5864.48	11049.60
			As 1	4487.18	5864.48	2304.41
		Interior Column Strip	As M	9054.86	1322.15	12486.28
			As 13	7607.97	1322.15	496.51
		Middle Strip	As A-D	1752.54	113.77	942.59
			As 1-4	1761.29	113.77	1353.34
Lt Atap	Direction-y	Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
		Edge Column Strip	As A	4487.18	5864.48	1422.24

		As 1	7351.75	5864.48	11049.60	
		As M	7607.97	1322.15	2102.30	
		As 13	9054.86	1322.15	12486.28	
		As A-D	1761.29	113.77	1353.34	
		As 1-4	1752.54	113.77	942.59	
Lt Tipikal	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
		Edge Column Strip	As A	12088.01	10020.85	16393.97
			As 1	7560.84	10020.85	3529.91
		Interior Column Strip	As M	16216.08	2111.03	18472.21
			As 13	11889.95	2111.07	3129.46
		Middle Strip	As A-D	2591.87	249.48	1461.30
			As 1-4	2598.97	179.50	1353.34
	Direction-y	Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
		Edge Column Strip	As A	7560.84	10020.85	1422.24
			As 1	12088.01	10020.85	16393.97
		Interior Column Strip	As M	11889.99	2111.03	3130.30
			As 13	16216.10	2111.07	18472.23
		Middle Strip	As A-D	2598.97	249.48	2126.20
			As 1-4	2591,87	179.50	942.59

#### 4.1.2.2 Hasil Analisa Struktur Pelat Lantai Gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Tabel 4.43 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Lt Atap	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
		Edge Column Strip	As A	6980.99	7586.05	11634.30
			As 1	4508.16	7586.05	2043.69
		Interior Column Strip	As M	9468.27	1920.58	12951.32
			As 13	6516.11	1920.58	2521.34
		Middle Strip	As A-D	1733.38	176.85	941.54
			As 1-4	1744.63	176.85	1361.39
	Direction-y	Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
		Edge Column Strip	As A	4508.16	7586.05	2043.69
			As 1	6980.99	7586.05	11634.30
		Interior Column Strip	As M	6516.11	1920.58	2521.34
			As 13	9468.27	1920.58	12951.32
		Middle Strip	As A-D	1744.63	176.85	1361.39
			As 1-4	1733.38	176.85	941.54
Lt Tipikal	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
		Edge Column Strip	As A	11790.69	10919.80	17275.04
			As 1	7375.26	12843.20	3017.22
		Interior Column Strip	As M	16960.33	3052.05	19138.59
			As 13	10011.51	3052.09	3745.14
	Direction-y	Middle Strip	As A-D	2560.03	242.37	1461.30
			As 1-4	2570.40	242.37	2139.21
		Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
		Edge Column Strip	As A	5824.08	10919.80	3017.22
			As 1	11790.69	12843.20	17275.04
	Interior Column Strip	As M	10011.49	3052.05	3746.32	

		As 13	16960.34	3052.09	19138.60
		As A-D	2570.40	242.37	2139.21
	Middle Strip	As 1-4	2560.03	242.37	1461.30

### 4.1.2.3 Hasil Analisa Struktur Pelat Lantai Gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Tabel 4.44 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-y-3lt

		Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y	
Lt Atap	Direction-x	Edge Column Strip	As A	7423.01	6716.94	11312.34	
			As 1	4246.18	6716.94	2311.49	
		Interior Column Strip	As M	9266.96	1699.19	12698.05	
			As 13	6516.11	1920.58	2521.34	
		Middle Strip	As A-D	1733.38	176.85	1014.30	
		As 1-4	1744.63	176.85	1361.39		
			Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
	Direction-y	Edge Column Strip	As A	4246.18	6716.94	2311.49	
			As 1	7423.01	6716.94	11312.34	
		Interior Column Strip	As M	8027.33	1699.19	2074.35	
		As 13	9468.27	1920.58	12951.32		
Middle Strip		As A-D	1744.63	176.85	1361.39		
	As 1-4	1733.38	176.85	941.54			
Lt Tipikal	Direction-x	Edge Column Strip	As A	12459.09	11392.31	16701.60	
			As 1	6952.15	11392.31	3537.71	
		Interior Column Strip	As M	16500.88	3960.64	20083.21	
			As 13	10011.49	3052.05	3746.32	
		Middle Strip	As A-D	2560.03	242.37	1461.30	
		As 1-4	2570.40	242.37	2139.21		
			Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
	Direction-y	Edge Column Strip	As A	6952.15	11392.31	1044.57	
			As 1	12459.09	11392.31	16701.60	
		Interior Column Strip	As M	12534.42	3960.64	3071.55	
		As 13	16960.33	3052.05	19138.59		
Middle Strip		As A-D	2570.40	242.37	2139.21		
	As 1-4	2560.03	242.37	1461.30			

### 4.1.3 Desain Kapasitas

#### 4.1.3.1 Gedung PB-NFS3lt

##### 4.1.3.1.1 Penulangan Lentur Pelat

Perencanaan tulangan lentur pelat dua arah tanpa balok diatur dalam SN1 03-2847-2002 pasal 23.10.6. Perencanaan tersebut menyangkut banyaknya tulangan yang harus dipasang menerus sepanjang jalur kolom yaitu paling sedikit seperempat dari seluruh jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan harus dipasang menerus di keseluruhan panjang

bentang sesuai pasal 23.10.6.4 dan jumlah tulangan bawah yang menerus pada lajur kolom tidak boleh kurang daripada sepertiga jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan.

#### 4.1.3.1.2 Rekapitulasi Desain Penulangan Pelat

Tabel 4.45 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFS3lt

Lt Atap	Direction-x	Design		Lentur	Geser
		Interior Column Strip	Top	D19-150	D13-100
			Bottom	D19-250	
		Exterior Column Strip	Top	D19-150	D13-100
	Bottom		D19-250		
	Middle Strip	Top	D16-250	-	
		Bottom	D16-250		
Direction-y	Design		Lentur	Geser	
	Interior Column Strip	Top	D19-150	D13-100	
		Bottom	D19-250		
	Exterior Column Strip	Top	D19-150	D13-100	
Bottom		D19-250			
Middle Strip	Top	D16-250	-		
	Bottom	D16-250			
Lt Tipikal	Direction-x	Design		Lentur	Geser
		Interior Column Strip	Top	D19-100	D13-100
			Bottom	D19-150	
		Exterior Column Strip	Top	D19-100	D13-100
	Bottom		D19-150		
	Middle Strip	Top	D16-250	-	
		Bottom	D16-250		
Direction-y	Design		Lentur	Geser	
	Interior Column Strip	Top	D19-100	D13-100	
		Bottom	D19-150		
	Exterior Column Strip	Top	D19-100	D13-100	
Bottom		D19-150			
Middle Strip	Top	D16-250	-		
	Bottom	D16-250			

#### 4.1.3.1.3 Penulangan Kolom

Dalam desain penulangan kolom, ada beberapa hal yang akan ditetapkan antara lain :

- . dimensi kolom 70x70 cm<sup>2</sup>
- . diameter tulangan utama ( $\phi_{tul\ kolom}$ ) = Tulangan Deformed 19 mm (D19)
- . diameter tulangan sengkang ( $\phi_{tul\ sengkang}$ ) = Tulangan Deformed 13 mm (D13)
- . Selimut beton = 40 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)



-.  $d_h = \text{tinggi kolom} - 2\text{selimut beton} - 2\phi \text{ tulangan sengkang} - \phi \text{ tulangan utama}$   
 $= 700 - (2.40) - (2.13) - 19 = 575 \text{ mm}$

-.  $d = \frac{d_h}{b} = \frac{575}{700} = 0,82$

Cek kelangsingan kolom

Faktor kekangan ujung  $k = 0,707$  (jepit- sendi),

$I_k = \frac{1}{12} \cdot 700 \cdot 700^3 = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{10}}{700 \cdot 700}} = 202,07 \text{ mm}$

$\frac{kL_u}{r} = \frac{0,707 \cdot 3000}{202,07} = 10,49 < 100$

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.3.11.4(3) untuk  $kL_u/r < 100$  maka tidak perlu memperhitungkan variasi dari momen inersia pada kekakuan komponen struktur dan pada momen jepit ujungnya, pengaruh lendutan pada momen dan gaya serta pengaruh lamanya pembebanan.

**4.1.3.1.4 Rekapitulasi Desain Penulangan Kolom**

Tabel 4.46 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFS3lt

	Design	Lentur	Geser
	Lt Atap	Interior Column	20D19
	Exterior Column	20D19	4D13-100
Lt Tipikal	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	24D19	4D13-100
	Exterior Column	24D19	4D13-100

**4.1.3.2 Gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt**

**4.1.3.2.1 Penulangan Lentur Pelat**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan lentur pelat dua arah tanpa balok diatur dalam SN1 03-2847-2002 pasal 23.10.6. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan lentur pelat tidak

disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil masing – masing arah penulangan saja. Sedangkan perencanaan lentur komposit pelat *steel-concrete-steel* akan disajikan secara sistematis.

#### 4.1.3.2.2 Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat

Tabel 4.47 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt

Lt Atap	Direction-x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-150
			Bottom	D19-250
		Exterior Column Strip	Top	D19-150
			Bottom	D19-250
		Middle Strip	Top	D16-250
	Bottom		D16-250	
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-150
			Bottom	D19-250
Exterior Column Strip		Top	D19-150	
		Bottom	D19-250	
Middle Strip		Top	D16-250	
	Bottom	D16-250		
Lt Tipikal	Direction-x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-100
			Bottom	D19-150
		Exterior Column Strip	Top	D19-100
			Bottom	D19-150
		Middle Strip	Top	D16-250
	Bottom		D16-250	
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-100
			Bottom	D19-150
Exterior Column Strip		Top	D19-100	
		Bottom	D19-150	
Middle Strip		Top	D16-250	
	Bottom	D16-250		

#### 4.1.3.2.3 Desain Lentur *Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat*

Dalam desain lentur penampang komposit ini hanya pada daerah tumpuan yang merupakan hubungan *slab*-kolom, dimana pada daerah tumpuan akan dipasang pendetailan khusus berupa 2 lapis pelat baja sehingga menjadi penampang *sandwich composite steel-concrete-steel*. Lebar pemasangan 2 lapis pelat baja tersebut adalah  $\frac{1}{2}y$  (diukur dari tepi kolom).

Tumpuan dengan  $y = (3000 \text{ mm} - 700 \text{ mm}) / 2 = 1150 \text{ mm}$ ,  
 maka lebar pemasangan =  $\frac{1}{2}y = \frac{1}{2} 1150 = 575 \text{ mm}$

Pelat Baja :

$t_t$  = tebal pelat baja pada sisi *tension* = 6 mm

$t_c$  = tebal pelat baja pada sisi *compression* = 6 mm

$\sigma_y$  = tegangan leleh = 315 Mpa

$E_s$  = Modulus Elastisitas Baja = 200000 Mpa

Pelat Beton :

$h_c$  = tebal pelat beton = 400 mm

$b = 1000 \text{ mm}$

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$

$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 27806 \text{ Mpa}$

$\gamma_c$  = *Safety factor* pada beton = 1,5 (seperti direkomendasikan *Eurocode 2*)

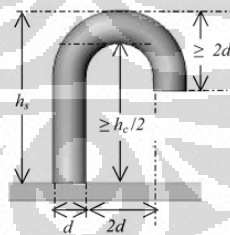
$x_c$  = tinggi dari *compressive stress* pada beton

$$= 1,176 \cdot \gamma_c \cdot \sigma_y \cdot \frac{t_t - t_c}{f_c'} = 1,176 \cdot 1,5 \cdot 315 \cdot \frac{6 - 6}{35} = 0$$

$$n = \text{rasio modulus elastisitas} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27806} = 7,19$$

*Shear Connector*

tipe J-Hook *connector*



Gambar 4.30 Detail J-Hook Connector

$d_b$  = diameter baut = 10 mm

$\sigma_y$  = tegangan leleh = 353 Mpa

$\sigma_{ult}$  = tegangan ultimit = 400 Mpa

$F_t$  = *Tensile capacity shear connector* = 22 kN = 22000 N

$h_s$  = tinggi keseluruhan dari *j-hook connector* =  $(h_c/2) + d_b = (400/2) + 10 = 210 \text{ mm}$

$$\frac{h_s}{d} = \frac{210}{10} = 21 > 4, \text{ maka } \alpha = 1,0$$

$\gamma_v = \text{partial safety factor for connection} = 1,25 \text{ (recommended)}$

Kuat geser *shear connector* diambil nilai terbesar dari persamaan (2.18) dan persamaan (2.19) seperti diatur pada *Eurocode 4*, sebagai berikut :

$$\begin{aligned} 1. V_R &= 0,8 \cdot \sigma_{ult} \frac{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ &= 0,8 \cdot 400 \frac{\left(\frac{\pi \cdot 10^2}{4}\right)}{1,25} = 20106,19 \text{ N} \\ 2. V_R &= 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c' \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ &= 0,29 \cdot 1,0 \cdot 10^2 \cdot \frac{\sqrt{35 \cdot 27806}}{1,25} = 22887,13 \text{ N (yang digunakan selanjutnya)} \end{aligned}$$

#### 4.1.3.2.3.1 Pelat Arah-x

##### 4.1.3.2.3.1.1 Jalur Kolom Interior

###### Lantai Atap

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 9468,27 + 1920,58 = 11388,85 \text{ kg.m/m} = 113888500 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 11388,85 \text{ kg.m/m} = 113888500 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 12951,32 \text{ kg} = 129513,2 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$M_{pl} = \sigma_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_i}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5 x_c + \frac{t_c}{2} \right)$$

$$= 315.1000.6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85.35}{1,5} .1000.0 \left( 0,5.0 + \frac{6}{2} \right)$$

$$= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur SCS dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{129513,2}{22887,13} = 5,6 \sim 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{\frac{1}{2}y}{n_p} = \frac{575}{6} = 96 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 120 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$M_{pl} = n_p . P_R . (h_c + t)$$

$$= 120.22887,13.(400 + 6)$$

$$= 1115060974 \text{ N.mm} = 111506 \text{ kg.m}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 11388,85 \text{ kg.m}$

### Lantai Tipikal

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 16960,33 + 3052,05 = 20012,38 \text{ kg.m/m} = 200123800 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 20012,38 \text{ kg.m/m} = 200123800 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 19138,59 \text{ kg} = 191385,9 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami

*compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \sigma_y . b . t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 . f_c'}{\gamma_c} . b . x_c \left( 0,5 x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315.1000.6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85.35}{1,5} . 1000.0 \left( 0,5.0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur SCS dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{191385,9}{22887,13} = 8,4 \sim 9 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2 y}{n_p} = \frac{575}{9} = 65 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 261 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p . P_R . (h_c + t) \\ &= 261.22887,13.(400 + 6) \\ &= 2425257618 \text{ N.mm} = 242526 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 20012,38 \text{ kg.m}$

#### 4.1.3.2.3.1.2 Jalur Kolom Eksterior

##### Lantai Atap

$$M_y-y + M_x-y = 6980,99 + 7586,05 = 14567,04 \text{ kg.m/mm} = 145670400 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = M_{\text{lapangan}} = 14567,04 \text{ kg.m/mm} = 145670400 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 11634,30 \text{ kg} = 116343 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \sigma_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_i}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur SCS dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{116343}{22887,13} = 5,1 \sim 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{575}{5} = 115 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 85 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 85 \cdot 22887,13 \cdot (400 + 6) \\ &= 789834856 \text{ N.mm} = 78983 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 14567,04 \text{ kg.m}$

### **Lantai Tipikal**

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 11790,69 + 10919,80 = 22710,49 \text{ kg.m/m} = 227104900 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 22710,49 \text{ kg.m/m} = 227104900 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 17275,04 \text{ kg} = 172750,4 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \sigma_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur *SCS* dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{172750,4}{22887,13} = 7,5 \sim 8 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{575}{8} = 72 \text{ mm}$$



Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 208 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 208 \cdot 22887,13 \cdot (400 + 6) \\ &= 1932772354 \text{ N.mm} = 193277 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 22710,49 \text{ kg.m}$

#### 4.1.3.2.3.2 Pelat Arah-y

##### 4.1.3.2.3.2.1 Jalur Kolom Interior

###### Lantai Atap

$$M_{x-x} + M_{x-y} = 9468,27 + 1920,58 = 11388,85 \text{ kg.m/m} = 113888500 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 11388,85 \text{ kg.m/m} = 113888500 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 12951,32 \text{ kg} = 129513,2 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \sigma_y \cdot b \cdot t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur SCS dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{129513,2}{22887,13} = 5,6 \sim 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{575}{6} = 96 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 120 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 120 \cdot 22887,13 \cdot (400 + 6) \\ &= 1115060974 \text{ N.mm} = 111506 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 11388,85 \text{ kg.m}$

### Lantai Tipikal

$$M_{x-x} + M_{x-y} = 16960,33 + 3052,05 = 20012,38 \text{ kg.m/m} = 200123800 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 20012,38 \text{ kg.m/m} = 200123800 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 19138,59 \text{ kg} = 191385,9 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{pl} &= \sigma_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_i}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\
 &= 315.1000.6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85.35}{1,5} \cdot 1000.0 \left( 0,5.0 + \frac{6}{2} \right) \\
 &= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur SCS dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{191385,9}{22887,13} = 8,4 \sim 9 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{575}{9} = 65 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 261 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\
 &= 261 \cdot 22887,13 \cdot (400 + 6) \\
 &= 2425257618 \text{ N.mm} = 242526 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 20012,38 \text{ kg.m}$

#### 4.1.3.2.3.2.2 Jalur Kolom Eksterior

##### Lantai Atap

$$M_{x-x} + M_{x-y} = 6980,99 + 7586,05 = 14567,04 \text{ kg.m/mm} = 145670400 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 14567,04 \text{ kg.m/mm} = 145670400 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 11634,30 \text{ kg} = 116343 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \sigma_y \cdot b \cdot t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur SCS dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{116343}{22887,13} = 5,1 \sim 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{575}{5} = 115 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 85 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 85 \cdot 22887,13 \cdot (400 + 6) \\ &= 789834856 \text{ N.mm} = 78983 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 14567,04 \text{ kg.m}$

**Lantai Tipikal**

$$M_{x-x} + M_{x-y} = 11790,69 + 10919,80 = 22710,49 \text{ kg.m/m} = 227104900$$

$$\text{N.mm/m}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = M_{\text{lapangan}} = 22710,49 \text{ kg.m/m} = 227104900 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 17275,04 \text{ kg} = 172750,4 \text{ N}$$

Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression*, maka *plastic moment resistance* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \sigma_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_i}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 400 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 767340000 \text{ N.mm} = 76734 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2 yaitu Jika *tensile force* arah longitudinal dan *compressive force* pada pelat baja dikontrol oleh *shear connector capacity*, maka struktur *SCS* dikatakan sebagai *partially composite*, sehingga *shear connector* yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{172750,4}{22887,13} = 7,5 \sim 8 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{575}{8} = 72 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 575 mm = 208 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.28) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 208 \cdot 22887,13 \cdot (400 + 6) \\ &= 1932772354 \text{ N.mm} = 193277 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 1 dimana *shear connector* yang diberikan cukup untuk mencegah *local buckling* pada pelat baja yang mengalami *compression* dengan  $M_{pl} = 76734 \text{ kg.m} > M_u = 22710,49 \text{ kg.m}$

#### 4.1.3.2.4 Rekapitulasi Desain Lentur *Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat*

Tabel 4.48 Rekapitulasi Desain Lentur *Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-1/2y-3lt*

Location	Design	n <sub>shear connector</sub>		Jarak Antar Shear Connector (mm)	M <sub>n</sub> (kg.m)		
		Par. Dir.	Perp. Dir.		Condition 1*	Condition 2**	
Lt Atap	Direction-x	Interior Column Strip	6	20	96	76734.00	111506.00
		Exterior Column Strip	5	17	115	76734.00	78983.00
	Direction-y	Interior Column Strip	6	20	96	76734.00	111506.00
		Exterior Column Strip	5	17	115	76734.00	78983.00
Lt Tipikal	Direction-x	Interior Column Strip	9	29	65	76734.00	242256.00
		Exterior Column Strip	8	26	72	76734.00	193277.00
	Direction-y	Interior Column Strip	9	29	65	76734.00	242256.00
		Exterior Column Strip	8	26	72	76734.00	193277.00

\*Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan shear connector yang diberikan cukup untuk mencegah local buckling pada pelat baja yang mengalami compression

\*\*Kondisi 2 yaitu Jika tensile force arah longitudinal dan compressive force pada pelat baja dikontrol oleh shear connector capacity

#### 4.1.3.2.5 Desain Kolom

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan kolom diatur dalam SN1 03-2847-2002, baik tulangan lentur maupun tulangan geser. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan kolom, baik lentur maupun geser, tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil penulangan saja.

#### 4.1.3.2.6 Rekapitulasi Desain Kolom

Tabel 4.49 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada *PB-CFSSCS-1/2y-3lt*

Location	Design	Lentur	Geser
	Lt Atap	Interior Column	20D19
Exterior Column		20D19	4D13-100

Lt Tipikal	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	24D19	4D13-100
Exterior Column	24D19	4D13-100	

### 4.1.3.3 Gedung PB-CFSSCS-y-3lt

#### 4.1.3.3.1 Penulangan Lentur Pelat

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan lentur pelat dua arah tanpa balok diatur dalam SN1 03-2847-2002 pasal 23.10.6. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan lentur pelat tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil masing – masing arah penulangan saja. Sedangkan perencanaan lentur komposit pelat *steel-concrete-steel* akan disajikan secara sistematis.

#### 4.1.3.3.2 Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat

Tabel 4.50 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS-y-3lt

Lt Atap	Direction-x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-150 D19-250
Lt Atap	Direction-x	Exterior Column Strip	Top Bottom	D19-150 D19-250
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-150 D19-250
Exterior Column Strip		Top Bottom	D19-150 D19-250	
Middle Strip		Top Bottom	D16-250 D16-250	
Lt Tipikal	Direction-x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150
		Exterior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150

		Exterior Column Strip	Top	D19-100
			Bottom	D19-150
		Middle Strip	Top	D16-250
			Bottom	D16-250

#### 4.1.3.3.3 Desain Lentur Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat

Dalam desain lentur penampang komposit ini hanya pada daerah tumpuan yang merupakan hubungan *slab*-kolom, dimana pada daerah tumpuan akan dipasang pendetailan khusus berupa 2 lapis pelat baja sehingga menjadi penampang *sandwich composite steel-concrete-steel*. Lebar pemasangan 2 lapis pelat baja tersebut adalah  $y$  (diukur dari tepi kolom).

Tumpuan dengan  $y = (3000 \text{ mm} - 700 \text{ mm}) / 2 = 1150 \text{ mm}$ ,  
maka lebar pemasangan =  $y = 1150 \text{ mm}$

#### 4.1.3.3.4 Rekapitulasi Desain Lentur Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat

Tabel 4.51 Rekapitulasi Desain Lentur Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-y-3lt

Location		Design	n shear connector		Jarak Antar Shear Connector (mm)	M <sub>n</sub> (kg.m)	
			Par. Dir.	Perp. Dir.		Condition 1*	Condition 2**
Lt Atap	Direction-x	Interior Column Strip	6	16	190	76734.00	89205.00
		Exterior Column Strip	5	13	230	76734.00	78983.00
	Direction-y	Interior Column Strip	6	16	190	76734.00	89205.00
		Exterior Column Strip	5	13	230	76734.00	78983.00
Lt Tipikal	Direction-x	Interior Column Strip	9	24	125	76734.00	200711.00
		Exterior Column Strip	8	22	140	76734.00	163542.00
	Direction-y	Interior Column Strip	9	24	125	76734.00	200711.00
		Exterior Column Strip	8	22	140	76734.00	163542.00

\*Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan shear connector yang diberikan cukup untuk mencegah local buckling pada pelat baja yang mengalami compression

\*\*Kondisi 2 yaitu Jika tensile force arah longitudinal dan compressive force pada pelat baja dikontrol oleh shear connector capacity

#### 4.1.3.3.5 Desain Kolom

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan kolom diatur dalam SN1 03-2847-2002, baik tulangan lentur maupun tulangan geser. Dalam sub-bab ini, dengan



menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan kolom, baik lentur maupun geser, tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil penulangan saja.

#### 4.1.3.3.6 Rekapitulasi Desain Kolom

Tabel 4.52 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-CFSSCS-y-3lt

Lt Atap	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	20D19	4D13-100
Exterior Column	20D19	4D13-100	
Lt Tipikal	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	24D19	4D13-100
Exterior Column	24D19	4D13-100	

#### 4.1.4 Idealisasi Struktur 2 Dimensi

Sebelum dilakukan analisa statik non-linier (analisa *pushover*), struktur gedung *flat slab* tersebut diidealisasi menjadi struktur 2 dimensi. Elemen *slab* dimodelkan sebagai *frame* yang mempunyai lebar sesuai dengan pedefinisian dalam desain kapasitas strip, baik pada jalur kolom interior maupun jalur kolom eksterior dan memiliki tinggi sesuai tebal *slab*. Dengan menggunakan lebar pada desain kapasitas strip, maka lebar masing – masing jalur kolom sebagai berikut :

-. Jalur kolom interior

$$l = \frac{l}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ meter}$$

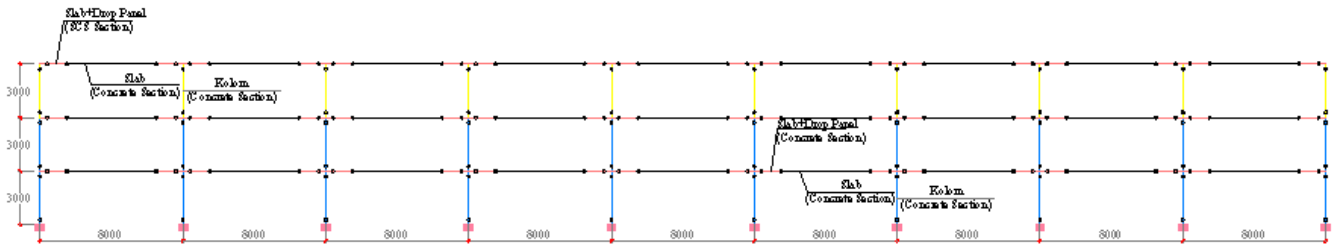
-. Jalur kolom eksterior

$$l = \frac{l}{4} = \frac{8}{4} = 2 \text{ meter}$$

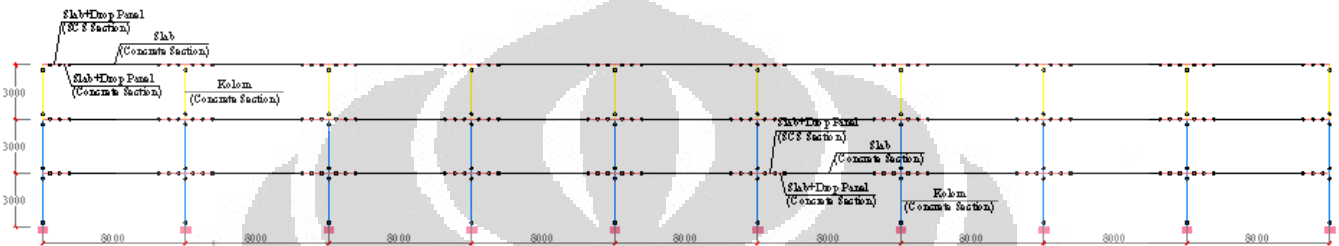
#### 4.1.5 Analisa Pushover

Analisa *pushover* dilakukan untuk memperoleh kurva kapasitas struktur gedung terhadap beban gempa rencana. Elemen struktur yang ditinjau merupakan portal 2 dimensi. Portal yang akan ditinjau hanya pada jalur kolom interior dan jalur kolom eksterior, dimana *slab* telah dilakukan idealisasi sebagai balok lebar pada tahap sebelumnya. Hal ini dimaksudkan untuk memudahkan pendefinisian perilaku leleh dan pasca leleh pada

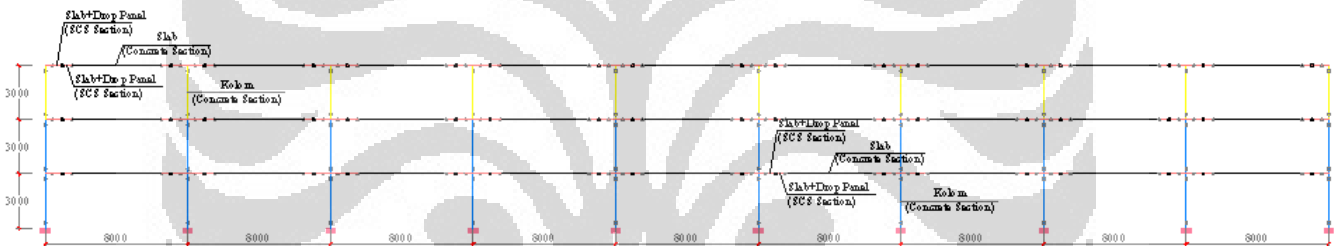
elemen *slab* dalam *hinges properties* karena *hinges properties* hanya dapat didefinisikan dalam elemen *frame* (rangka).



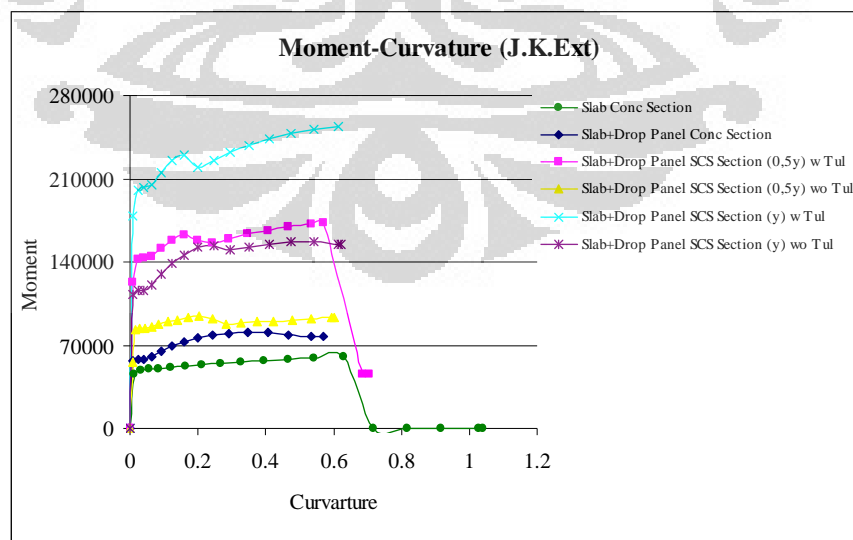
Gambar 4.31 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-NFS3lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior



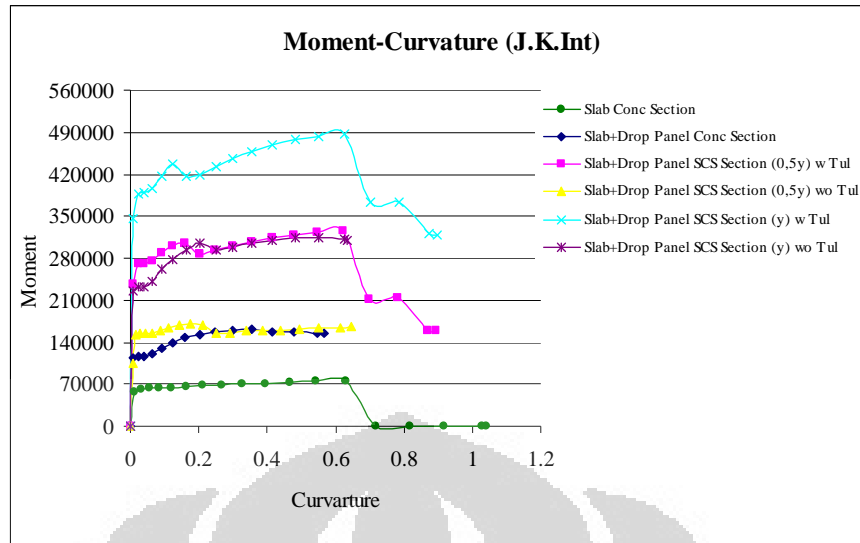
Gambar 4.32 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior



Gambar 4.33 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-y-3lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior



Gambar 4.34 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 3lantai



Gambar 4.35 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 3lantai

Selain itu, hasil analisa *pushover* sangat dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan. Oleh karena itu, analisa beban dorong statik memerlukan kombinasi pola distribusi yang berbeda untuk menangkap kondisi yang paling ekstrim untuk perencanaan, sebagai cerminan sifat beban gempa yang acak dan tidak pasti. FEMA 273 mensyaratkan sedikitnya dua pola pembebanan lateral. Yang pertama yaitu distribusi *Uniform Load*, dimana gaya lateral pada suatu lantai sama dengan total massa pada lantai tersebut. Pola kedua yang digunakan dalam studi ini adalah pola beban yang dapat diwakili oleh nilai  $C_{vx}$  bilamana sedikitnya 75% massa berpartisipasi pada mode fundamental pada arah yang ditinjau dan biasa disebut sebagai *Triangular Load*. Pola *Triangular Load* menggunakan persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \tag{4.11}$$

dimana  $C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$$= \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

$w_i, w_x$  = Berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

$h_i, h_x$  = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

- k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur
  - = 1,0 untuk  $T \leq 0,5$  detik
  - = 2,0 untuk  $T \geq 2,5$  detik
- V = Gaya geser dasar nominal

Dalam analisa *pushover*, kondisi leleh dan kondisi ultimit dapat ditentukan dari tabel kurva kapasitas struktur. Kondisi leleh dinyatakan ketika pembentukan sendi plastis pertama akibat beban gempa terjadi. Sedangkan kondisi ultimit dinyatakan apabila elemen struktur mencapai salah satu dari 3 kondisi berikut :

- Pembentukan sendi plastis terjadi pada kolom di luar bagian yang diperbolehkan, yaitu ujung bawah kolom lantai dasar
- Semua balok telah mengalami pembentukan sendi plastis
- Salah satu balok melewati batas sendi plastis yang diperbolehkan, yaitu *collapse prevention* (CP)

Setelah penentuan kondisi leleh dan kondisi ultimit, maka dapat ditentukan beberapa hal mengenai struktur gedung tersebut, yaitu :

- Daktilitas struktur, diperoleh dengan menggunakan persamaan

$$\mu = \frac{\Delta_{ultimit}}{\Delta_{leleh}} \quad (4.12)$$

- Kekakuan struktur, diperoleh dengan menggunakan persamaan

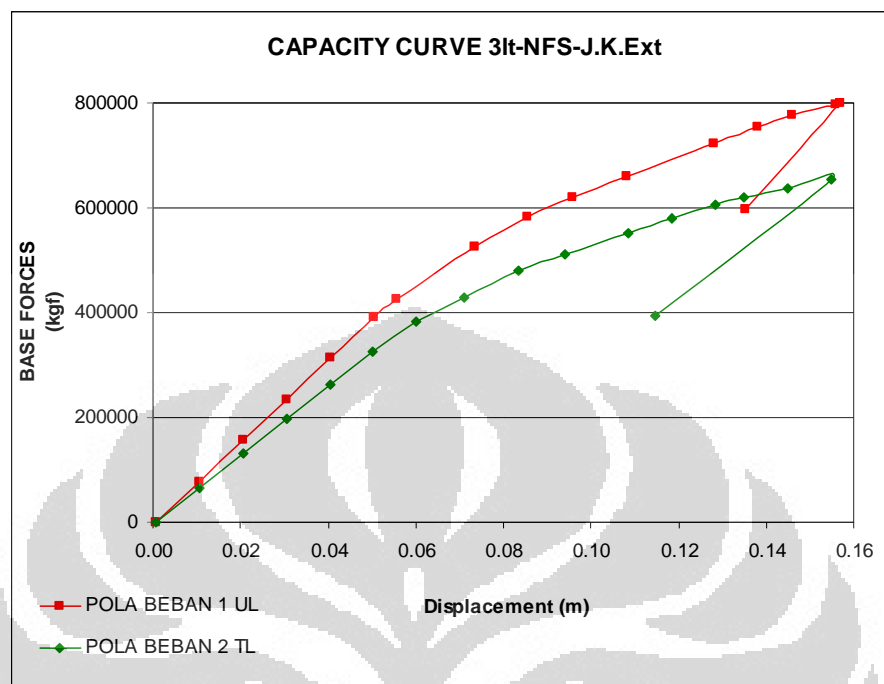
$$K = \frac{V_{leleh}}{\Delta_{leleh}} \quad (4.13)$$

- Kekuatan struktur, diperoleh dengan menggunakan persamaan

$$Kekuatan \ Struktur = V_{leleh} \quad (4.14)$$

### 4.1.5.1 Analisa *Pushover* Gedung PB-NFS3lt

#### 4.1.5.1.1 Jalur Kolom Eksterior



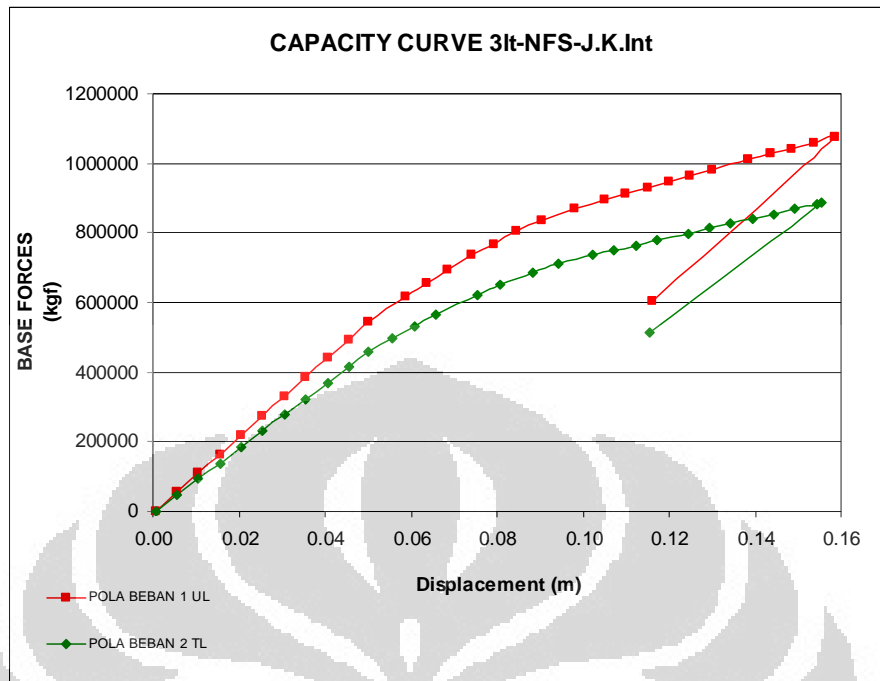
Gambar 4.36 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS3lt

Tabel 4.53 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS3lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	66373.63	
Vy (kgf)	392323.35	326057.25
$\Delta y$ (m)	0.050565	0.050033
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>
Vu (kgf)	798658.21	654640.92
$\Delta u$ (m)	0.156938	0.154699
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (8 Hinges)</b>
$\mu$ (aktual)	<b>3.1037</b>	<b>3.0919</b>
$\mu$ (rencana)	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	<b>TIDAK MEMENUHI</b>	<b>TIDAK MEMENUHI</b>
Kekakuan (kgf/m)	7758792.64	6516843.88

Berdasarkan tabel 4.53, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior masih lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.**

4.1.5.1.2 Jalur Kolom Interior



Gambar 4.37 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFS3t

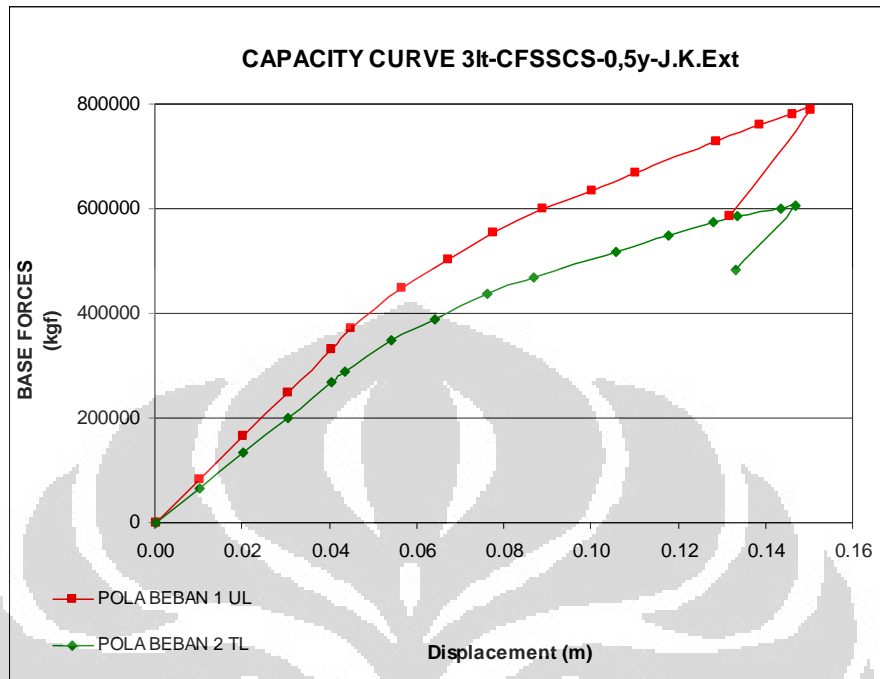
Tabel 4.54 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFS3t

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	109202.75	
Vy (kgf)	545263.44	457110.41
Δy (m)	0.050210	0.050143
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (3 Hinges)</b>
Vu (kgf)	1076846.62	885504.96
Δu (m)	0.158570	0.155617
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (2 Hinges)</b>	<b>C-D (2 Hinges)</b>
<b>μ (aktual)</b>	<b>3.1581</b>	<b>3.1035</b>
<b>μ (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	10859658.24	9116136.05

Berdasarkan tabel 4.54, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior masih lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.**

#### 4.1.5.2 Analisa *Pushover* Gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

##### 4.1.5.2.1 Jalur Kolom Eksterior



Gambar 4.38 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

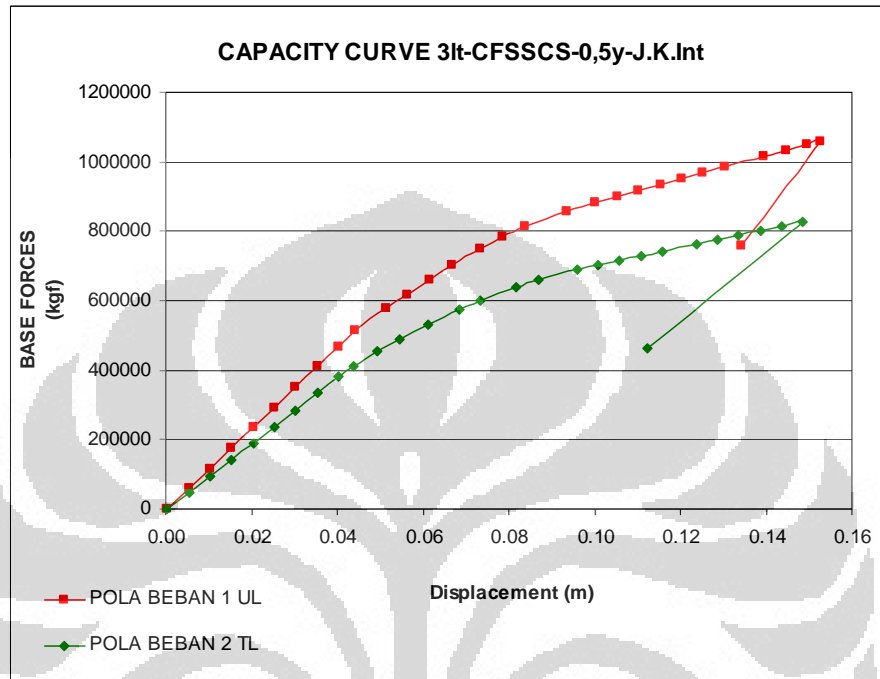
Tabel 4.55 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	66672.81	
Vy (kgf)	370737.06	289921.58
$\Delta y$ (m)	0.045006	0.043720
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>
Vu (kgf)	788286.53	606449.71
$\Delta u$ (m)	0.150236	0.146800
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>
$\mu$ (aktual)	<b>3.3381</b>	<b>3.3577</b>
$\mu$ (rencana)	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>
Kekakuan (kgf/m)	8237503.00	6631326.17

Berdasarkan tabel 4.55, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3**. Hal ini disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya

aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.

#### 4.1.5.2.2 Jalur Kolom Interior



Gambar 4.39 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Tabel 4.56 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
V <sub>n</sub> (kgf)	109801.12	
V <sub>y</sub> (kgf)	512834.22	412294.73
Δy (m)	0.044231	0.043833
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>
V <sub>u</sub> (kgf)	1060075.36	829000.59
Δu (m)	0.152573	0.148583
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>
<b>μ (aktual)</b>	<b>3.4495</b>	<b>3.3898</b>
<b>μ (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	11594452.31	9406034.95

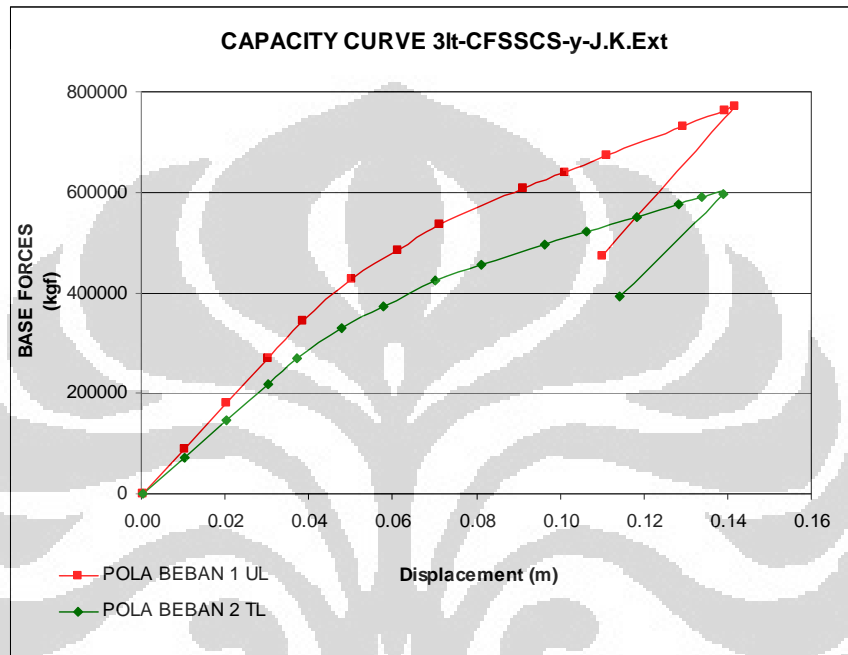
Berdasarkan tabel 4.56, **daktilitas aktual** elemen struktur pada jalur kolom interior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu **3,3**. Hal ini



disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.

#### 4.1.5.3 Analisa *Pushover* Gedung PB-CFSSCS-y-3lt

##### 4.1.5.3.1 Jalur Kolom Eksterior



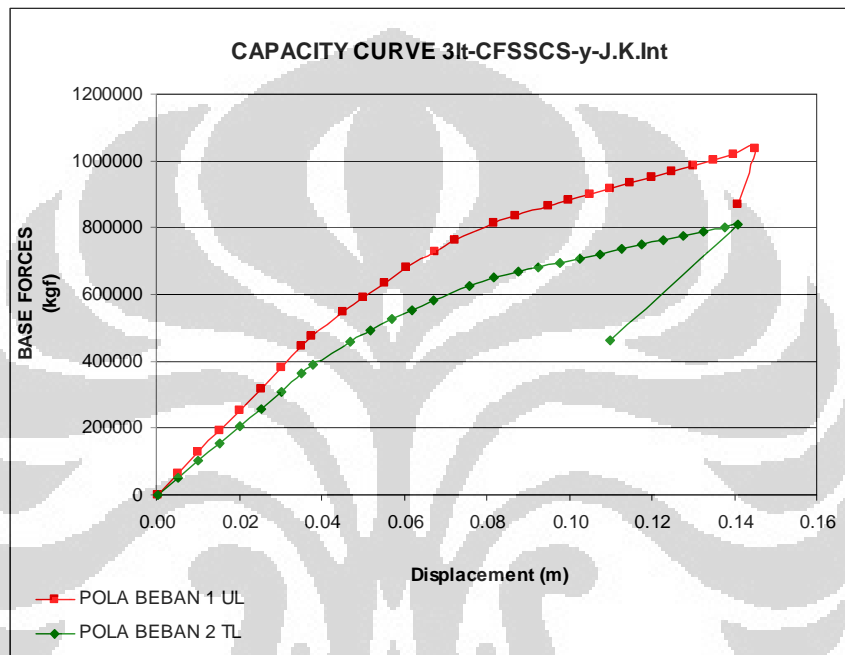
Gambar 4.40 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Tabel 4.57 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	67570.35	
Vy (kgf)	344587.81	269358.96
$\Delta y$ (m)	0.038491	0.037307
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (3 Hinges)</b>	<b>B-IO (3 Hinges)</b>
Vu (kgf)	770825.95	596639.74
$\Delta u$ (m)	0.141594	0.139154
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (2 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>
<b><math>\mu</math> (aktual)</b>	<b>3.6786</b>	<b>3.7300</b>
<b><math>\mu</math> (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	8952425.50	7220064.87

Berdasarkan tabel 4.57, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3**. Hal ini disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.

#### 4.1.5.3.2 Jalur Kolom Interior



Gambar 4.41 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Tabel 4.58 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	111596.21	
Vy (kgf)	475380.96	388292.97
$\Delta y$ (m)	0.037566	0.037740
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>
Vu (kgf)	1037125.48	811204.39
$\Delta u$ (m)	0.144933	0.141040
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>
<b><math>\mu</math> (aktual)</b>	<b>3.8581</b>	<b>3.7371</b>
<b><math>\mu</math> (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
<b>syarat daktilitas</b>	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>
Kekakuan (kgf/m)	12654553.59	10288631.96

Berdasarkan tabel 4.58, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3**. Hal ini disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.



## 4.2 Analisa Gedung *Flat Slab* 6 Lantai

### 4.2.1 Analisa Beban Gempa

Analisa yang dilakukan sama seperti pada gedung *flat slab* 3 lantai, analisa beban gempa yang digunakan adalah analisa statik ekuivalen, karena struktur gedungnya memenuhi persyaratan keseragaman dan keteraturan baik secara horizontal maupun vertikal, yang meliputi keseragaman geometri dari denah, massa dan kekakuan sesuai kriteria Pasal 4.2, SNI 03 – 1726 – 2002 tentang struktur gedung beraturan dimana pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen walaupun terdapat pendetailan khusus selebar  $\frac{1}{2}y$  dan selebar  $y$  dari muka kolom pada drop panel. Dalam studi ini, baik gedung parkir 6 tingkat tanpa pendetailan khusus (selanjutnya disebut PB-NFS6lt) maupun gedung parkir 6 tingkat dengan pendetailan khusus (selanjutnya disebut PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -6lt dan PB-CFSSCS- $y$ -6lt), memiliki keseragaman dan keteraturan yang sama.

#### 4.2.1.1 Waktu Getar Pembatasan ( $T_{\text{Pembatasan}}$ )

Seperti halnya pada analisa gedung *flat slab* 3 lantai, nilai  $T_1$  untuk gedung 6 lantai harus dibatasi sesuai dengan SNI 03-1726-2002 Pasal 5.6 seperti ditunjukkan pada persamaan (4.1). Dengan menggunakan persamaan (4.1), maka didapat  $T$  gedung 6 lantai = 1,08 detik. Nilai pembatasan waktu getar alami pada struktur gedung tersebut untuk mencegah struktur gedung yang terlalu fleksibel atau perilaku lentur dari gedung.

#### 4.2.1.2 Massa, Titik Pusat Massa, Titik Pusat Kekakuan dan Eksentrisitas

Seperti halnya pada analisa gedung *flat slab* 3 lantai, besarnya massa tiap-tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisa statik diambil dari berat sendiri dari struktur gedung ditambah dengan beban mati lainnya serta 50% dari beban hidup lantai sesuai fungsi gedung sebagai parkir perkantoran. Massa gedung tiap-tiap lantai diperhitungkan dengan menggunakan persamaan (4.2), maka massa, pusat massa, dan pusat kekakuan tiap-tiap lantai untuk masing – masing gedung dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.59 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFS6lt

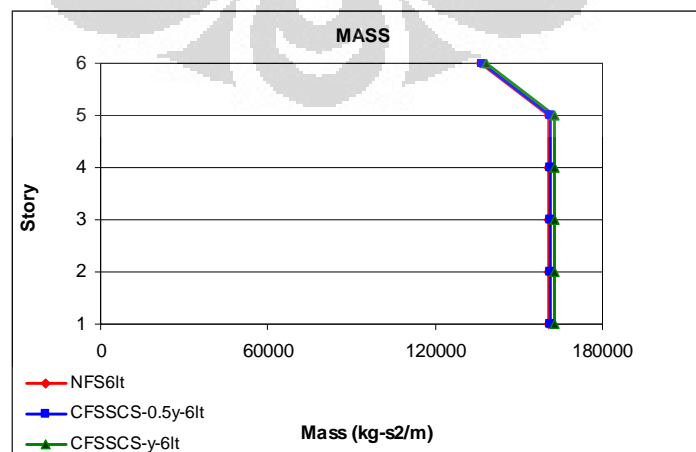
Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	160602	160602	20	20	20	20
STORY2	160602	160602	20	20	20	20
STORY3	160602	160602	20	20	20	20
STORY4	160602	160602	20	20	20	20
STORY5	160602	160602	20	20	20	20
STORY6	136137	136137	20	20	20	20

Tabel 4.60 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (kg-m)

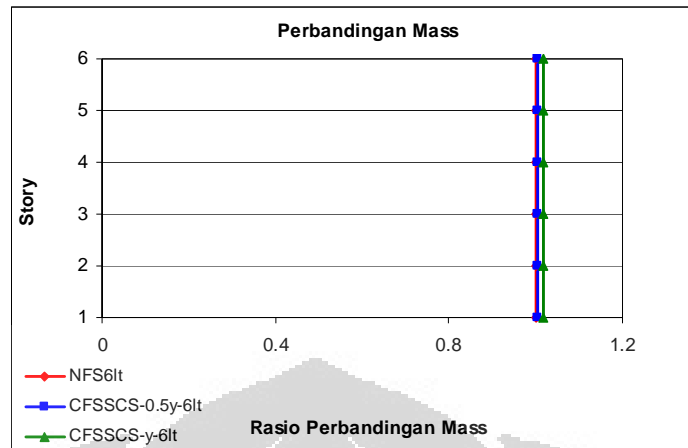
Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	161315	161315	20	20	20	20
STORY2	161315	161315	20	20	20	20
STORY3	161315	161315	20	20	20	20
STORY4	161315	161315	20	20	20	20
STORY5	161315	161315	20	20	20	20
STORY6	136851	136851	20	20	20	20

Tabel 4.61 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-CFSSCS-y-6lt (kg-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	162610	162610	20	20	20	20
STORY2	162610	162610	20	20	20	20
STORY3	162610	162610	20	20	20	20
STORY4	162610	162610	20	20	20	20
STORY5	162610	162610	20	20	20	20
STORY6	138145	138145	20	20	20	20



Gambar 4.42 Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt



Gambar 4.43 Grafik Rasio Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt

Seperti halnya pada gedung 3 lantai, pada Gambar 4.37-4.38, terlihat bahwa massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus memberi pengaruh terhadap massa tiap-tiap lantai pada gedung 6 lantai secara keseluruhan. Besarnya persentase rata – rata penambahan massa akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom adalah 0,579% tiap lantainya. Sedangkan besarnya persentase rata – rata dengan lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 1,63% bila dibandingkan dengan gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-6lt). Namun, penempatan penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang teratur (baik yang hanya selebar  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun selebar  $y$  dari muka kolom) tidak memberi pengaruh terhadap pusat massa dan pusat kekakuan tiap-tiap lantai bila dibandingkan dengan gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-6lt).

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 5.4.3, eksentrisitas rencana untuk gedung dengan nilai  $e < 0,3 b$  perlu ditinjau dari nilai yang paling menentukan dari persamaan (4.3) dan persamaan (4.4) dengan  $e =$  eksentrisitas teori dan  $b =$  lebar denah gedung dalam arah tinjauan. Sedangkan jika  $e > 0,3 b$ , maka eksentrisitas ditentukan dari yang paling menentukan antara persamaan (4.5) dan persamaan (4.6).

Tabel 4.62 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung 6lt

Story	$e_x$	$b_x$	$0.3b_x$	$0 < e < 0.3b$		Pusat Massa Baru	
				$1.5e_x + 0.05 b_x$	$e_x - 0.05 b_x$	$XCM_1$	$XCM_2$
STORY1	0.000	40	12	2.00	-2.00	22.00	18.00
STORY2	0.000	40	12	2.00	-2.00	22.00	18.00
STORY3	0.000	40	12	2.00	-2.00	22.00	18.00
STORY4	0.000	40	12	2.00	-2.00	22.00	18.00
STORY5	0.000	40	12	2.00	-2.00	22.00	18.00
STORY6	0.000	40	12	2.00	-2.00	22.00	18.00

Tabel 4.63 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung 6lt

Story	$e_y$	$b_y$	$0.3b_y$	$0 < e < 0.3b$		Pusat Massa Baru	
				$1.5e_y + 0.05 b_y$	$e_y - 0.05 b_y$	$YCM_1$	$YCM_2$
STORY1	0.000	40	12	2.00	-2.000	22.00	18.00
STORY2	0.000	40	12	2.00	-2.000	22.00	18.00
STORY3	0.000	40	12	2.00	-2.000	22.00	18.00
STORY4	0.000	40	12	2.00	-2.000	22.00	18.00
STORY5	0.000	40	12	2.00	-2.000	22.00	18.00
STORY6	0.000	40	12	2.00	-2.000	22.00	18.00

Dari tabel 4.62 dan tabel 4.63 terlihat bahwa untuk eksentrisitas rencana gedung PB-6lt, baik gedung parkir 6 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 6 lantai dengan pendetailan khusus, serta baik dalam arah-x maupun arah-y seluruh nilai eksentrisitas yang terbesar ditentukan oleh persamaan (4.3). Dengan demikian maka nilai yang digunakan sebagai eksentrisitas desain adalah nilai  $XCM_1$  dan  $YCM_1$ .

#### 4.2.1.3 Gaya Geser Tingkat

Seperti pada analisa gedung *flat slab* 3 lantai, besaran gaya geser dasar,  $V_1$  menurut analisa statik ekuivalen sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 6.1.2 seperti ditunjukkan pada persamaan (4.7). Besaran nilai faktor reduksi gempa untuk struktur gedung *flat slab* tidak tercantum dalam Tabel 3 SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 4.3.4. Oleh karena itu, sesuai SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 4.3.6 nilai faktor daktilitas dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara – cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis *push – over*.

Namun, untuk mempermudah perhitungan baik dalam analisa beban gempa maupun analisa struktur keseluruhan, nilai faktor reduksi gempanya terlebih dahulu diasumsikan sebagai sistem struktur pemikul momen menengah,  $R = 5,5$ . Nilai tersebut akan dikoreksi dengan analisis *push – over* setelah didapat struktur gedung yang kuat dan aman sesuai dengan persyaratan yang berlaku.

Tabel 4.64 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-NFS6lt (kg-m)

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$wixhi$	$\frac{wixhi}{\Sigma wixhi}$	$F_i x-y$	$V_i$
STORY6	18.00	1335508	24039135	0.25321	318115.79	318115.79
STORY5	15.00	1575508	23632613	0.24893	312736.18	630851.97
STORY4	12.00	1575508	18906090	0.19914	250188.94	881040.91
STORY3	9.00	1575508	14179568	0.14936	187641.71	1068682.62
STORY2	6.00	1575508	9453045	0.09957	125094.47	1193777.09
STORY1	3.00	1575508	4726523	0.04979	62547.24	1256324.32
$\Sigma$		9213045	94936973	1.00		

Tabel 4.65 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-CFSSCS-1/2y-6lt (kg-m)

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$wixhi$	$\frac{wixhi}{\Sigma wixhi}$	$F_i x-y$	$V_i$
STORY6	18.00	1342503	24165061	0.25336	319754.71	319754.71
STORY5	15.00	1582503	23737551	0.24888	314097.85	633852.55
STORY4	12.00	1582503	18990041	0.1991	251278.28	885130.83
STORY3	9.00	1582503	14242531	0.14933	188458.71	1073589.54
STORY2	6.00	1582503	9495020	0.09955	125639.14	1199228.67
STORY1	3.00	1582503	4747510	0.04978	62819.57	1262048.24
$\Sigma$		9255020	95377715	1.00		

Tabel 4.66 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-CFSSCS-y-6lt (kg-m)

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$wixhi$	$\frac{wixhi}{\Sigma wixhi}$	$F_i x-y$	$V_i$
STORY6	18.00	1355200	24393593	0.25363	322728.94	322728.94
STORY5	15.00	1595200	23927994	0.24879	316569.03	639297.97
STORY4	12.00	1595200	19142395	0.19903	253255.23	892553.20
STORY3	9.00	1595200	14356796	0.14927	189941.42	1082494.62
STORY2	6.00	1595200	9571198	0.09952	126627.61	1209122.24
STORY1	3.00	1595200	4785599	0.04976	63313.81	1272436.04
$\Sigma$		9331198	96177575	1.00		



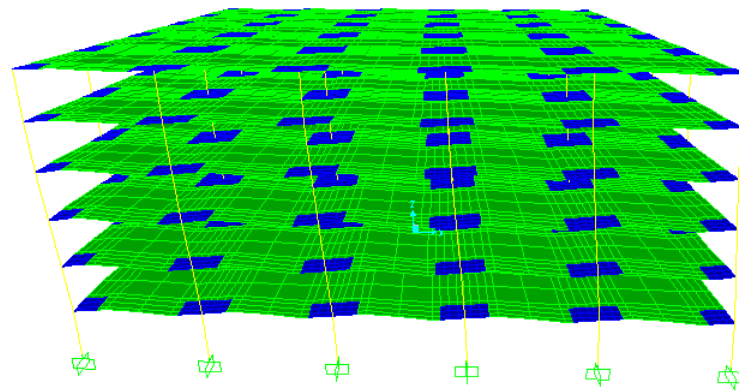
Sesuai pasal 6.1.4 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 27, pada puncak gedung tidak ada beban horizontal terpusat dalam arah pembebanan gempa karena ratio antara tinggi total struktur gedung dengan ukuran denahnya dalam arah pembebanan kurang dari 3,0. Pada gedung PB-NFS6lt, ratio tinggi ratio tinggi total struktur dengan ukuran denahnya sebesar  $\frac{18m}{40m} = 0,45$ .

#### 4.2.1.4 Perbandingan dengan Hasil Analisa Dinamik

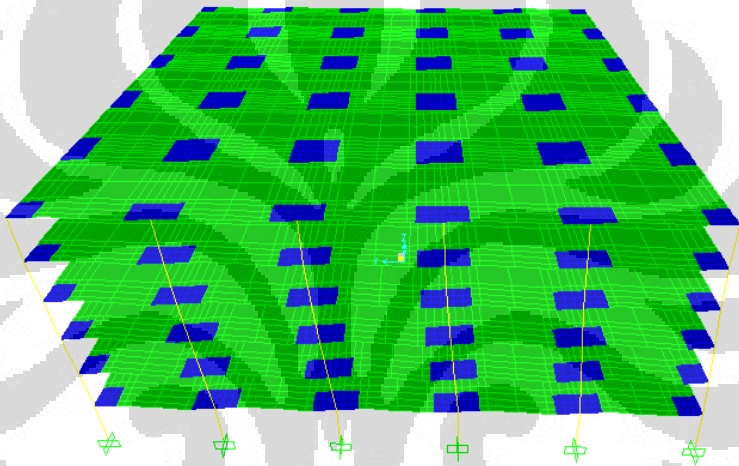
Untuk membandingkan hasil analisa statik ekuivalen, maka perlu dilakukan perbandingan dengan analisa dinamik. Seperti halnya pada analisa gedung *flat slab* 3 lantai, jumlah ragam getar yang dapat diperoleh sebanyak  $6n$  ragam getar dengan  $n$  merupakan jumlah nodalnya. Sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.1 hal 29, pada dasarnya jumlah ragam yang ditinjau adalah sedemikian rupa sehingga sudah mengandung paling sedikit 90% dari energi gempa. Kombinasi respons dari semua ragam yang berperan dilakukan dengan metode *complete quadratic combination* (CQC) yaitu mengevaluasi respons total maksimal dari tiap ragam respons yang terbesar. Dalam analisa dinamik yang dilakukan, digunakan 12 pola ragam getar dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dapat dilihat pada Tabel berikut :

Tabel 4.67 Mass Participation Factor PB-NFS6lt

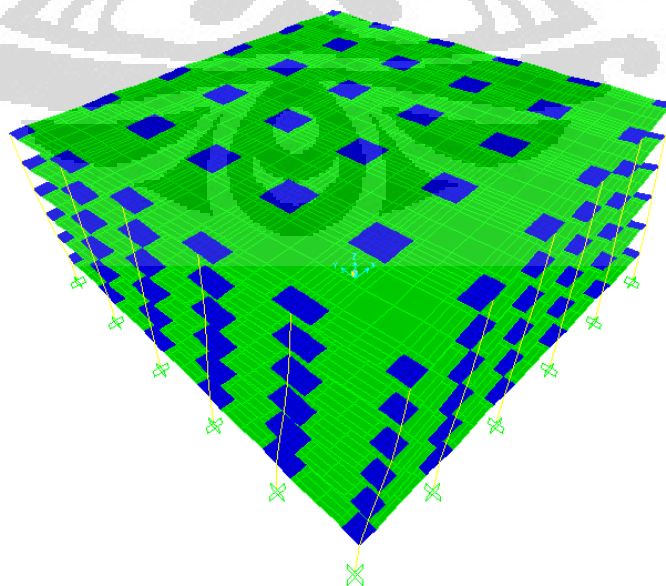
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.94954	74.600	2.800	74.600	2.800	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.94954	2.800	74.600	77.400	77.400	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.89380	0.000	0.000	77.400	77.400	76.500	76.500
MODAL	Mode	4	0.28258	11.000	0.420	88.400	77.800	0.000	76.500
MODAL	Mode	5	0.28258	0.420	11.000	88.800	88.800	0.000	76.500
MODAL	Mode	6	0.26090	0.000	0.000	88.800	88.800	11.900	88.400
MODAL	Mode	7	0.14433	2.900	2.000	91.700	90.900	0.000	88.400
MODAL	Mode	8	0.14433	2.000	2.900	93.700	93.700	0.000	88.400
MODAL	Mode	9	0.12984	0.000	0.000	93.700	93.700	5.100	93.500
MODAL	Mode	10	0.10321	4.400	0.000	98.100	93.700	0.000	93.500
MODAL	Mode	11	0.10321	0.000	4.400	98.100	98.100	0.000	93.500
MODAL	Mode	12	0.10157	0.000	0.000	98.100	98.100	0.000	93.500



Gambar 4.44 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFS6lt



Gambar 4.45 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFS6lt

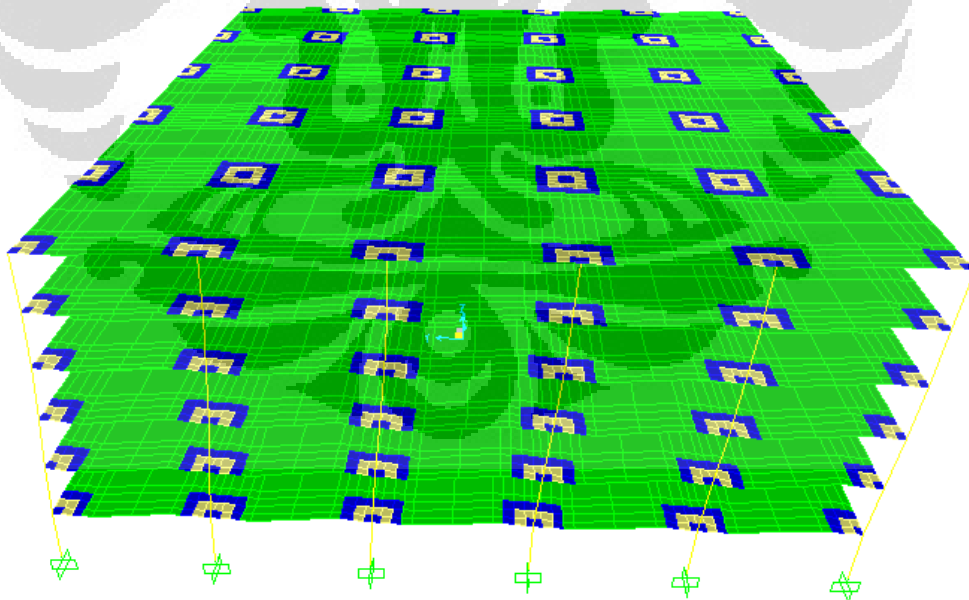


Gambar 4.46 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-NFS6lt

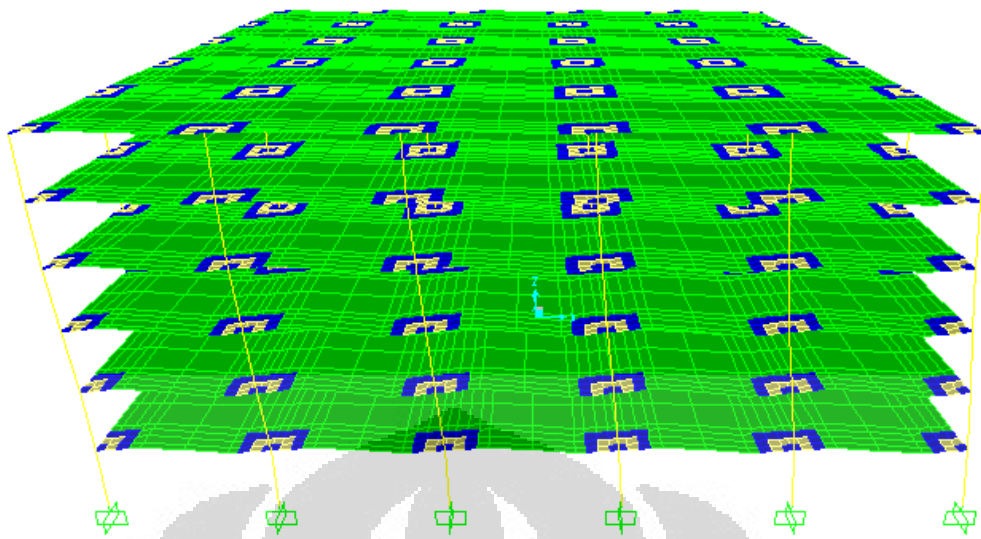
Dari Tabel 4.67, terlihat bahwa 90% massa untuk gedung PB-NFS6lt sudah tercakup dalam 7 modes pertama pada arah-x dan 7 modes pertama pada arah-y.

Tabel 4.68 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-1/2y-6lt

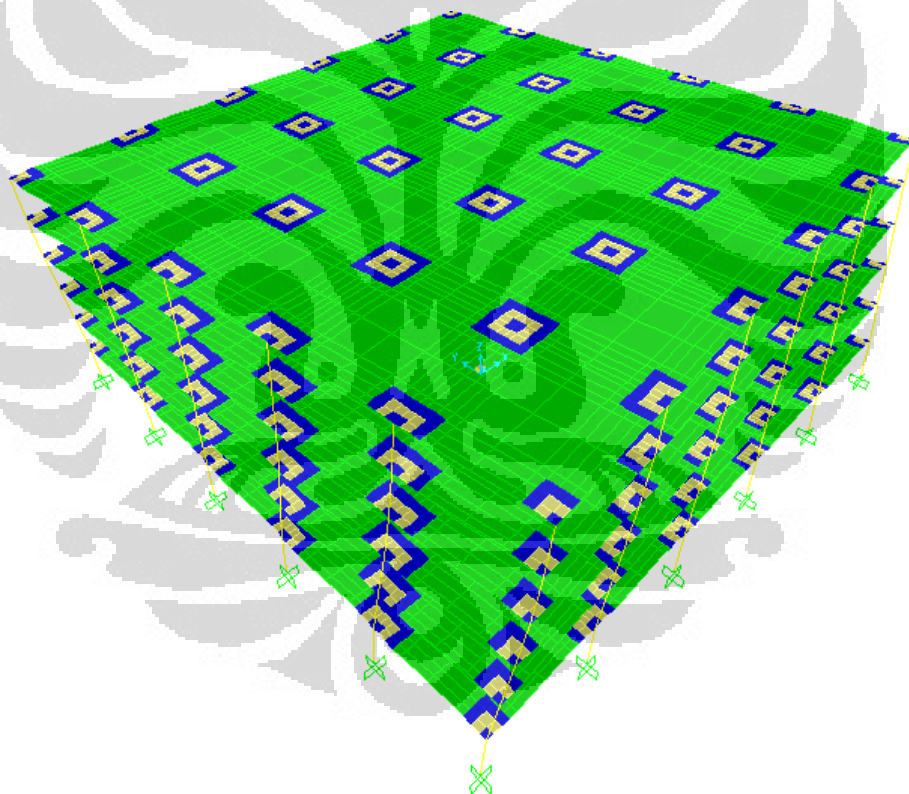
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.91837	0.000	77.700	0.000	77.700	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.91837	77.700	0.000	77.700	77.700	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.86390	0.000	0.000	77.700	77.700	76.800	76.800
MODAL	Mode	4	0.27616	0.008	11.200	77.700	88.900	0.000	76.800
MODAL	Mode	5	0.27616	11.200	0.008	88.900	88.900	0.000	76.800
MODAL	Mode	6	0.25502	0.000	0.000	88.900	88.900	11.600	88.500
MODAL	Mode	7	0.14300	0.000	4.800	88.900	93.700	0.000	88.500
MODAL	Mode	8	0.14300	4.800	0.000	93.700	93.700	0.000	88.500
MODAL	Mode	9	0.12868	0.000	0.000	93.700	93.700	5.000	93.500
MODAL	Mode	10	0.10279	4.400	0.000	98.000	93.700	0.000	93.500
MODAL	Mode	11	0.10279	0.000	4.400	98.000	98.000	0.000	93.500
MODAL	Mode	12	0.10071	0.000	0.000	98.000	98.000	0.000	93.500



Gambar 4.47 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt



Gambar 4.48 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -6lt

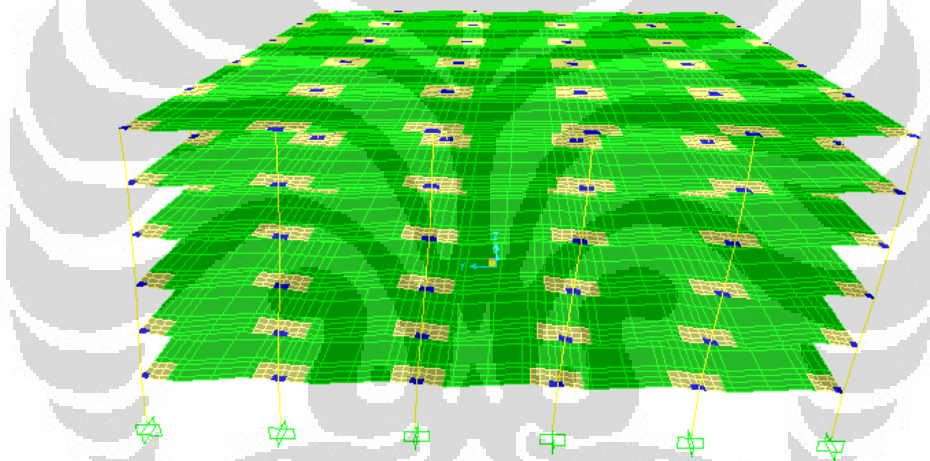


Gambar 4.49 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -6lt

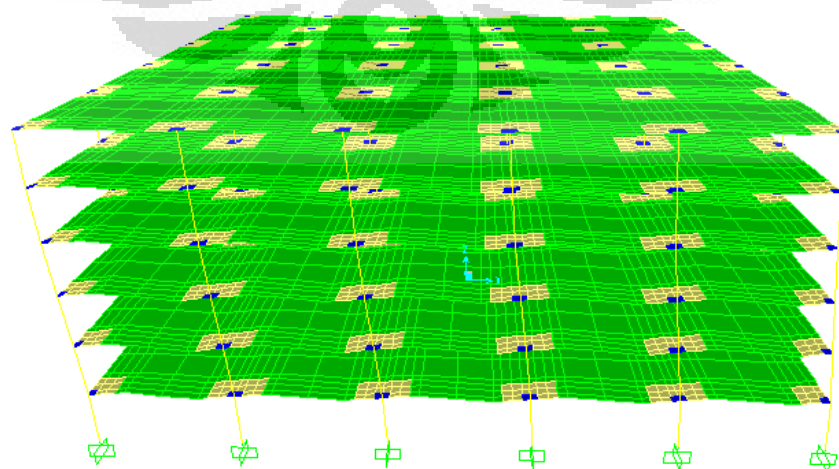
Dari Tabel 4.68, terlihat bahwa 90% massa untuk gedung PB-NFS6lt sudah tercakup dalam 8 modes pertama pada arah-x dan 7 modes pertama pada arah-y.

Tabel 4.69 Mass Participation Factor PB-CFSSCS-y-6lt

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.89737	0.000	77.900	0.000	77.900	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.89737	77.900	0.000	77.900	77.900	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.84474	0.000	0.000	77.900	77.900	77.100	77.100
MODAL	Mode	4	0.27175	0.001	11.100	77.900	89.000	0.000	77.100
MODAL	Mode	5	0.27175	11.100	0.001	89.000	89.000	0.000	77.100
MODAL	Mode	6	0.25125	0.000	0.000	89.000	89.000	11.500	88.500
MODAL	Mode	7	0.14211	0.000	4.700	89.000	93.700	0.000	88.500
MODAL	Mode	8	0.14211	4.700	0.000	93.700	93.700	0.000	88.500
MODAL	Mode	9	0.12809	0.000	0.000	93.700	93.700	4.900	93.500
MODAL	Mode	10	0.10300	4.300	0.000	98.000	93.700	0.000	93.500
MODAL	Mode	11	0.10300	0.000	4.300	98.000	98.000	0.000	93.500
MODAL	Mode	12	0.10162	0.000	0.000	98.000	98.000	0.000	93.500

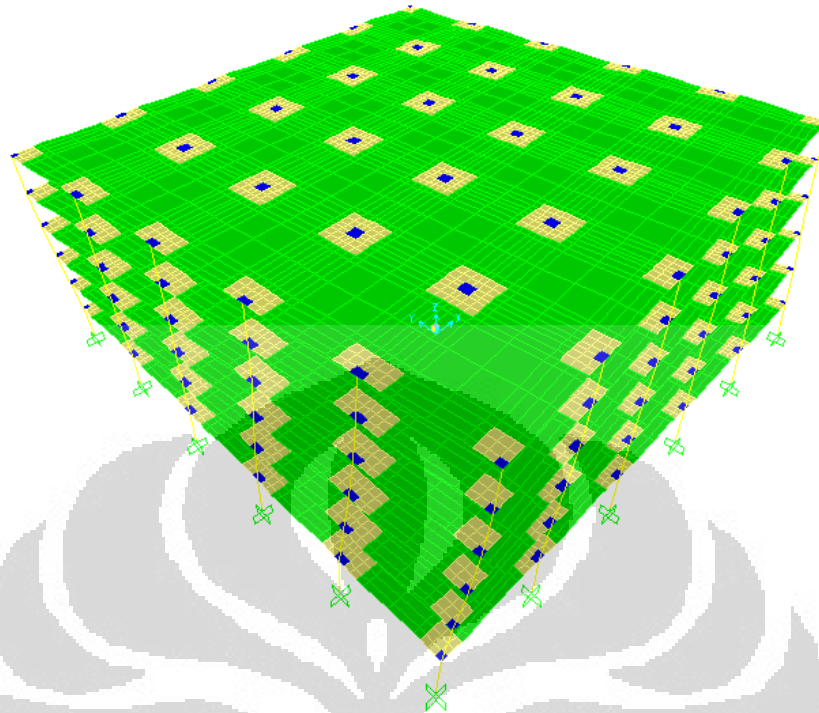


Gambar 4.50 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-CFSSCS-y-6lt



Gambar 4.51 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-CFSSCS-y-6lt





Gambar 4.52 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3 pada PB-CFSSCS-y-6lt

Dari Tabel 4.69, terlihat bahwa 90% massa untuk gedung PB-NFS6lt sudah tercakup dalam 8 modes pertama pada arah-x dan 7 modes pertama pada arah-y.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, dalam analisa dinamik yang dilakukan ini, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus nya, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung parkir 6 lantai tanpa pendetailan khusus, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel di bawah ini (*satuan kg-m*) :

Tabel 4.70 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFS6lt

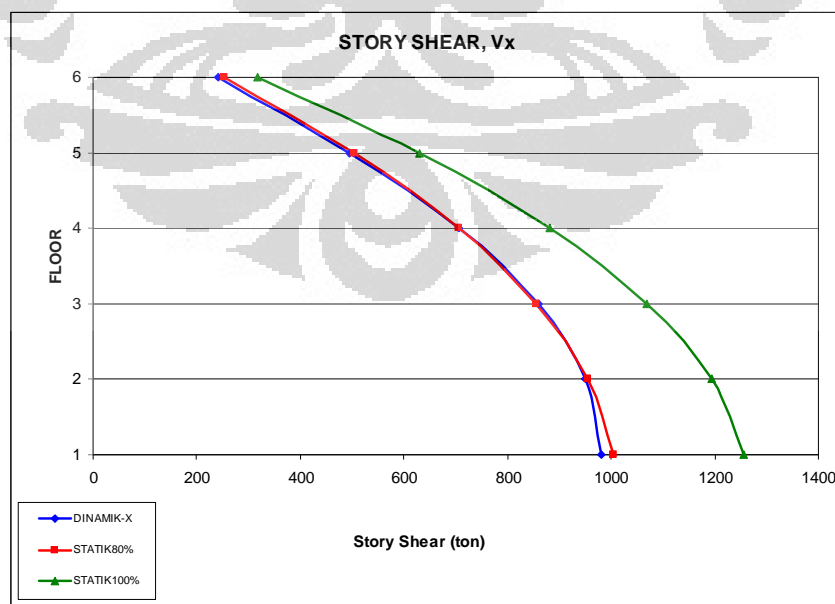
Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My	T
STORY6	RSX	0	240779	0.05477	3.27	3019619	481558
STORY5	RSX	0	495248	0.10591	6.33	6210925	990495
STORY4	RSX	0	706282	0.12263	7.33	8857512	1412563

STORY3	RSX	0	860489	0.14640	8.74	10791434	1720978
STORY2	RSX	0	950394	0.17376	10.38	11918939	1900788
STORY1	RSX	0.26	980641	0.26000	15.53	12298269	1961282

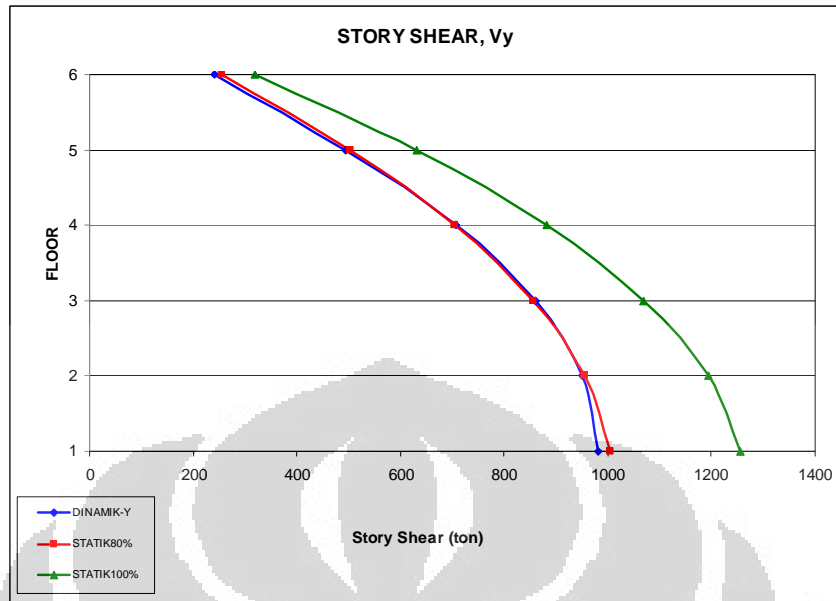
Tabel 4.71 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFS6lt

Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My	T
STORY6	RSY	0	0.00348	240779	3019619	0.46	481557.6
STORY5	RSY	0	0.00674	495248	6210925	0.89	990495.2
STORY4	RSY	0	0.00780	706282	8857512	1.03	1412563.0
STORY3	RSY	0	0.00931	860489	10791434	1.23	1720977.7
STORY2	RSY	0	0.01105	950394	11918939	1.46	1900787.9
STORY1	RSY	0.18	0.01654	980641	12298269	2.18	1961282.0

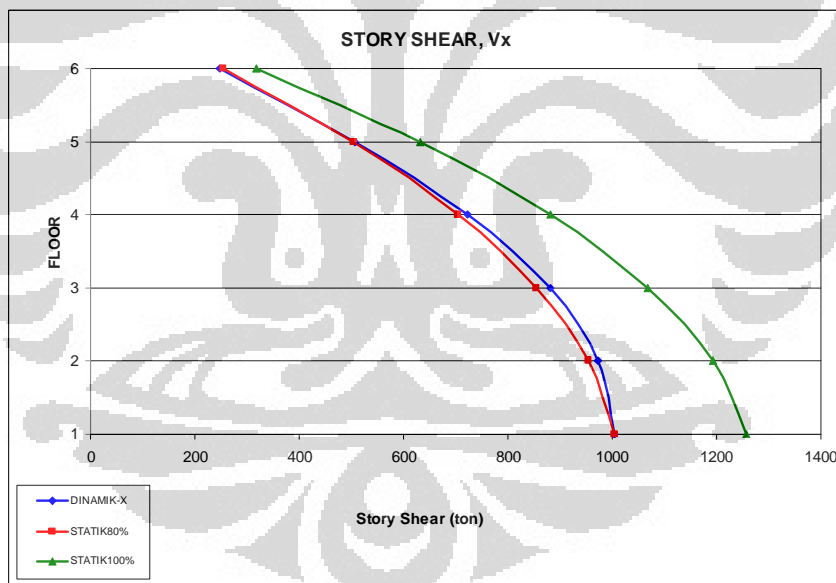
Terlihat pada Tabel 4.70 dan Tabel 4.71, untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih konservatif, maka analisa perlu dihitung ulang dengan memperhitungkan faktor skala  $0,8V_{st}/V_x = 1,0249$  (untuk gempa arah-x) dan  $0,8V_{st}/V_y = 1,0249$  (untuk gempa arah-y) karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik lebih kecil dari 80% hasil analisa statik. Distribusi gaya geser tingkat dari hasil analisa dinamik dan statik ekuivalen digambarkan dalam satu grafik.



Gambar 4.53 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFS6lt sebelum di-skala

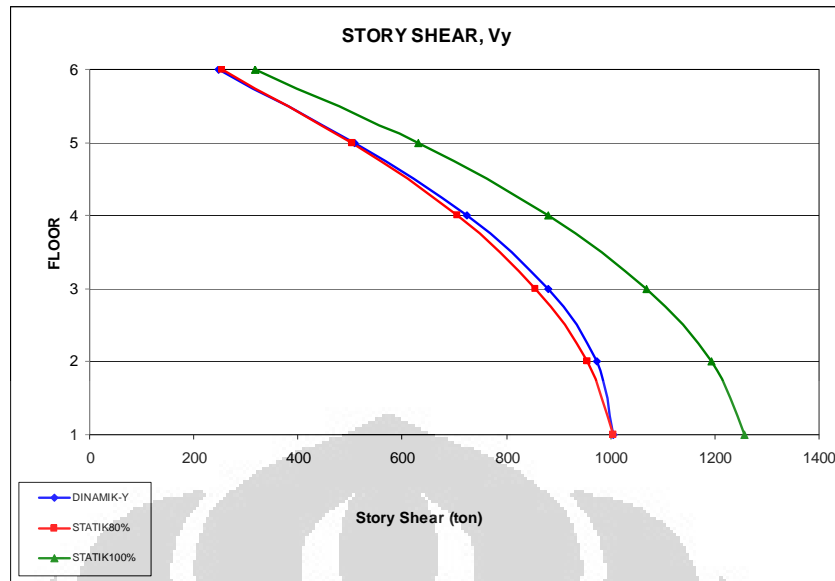


Gambar 4.54 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFS6lt sebelum di-skala



Gambar 4.55 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFS6lt setelah di-skala





Gambar 4.56 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFS6lt setelah di-skala

Sedangkan dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel di bawah ini (satuan kg-m) :

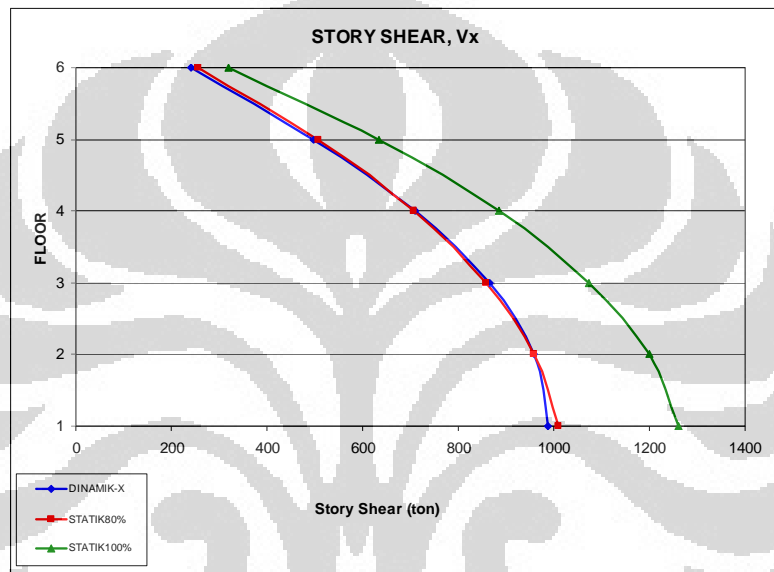
Tabel 4.72 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My	T
STORY6	RSX	0	241089	0.00823	0.56	3016769	482178
STORY5	RSX	0	496726	0.04652	3.15	6215586	993452
STORY4	RSX	0	709518	0.06828	4.63	8878276	1419037
STORY3	RSX	0	865714	0.09827	6.66	10832773	1731429
STORY2	RSX	0	957352	0.13354	9.05	11979444	1914704
STORY1	RSX	0.12	988507	0.19000	12.88	12369286	1977014

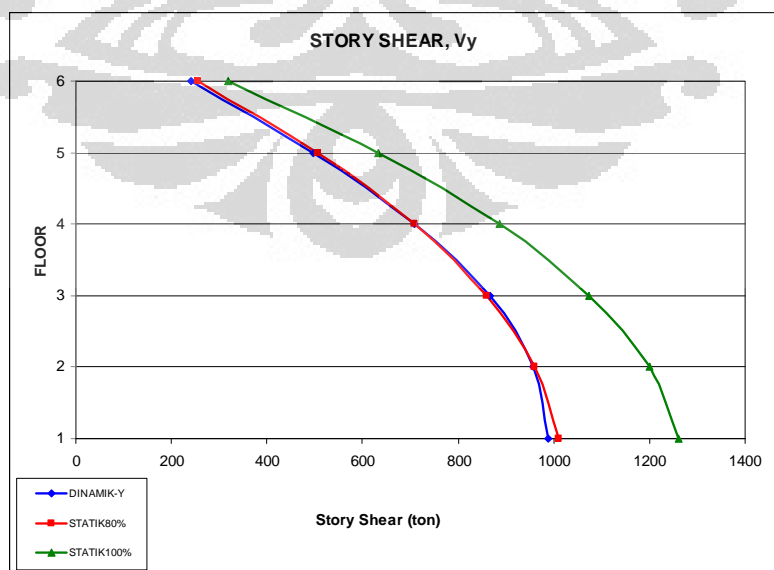
Tabel 4.73 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My	T
STORY6	RSY	0	0.00693	241089	3016769	0.24	482178
STORY5	RSY	0	0.03918	496726	6215586	1.35	993452
STORY4	RSY	0	0.05750	709518	8878276	1.99	1419037
STORY3	RSY	0	0.08275	865715	10832773	2.86	1731429
STORY2	RSY	0	0.11245	957352	11979444	3.89	1914704
STORY1	RSY	0.41	0.16000	988507	12369286	5.53	1977014

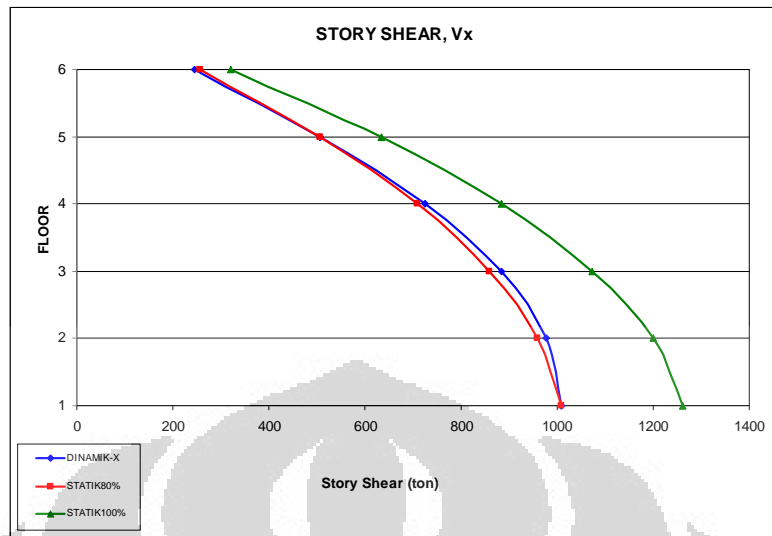
Terlihat pada Tabel 4.72 dan Tabel 4.73, untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih konservatif, maka analisa perlu dihitung ulang dengan memperhitungkan faktor skala  $0,8V_{st}/V_x = 1,0214$  (untuk gempa arah-x) dan  $0,8V_{st}/V_y = 1,0214$  (untuk gempa arah-y) karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik lebih kecil dari 80% hasil analisa statik. Distribusi gaya geser tingkat dari hasil analisa dinamik dan statik ekuivalen digambarkan dalam satu grafik.



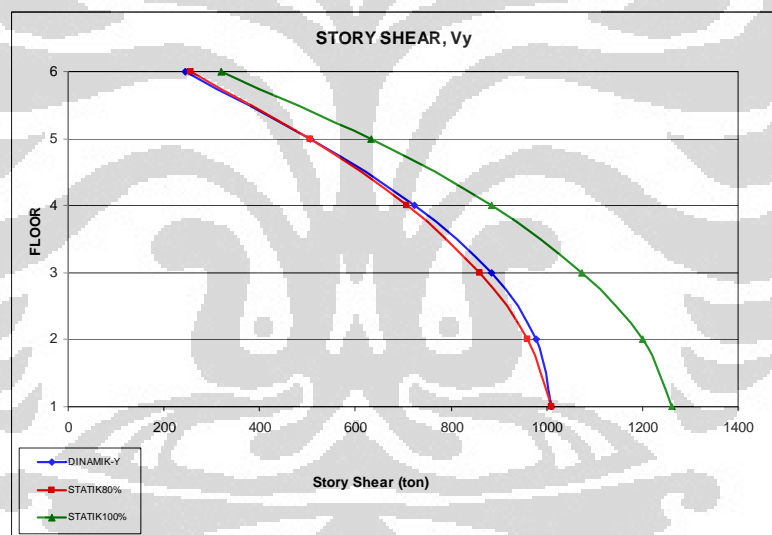
Gambar 4.57 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt sebelum di-skala



Gambar 4.58 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt sebelum di-skala



Gambar 4.59 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt setelah di-skala



Gambar 4.60 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt setelah di-skala

Sedangkan dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung PB-CFSSCS-y-6lt, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel di bawah ini (*satuan kg-m*) :

Tabel 4.74 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-CFSSCS-y-6lt

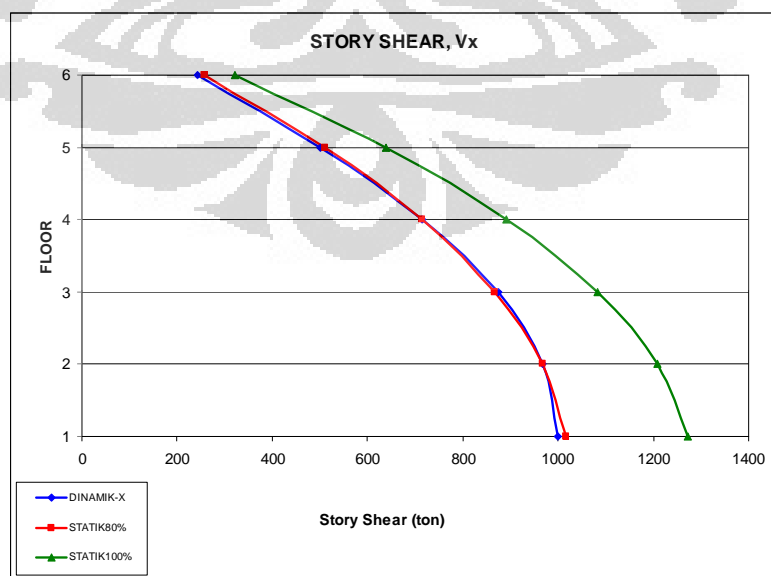
Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My	T
STORY6	RSX	0	242662	0.00307	0.21	3032590	485323
STORY5	RSX	0	500334	0.02925	2.04	6252771	1000668

STORY4	RSX	0	715423	0.04729	3.30	8940786	1430847
STORY3	RSX	0	873844	0.07160	5.00	10920605	1747689
STORY2	RSX	0	967232	0.09970	6.96	12087688	1934464
STORY1	RSX	0.05	999219	0.14000	9.78	12487436	1998438

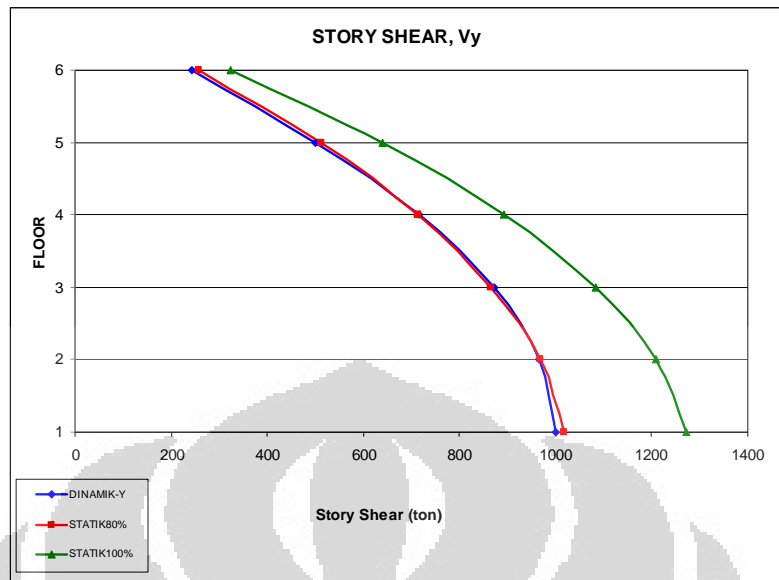
Tabel 4.75 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-CFSSCS-y-6lt

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T
STORY6	RSY	0	0.00158	242662	3032590	0.10	485323
STORY5	RSY	0	0.01508	500334	6252772	0.98	1000668
STORY4	RSY	0	0.02439	715423	8940786	1.58	1430847
STORY3	RSY	0	0.03693	873844	10920606	2.39	1747689
STORY2	RSY	0	0.05144	967232	12087689	3.33	1934464
STORY1	RSY	0.19	0.07223	999219	12487436	4.67	1998438

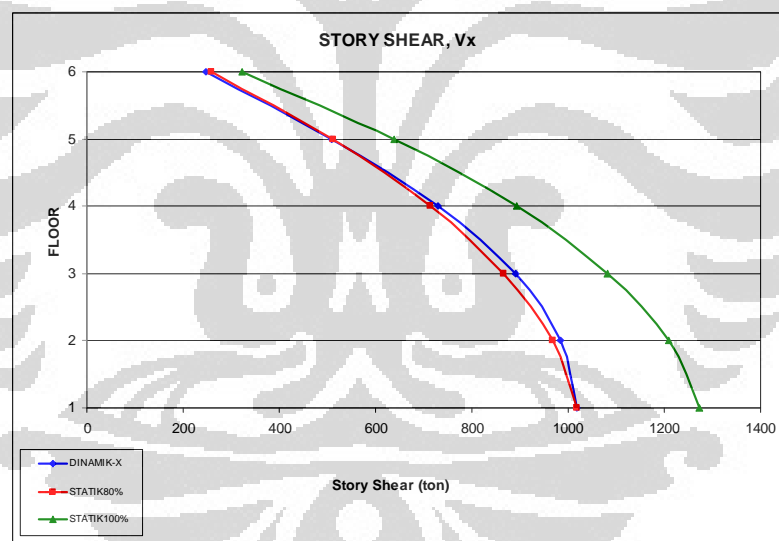
Terlihat pada Tabel 4.74 dan Tabel 4.75, untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih konservatif, maka analisa perlu dihitung ulang dengan memperhitungkan faktor skala  $0,8V_{st}/V_x = 1,0187$  (untuk gempa arah-x) dan  $0,8V_{st}/V_y = 1,0187$  (untuk gempa arah-y) karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik lebih kecil dari 80% hasil analisa statik. Distribusi gaya geser tingkat dari hasil analisa dinamik dan statik ekuivalen digambarkan dalam satu grafik.



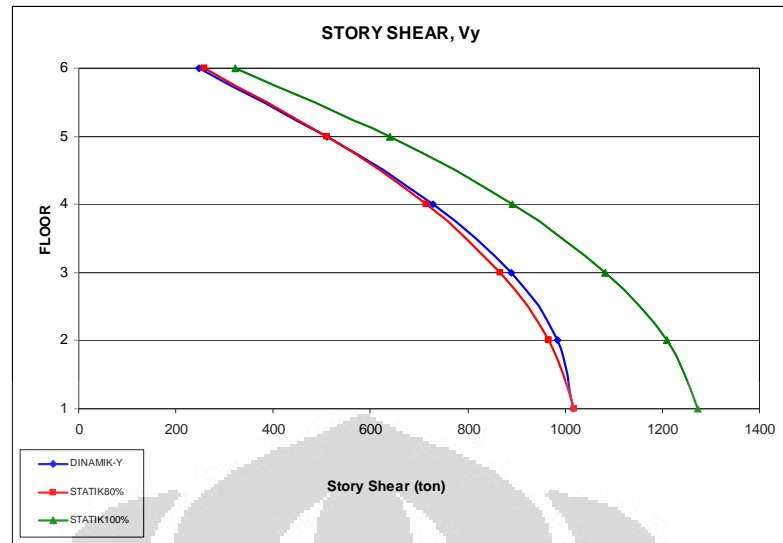
Gambar 4.61 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-6lt sebelum di-skala



Gambar 4.62 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-CFSSCS-y-6lt sebelum di-skala



Gambar 4.63 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-6lt setelah di-skala



Gambar 4.64 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-CFSSCS-y-6lt setelah di-skala

#### 4.2.1.5 Analisa $T_{Rayleigh}$

Seperti halnya pada analisa gedung *flat slab* 3 lantai, sesuai pasal 6.2.2 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, nilai  $T_1$  tidak boleh menyimpang lebih dari 20% hasil  $T_{Rayleigh}$ . Rumusan  $T_{Rayleigh}$  sesuai pasal 6.2.1 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, ditunjukkan pada persamaan (4.8).

Tabel 4.76 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-NFS6lt sumbu-x

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i \times$ (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY6	18.00	1335508	318115.79	45.634	2781173921	14516975.16
STORY5	15.00	1575508	312736.18	40.892	2634533741	12788504.71
STORY4	12.00	1575508	250188.94	33.914	1812099400	8484942.05
STORY3	9.00	1575508	187641.71	24.806	969462419	4654624.22
STORY2	6.00	1575508	125094.47	14.504	331420623	1814335.68
STORY1	3.00	1575508	62547.24	4.906	37918437	306847.86
		$\Sigma$			8566608541	42566229.68

Tabel 4.77 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-NFS6lt sumbu-y

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i y$ (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY6	18.00	1335508	318115.79	45.634	2781173921	14516975.16
STORY5	15.00	1575508	312736.18	40.892	2634533741	12788504.71
STORY4	12.00	1575508	250188.94	33.914	1812099400	8484942.05

STORY3	9.00	1575508	187641.71	24.806	969462419	4654624.22
STORY2	6.00	1575508	125094.47	14.504	331420623	1814335.68
STORY1	3.00	1575508	62547.24	4.906	37918437	306847.86
		$\Sigma$			8566608541	42566229.68

Pada Tabel 4.76 dan Tabel 4.77, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-NFS6lt memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-NFS6lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{8566608541}{9810.42566229}} = 0,902 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-NFS6lt = 0,902 – 20% . 0,902 = 0,722 detik. *Output* SAP2000 v.14.2 menunjukkan bahwa pada mode ke-1 waktu getar gedung PB-NFS6lt sebesar 0,949535 detik. Nilai  $T_{SAP\ 2000} = 0,949535$  detik >  $T_{Rayleigh} = 0,722$  detik tapi nilai  $T_{SAP\ 2000} = 0,949535$  detik <  $T_{pembatasan} = 1,08$  detik, maka nilai  $T_1$  hasil yang dihitung SAP2000 tersebut memenuhi ketentuan pasal 5.6 & pasal 6.2 SNI 03 – 1726 – 2002 sehingga diharapkan perilaku lentur struktur gedung PB-NFS6lt dapat dihindari.

Tabel 4.78 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt sumbu-x

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i \times$ (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY6	18.00	1342503	319754.71	42.441	2418209253	13570823.03
STORY5	15.00	1582503	314097.85	38.172	2305922589	11989884.30
STORY4	12.00	1582503	251278.28	31.760	1596290911	7980656.85
STORY3	9.00	1582503	188458.71	23.326	861009894	4395901.49
STORY2	6.00	1582503	125639.14	13.720	297898766	1723800.38
STORY1	3.00	1582503	62819.57	4.690	34809289	294625.41
		$\Sigma$			7514140702	39955691.46

Tabel 4.79 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt sumbu-y

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i \times$ (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY6	18.00	1342503	319754.71	42.441	2418209253	13570823.03
STORY5	15.00	1582503	314097.85	38.172	2305922589	11989884.30

STORY4	12.00	1582503	251278.28	31.760	1596290911	7980656.85
STORY3	9.00	1582503	188458.71	23.326	861009894	4395901.49
STORY2	6.00	1582503	125639.14	13.720	297898766	1723800.38
STORY1	3.00	1582503	62819.57	4.690	34809289	294625.41
$\Sigma$					7514140702	39955691.46

Pada Tabel 4.78 dan Tabel 4.79, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-CFSSCS-1/2y-6lt serta penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah sebagian drop panel) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-CFSSCS-1/2y-6lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{7514140702}{9810.39955691}} = 0,87 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt = 0,872 – 20% .  
 0,872 = 0,697 detik. *Output* SAP2000 v.14.2 menunjukkan bahwa pada mode ke-1 waktu getar gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt sebesar 0,91837 detik. Nilai  $T_{SAP\ 2000} = 0,91837 \text{ detik} > T_{Rayleigh} = 0,697 \text{ detik}$  tapi nilai  $T_{SAP\ 2000} = 0,91837 \text{ detik} < T_{pembatasan} = 1,08 \text{ detik}$ , maka nilai  $T_1$  hasil yang dihitung SAP2000 tersebut memenuhi ketentuan pasal 5.6 & pasal 6.2 SNI 03 – 1726 – 2002 sehingga diharapkan perilaku lentur struktur gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah sebagian drop panel) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.

Tabel 4.80 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-y-6lt sumbu-x

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	Fi x (kgf)	di (mm)	wi . di <sup>2</sup> (kgf mm <sup>2</sup> )	Fi . di (kgf mm)
STORY6	18.00	1355200	322728.94	40.344	2205783692	13020202.47
STORY5	15.00	1595200	316569.03	36.379	2111152259	11516504.79
STORY4	12.00	1595200	253255.23	30.344	1468754710	7684675.58
STORY3	9.00	1595200	189941.42	22.355	797176191	4246091.26



STORY2	6.00	1595200	126627.61	13.210	278365711	1672741.28
STORY1	3.00	1595200	63313.81	4.549	33013835	288030.78
		$\Sigma$			6894246398	38428246.17

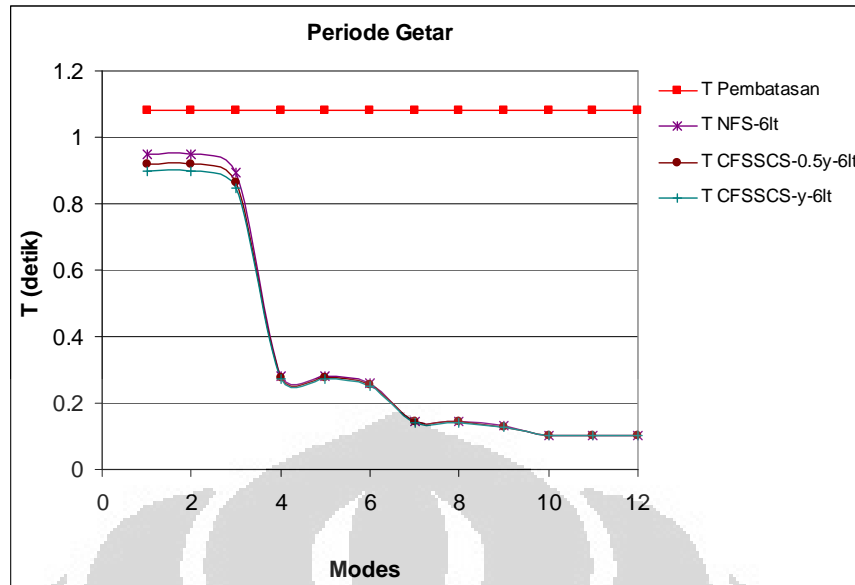
Tabel 4.81 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-CFSSCS-y-6lt sumbu-y

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i$ y (kgf)	$d_i$ (mm)	$w_i \cdot d_i^2$ (kgf mm <sup>2</sup> )	$F_i \cdot d_i$ (kgf mm)
STORY6	18.00	1355200	322728.94	40.344	2205783692	13020202.47
STORY5	15.00	1595200	316569.03	36.379	2111152259	11516504.79
STORY4	12.00	1595200	253255.23	30.344	1468754710	7684675.58
STORY3	9.00	1595200	189941.42	22.355	797176191	4246091.26
STORY2	6.00	1595200	126627.61	13.210	278365711	1672741.28
STORY1	3.00	1595200	63313.81	4.549	33013835	288030.78
		$\Sigma$			6894246398	38428246.17

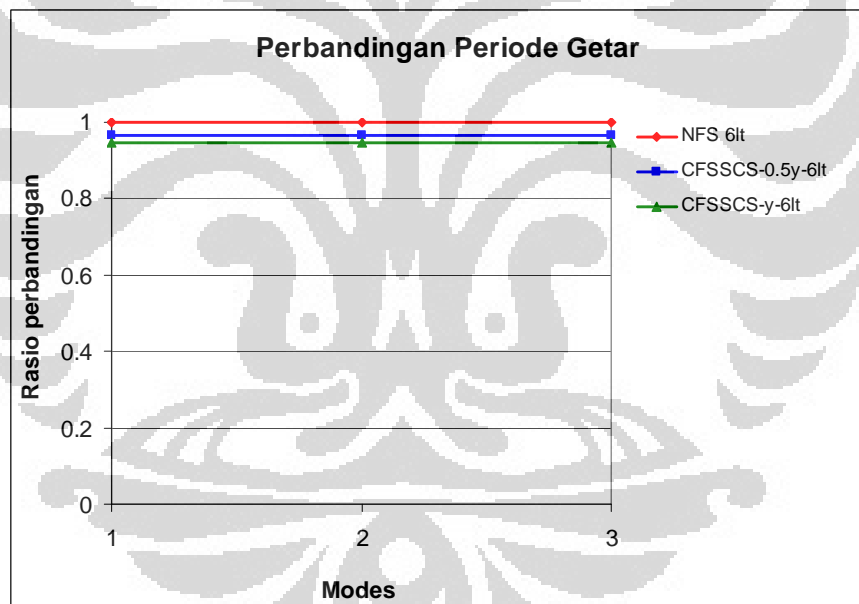
Pada Tabel 4.80 dan Tabel 4.81, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-CFSSCS-y-6lt serta penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (pada seluruh daerah drop panel) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-CFSSCS-y-6lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{6894246398}{9810.38428246}} = 0,85 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-CFSSCS-y-6lt = 0,852 – 20% . 0,852 = 0,682 detik. *Output* SAP2000 v.14.2 menunjukkan bahwa pada mode ke-1 waktu getar gedung PB-CFSSCS-y-6lt sebesar 0,897373 detik. Nilai  $T_{ISAP\ 2000} = 0,897373 \text{ detik} > T_{Rayleigh} = 0,682 \text{ detik}$  tapi nilai  $T_{ISAP\ 2000} = 0,897373 \text{ detik} < T_{pembatasan} = 1,08 \text{ detik}$ , maka nilai  $T_1$  hasil yang dihitung SAP2000 tersebut memenuhi ketentuan pasal 5.6 & pasal 6.2 SNI 03 – 1726 – 2002 sehingga diharapkan perilaku lentur struktur gedung PB-CFSSCS-y-6lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (pada seluruh daerah drop panel) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-CFSSCS-y-6lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.



Gambar 4.65 Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 6lt



Gambar 4.66 Grafik Rasio Perbandingan Periode Getar gedung 6lt

Seperti halnya pada pembahasan gedung 3 lantai, pada Gambar 4.65-4.66, terlihat bahwa massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus memberi pengaruh terhadap periode getar gedung secara keseluruhan. Pada persamaan (4.9) terlihat bahwa periode getar sangat bergantung pada massa (m) dan kekakuan struktur (k). Pada Gambar 4.65-4.66, periode getar semakin kecil merupakan indikasi awal meningkatnya kekakuan dari struktur

tersebut. Kekakuan meningkat karena berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dan lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* semakin besar walaupun akibat pemasangan tersebut, ada penambahan massa tiap lantai. Penambahan massa tiap lantai tersebut, ternyata tidak terlalu signifikan untuk memperpanjang periode getar.

Besarnya persentase penurunan periode getar pada pola ragam getar pertama (*modes 1*) akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom adalah 3,28%. Sedangkan besarnya persentase penurunan periode getar pada pola ragam getar pertama (*modes 1*) akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 5,49% bila dibandingkan dengan gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-6lt). Selain itu, pada Gambar 4.49, terlihat bahwa pada pola ragam getar pertama untuk masing-masing gedung, periode getarnya memenuhi syarat pembatasan periode getar sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 hal 26 dan terletak diantara  $0,8T_{\text{rayleigh}} < T_1 < 1,2T_{\text{rayleigh}}$  sehingga terjadinya struktur yang fleksibel dapat dicegah.

#### **4.2.1.6 Displacement Pusat Massa dan Simpangan antar Tingkat**

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai ditentukan sebagai simpangan horisontal titik tersebut relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai di bawahnya. Hasil *displacement* pada pusat massa struktur dan nilai simpangan antar lantai diperoleh setelah dilakukan analisis struktur untuk beban gempa rencana. Tabel di bawah ini menunjukkan nilai *displacement* struktur pada setiap pusat massa lantainya dan nilai simpangan antar lantai untuk beban gempa arah-x dan arah-y dengan satuan centimeter baik gedung parkir 6 lantai tanpa pendetailan khusus maupun gedung parkir 6 lantai dengan pendetailan khusus. Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja tulangan dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar tingkat ini harus dihitung

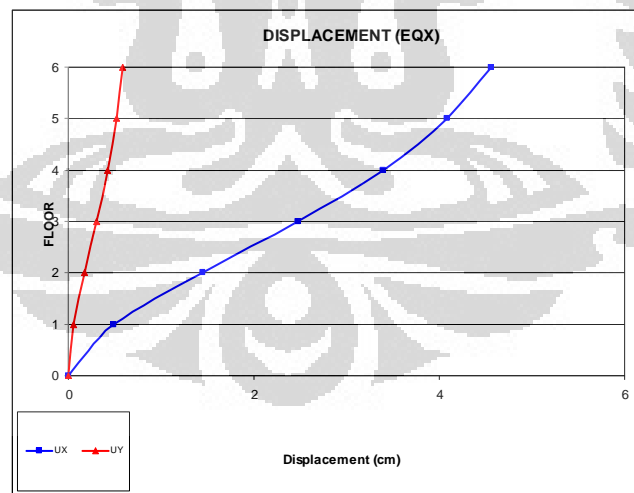
dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi faktor skala.

Tabel 4.82 Displacement titik terluar gedung PB-NFS6lt akibat gempa arah-x (cm)

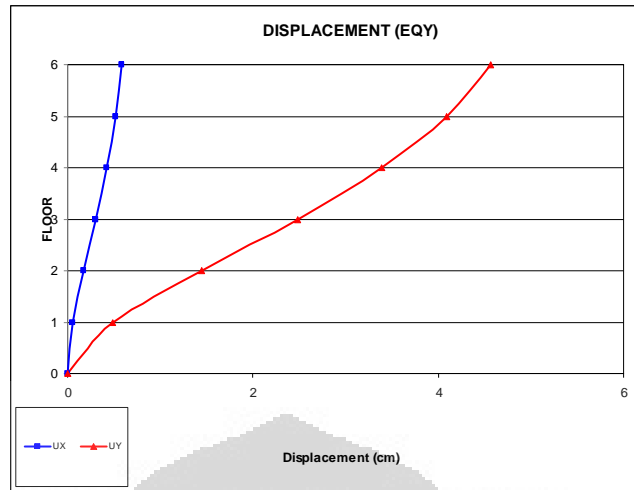
Story	Load	UX	UY
STORY6	EQX	4.563	0.580
STORY5	EQX	4.089	0.514
STORY4	EQX	3.391	0.421
STORY3	EQX	2.481	0.304
STORY2	EQX	1.450	0.175
STORY1	EQX	0.491	0.058

Tabel 4.83 Displacement titik terluar gedung PB-NFS6lt akibat gempa arah-y (cm)

Story	Load	UX	UY
STORY6	EQY	0.580	4.563
STORY5	EQY	0.514	4.089
STORY4	EQY	0.421	3.391
STORY3	EQY	0.304	2.481
STORY2	EQY	0.175	1.450
STORY1	EQY	0.058	0.491



Gambar 4.67 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-NFS6lt



Gambar 4.68 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-NFS6lt

Tabel berikut menunjukkan rasio *inter story-drift* (simpangan antar tingkat) yang didapat dari beban gempa arah-x dan arah-y pada gedung PB-NFS6lt.

Tabel 4.84 Rasio inter story drift-x gedung PB-NFS6lt

Story	Load	UX	Drift-X
STORY6	EQX	4.563	0.00158
STORY5	EQX	4.089	0.00233
STORY4	EQX	3.391	0.00304
STORY3	EQX	2.481	0.00343
STORY2	EQX	1.450	0.00320
STORY1	EQX	0.491	0.00164

Tabel 4.85 Rasio inter story drift-y gedung PB-NFS6lt

Story	Load	UY	Drift-Y
STORY6	EQY	4.563	0.00158
STORY5	EQY	4.089	0.00233
STORY4	EQY	3.391	0.00304
STORY3	EQY	2.481	0.00343
STORY2	EQY	1.450	0.00320
STORY1	EQY	0.491	0.00164

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa pada gedung PB-NFS6lt, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi di lantai 3. Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana pelelehan

baja tulangan, peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 hal 31, harus memenuhi syarat. Untuk ketinggian tingkat yang minimum (3000 mm, lantai tipikal), maka batas simpangan antartingkat :

- $\Delta_i < \frac{0,03}{5,5} \times 3000 \rightarrow \Delta_i < 16 \text{ mm}$
- $\Delta_3 = 0,00343 \times 3000 = 10,30 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.86 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-NFS6lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift $\Delta_s$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	45.6	45.6	4.74	4.74	16	OK	OK
5	15	3	40.9	40.9	6.98	6.98	16	OK	OK
4	12	3	33.9	33.9	9.11	9.11	16	OK	OK
3	9	3	24.8	24.8	10.30	10.30	16	OK	OK
2	6	3	14.5	14.5	9.60	9.60	16	OK	OK
1	3	3	4.9	4.9	4.91	4.91	16	OK	OK

Disamping kinerja batas layan tersebut, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.1 hal 31, harus pula memenuhi syarat :

- $\Delta_i < 0,02 \times h_i$ , untuk  $h_i = 3000 \text{ mm}$ , maka  $\Delta_i \leq 60 \text{ mm}$
- $\Delta_i = (\text{drift max}) \times \zeta \times h_i$ , dengan  $\zeta = 0,7 \times R = 0,7 \times 5,5 = 3,85$   
 $\Delta_3 = 0,00343 \times 3,85 \times 3000 = 39,66 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.87 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-NFS6lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift $\Delta_s$ (mm)		Drift $\Delta_m$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	4.74	4.74	18.26	18.26	60	OK	OK
5	15	3	6.98	6.98	26.87	26.87	60	OK	OK
4	12	3	9.11	9.11	35.07	35.07	60	OK	OK
3	9	3	10.30	10.30	39.66	39.66	60	OK	OK
2	6	3	9.60	9.60	36.95	36.95	60	OK	OK
1	3	3	4.91	4.91	18.89	18.89	60	OK	OK

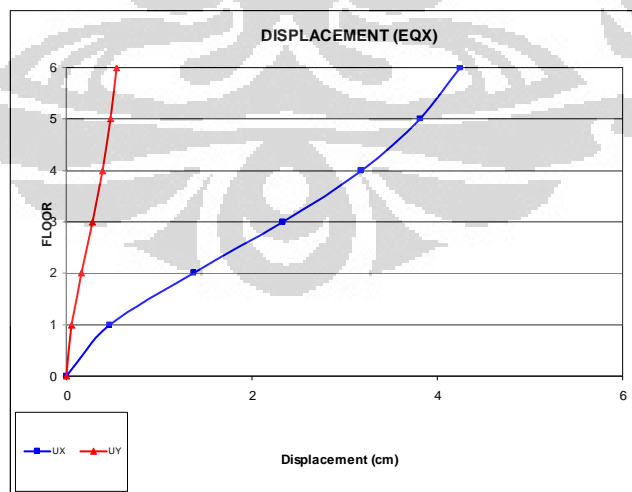
Sedangkan Tabel berikut menunjukkan *displacement* serta rasio *inter story-drift* (simpangan antar tingkat) akibat gempa arah-x dan gempa arah-y, dan grafik *displacement* akibat gempa arah-x dan gempa arah-y pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt.

Tabel 4.88 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt akibat gempa arah-x (cm)

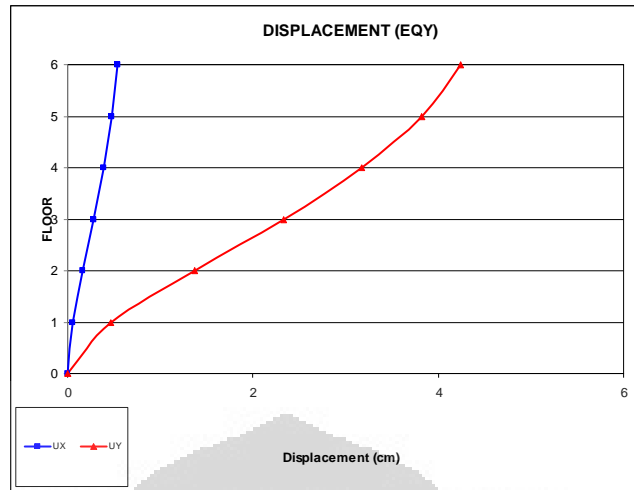
Story	Load	UX	UY
STORY6	EQX	4.244	0.538
STORY5	EQX	3.817	0.478
STORY4	EQX	3.176	0.393
STORY3	EQX	2.333	0.285
STORY2	EQX	1.372	0.165
STORY1	EQX	0.469	0.055

Tabel 4.89 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt akibat gempa arah-y (cm)

Story	Load	UX	UY
STORY6	EQY	0.538	4.244
STORY5	EQY	0.478	3.817
STORY4	EQY	0.393	3.176
STORY3	EQY	0.285	2.333
STORY2	EQY	0.165	1.372
STORY1	EQY	0.055	0.469



Gambar 4.69 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt



Gambar 4.70 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Tabel 4.90 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Story	Load	UX	Drift-X
STORY6	EQX	4.244	0.00142
STORY5	EQX	3.817	0.00214
STORY4	EQX	3.176	0.00281
STORY3	EQX	2.333	0.00320
STORY2	EQX	1.372	0.00301
STORY1	EQX	0.469	0.00156

Tabel 4.91 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Story	Load	UY	Drift-Y
STORY6	EQY	4.244	0.00142
STORY5	EQY	3.817	0.00214
STORY4	EQY	3.176	0.00281
STORY3	EQY	2.333	0.00320
STORY2	EQY	1.372	0.00301
STORY1	EQY	0.469	0.00156

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa pada gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi di lantai 3. Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana pelelehan baja tulangan, peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 hal 31, harus memenuhi syarat. Untuk ketinggian



tingkat yang minimum (3000 mm, lantai tipikal), maka batas simpangan antartingkat :

- $\Delta_i < \frac{0,03}{5,5} \times 3000 \rightarrow \Delta_i < 16 \text{ mm}$
- $\Delta_3 = 0,00320 \times 3000 = 9,61 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.92 Kinerja batas layan ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift $\Delta_s$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	42.4	42.4	4.27	4.27	16	OK	OK
5	15	3	38.2	38.2	6.41	6.41	16	OK	OK
4	12	3	31.8	31.8	8.43	8.43	16	OK	OK
3	9	3	23.3	23.3	9.61	9.61	16	OK	OK
2	6	3	13.7	13.7	9.03	9.03	16	OK	OK
1	3	3	4.7	4.7	4.69	4.69	16	OK	OK

Disamping kinerja batas layan tersebut, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.1 hal 31, harus pula memenuhi syarat :

- $\Delta_i < 0,02 \times h_i$ , untuk  $h_i = 3000 \text{ mm}$ , maka  $\Delta_i \leq 60 \text{ mm}$
- $\Delta_i = (\text{drift max}) \times \zeta \times h_i$ , dengan  $\zeta = 0,7 \times R = 0,7 \times 5,5 = 3,85$   
 $\Delta_3 = 0,00320 \times 3,85 \times 3000 = 36,98 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.93 Kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift $\Delta_s$ (mm)		Drift $\Delta_m$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	4.27	4.27	16.44	16.44	60	OK	OK
5	15	3	6.41	6.41	24.69	24.69	60	OK	OK
4	12	3	8.43	8.43	32.47	32.47	60	OK	OK
3	9	3	9.61	9.61	36.98	36.98	60	OK	OK
2	6	3	9.03	9.03	34.77	34.77	60	OK	OK
1	3	3	4.69	4.69	18.06	18.06	60	OK	OK

Sedangkan Tabel berikut menunjukkan *displacement* serta rasio *inter story-drift* (simpangan antar tingkat) akibat gempa arah-x dan gempa arah-y,

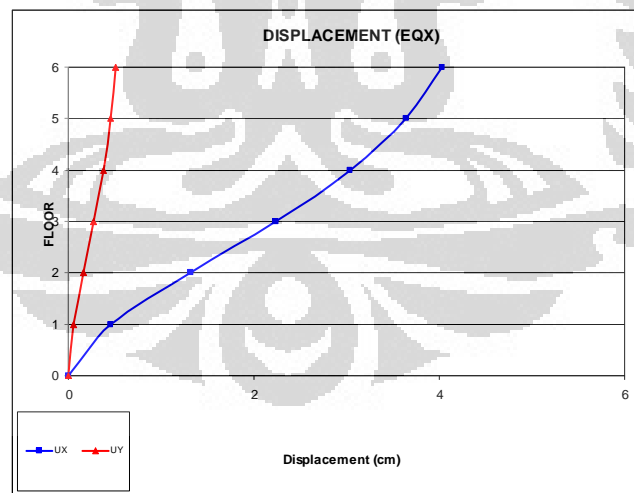
dan grafik *displacement* akibat gempa arah-x dan gempa arah-y pada gedung PB-CFSSCS-y-6lt.

Tabel 4.94 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-6lt akibat gempa arah-x (cm)

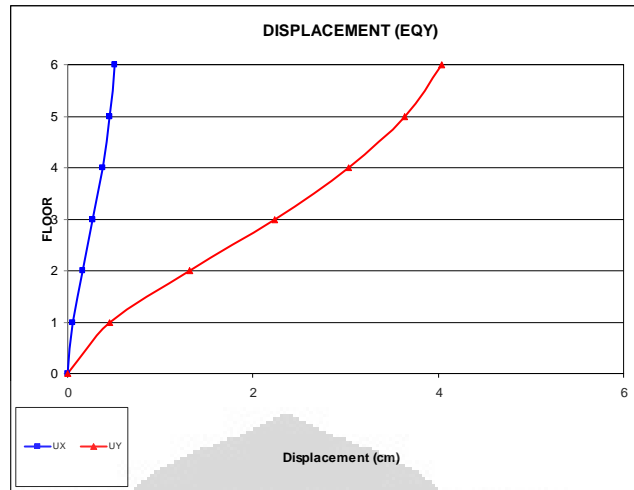
Story	Load	UX	UY
STORY6	EQX	4.034	0.513
STORY5	EQX	3.638	0.457
STORY4	EQX	3.034	0.377
STORY3	EQX	2.235	0.274
STORY2	EQX	1.321	0.160
STORY1	EQX	0.455	0.054

Tabel 4.95 Displacement titik terluar gedung PB-CFSSCS-y-6lt akibat gempa arah-y (cm)

Story	Load	UX	UY
STORY6	EQY	0.513	4.034
STORY5	EQY	0.457	3.638
STORY4	EQY	0.377	3.034
STORY3	EQY	0.274	2.235
STORY2	EQY	0.160	1.321
STORY1	EQY	0.054	0.455



Gambar 4.71 Displacement akibat gempa arah-x (cm) pada PB-CFSSCS-y-6lt



Gambar 4.72 Displacement akibat gempa arah-y (cm) pada PB-CFSSCS-y-6lt

Tabel 4.96 Rasio inter story drift-x gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Story	Load	UX	Drift-X
STORY6	EQX	4.034	0.00132
STORY5	EQX	3.638	0.00201
STORY4	EQX	3.034	0.00266
STORY3	EQX	2.235	0.00305
STORY2	EQX	1.321	0.00289
STORY1	EQX	0.455	0.00152

Tabel 4.97 Rasio inter story drift-y gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Story	Load	UY	Drift-Y
STORY6	EQY	4.034	0.00132
STORY5	EQY	3.638	0.00201
STORY4	EQY	3.034	0.00266
STORY3	EQY	2.235	0.00305
STORY2	EQY	1.321	0.00289
STORY1	EQY	0.455	0.00152

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa pada gedung PB-CFSSCS-y-6lt, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi di lantai 3. Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana pelelehan baja tulangan, peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal

8.1.2 hal 31, harus memenuhi syarat. Untuk ketinggian tingkat yang minimum (3000 mm, lantai tipikal), maka batas simpangan antartingkat :

- $\Delta_i < \frac{0,03}{5,5} \times 3000 \rightarrow \Delta_i < 16 \text{ mm}$
- $\Delta_3 = 0,00305 \times 3000 = 9,14 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.98 Kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift $\Delta_s$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	40.3	40.3	3.96	3.96	16	OK	OK
5	15	3	36.4	36.4	6.04	6.04	16	OK	OK
4	12	3	30.3	30.3	7.99	7.99	16	OK	OK
3	9	3	22.4	22.4	9.14	9.14	16	OK	OK
2	6	3	13.2	13.2	8.66	8.66	16	OK	OK
1	3	3	4.5	4.5	4.55	4.55	16	OK	OK

Disamping kinerja batas layan tersebut, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat ( $\Delta_i$ ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.1 hal 31, harus pula memenuhi syarat :

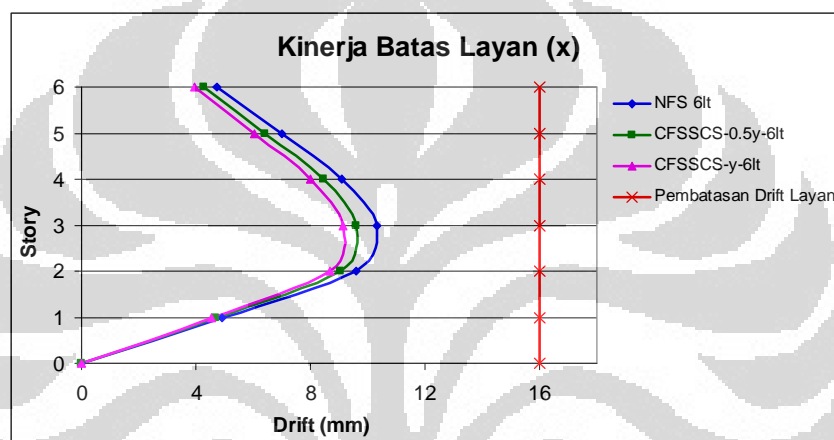
- $\Delta_i < 0,02 \times h_i$ , untuk  $h_i = 3000 \text{ mm}$ , maka  $\Delta_i \leq 60 \text{ mm}$
- $\Delta_i = (\text{drift max}) \times \zeta \times h_i$ , dengan  $\zeta = 0,7 \times R = 0,7 \times 5,5 = 3,85$   
 $\Delta_3 = 0,00305 \times 3,85 \times 3000 = 35,21 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$

Tabel 4.99 Kinerja batas ultimit PB-CFSSCS-y-6lt

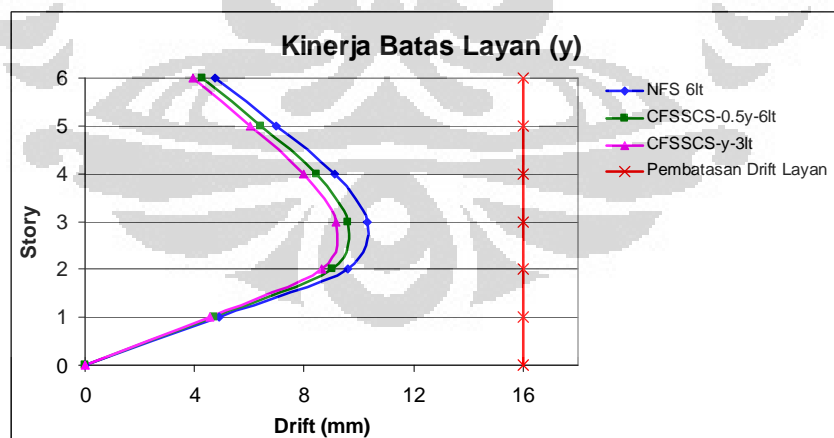
Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift $\Delta_s$ (mm)		Drift $\Delta_m$ (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	3.96	3.96	15.27	15.27	60	OK	OK
5	15	3	6.04	6.04	23.24	23.24	60	OK	OK
4	12	3	7.99	7.99	30.76	30.76	60	OK	OK
3	9	3	9.14	9.14	35.21	35.21	60	OK	OK
2	6	3	8.66	8.66	33.34	33.34	60	OK	OK
1	3	3	4.55	4.55	17.51	17.51	60	OK	OK

Dari hasil analisa kinerja batas layan maupun kinerja batas ultimit, menunjukkan bahwa penambahan 2 lapis pelat baja sebagai material pendetailan khusus yang memang bagian dari desain awal dalam

perencanaan bangunan tingkat rendah tahan gempa serta penempatan yang teratur (hanya pada daerah sebagian drop panel) pada gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$  dan PB-CFSSCS- $y-6lt$  memberi pengaruh terhadap kinerja struktur secara keseluruhan bila dibandingkan dengan gedung PB-NFS $6lt$  yang memiliki keseragaman dan keteraturan yang sama dengan gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$  dan PB-CFSSCS- $y-6lt$  baik secara horizontal maupun vertikal. Hal ini disebabkan karena aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi pada gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$  dan PB-CFSSCS- $y-6lt$ .



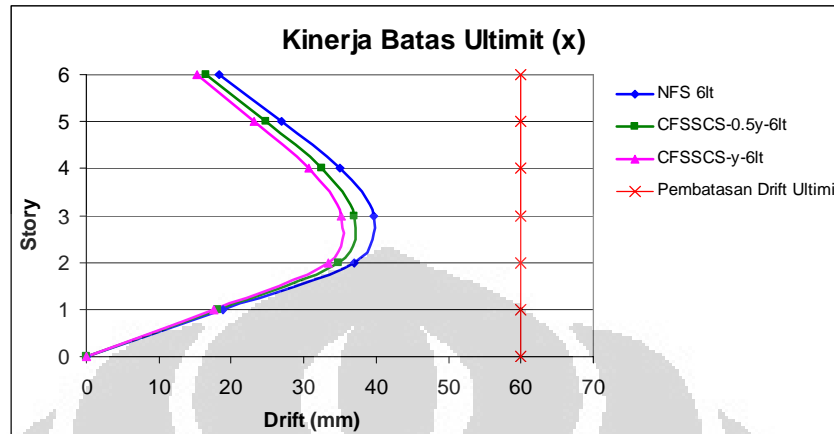
Gambar 4.73 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x gedung 6lt



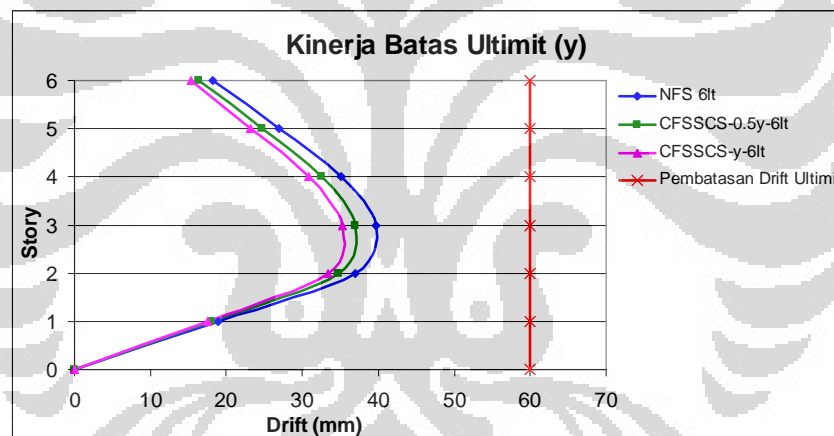
Gambar 4.74 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-y gedung 6lt

Pada Gambar 4.73-4.74, *drift* yang terjadi pada gedung 6 lantai, baik gedung tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus, masih memenuhi syarat kinerja batas layan untuk masing-masing arah

pembebanan gempa. Kinerja batas layan struktur gedung tersebut diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2 hal 31.



Gambar 4.75 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x gedung 6lt



Gambar 4.76 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-y gedung 6lt

Sedangkan pada Gambar 4.75-4.76, *drift* yang terjadi pada gedung 6 lantai, baik gedung tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus, masih memenuhi syarat kinerja batas ultimit untuk masing-masing arah pembebanan gempa. Kinerja batas ultimit struktur gedung tersebut diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 8.2.2 hal 31.

#### 4.2.2 Hasil Analisa Struktur

Seperti halnya analisa struktur gedung *flat slab* 3 lantai, analisa struktur gedung *flat slab* 6 lantai menggunakan metode portal ekuivalen

(*equivalent frame method*) sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 15.7. Metode portal ekuivalen tersebut terdiri dari portal jalur kolom ekterior (*edge*), portal jalur kolom interior, dan jalur tengah. Tabel berikut menunjukkan gaya dalam maksimum pelat lantai hasil analisa struktur masing – masing portal tersebut.

#### 4.2.2.1 Hasil Analisa Struktur Pelat Lantai Gedung PB-NFS6lt

Tabel 4.100 Gaya dalam maksimum pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFS6lt

Lt Atap	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
		Edge Column Strip	As A	6963.97	5597.17	10190.69
			As 1	4627.89	5597.17	2260.06
		Interior Column Strip	As G	8783.82	1387.17	11018.91
			As 7	7401.85	1387.17	2081.45
	Middle Strip	As A-D	1685.99	150.43	966.75	
		As 1-4	1694.53	150.43	1443.10	
	Direction-y	Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
		Edge Column Strip	As A	4627.89	5597.17	2260.06
			As 1	6963.97	5597.17	10190.69
Interior Column Strip		As G	7401.85	1387.17	2081.45	
		As 7	8783.82	1387.17	11018.91	
Middle Strip	As A-D	1694.53	150.43	1443.10		
	As 1-4	1685.99	150.43	966.75		
Lt Tipikal	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
		Edge Column Strip	As A	11034.25	8896.33	15087.87
			As 1	7407.09	8896.33	3386.70
		Interior Column Strip	As G	14770.93	2146.61	16606.63
			As 7	11229.02	2146.61	3109.93
	Middle Strip	As A-D	2531.53	224.07	1473.40	
		As 1-4	2577.71	231.17	2429.73	
	Direction-y	Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
		Edge Column Strip	As A	7407.09	8896.33	3386.70
			As 1	11034.25	8896.33	15087.87
Interior Column Strip		As G	11229.02	2146.61	3109.93	
		As 7	14770.93	2146.61	16606.63	
Middle Strip	As A-D	2536.03	224.07	2185.17		
	As 1-4	2545.93	231.17	1652.05		

#### 4.2.2.2 Hasil Analisa Struktur Pelat Lantai Gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Tabel 4.101 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Lt Atap	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
		Edge Column Strip	As A	6415.65	6629.49	10857.87
			As 1	4603.62	6629.49	2188.54
Interior Column Strip	As G	9275.20	2043.39	11484.50		

		Middle Strip	As 7	6223.46	2043.39	2491.04
			As A-D	1673.37	137.14	1040.57
			As 1-4	1678.45	149.32	1453.06
	Direction-y	Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
				Edge Column Strip	As A	4603.62
		Interior Column Strip	As 1	6415.65	6629.49	10857.87
			As G	6223.46	2043.39	2491.04
		Middle Strip	As 7	9275.20	2043.39	11484.50
			As A-D	1693.39	137.14	1524.69
	Lt Tipikal	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y
Edge Column Strip					As A	10567.36
Interior Column Strip			As 1	7263.26	10800.67	3205.23
			As G	15584.13	3144.67	17287.66
Middle Strip			As 7	9447.30	3144.67	3742.49
			As A-D	2516.83	221.70	1633.96
Direction-y		Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
				Edge Column Strip	As A	7263.26
		Interior Column Strip	As 1	10567.36	10800.67	15993.18
			As G	9447.30	3144.67	3742.49
Middle Strip	As 7	15584.13	3144.67	17287.66		
	As A-D	2545.71	221.70	2407.13		
		Middle Strip	As 1-4	2502.67	215.98	1477.00

#### 4.2.2.3 Hasil Analisa Struktur Pelat Lantai Gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Tabel 4.102 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-CFSSCS-y-6lt

Lt Atap	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
				Edge Column Strip	As A	6981.93
		Interior Column Strip	As 1	4349.42	6270.74	2251.85
			As G	9158.36	1800.78	11212.52
		Middle Strip	As 7	7636.37	1800.84	2036.31
			As A-D	1634.72	154.72	1025.30
	Direction-y	Design	Location	Mx-x	Mx-y	Vx-x
				Edge Column Strip	As A	4349.42
		Interior Column Strip	As 1	6981.93	6270.74	10531.99
			As G	7631.75	1800.78	2039.93
Middle Strip	As 7	9158.29	1800.84	11212.08		
	As A-D	1674.64	154.72	1605.56		
Lt Tipikal	Direction-x	Design	Location	My-y	Mx-y	Vy-y
				Edge Column Strip	As A	11363.67
		Interior Column Strip	As 1	6842.91	10010.54	3365.99
			As G	15289.51	2769.61	16806.64
		Middle Strip	As 7	11595.05	2766.90	3025.93
As A-D	2455.39		249.30	1610.41		



		As 1-4	2515.77	249.30	2537.90
		Design	Location	Mx-x	Mx-y
Direction-y	Edge Column Strip	As A	6842.91	10010.54	3365.99
		As 1	11363.67	10010.54	15437.82
	Interior Column Strip	As G	11590.65	2769.61	3032.39
		As 7	15288.89	2766.90	16804.12
	Middle Strip	As A-D	2515.77	249.30	2537.90
As 1-4		2455.39	249.30	1610.41	

### 4.2.3 Desain Kapasitas

#### 4.2.3.1 Gedung PB-NFS6lt

##### 4.2.3.1.1 Penulangan Lentur Pelat

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* 3 lantai, perencanaan tulangan lentur pelat dua arah tanpa balok diatur dalam SN1 03-2847-2002 pasal 23.10.6. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan lentur pelat tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil masing – masing arah penulangan saja. Sedangkan perencanaan lentur komposit pelat *steel-concrete-steel* akan disajikan secara sistematis.

##### 4.2.3.1.2 Rekapitulasi Desain Penulangan Pelat

Tabel 4.103 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFS6lt

		Design		Lentur	Geser
		Lt Atap	Direction-x	Interior Column Strip	Top
Bottom	D19-250				
Exterior Column Strip	Top			D19-150	D13-100
	Bottom			D19-250	
Middle Strip	Top		D16-250	-	
	Bottom		D16-250		
Direction-y	Design		Lentur	Geser	
	Interior Column Strip		Top	D19-150	D13-100
		Bottom	D19-250		
	Exterior Column Strip	Top	D19-150	D13-100	
		Bottom	D19-250		
Middle Strip	Top	D16-250	-		
	Bottom	D16-250			
Lt Tipikal	Direction-x	Design		Lentur	Geser
		Interior Column Strip	Top	D19-100	D13-100
			Bottom	D19-150	
		Exterior Column Strip	Top	D19-100	D13-100
			Bottom	D19-150	
Middle Strip	Top	D16-250			

		Bottom	D16-250		
	Direction-y	Design	Lentur	Geser	
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150	D13-100
		Exterior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150	D13-100
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250	

#### 4.2.3.1.3 Penulangan Kolom

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* 3 lantai, perencanaan tulangan kolom diatur dalam SN1 03-2847-2002, baik tulangan lentur maupun tulangan geser. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan kolom, baik lentur maupun geser, tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil penulangan saja.

#### 4.2.3.1.4 Rekapitulasi Desain Penulangan Kolom

Tabel 4.104 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFS6lt

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	24D19	4D13-100
	Exterior Column	24D19	4D13-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	44D19	4D13-100
	Exterior Column	44D19	4D13-100

#### 4.2.3.2 Gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

##### 4.2.3.2.1 Penulangan Lentur Pelat

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan lentur pelat dua arah tanpa balok diatur dalam SN1 03-2847-2002 pasal 23.10.6. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan lentur pelat tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil masing – masing arah penulangan saja. Sedangkan perencanaan lentur komposit pelat *steel-concrete-steel* akan disajikan secara sistematis.

#### 4.2.3.2.2 Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat

Tabel 4.105 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Lt Atap	Direction-x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-150 D19-250
		Exterior Column Strip	Top Bottom	D19-150 D19-250
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-150 D19-250
		Exterior Column Strip	Top Bottom	D19-150 D19-250
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250
Lt Tipikal	Direction-x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150
		Exterior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150
		Exterior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250

#### 4.2.3.2.3 Desain Lentur *Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat*

Dalam desain lentur penampang komposit ini hanya pada daerah tumpuan yang merupakan hubungan *slab*-kolom, dimana pada daerah tumpuan akan dipasang pendetailan khusus berupa 2 lapis pelat baja sehingga menjadi penampang *sandwich composite steel-concrete-steel*. Lebar pemasangan 2 lapis pelat baja tersebut adalah  $\frac{1}{2}y$  (diukur dari tepi kolom).

Tumpuan dengan  $y = (3000 \text{ mm} - 800 \text{ mm}) / 2 = 1100 \text{ mm}$ ,  
maka lebar pemasangan =  $\frac{1}{2}y = \frac{1}{2} 1100 = 550 \text{ mm}$ .

#### 4.2.3.2.4 Rekapitulasi Desain Lentur Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat

Tabel 4.106 Rekapitulasi Desain Lentur Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Location		Design	$n_{\text{shear connector}}$		Jarak Antar Shear Connector (mm)	$M_n$ (kg.m)	
			Par. Dir	Perp. Dir		Condition 1*	Condition 2**
Lt Atap	Direction-x	Interior Column Strip	6	21	92	76734	117081
		Exterior Column Strip	5	18	110	76734	83630
	Direction-y	Interior Column Strip	6	21	92	76734	117081
		Exterior Column Strip	5	18	110	76734	83630
Lt Tipikal	Direction-x	Interior Column Strip	8	28	69	76734	208145
		Exterior Column Strip	7	24	79	76734	156108
	Direction-y	Interior Column Strip	8	28	69	76734	208145
		Exterior Column Strip	7	24	79	76734	156108

\*Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan shear connector yang diberikan cukup untuk mencegah local buckling pada pelat baja yang mengalami compression

\*\*Kondisi 2 yaitu Jika tensile force arah longitudinal dan compressive force pada pelat baja dikontrol oleh shear connector capacity

#### 4.2.3.2.5 Desain Kolom

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan kolom diatur dalam SN1 03-2847-2002, baik tulangan lentur maupun tulangan geser. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan kolom, baik lentur maupun geser, tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil penulangan saja.

#### 4.2.3.2.6 Rekapitulasi Desain Kolom

Tabel 4.107 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Lt Atap	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	24D19	4D13-100
	Exterior Column	24D19	4D13-100
Lt Tipikal	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	44D19	4D13-100
	Exterior Column	44D19	4D13-100

### 4.2.3.3 Gedung PB-CFSSCS-y-6lt

#### 4.2.3.3.1 Penulangan Lentur Pelat

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan lentur pelat dua arah tanpa balok diatur dalam SN1 03-2847-2002 pasal 23.10.6. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan lentur pelat tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil masing – masing arah penulangan saja. Sedangkan perencanaan lentur komposit pelat *steel-concrete-steel* akan disajikan secara sistematis.

#### 4.2.3.3.2 Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat

Tabel 4.108 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-CFSSCS-y-6lt

		Design		Lentur
Lt Atap	Direction-x	Interior Column Strip	Top	D19-150
			Bottom	D19-250
		Exterior Column Strip	Top	D19-150
			Bottom	D19-250
	Middle Strip	Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-150
Bottom			D19-250	
Exterior Column Strip		Top	D19-150	
	Bottom	D19-250		
Middle Strip	Top	D16-250		
	Bottom	D16-250		
Lt Tipikal	Direction-x	Interior Column Strip	Top	D19-100
			Bottom	D19-150
		Exterior Column Strip	Top	D19-100
			Bottom	D19-150
	Middle Strip	Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	
	Direction-y	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-100
Bottom			D19-150	
Exterior Column Strip		Top	D19-100	
	Bottom	D19-150		
Middle Strip	Top	D16-250		
	Bottom	D16-250		

#### 4.2.3.3.3 Desain Lentur *Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat*

Dalam desain lentur penampang komposit ini hanya pada daerah tumpuan yang merupakan hubungan *slab*-kolom, dimana pada daerah tumpuan akan dipasang pendetailan khusus berupa 2 lapis pelat baja sehingga menjadi penampang *sandwich composite steel-concrete-steel*. Lebar pemasangan 2 lapis pelat baja tersebut adalah  $y$  (diukur dari tepi kolom).

Tumpuan dengan  $y = (3000 \text{ mm} - 800 \text{ mm}) / 2 = 1100 \text{ mm}$ ,  
maka lebar pemasangan =  $y = 1100 \text{ mm}$

#### 4.2.3.3.4 Rekapitulasi Desain Lentur *Composite Steel-Concrete-Steel Sandwich Pelat*

Tabel 4.109 Rekapitulasi Desain Lentur *Composite SCS Pelat PB-CFSSCS-y-6lt*

Location	Design	$n_{\text{shear connector}}$		Jarak Antar Shear Connector (mm)	$M_n$ (kg.m)		
		Par. Dir	Perp. Dir		Condition 1*	Condition 2**	
Lt Atap	Direction-x	Interior Column Strip	5	14	220	76734	78984
		Exterior Column Strip	5	14	220	76734	78984
	Direction-y	Interior Column Strip	5	14	220	76734	78984
		Exterior Column Strip	5	14	220	76734	78984
Lt Tipikal	Direction-x	Interior Column Strip	8	23	135	76734	170976
		Exterior Column Strip	7	20	150	76734	130090
	Direction-y	Interior Column Strip	8	23	135	76734	170976
		Exterior Column Strip	7	20	150	76734	130090

\*Kondisi 1 yaitu jika diasumsikan shear connector yang diberikan cukup untuk mencegah local buckling pada pelat baja yang mengalami compression

\*\*Kondisi 2 yaitu Jika tensile force arah longitudinal dan compressive force pada pelat baja dikontrol oleh shear connector capacity

#### 4.2.3.3.5 Desain Kolom

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, perencanaan tulangan kolom diatur dalam SN1 03-2847-2002, baik tulangan lentur maupun tulangan geser. Dalam sub-bab ini, dengan menggunakan cara yang sama, perencanaan tulangan kolom, baik lentur maupun geser, tidak disajikan secara lengkap namun hanya rekapitulasi hasil penulangan saja.

#### 4.2.3.3.6 Rekapitulasi Desain Kolom

Tabel 4.110 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-CFSSCS-y-6lt

Lt Atap	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	24D19	4D13-100
Exterior Column	24D19	4D13-100	
Lt Tipikal	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	44D19	4D13-100
	Exterior Column	44D19	4D13-100

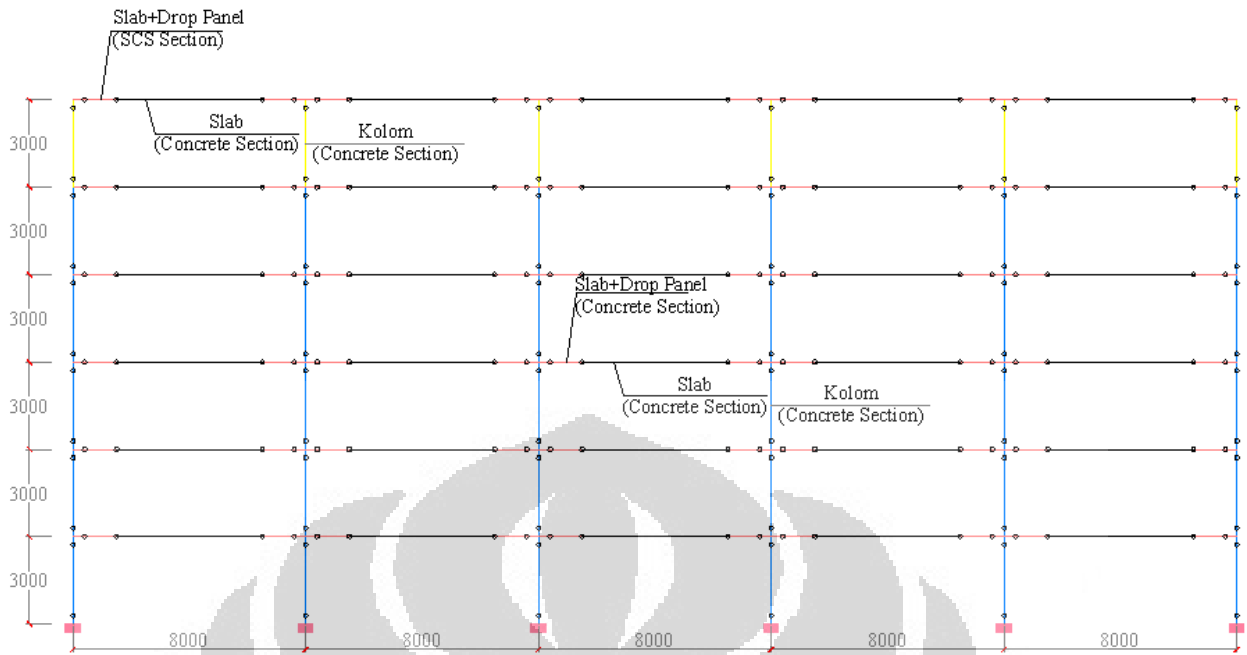
#### 4.2.4 Idealisasi Struktur 2 Dimensi

Seperti halnya gedung *flat slab* 3 lantai, sebelum dilakukan analisa statik non-linier (analisa *pushover*), struktur gedung *flat slab* dengan pendetailan khusus tersebut diidealisasi menjadi struktur 2 dimensi. Elemen *slab* dimodelkan sebagai *frame* yang mempunyai lebar sesuai dengan pedefinisian dalam desain kapasitas strip, baik pada jalur kolom interior maupun jalur kolom eksterior. Dengan menggunakan lebar pada desain kapasitas strip, maka lebar masing – masing jalur kolom sebagai berikut :

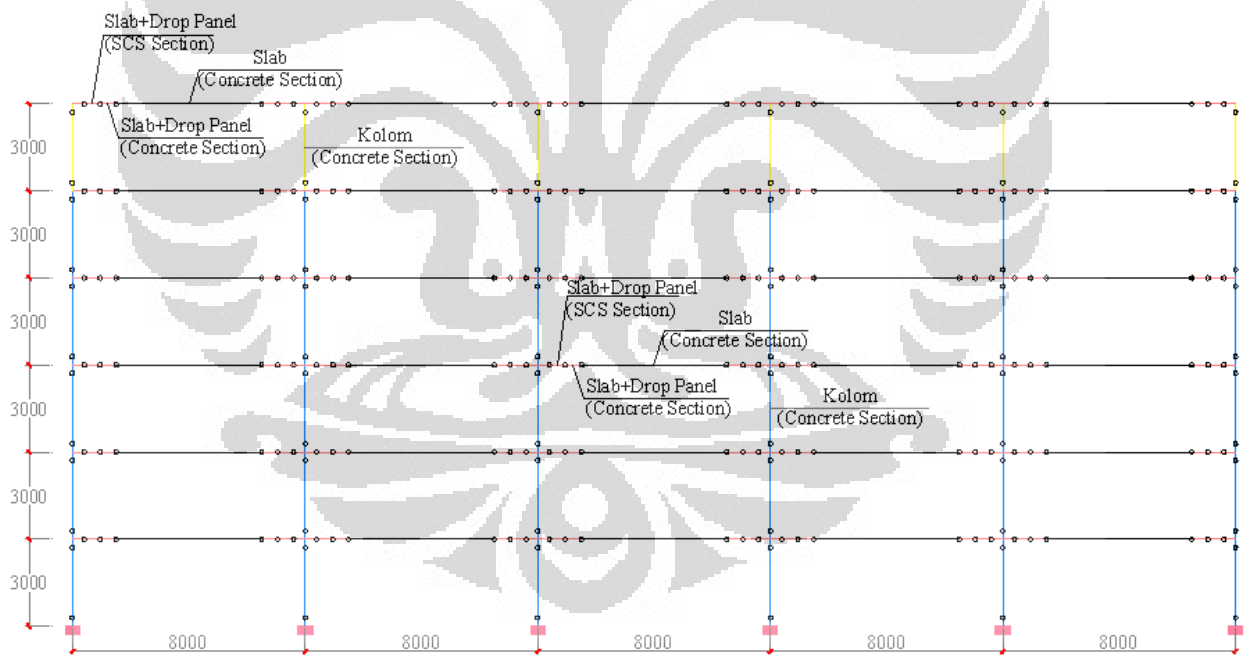
- Jalur kolom interior  $\rightarrow l = 4000 \text{ mm}$
- Jalur kolom eksterior  $\rightarrow l = 2000 \text{ mm}$

#### 4.2.5 Analisa *Pushover*

Sepertinya halnya gedung *flat slab* 3 lantai, analisa *pushover* dilakukan untuk memperoleh kurva kapasitas struktur gedung terhadap beban gempa rencana. Elemen struktur yang ditinjau merupakan portal 2 dimensi. Portal yang akan ditinjau hanya pada jalur kolom interior dan jalur kolom eksterior, dimana *slab* telah dilakukan idealisasi sebagai balok lebar pada tahap sebelumnya. Hal ini dimaksudkan untuk memudahkan pendefinisian perilaku leleh dan pasca leleh pada elemen *slab* dalam *hinges properties* karena *hinges properties* hanya dapat didefinisikan dalam elemen *frame* (rangka).

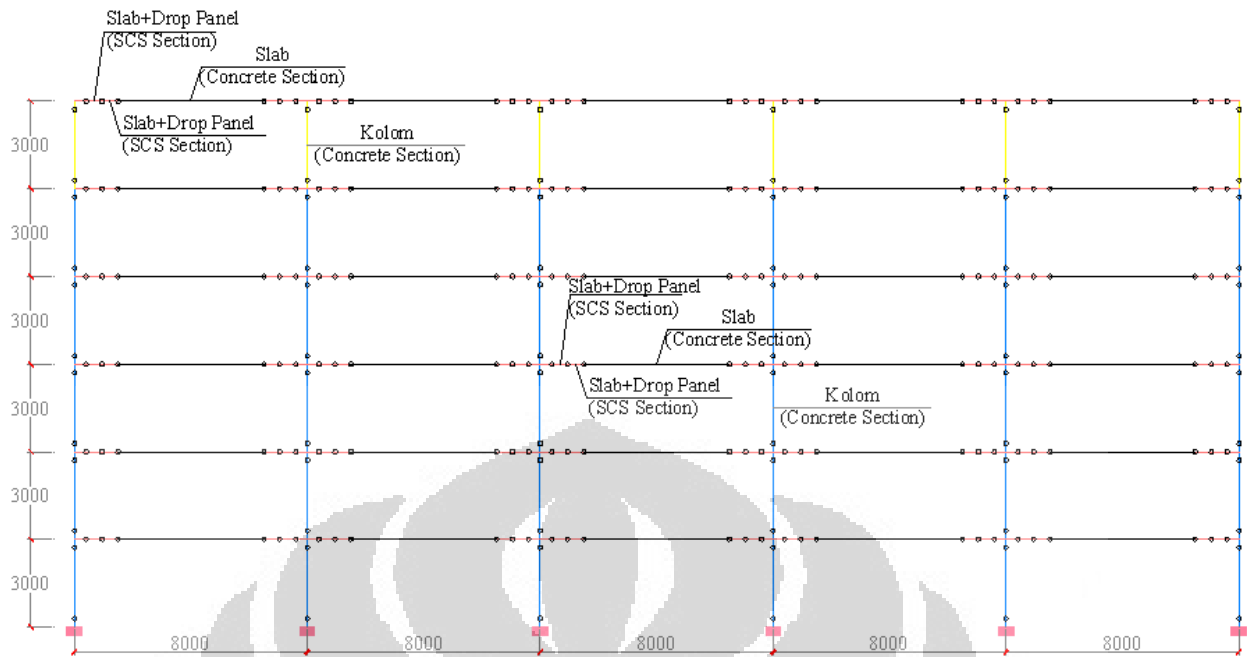


Gambar 4.77 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-NFS6lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior

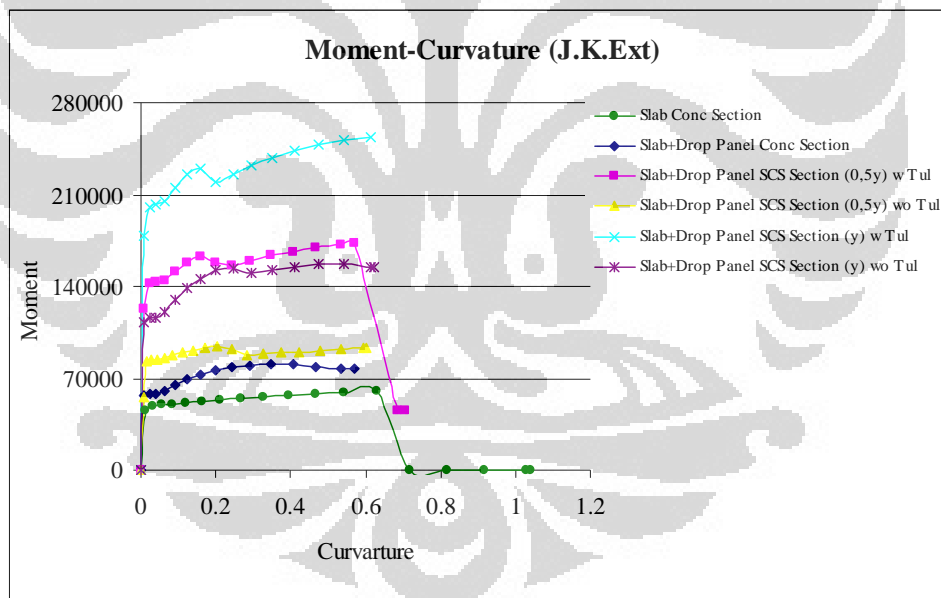


Gambar 4.78 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior

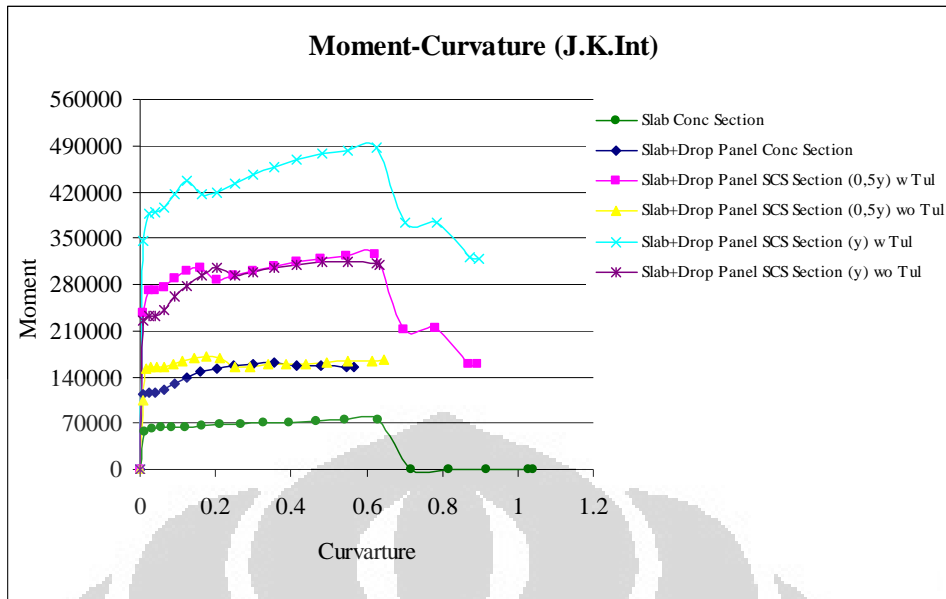




Gambar 4.79 Definisi Hinges pada Modelisasi 2d gedung PB-CFSSCS-y-6lt baik Jalur Kolom Interior maupun Eksterior



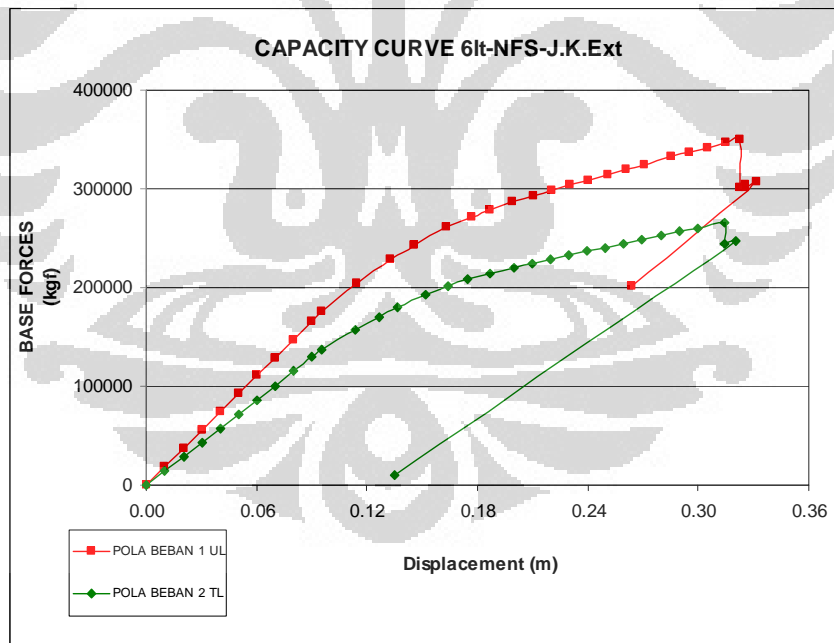
Gambar 4.80 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 6lantai



Gambar 4.81 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 6lantai

#### 4.2.5.1 Analisa Pushover Gedung PB-NFS6lt

##### 4.2.5.1.1 Jalur Kolom Eksterior



Gambar 4.82 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS6lt

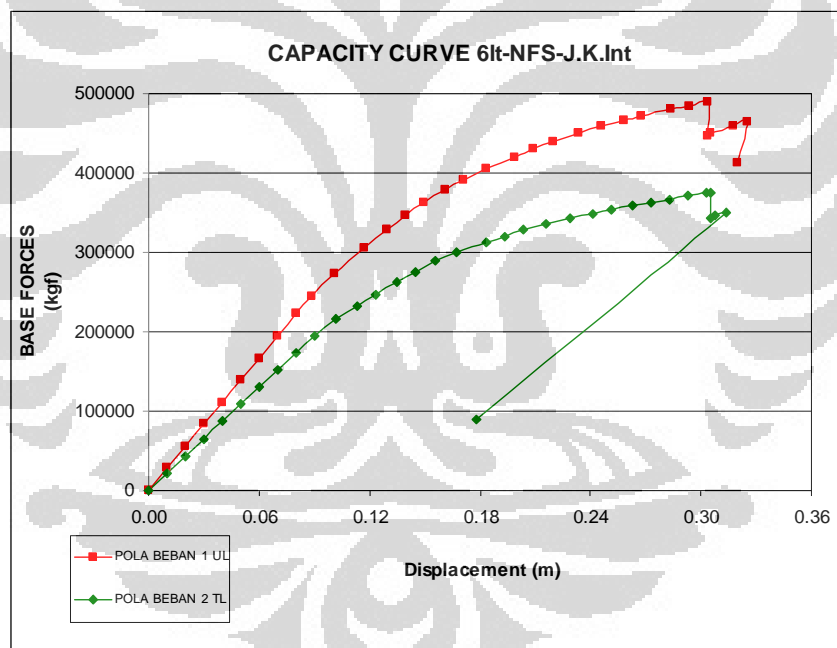
Tabel 4.111 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFS6lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	81972.89	

V <sub>y</sub> (kgf)	175931.95	136481.21
Δy (m)	0.095549	0.095230
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
V <sub>u</sub> (kgf)	350484.08	266244.87
Δu (m)	0.322634	0.314423
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (10 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
<b>μ (aktual)</b>	<b>3.3766</b>	<b>3.3017</b>
<b>μ (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1841274.63	1433174.52

Berdasarkan tabel 4.111, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3.**

#### 4.2.5.1.2 Jalur Kolom Interior



Gambar 4.83 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFS6lt

Tabel 4.112 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFS6lt

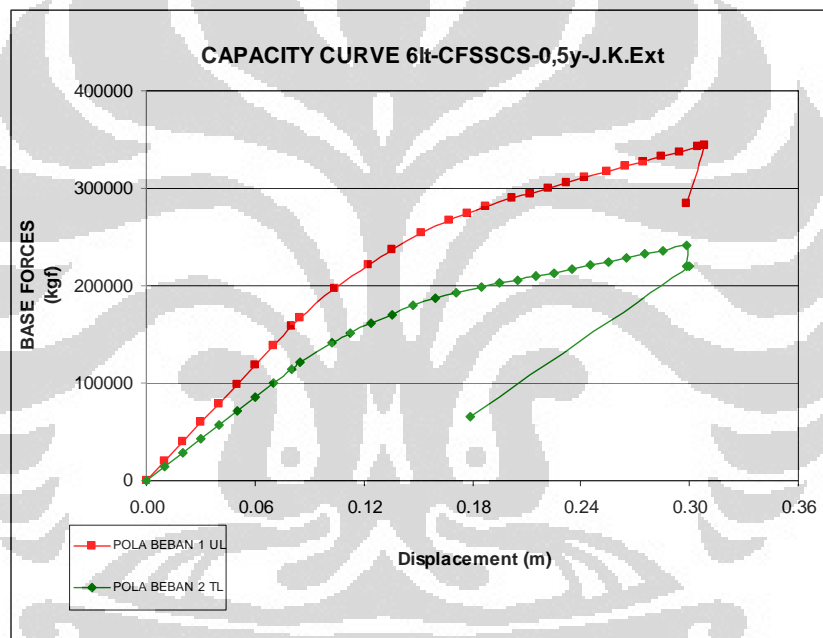
Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
V <sub>n</sub> (kgf)	131197.61	
V <sub>y</sub> (kgf)	245347.19	194653.46
Δy (m)	0.088567	0.090097
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
V <sub>u</sub> (kgf)	489895.27	375703.09

$\Delta u$ (m)	0.303413	0.305570
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (4 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
$\mu$ (aktual)	<b>3.4258</b>	<b>3.3916</b>
$\mu$ (rencana)	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>
Kekakuan (kgf/m)	2770187.43	2160487.70

Berdasarkan tabel 4.112, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3.**

#### 4.2.5.2 Analisa Pushover Gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

##### 4.2.5.2.1 Jalur Kolom Eksterior



Gambar 4.84 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

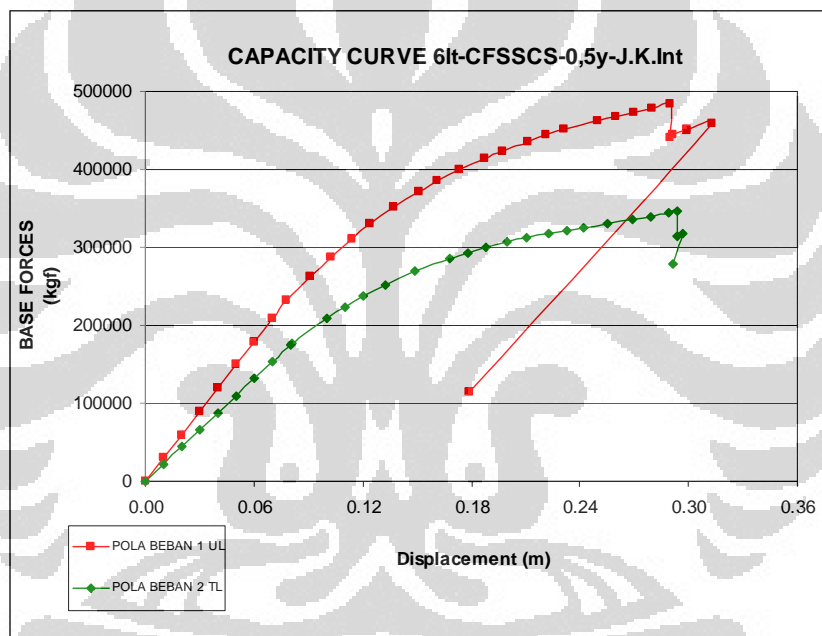
Tabel 4.113 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	82227.94	
Vy (kgf)	167383.43	121785.74
$\Delta y$ (m)	0.084912	0.084979
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
Vu (kgf)	344343.06	240875.48
$\Delta u$ (m)	0.308073	0.298222
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (10 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
$\mu$ (aktual)	<b>3.6281</b>	<b>3.5094</b>

<b><math>\mu</math> (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1971257.65	1433127.479

Berdasarkan tabel 4.113, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3**. Hal ini disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.

#### 4.2.5.2.2 Jalur Kolom Interior



Gambar 4.85 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Tabel 4.114 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

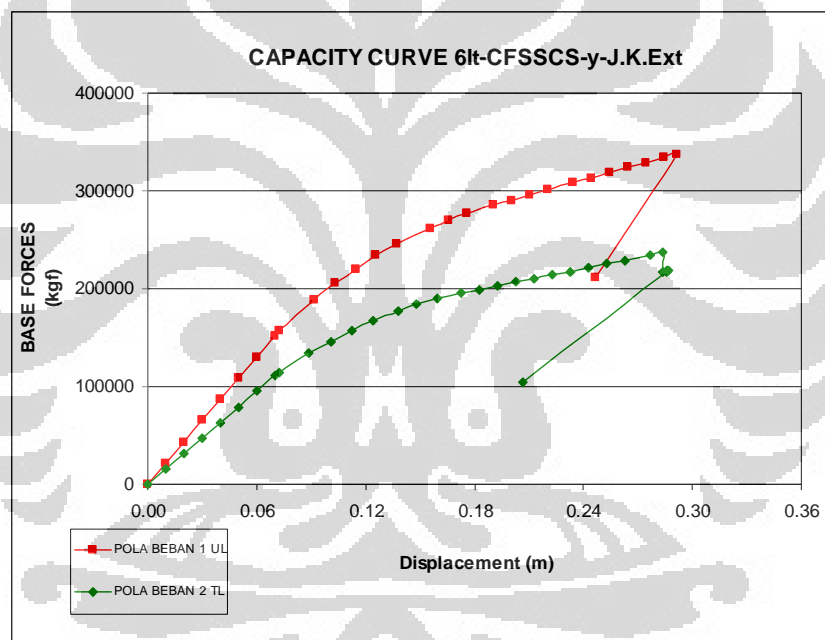
Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	131707.72	
Vy (kgf)	232645.82	175476.83
$\Delta y$ (m)	0.078114	0.080207
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (2 Hinges)</b>
Vu (kgf)	484004.12	345772.12
$\Delta u$ (m)	0.289473	0.293739
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (4 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
<b><math>\mu</math> (aktual)</b>	<b>3.7058</b>	<b>3.6623</b>

$\mu$ (rencana)	3.3000	3.3000
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	2978285.84	2187799.44

Berdasarkan tabel 4.114, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3**. Hal ini disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.

#### 4.2.5.3 Analisa *Pushover* Gedung PB-CFSSCS-y-6lt

##### 4.2.5.3.1 Jalur Kolom Eksterior



Gambar 4.86 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

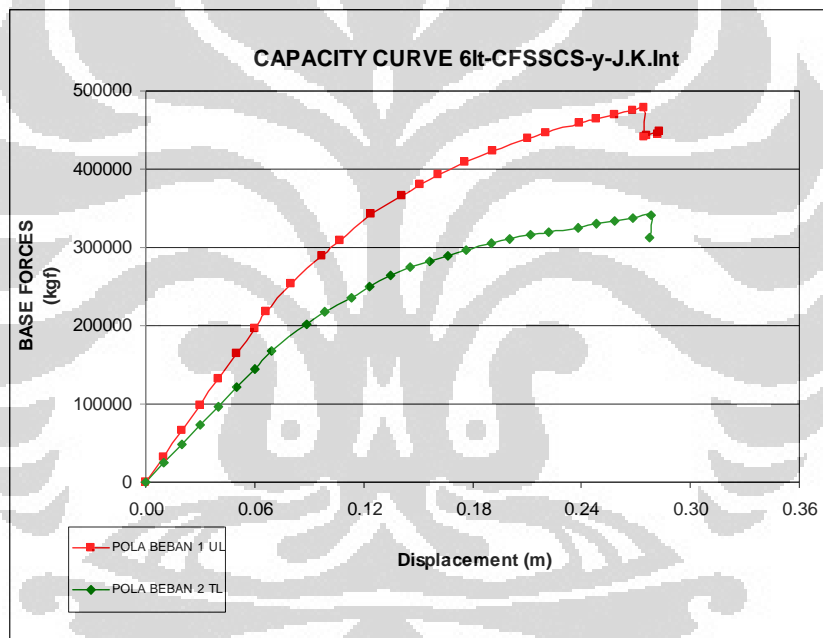
Tabel 4.115 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	83181.86	
Vy (kgf)	157324.77	114813.29
$\Delta y$ (m)	0.072661	0.072640
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
Vu (kgf)	337258.29	236651.63
$\Delta u$ (m)	0.291451	0.283390
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>

$\mu$ (aktual)	4.0111	3.9013
$\mu$ (rencana)	3.3000	3.3000
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	2165188.62	1580579.43

Berdasarkan tabel 4.115, daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3. Hal ini disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.

#### 4.2.5.3.2 Jalur Kolom Interior



Gambar 4.87 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Tabel 4.116 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	133615.55	
Vy (kgf)	218099.60	167935.68
$\Delta y$ (m)	0.066486	0.069402
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
Vu (kgf)	477992.50	341377.23
$\Delta u$ (m)	0.274612	0.277933
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>

$\mu$ (aktual)	4.1304	4.0047
$\mu$ (rencana)	3.3000	3.3000
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	3280383.84	2419752.74

Berdasarkan tabel 4.116, **daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior lebih besar dari yang disyaratkan yaitu 3,3**. Hal ini disebabkan adanya peningkatan kekakuan akibat dari berkembangnya aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* sehingga meningkatkan daktilitas aktual.





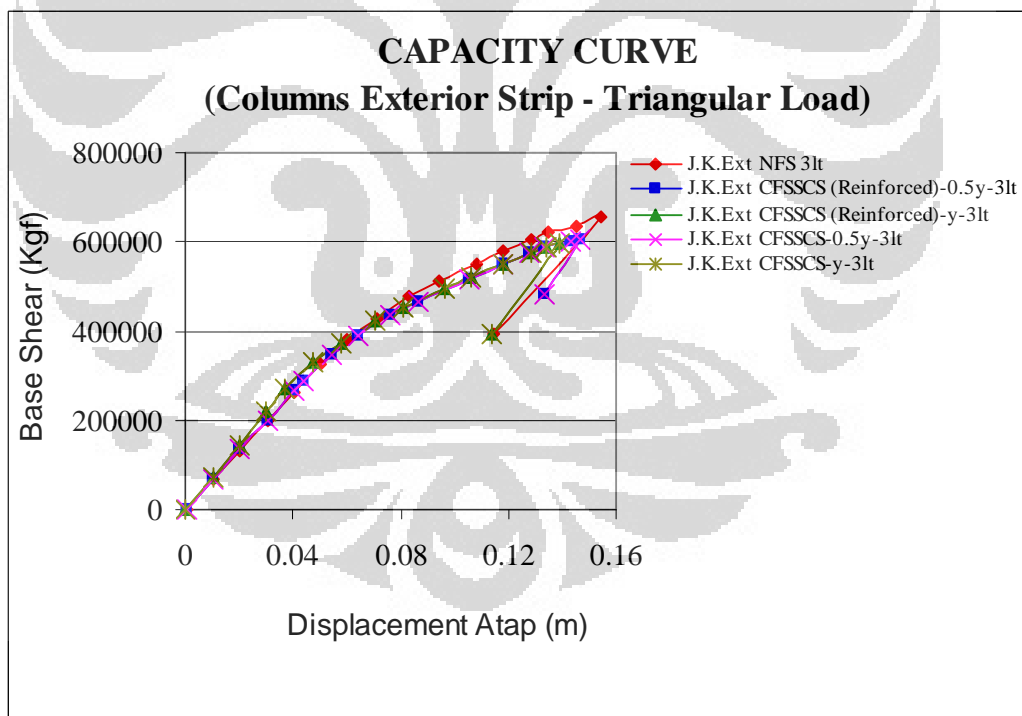
### 4.3 Pembahasan Hasil Analisa

Pada sub-bab ini akan dibahas mengenai hasil simulasi yang sudah dilakukan pada sub-bab sebelumnya, baik gedung 3 lantai maupun gedung 6 lantai.

#### 4.3.1 Pembahasan Gedung 3 Lantai

##### 4.3.1.1. Daktilitas Jalur Kolom Exterior (*Triangular Load*)

Daktilitas adalah kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respons inelastik, termasuk simpangan terbesar dan menyerap energi. Daktilitas dipengaruhi rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit pada kurva kapasitas. Kurva kapasitas adalah kurva yang menunjukkan perilaku non-linier struktur. Perilaku non-linier struktur adalah perilaku struktur saat leleh hingga di ambang keruntuhan.



Gambar 4.88 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt akibat pola Triangular Load

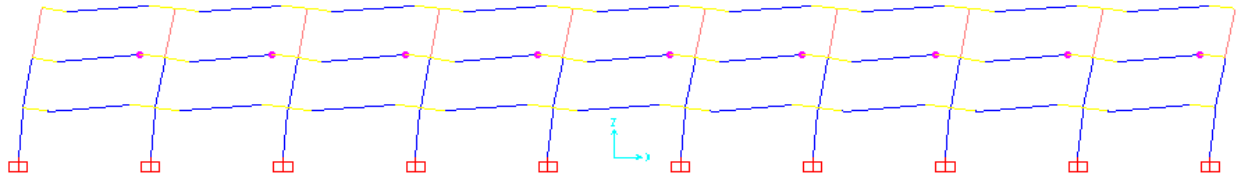
Tabel 4.117 Perbandingan Parameter akibat Pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt

Parameter	PB 3lt - Jalur Kolom Exterior				
	PB - NFS	PB - CFSSCS - ½y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y	PB - CFSSCS - y
Vn (kgf)	66373.63	66672.81	67570.35	66672.81	67570.35
Vy (kgf)	326057.25	289921.58	269358.96	289921.58	269358.96
Δy (m)	0.050033	0.043720	0.037307	0.043720	0.037307
Level Performance Yielding	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (3 Hinges)</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (3 Hinges)</b>
Vu (kgf)	654640.92	606449.71	596639.74	606449.71	596639.74
Δu (m)	0.154699	0.146800	0.139154	0.146800	0.139154
Level Performance Ultimate	<b>C-D (8 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>
μ (aktual)	<b>3.09194</b>	<b>3.35773</b>	<b>3.72997</b>	<b>3.35773</b>	<b>3.72997</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	8.596	20.635	8.596	20.635
μ (rencana)	<b>3.30000</b>	<b>3.30000</b>	<b>3.30000</b>	<b>3.30000</b>	<b>3.30000</b>
syarat daktilitas	<b>TIDAK MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>
Kekakuan (kgf/m)	6516843.88	6631326.17	7220064.87	6631326.17	7220064.87

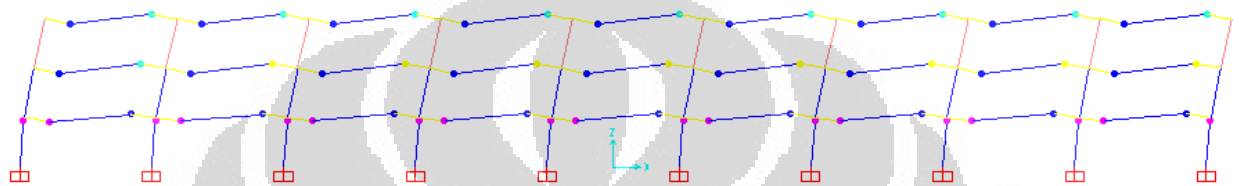
Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa jalur kolom eksterior gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-3lt) memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih pendek dibanding dengan jalur kolom eksterior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus sehingga daktilitas aktual yang didapat juga kecil. Sedangkan jalur kolom eksterior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus, baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak ½y dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak y dari muka kolom, terjadi peningkatan daktilitas aktual karena memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih panjang.

**Besarnya persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* pada jalur kolom eksterior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak ½y dan sejarak y dari muka kolom adalah 8,596% dan 20,635% bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom eksterior gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan, maka daktilitas aktual yang terjadi sama dengan daktilitas aktual jalur kolom eksterior dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tidak beri tulangan. Hal ini disebabkan banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing**

– masing jalur kolom eksterior gedung 3 lantai. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 3 lantai akibat pola *triangular load* dapat dilihat pada gambar berikut.

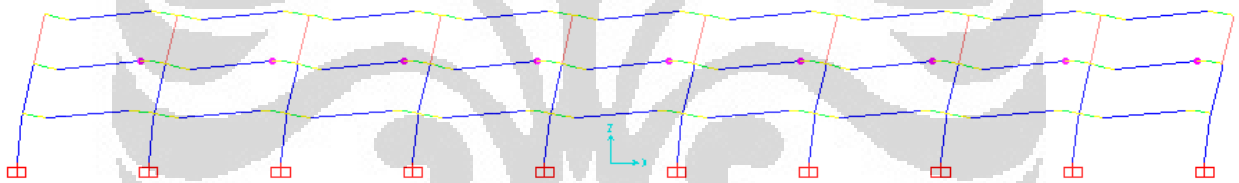


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt

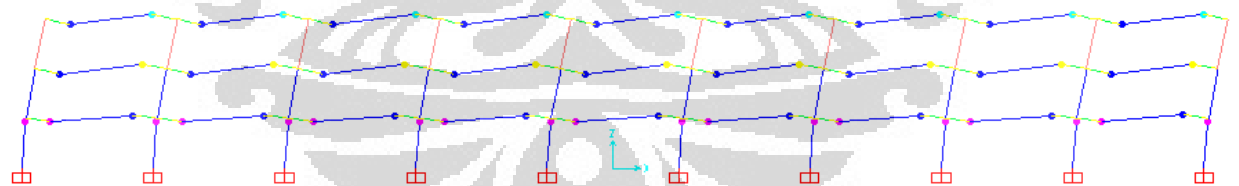


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt

Gambar 4.89 Lokasi Sendi Plastis akibat pola *Triangular Load* pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt

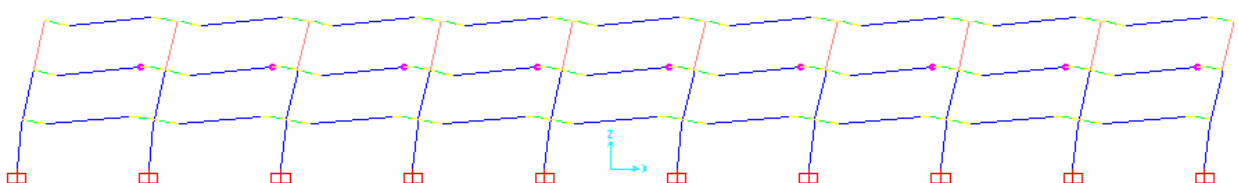


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)

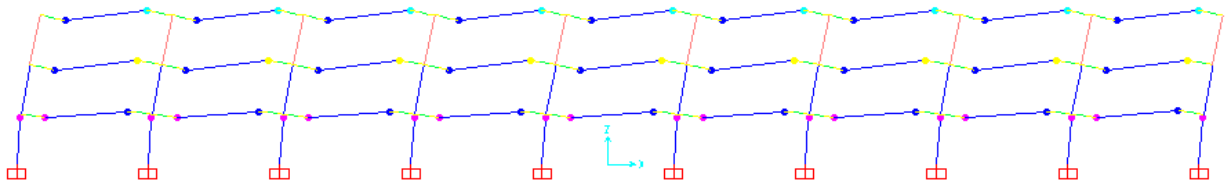


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.90 Lokasi Sendi Plastis akibat pola *Triangular Load* pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)

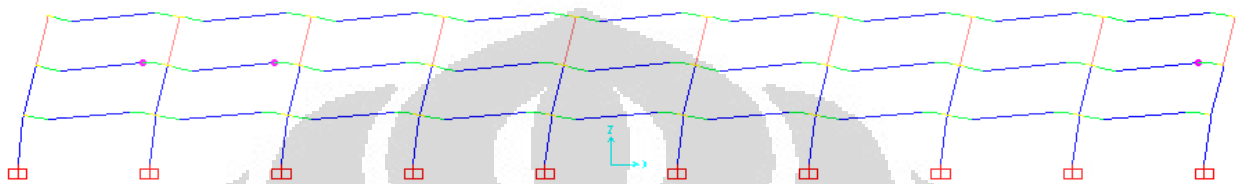


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

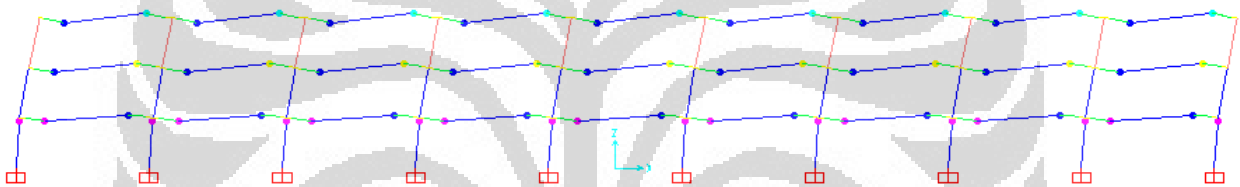


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Gambar 4.91 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

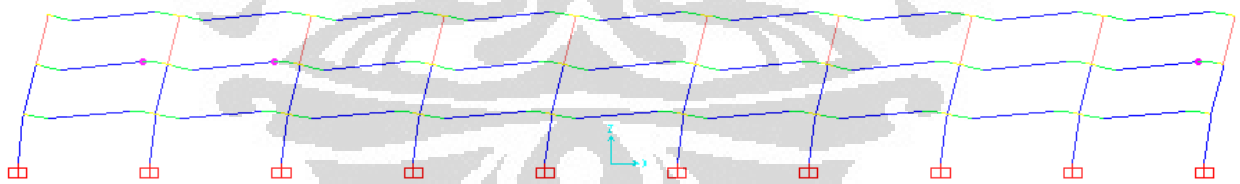


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)

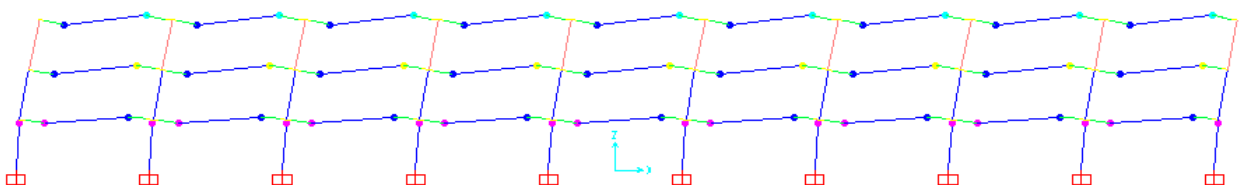


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.92 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)



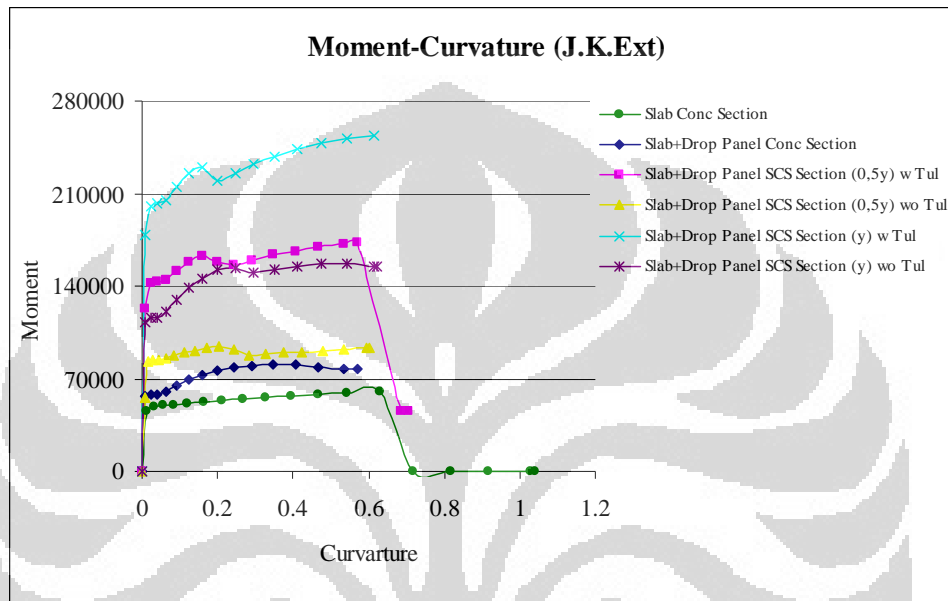
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt



(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Gambar 4.93 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Banyaknya lokasi sendi plastis pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* disebabkan oleh kapasitas momen nominal penampang pada *drop panel* yang besar, baik penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan maupun dengan tulangan, bila dibanding dengan kapasitas momen nominal penampang *slab*.



Gambar 4.94 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 3 lantai

Pada Gambar di atas, terlihat bahwa kapasitas momen nominal penampang *slab* lebih kecil dibanding penampang *slab+drop panel*, baik tanpa pemasangan pelat baja maupun dengan pemasangan pelat baja sebagai penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan, kapasitas momen nominal penampangnya masih lebih besar dibanding penampang *slab* dan *overreinforcement* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dihindari jika digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab*. Penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dimanfaatkan sebagai perkuatan struktur *flat slab* jika mengalami kerusakan akibat gempa. Oleh karena itu, berat tulangan yang dapat dihemat jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan

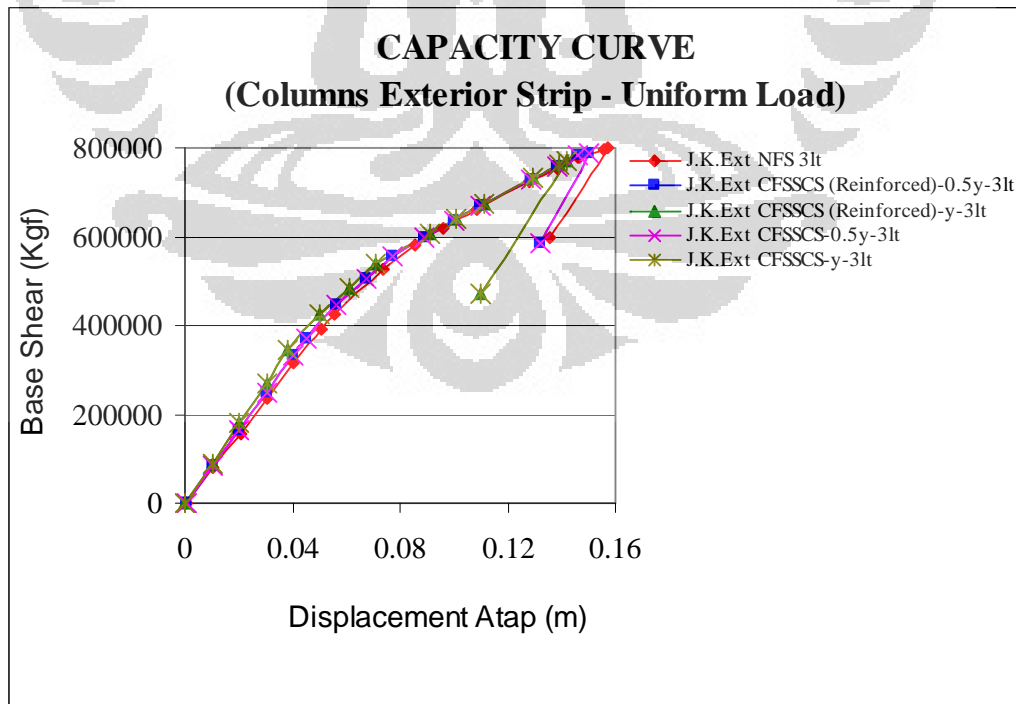
digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab* terlihat pada tabel berikut.

Tabel 4.118 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Eksterior gedung 3 lantai

PB 3lt - Jalur Kolom Exterior					
Ket	PB - NFS	PB - CFSSCS - ½y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y	PB - CFSSCS - y
Berat Sendiri per lantai	136283.39	136897.69	138740.60	124382.41	112481.44
Peningkatan Berat Sendiri (kgf) per lantai	0	614.30	2457.21	-	-
% Peningkatan Berat Sendiri per lantai	0	0.4508	1.8030	-	-
Berat Tulangan yang dikurangi (kgf) per lantai	-	0	0	12515.28	26259.16
% Pengurangan Tulangan per lantai	-	0	0	-9.1421	-18.9268

#### 4.3.1.2. Daktilitas Jalur Kolom Exterior (*Uniform Load*)

Selain daktilitas akibat pola *Triangular Load*, pola *Uniform Load* juga harus ditinjau dimana distribusi gaya lateral pada suatu lantai sama dengan total massa pada lantai tersebut. Hal ini sesuai dengan FEMA 273 yang mensyaratkan sedikitnya 2 pola pembebanan lateral. Selain itu, nilai daktilitas yang digunakan adalah nilai terkecil yang didapat dari kedua pola pembebanan lateral.



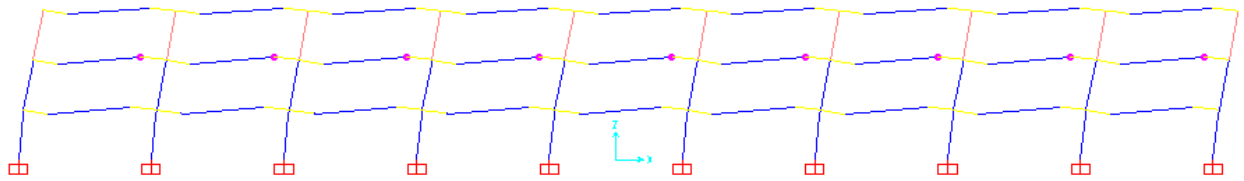
Gambar 4.95 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt akibat pola *Uniform Load*

Tabel 4.119 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt

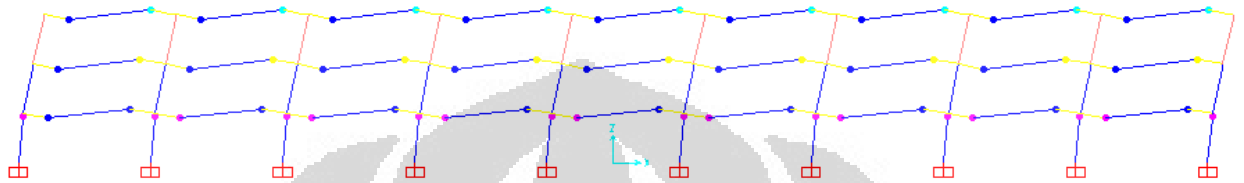
Parameter	Jalur Kolom Exterior				
	PB - NFS - 3lt	PB - CFSSCS - ½y - 3lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 3lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y - 3lt	PB - CFSSCS - y - 3lt
Vn (kgf)	66373.63	66672.81	67570.35	66672.81	67570.35
Vy (kgf)	392323.35	370737.06	344587.81	370737.06	344587.81
Δy (m)	0.050565	0.045006	0.038491	0.045006	0.038491
Level Performance Yielding	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (3 Hinges)</b>	<b>B-IO (9 Hinges)</b>	<b>B-IO (3 Hinges)</b>
Vu (kgf)	798658.21	788286.53	770825.95	788286.53	770825.95
Δu (m)	0.156938	0.150236	0.141594	0.150236	0.141594
Level Performance Ultimate	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (2 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (2 Hinges)</b>
μ (aktual)	<b>3.1037</b>	<b>3.3381</b>	<b>3.6786</b>	<b>3.3381</b>	<b>3.6786</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	7.554	18.524	7.554	18.524
μ (rencana)	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	7758792.64	8237503.00	8952425.50	8237503.00	8952425.50

Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa besarnya **persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola Uniform Load** pada jalur kolom eksterior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak ½y dan sejarak y dari muka kolom adalah **7,554%** dan **18,524%** bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom eksterior gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus. **Daktilitas aktual jalur kolom eksterior pada masing – masing gedung 3 lantai akibat pola Uniform Load lebih besar dibanding daktilitas aktual akibat pola Triangular Load** sehingga nilai daktilitas aktual yang digunakan adalah nilai daktilitas yang didapat akibat pola *Triangular Load*.

Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan, maka **daktilitas aktual yang terjadi akibat pola Uniform Load sama dengan daktilitas aktual jalur kolom eksterior dengan penampang sandwich steel-concrete-steel tidak beri tulangan**. Hal ini disebabkan banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 3 lantai. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 3 lantai akibat pola *uniform load* dapat dilihat pada gambar berikut.

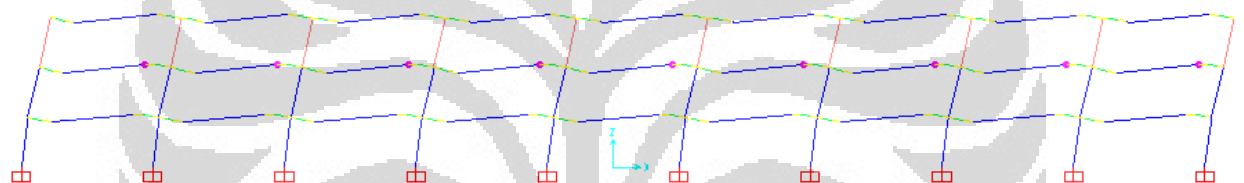


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt

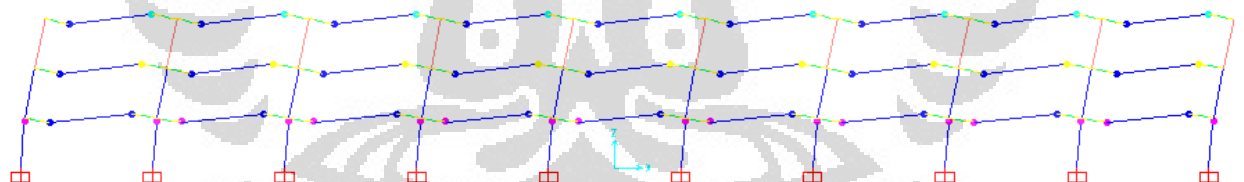


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt

Gambar 4.96 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS3lt

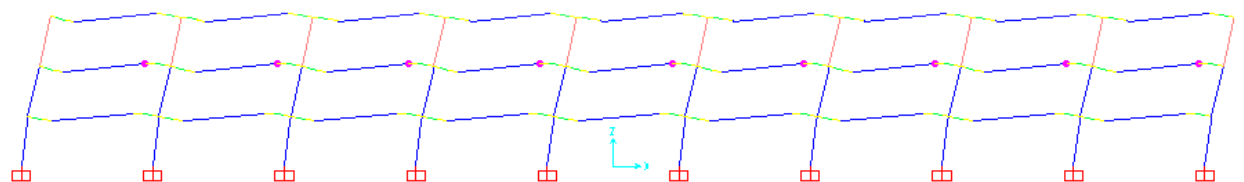


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)



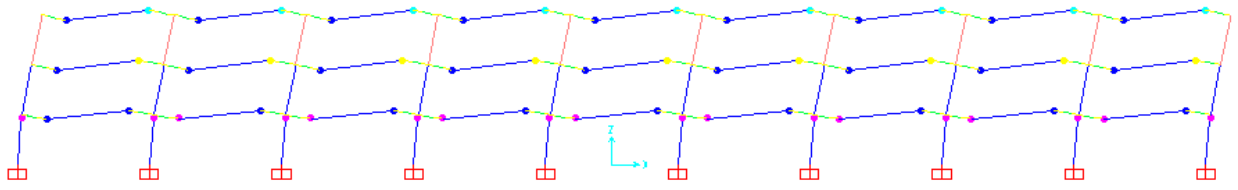
(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.97 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)



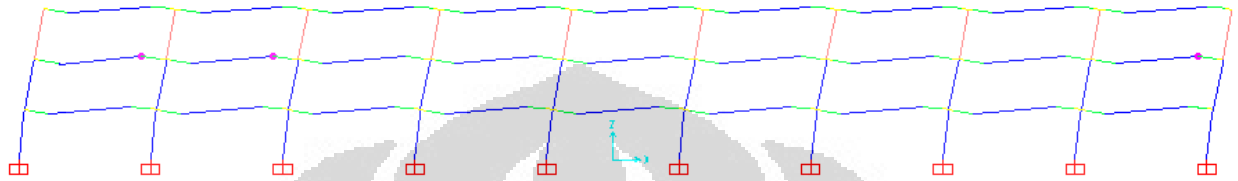
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt



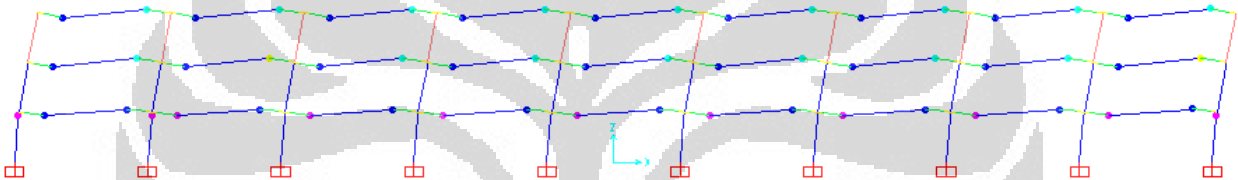


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Gambar 4.98 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

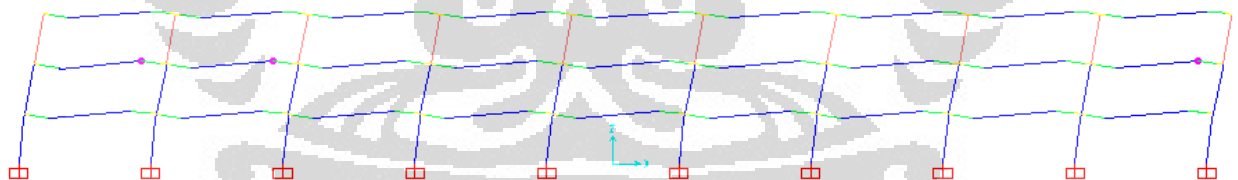


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)

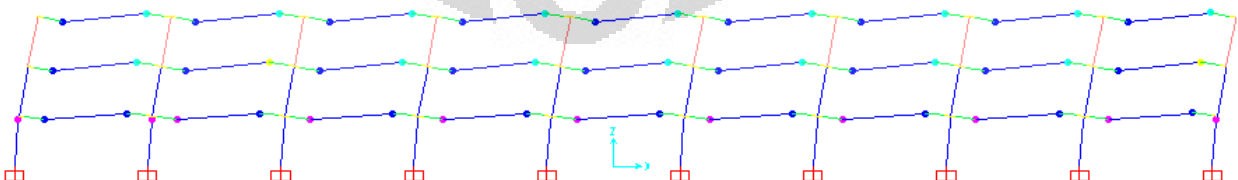


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.99 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)



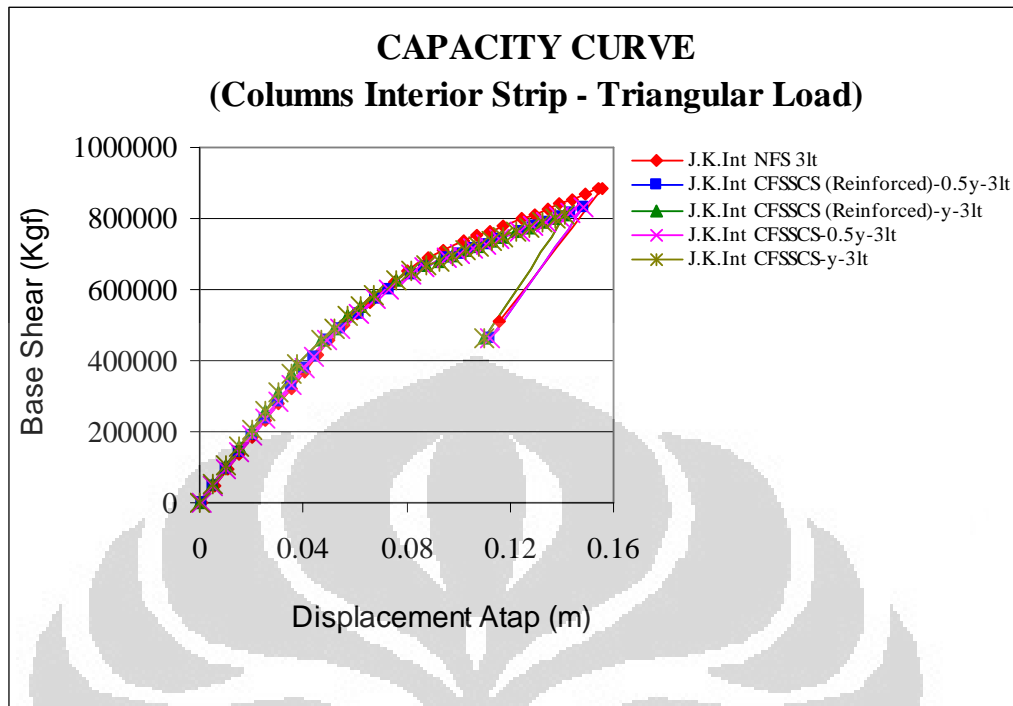
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt



(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Gambar 4.100 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

4.3.1.3. Daktilitas Jalur Kolom Interior (*Triangular Load*)



Gambar 4.101 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt akibat pola Triangular Load

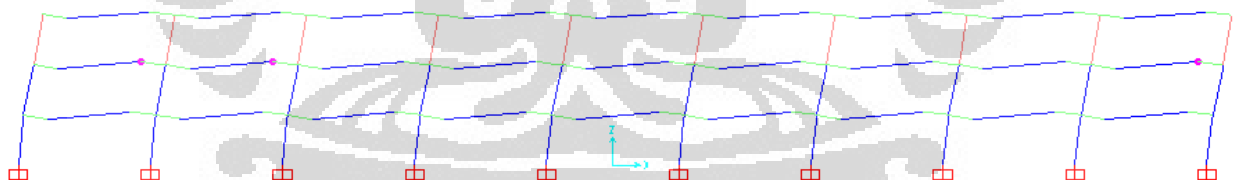
Tabel 4.120 Perbandingan Parameter akibat Pola Triangular Load pada pada Jalur Kolom Interior gedung 3lt

Parameter	Jalur Kolom Interior				
	PB - NFS - 3lt	PB - CFSSCS - ½y - 3lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 3lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y - 3lt	PB - CFSSCS - y - 3lt
Vn (kgf)	109202.75	109801.12	111596.21	109801.12	111596.21
Vy (kgf)	457110.41	412294.73	388292.97	412294.73	388292.97
Δy (m)	0.050143	0.043833	0.03774	0.043833	0.03774
Level Performance Yielding	<b>B-IO (3 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>
Vu (kgf)	885504.96	829000.59	811204.39	829000.59	811204.39
Δu (m)	0.155617	0.148583	0.14104	0.148583	0.14104
Level Performance Ultimate	<b>C-D (2 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>
μ (aktual)	<b>3.1035</b>	<b>3.3898</b>	<b>3.7371</b>	<b>3.3898</b>	<b>3.7371</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	9.225	20.419	9.225	20.419
μ (rencana)	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	9116136.05	9406034.95	10288631.96	9406034.95	10288631.96

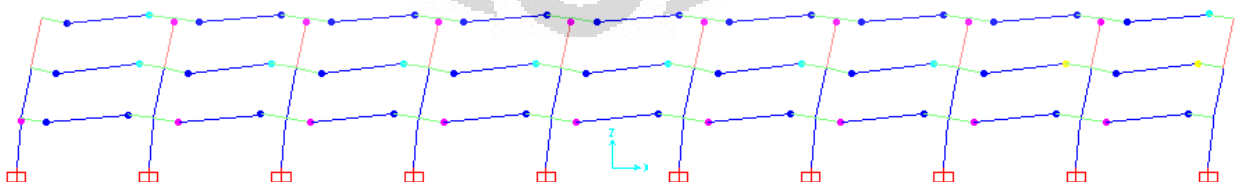
Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa jalur kolom interior gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-3lt) memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih pendek dibanding dengan jalur kolom interior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus sehingga daktilitas aktual yang didapat juga kecil. Sedangkan jalur kolom interior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus, baik lebar

pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom, terjadi peningkatan daktilitas aktual karena memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih panjang.

**Besarnya persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* pada jalur kolom interior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak  $\frac{1}{2}y$  dan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 9,225% dan 20,419% bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom interior gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan, maka daktilitas aktual yang terjadi sama dengan daktilitas aktual jalur kolom interior dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tidak beri tulangan. Hal ini disebabkan banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada slab tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing – masing jalur kolom interior gedung 3 lantai. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom interior gedung 3 lantai akibat pola *triangular load* dapat dilihat pada gambar berikut.**

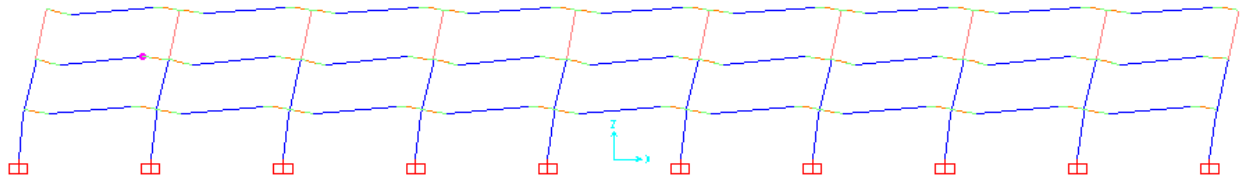


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt

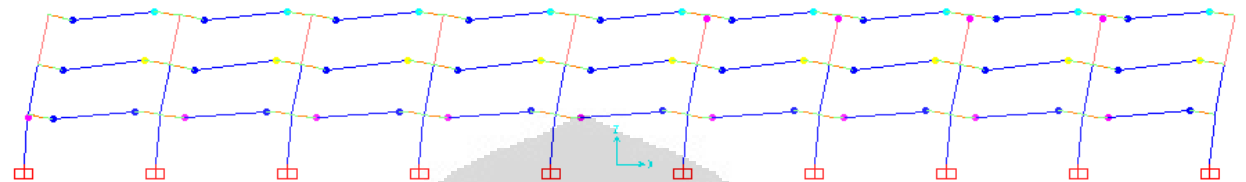


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt

Gambar 4.102 Lokasi Sendi Plastis akibat pola *Triangular Load* pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt

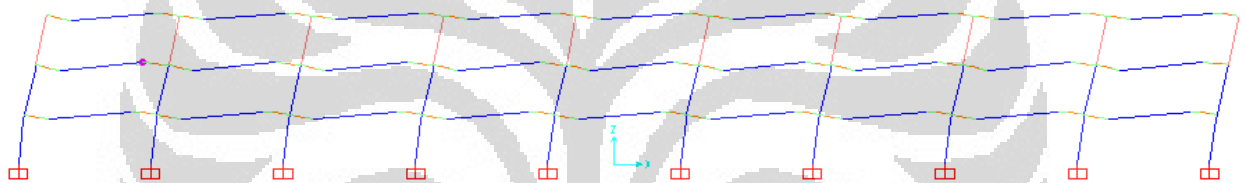


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)

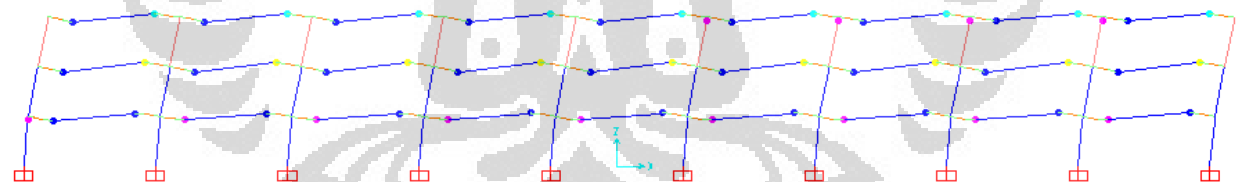


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.103 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt (SCS Reinforced)

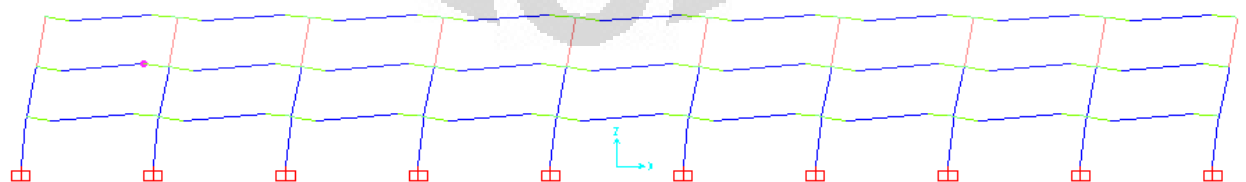


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

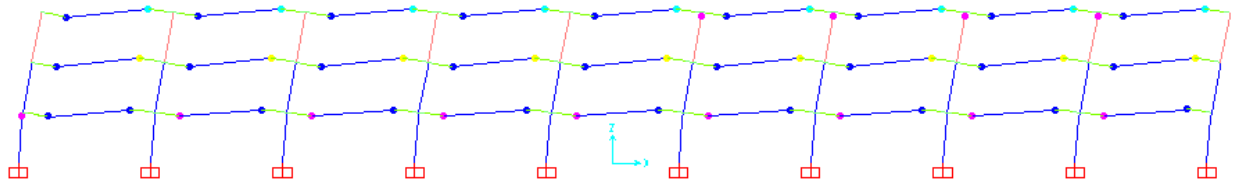


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

Gambar 4.104 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-3lt

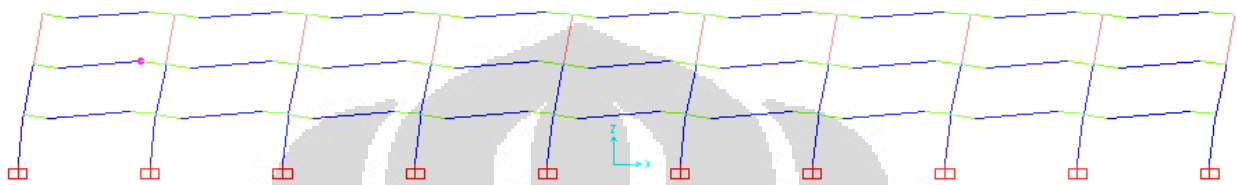


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)

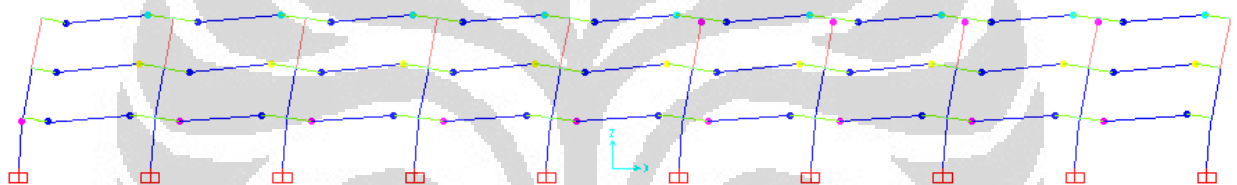


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.105 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)



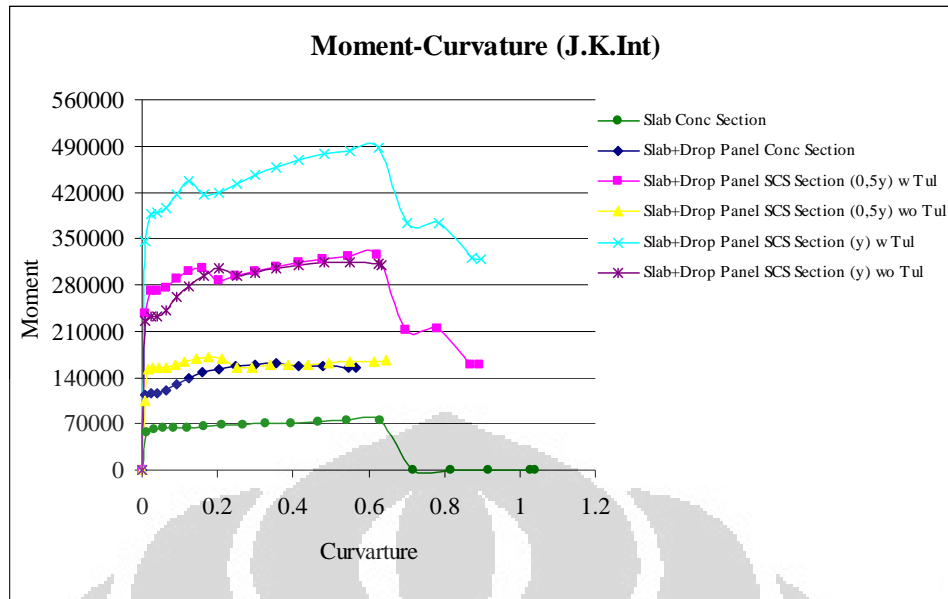
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt



(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Gambar 4.106 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Seperti halnya pada jalur kolom eksterior gedung 3 lantai, banyaknya lokasi sendi plastis pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* disebabkan oleh kapasitas momen nominal penampang pada *drop panel* yang besar, baik penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan maupun dengan tulangan, bila dibanding dengan kapasitas momen nominal penampang *slab*.



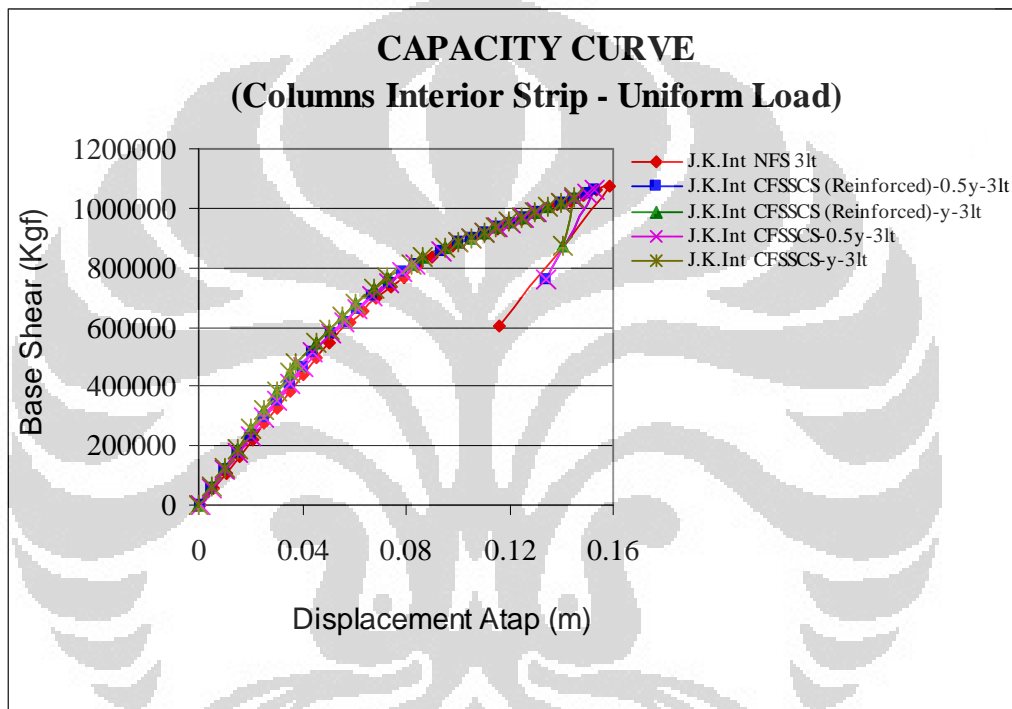
Gambar 4.107 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 3lantai

Pada Gambar di atas, terlihat bahwa kapasitas momen nominal penampang *slab* lebih kecil dibanding penampang *slab+drop panel*, baik tanpa pemasangan pelat baja maupun dengan pemasangan pelat baja sebagai penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan, kapasitas momen nominal penampangnya masih lebih besar dibanding penampang *slab* dan *overreinforcement* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dihindari jika digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab*. Penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dimanfaatkan sebagai perkuatan struktur *flat slab* jika mengalami kerusakan akibat gempa. Oleh karena itu, berat tulangan yang dapat dihemat jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab* terlihat pada tabel berikut.

Tabel 4.121 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Interior gedung 3 lantai

Ket	PB 3lt - Jalur Kolom Interior				
	PB - NFS	PB - CFSSCS - ½y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y	PB - CFSSCS - y
Berat Sendiri per lantai	215028.90	216207.13	219741.80	193625.98	172223.06
Peningkatan Berat Sendiri (kgf) per lantai	0	1178.23	4712.90	-	-
% Peningkatan Berat Sendiri per lantai	0	0.5479	2.1918	-	-
Berat Tulangan yang dikurangi (kgf) per lantai	-	0	0	22581.15	47518.74
% Pengurangan Tulangan per lantai	-	0	0	-10.4442	-21.6248

4.3.1.4. Daktilitas Jalur Kolom Interior (Uniform Load)



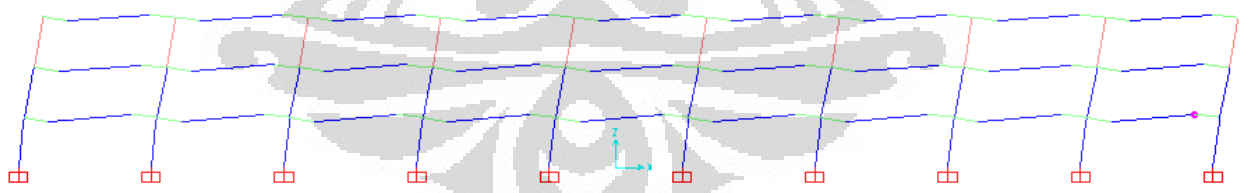
Gambar 4.108 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt akibat pola Uniform Load

Tabel 4.122 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung 3lt

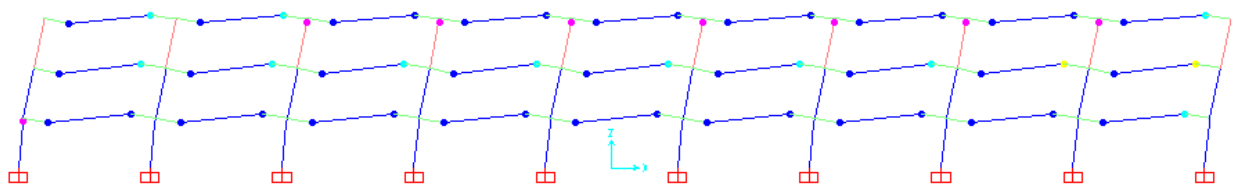
Parameter	Jalur Kolom Interior				
	PB - NFS - 3lt	PB - CFSSCS - ½y - 3lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 3lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y - 3lt	PB - CFSSCS - y - 3lt
Vn (kgf)	109202.75	109801.12	111596.21	109801.12	111596.21
Vy (kgf)	545263.44	512834.22	475380.96	512834.22	475380.96
Δy (m)	0.050210	0.044231	0.037566	0.044231	0.037566
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>	<b>B-IO (1 Hinges)</b>
Vu (kgf)	1076846.62	1060075.36	1037125.48	1060075.36	1037125.48
Δu (m)	0.158570	0.152573	0.144933	0.152573	0.144933
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (2 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>	<b>C-D (9 Hinges)</b>
<b>μ (aktual)</b>	<b>3.1581</b>	<b>3.4495</b>	<b>3.8581</b>	<b>3.4495</b>	<b>3.8581</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	9.225	22.164	9.225	22.164
<b>μ (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	10859658.24	11594452.31	12654553.59	11594452.31	12654553.59

Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa besarnya **persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Uniform Load*** pada jalur kolom interior gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak  $\frac{1}{2}y$  dan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah **9,225%** dan **22,164%** bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom interior gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus. **Daktilitas aktual jalur kolom interior pada masing – masing gedung 3 lantai akibat pola *Uniform Load* lebih besar dibanding daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load*** sehingga nilai daktilitas aktual yang digunakan adalah nilai daktilitas yang didapat akibat pola *Triangular Load*.

Selain itu, jika **penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan**, maka **daktilitas aktual yang terjadi akibat pola *Uniform Load* sama dengan daktilitas aktual jalur kolom interior dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tidak beri tulangan**. Hal ini disebabkan **banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 3 lantai**. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom interior gedung 3 lantai akibat pola *uniform load* dapat dilihat pada gambar berikut.



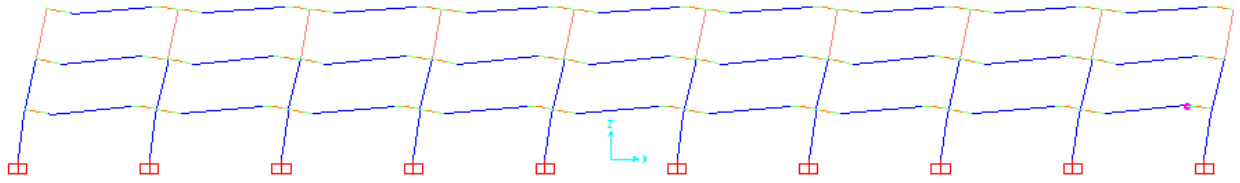
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt



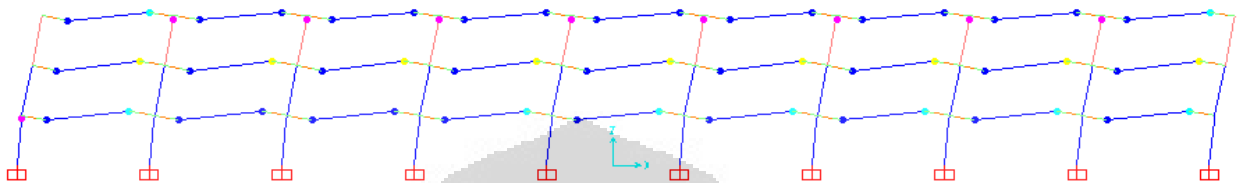
(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt

Gambar 4.109 Lokasi Sendi Plastis akibat pola *Uniform Load* pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS3lt



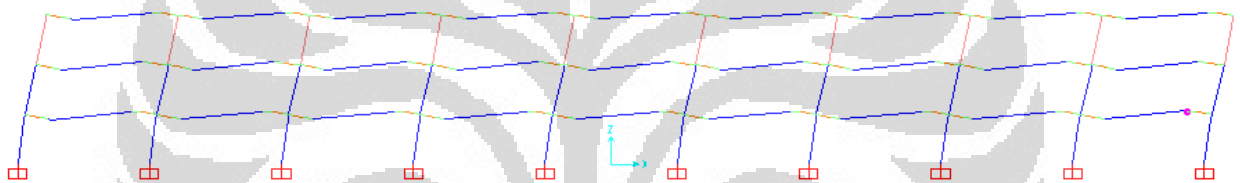


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt (SCS Reinforced)

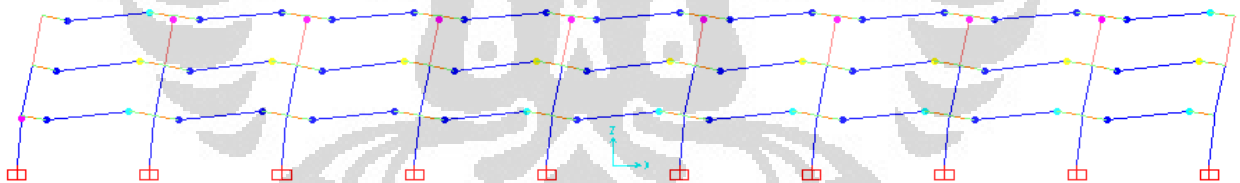


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.110 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt (SCS Reinforced)

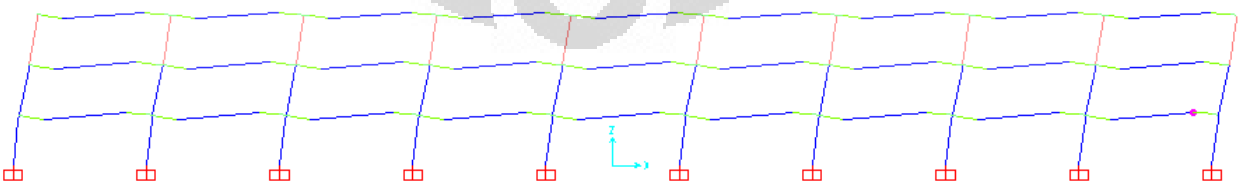


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt

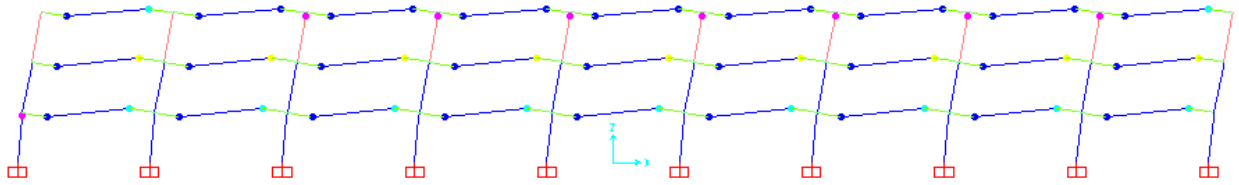


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt

Gambar 4.111 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y$ -3lt

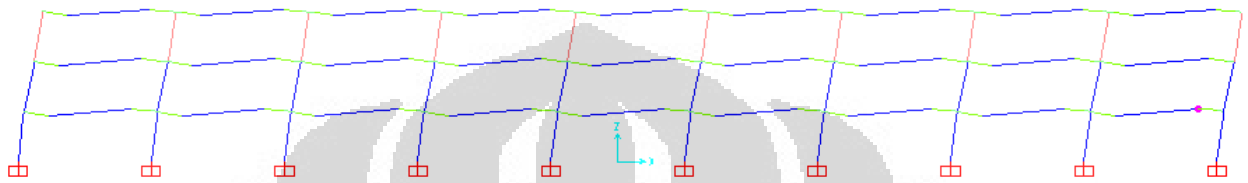


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $y$ -3lt (SCS Reinforced)

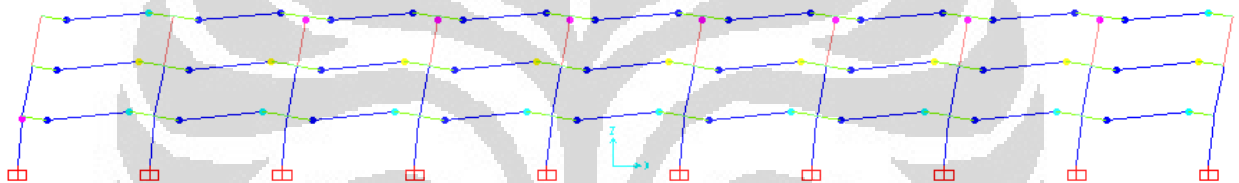


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.112 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt (SCS Reinforced)



(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt



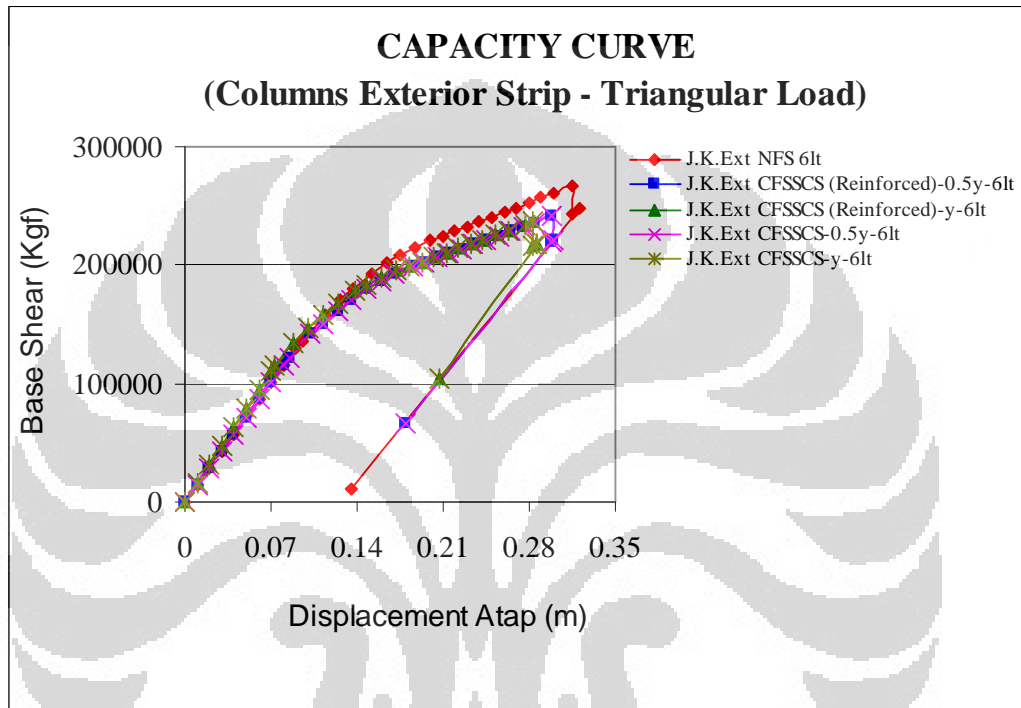
(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

Gambar 4.113 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-3lt

### 4.3.2 Pembahasan Gedung 6 Lantai

Seperti halnya pada gedung 3 lantai, hasil analisa *pushover* berupa kurva kapasitas untuk mengetahui daktilitas aktual struktur pada gedung 6 lantai juga akan dibahas pada sub-bab ini.

#### 4.3.2.1 Daktilitas Jalur Kolom Exterior (*Triangular Load*)



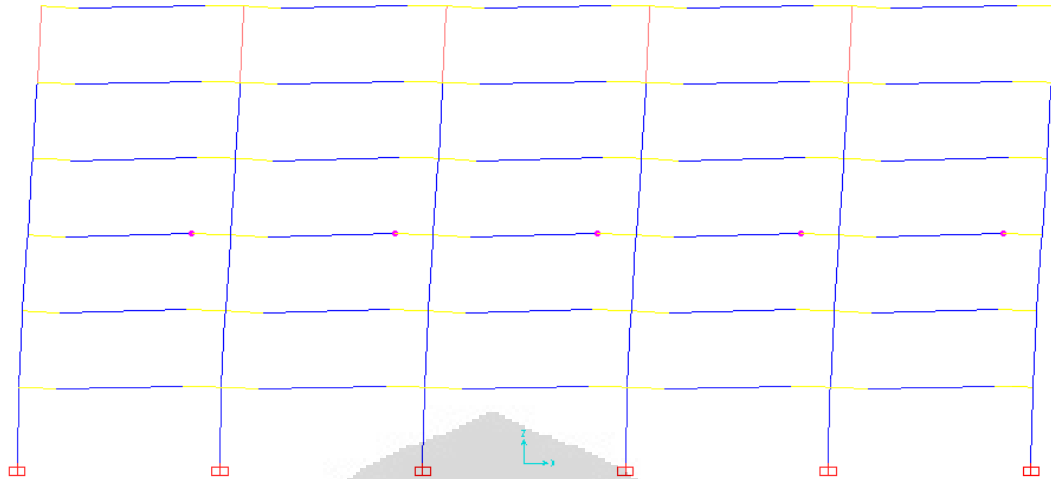
Gambar 4.114 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt akibat pola *Triangular Load*

Tabel 4.123 Perbandingan Parameter akibat Pola *Triangular Load* pada pada Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt

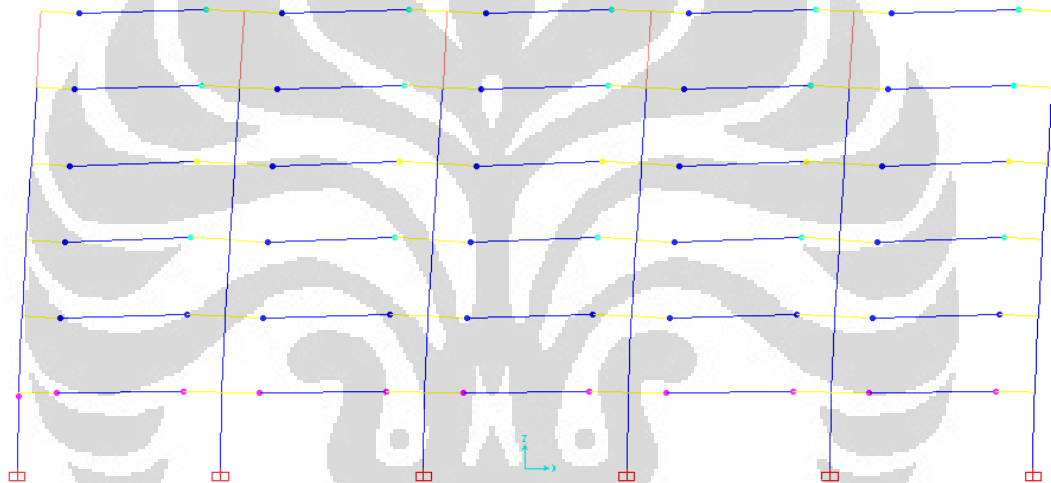
Parameter	Jalur Kolom Exterior				
	PB - NFS - 6lt	PB - CFSSCS - ½y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 6lt (SCS Reinforced)
Vn (kgf)	81972.89	82227.94	83181.86	82227.94	83181.86
Vy (kgf)	136481.21	121785.74	114813.29	121785.74	114813.29
Δy (m)	0.095230	0.084979	0.072640	0.084979	0.072640
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
Vu (kgf)	266244.87	240875.48	236651.63	240875.48	236651.63
Δu (m)	0.314423	0.298222	0.283390	0.298222	0.283390
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
<b>μ (aktual)</b>	<b>3.3017</b>	<b>3.5094</b>	<b>3.9013</b>	<b>3.5094</b>	<b>3.9013</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	6.289	18.159	6.289	18.159
<b>μ (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1433174.52	1433127.48	1580579.43	1433127.48	1580579.43

Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa jalur kolom eksterior gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-6lt) memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih pendek dibanding dengan jalur kolom eksterior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus sehingga daktilitas aktual yang didapat juga kecil. Sedangkan jalur kolom eksterior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus, baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom, terjadi peningkatan daktilitas aktual karena memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih panjang.

**Besarnya persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* pada jalur kolom eksterior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak  $\frac{1}{2}y$  dan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 6,289% dan 18,159% bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom eksterior gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan, maka daktilitas aktual yang terjadi sama dengan daktilitas aktual jalur kolom eksterior dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tidak beri tulangan. Hal ini disebabkan banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 6 lantai. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 6 lantai akibat pola *triangular load* dapat dilihat pada gambar berikut.**

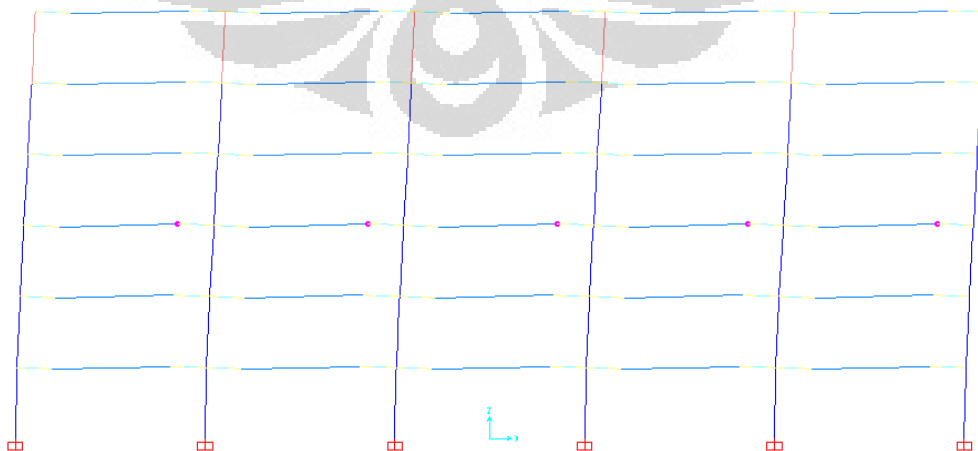


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt

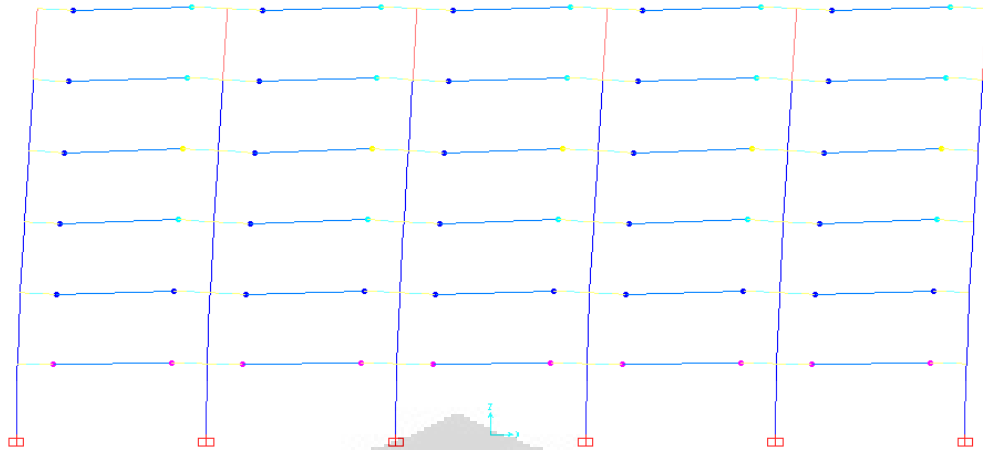


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt

Gambar 4.115 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt



(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

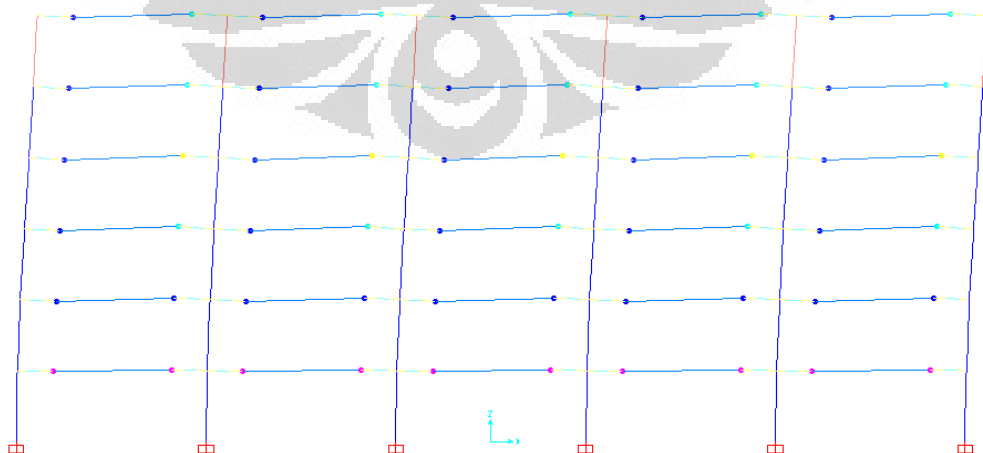


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.116 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

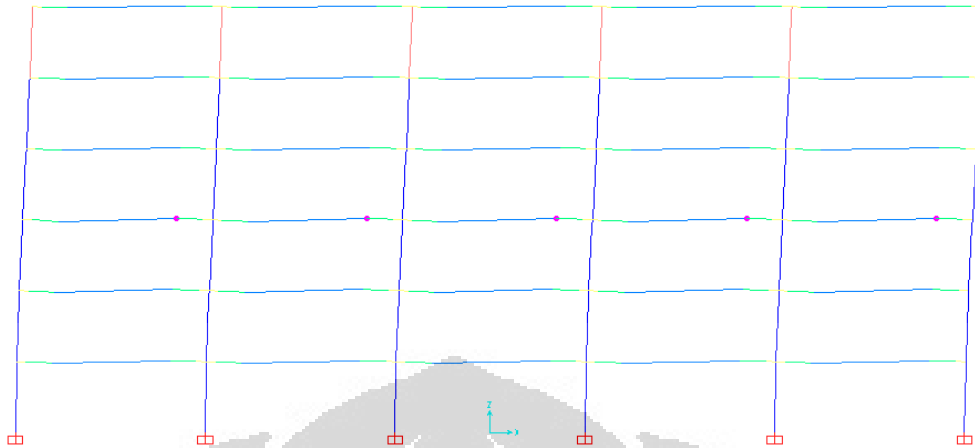


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

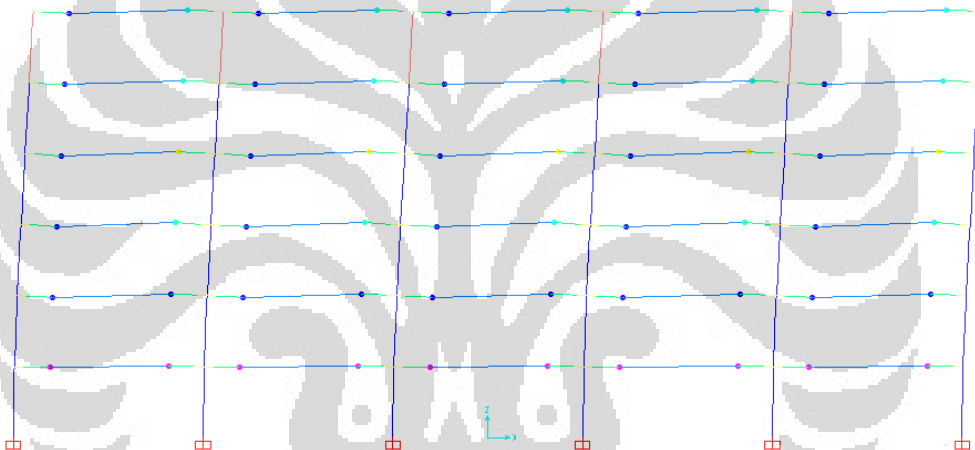


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Gambar 4.117 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

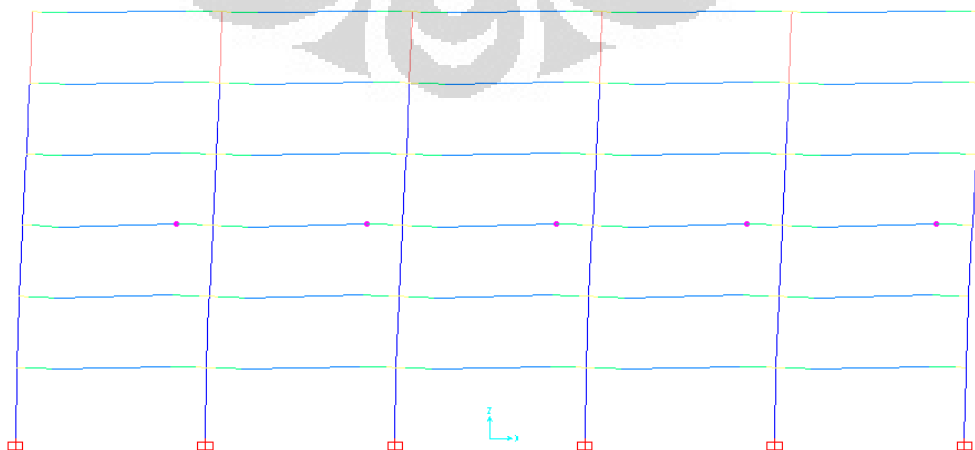


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)

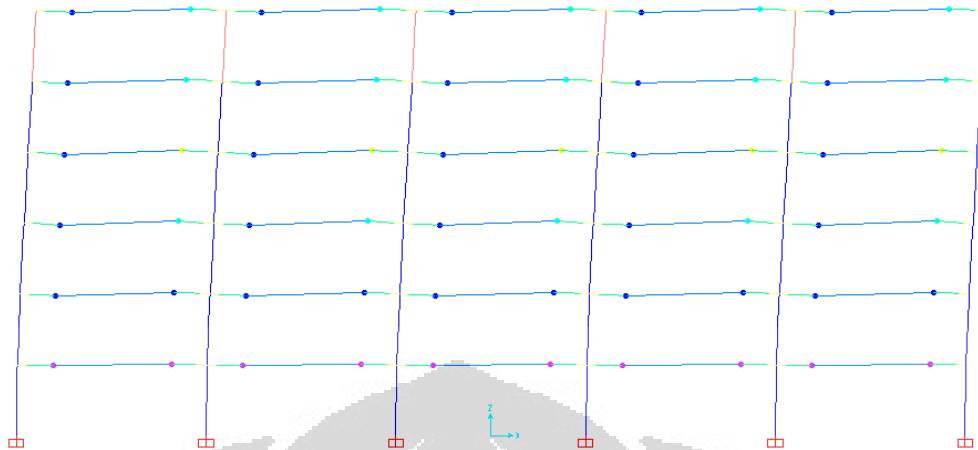


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.118 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)



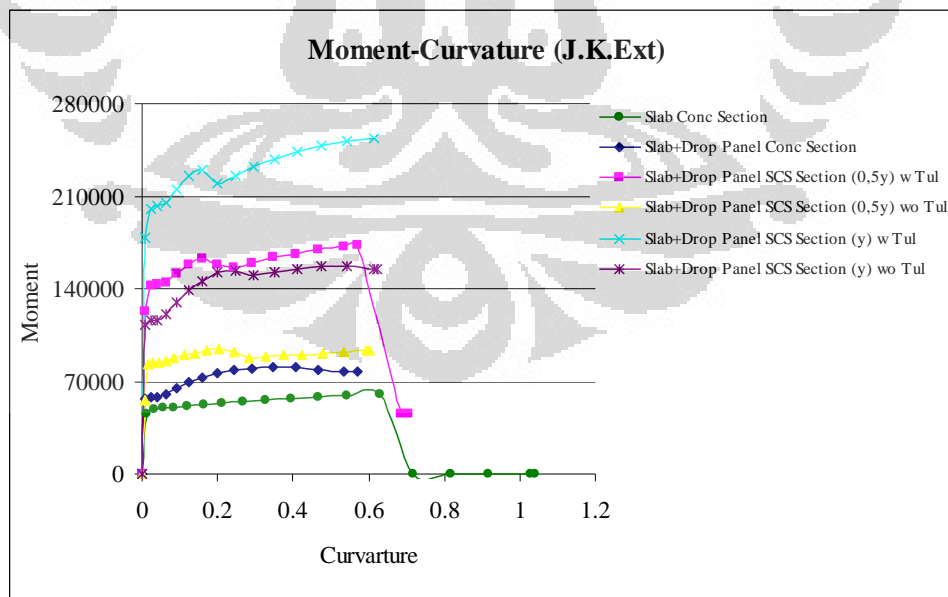
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt



(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Gambar 4.119 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Banyaknya lokasi sendi plastis pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* disebabkan oleh kapasitas momen nominal penampang pada *drop panel* yang besar, baik penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan maupun dengan tulangan, bila dibanding dengan kapasitas momen nominal penampang *slab*.



Gambar 4.120 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Eksterior gedung 6lantai



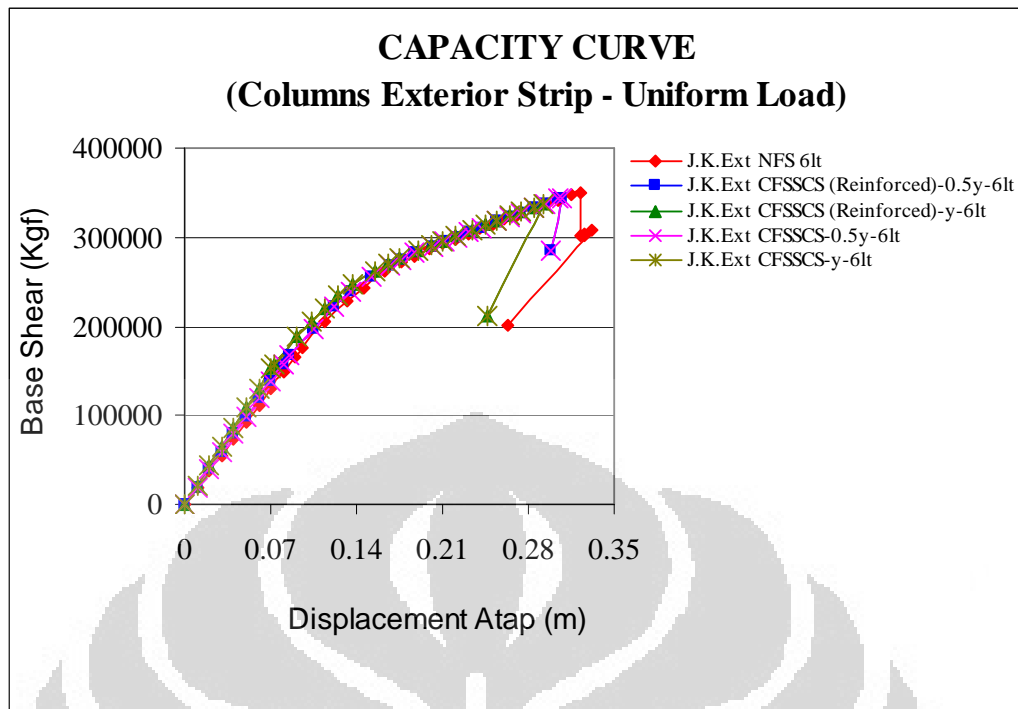
Pada Gambar di atas, terlihat bahwa kapasitas momen nominal penampang *slab* lebih kecil dibanding penampang *slab+drop panel*, baik tanpa pemasangan pelat baja maupun dengan pemasangan pelat baja sebagai penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan, kapasitas momen nominal penampangnya masih lebih besar dibanding penampang *slab* dan *overreinforcement* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dihindari jika digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab*. Penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dimanfaatkan sebagai perkuatan struktur *flat slab* jika mengalami kerusakan akibat gempa. Oleh karena itu, berat tulangan yang dapat dihemat jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab* terlihat pada tabel berikut.

Tabel 4.124 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Eksterior gedung 6 lantai

Ket	PB 6lt - Jalur Kolom Eksterior				
	PB - NFS	PB - CFSSCS - ½y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y	PB - CFSSCS - y
Berat Sendiri per lantai	33762.37	34023.00	34997.73	77438.19	71114.00
Peningkatan Berat Sendiri (kgf) per lantai	0	260.63	1235.36	-	-
% Peningkatan Berat Sendiri per lantai	0	0.3111	1.4748	-	-
Berat Tulangan yang dikurangi (kgf) per lantai	-	0	0	6584.81	13883.73
% Pengurangan Tulangan per lantai	-	0	0	-7.8369	-16.3342

#### 4.3.2.2. Daktilitas Jalur Kolom Eksterior (*Uniform Load*)

Seperti halnya pada analisa gedung 3 lantai, selain daktilitas akibat pola *Triangular Load*, pola *Uniform Load* juga harus ditinjau dimana distribusi gaya lateral pada suatu lantai sama dengan total massa pada lantai tersebut. Hal ini sesuai dengan FEMA 273 yang mensyaratkan sedikitnya 2 pola pembebanan lateral. Selain itu, nilai daktilitas yang digunakan adalah nilai terkecil yang didapat dari kedua pola pembebanan lateral.



Gambar 4.121 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt akibat pola Uniform Load

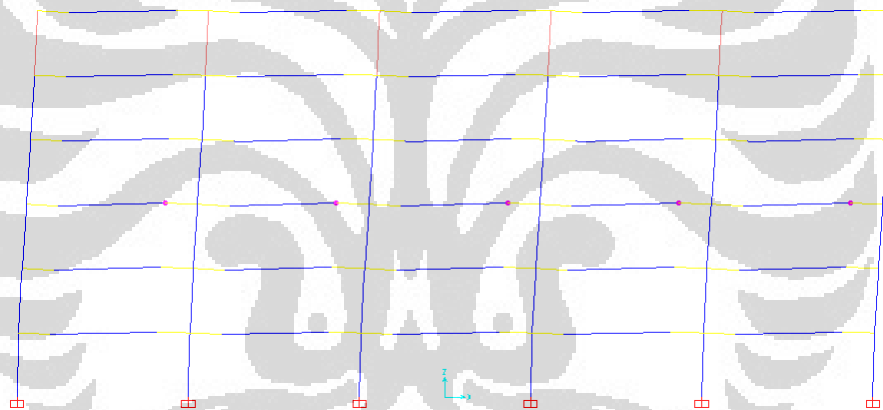
Tabel 4.125 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada pada Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt

Parameter	Jalur Kolom Eksterior				
	PB - NFS - 6lt	PB - CFSSCS - ½y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y - 6lt	PB - CFSSCS - y - 6lt
Vn (kgf)	81972.89	82227.94	83181.86	82227.94	83181.86
Vy (kgf)	175931.95	167383.43	157324.77	167383.43	157324.77
Δy (m)	0.095549	0.084912	0.072661	0.084912	0.072661
Level Performance Yielding	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
Vu (kgf)	350484.08	344343.06	337258.29	344343.06	337258.29
Δu (m)	0.322634	0.308073	0.291451	0.308073	0.291451
Level Performance Ultimate	<b>C-D (10 Hinges)</b>	<b>C-D (10 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (10 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
μ (aktual)	<b>3.3766</b>	<b>3.6281</b>	<b>4.0111</b>	<b>3.6281</b>	<b>4.0111</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	7.449	18.790	7.449	18.790
μ (rencana)	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>	<b>MEMENUHI</b>
Kekakuan (kgf/m)	1841274.63	1971257.65	2165188.62	1971257.65	2165188.62

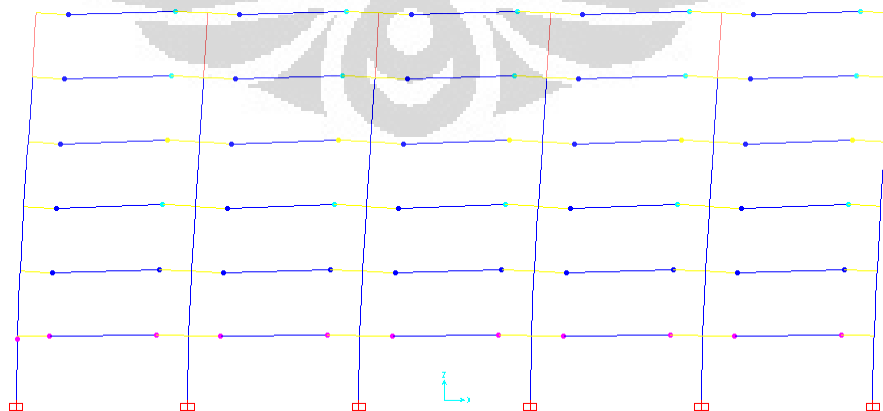
Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa besarnya **persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola Uniform Load** pada jalur kolom eksterior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak ½y dan sejarak y dari muka kolom adalah **7,449%** dan **18,790%** bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom eksterior gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus. **Daktilitas aktual jalur kolom eksterior pada masing**

– masing gedung 6 lantai akibat pola *Uniform Load* lebih besar dibanding daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* sehingga nilai daktilitas aktual yang digunakan adalah nilai daktilitas yang didapat akibat pola *Triangular Load*.

Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan, maka daktilitas aktual yang terjadi akibat pola *Uniform Load* sama dengan daktilitas aktual jalur kolom eksterior dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tidak beri tulangan. Hal ini disebabkan banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 6 lantai. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 6 lantai akibat pola *uniform load* dapat dilihat pada gambar berikut.

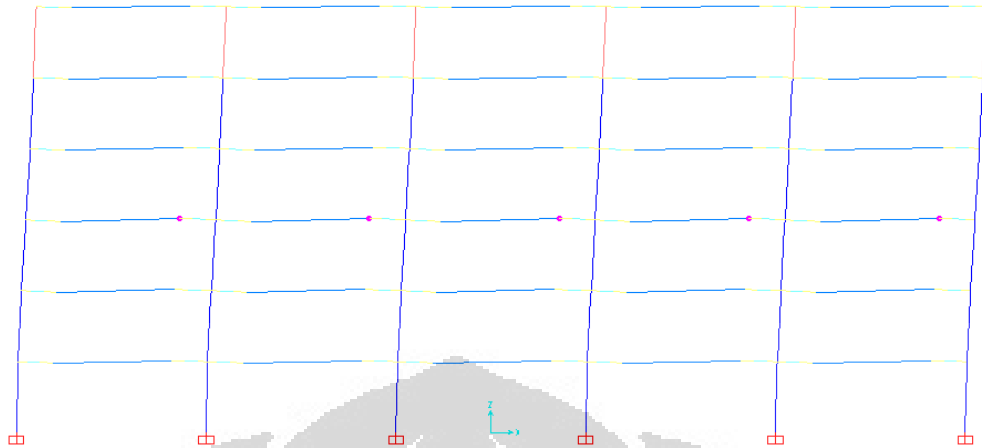


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt

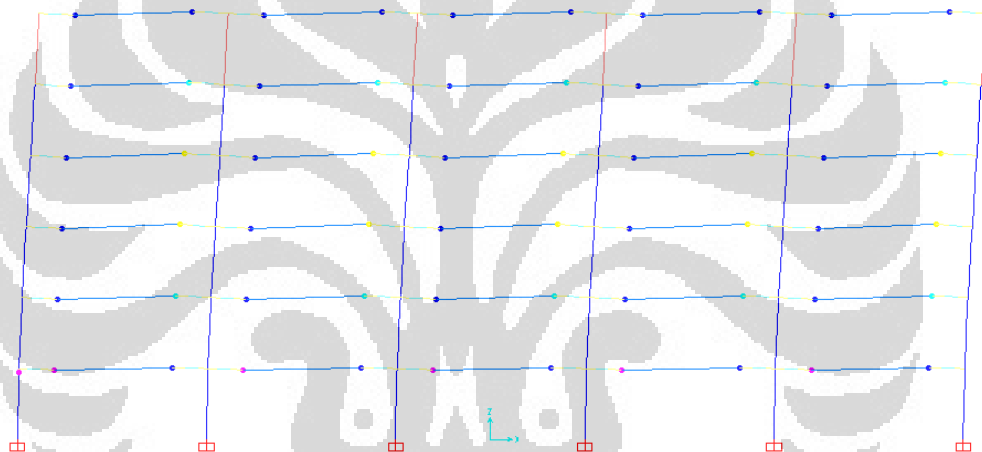


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt

Gambar 4.122 Lokasi Sendi Plastis akibat pola *Uniform Load* pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-NFS6lt

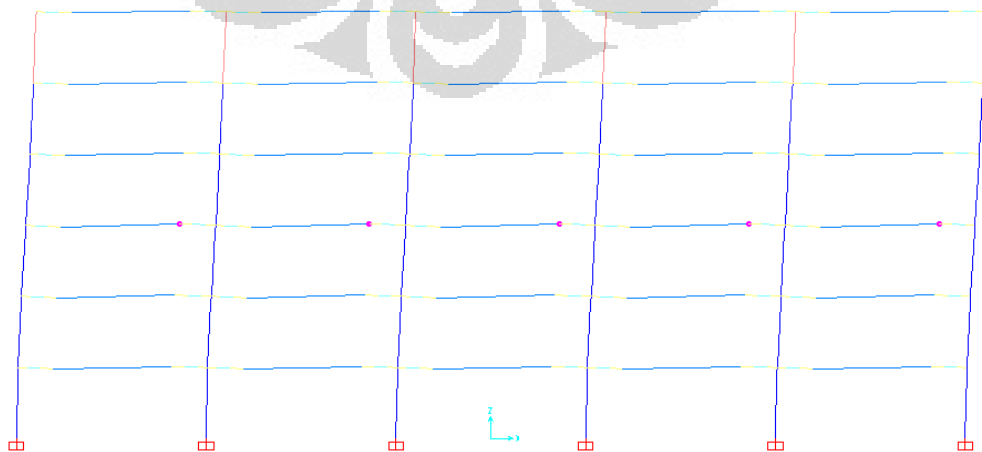


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

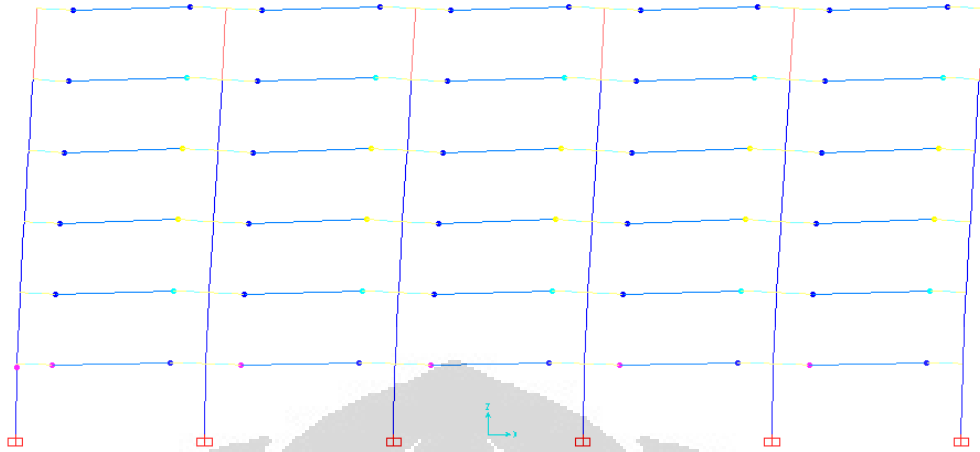


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.123 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

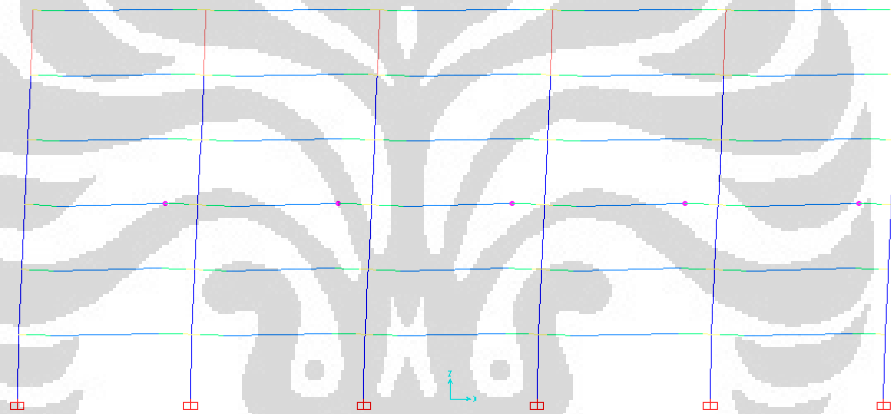


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

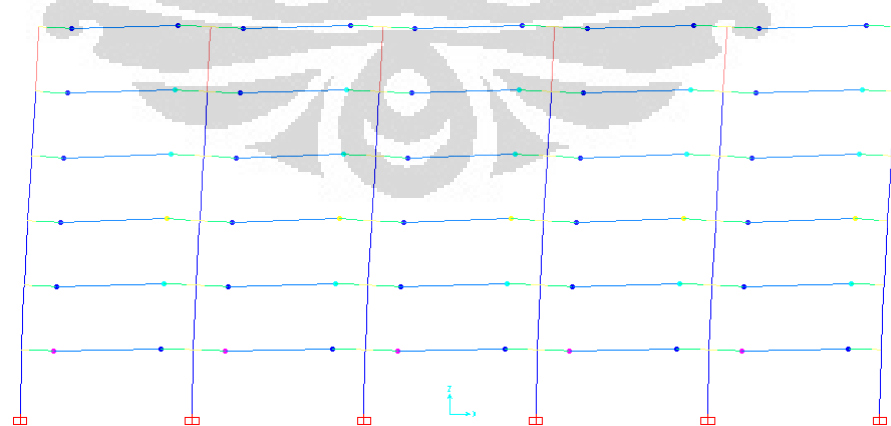


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

Gambar 4.124 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt

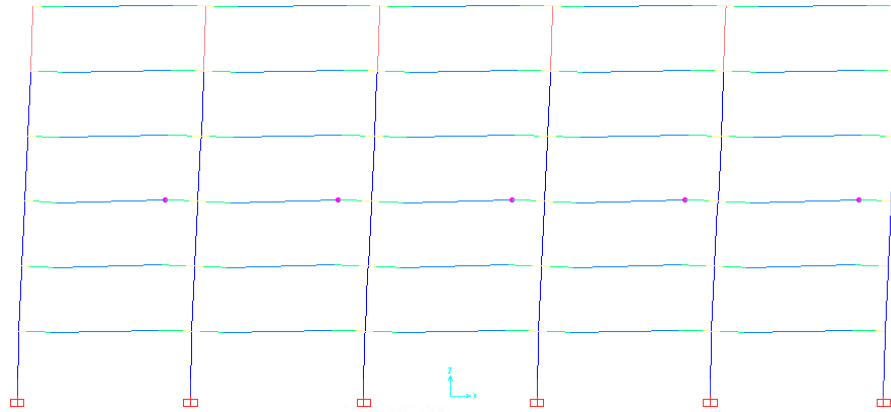


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)

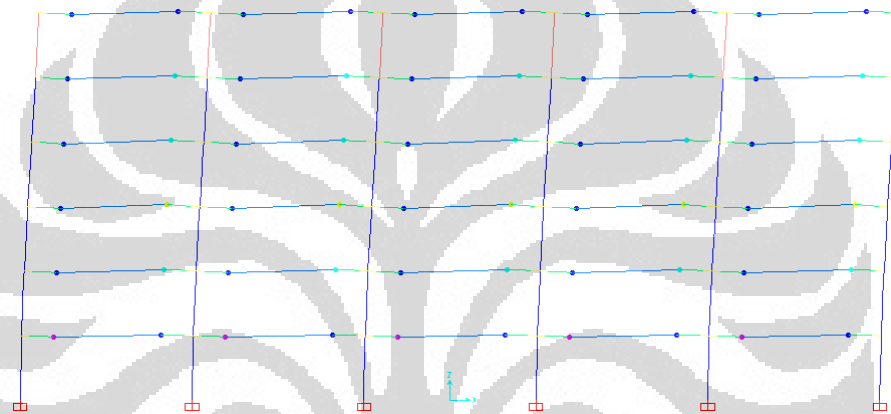


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.125 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)



(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

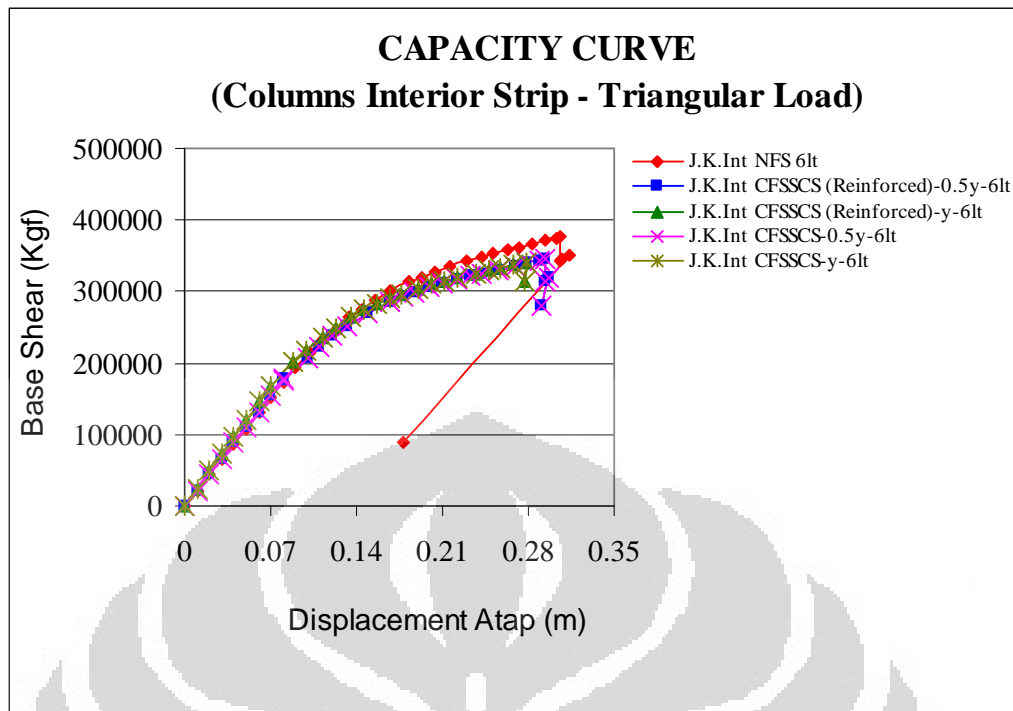


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Gambar 4.126 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Eksterior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

#### 4.3.2.3. Daktilitas Jalur Kolom Interior (*Triangular Load*)

Seperti halnya pembahasan analisa *pushover* gedung 3 lantai, pada jalur kolom interior gedung 6 lantai juga akan dilakukan pembahasan mengenai hasil analisa *pushover* untuk mengetahui daktilitas aktualnya.



Gambar 4.127 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt akibat pola Triangular Load

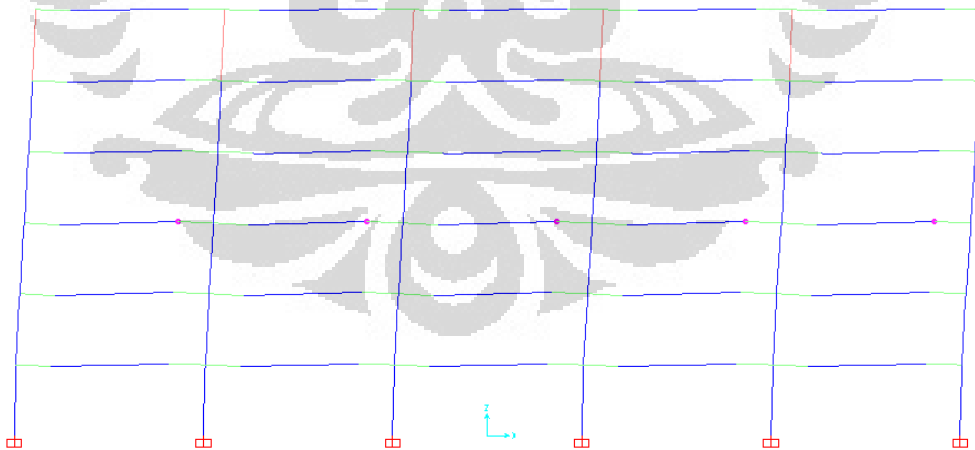
Tabel 4.126 Perbandingan Parameter akibat Pola Triangular Load pada pada Jalur Kolom Interior gedung 6lt

Parameter	Jalur Kolom Interior				
	PB - NFS - 6lt	PB - CFSSCS - ½y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y - 6lt	PB - CFSSCS - y - 6lt
Vn (kgf)	131197.61	131707.72	133615.55	131707.72	133615.55
Vy (kgf)	194653.46	175476.83	167935.68	175476.83	167935.68
Δy (m)	0.090097	0.080207	0.069402	0.080207	0.069402
Level Performance Yielding	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (2 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (2 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
Vu (kgf)	375703.09	345772.12	341377.23	345772.12	341377.23
Δu (m)	0.305570	0.293739	0.277933	0.293739	0.277933
Level Performance Ultimate	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
μ (aktual)	<b>3.3916</b>	<b>3.6623</b>	<b>4.0047</b>	<b>3.6623</b>	<b>4.0047</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	7.981	18.078	7.981	18.078
μ (rencana)	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	2160487.70	2187799.44	2419752.74	2187799.44	2419752.74

Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa jalur kolom interior gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung NFS-6lt) memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih pendek dibanding dengan jalur kolom interior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus sehingga daktilitas aktual yang didapat juga kecil. Sedangkan jalur kolom interior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus, baik lebar

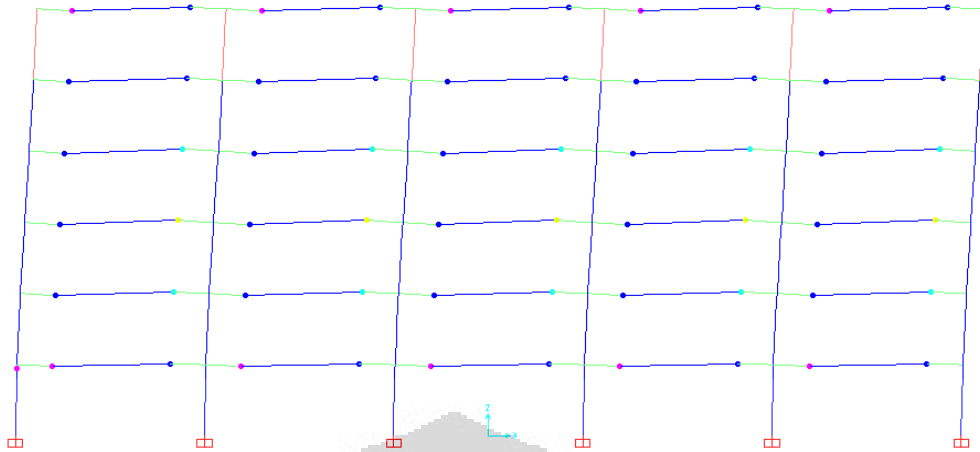
pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom, terjadi peningkatan daktilitas aktual karena memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih panjang.

**Besarnya persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* pada jalur kolom interior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak  $\frac{1}{2}y$  dan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 7,981% dan 18,078% bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom interior gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan, maka daktilitas aktual yang terjadi sama dengan daktilitas aktual jalur kolom interior dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tidak beri tulangan. Hal ini disebabkan banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada slab tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing – masing jalur kolom interior gedung 6 lantai. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom interior gedung 6 lantai akibat pola *triangular load* dapat dilihat pada gambar berikut.**



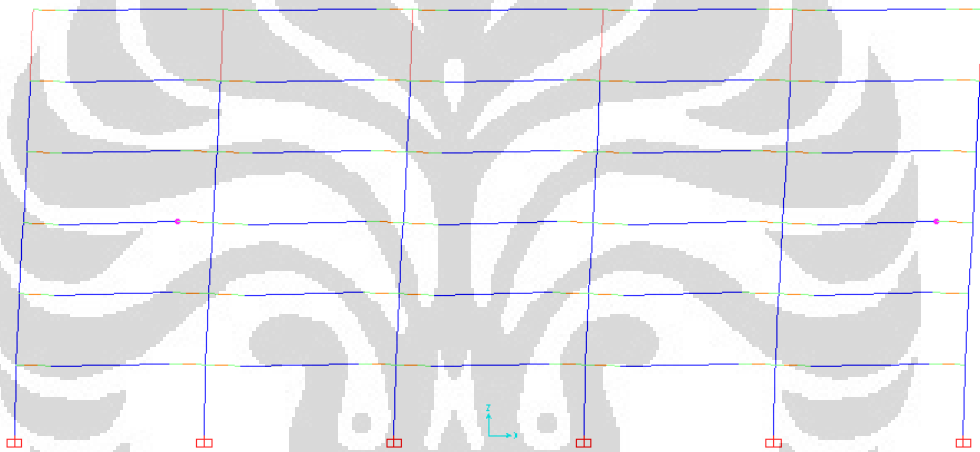
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt



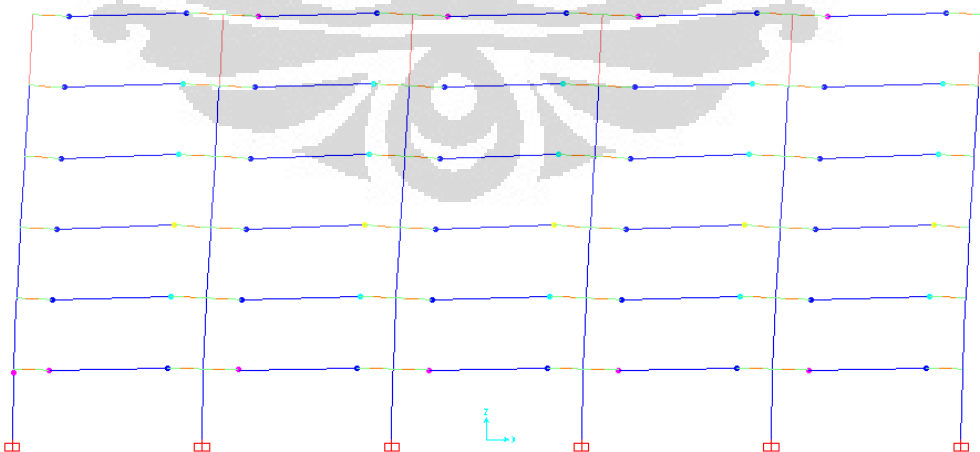


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt

Gambar 4.128 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt

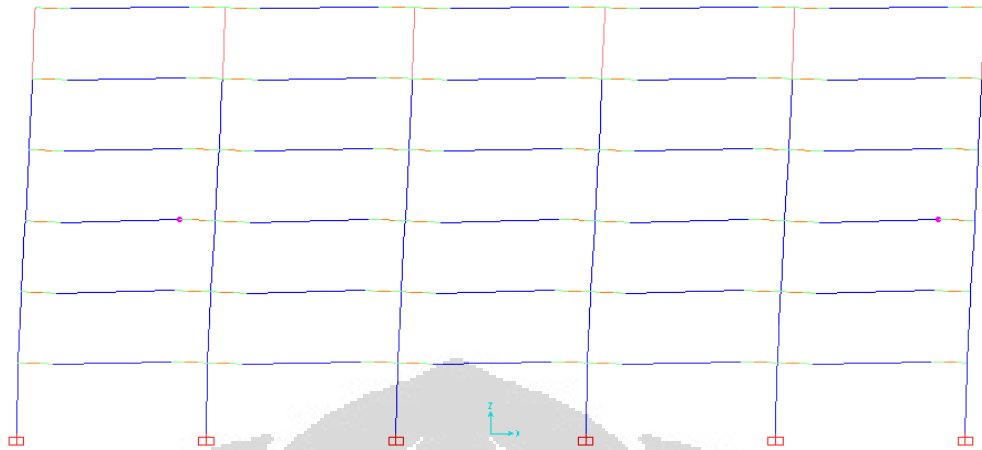


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

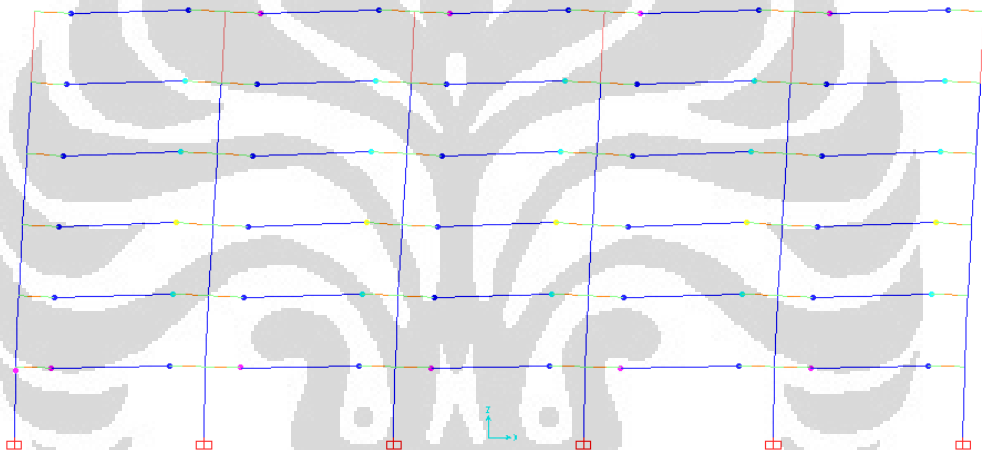


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.129 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)

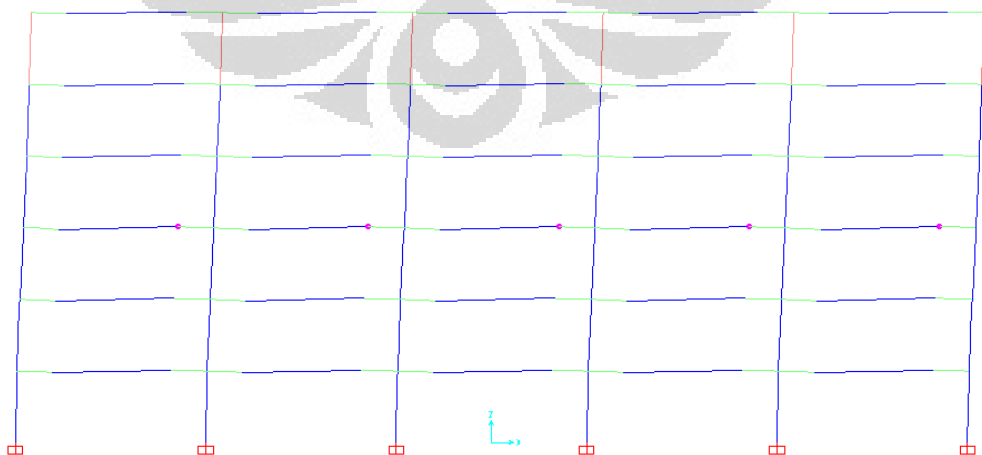


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$

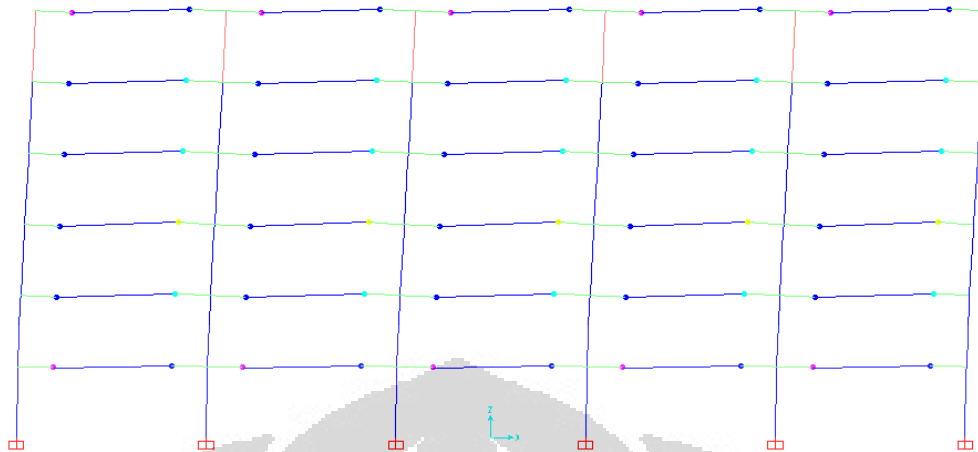


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$

Gambar 4.130 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$

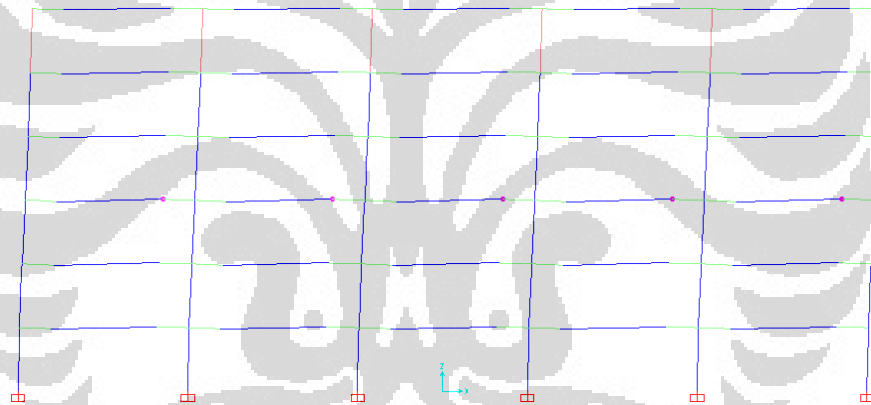


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $y-6lt$  (SCS Reinforced)

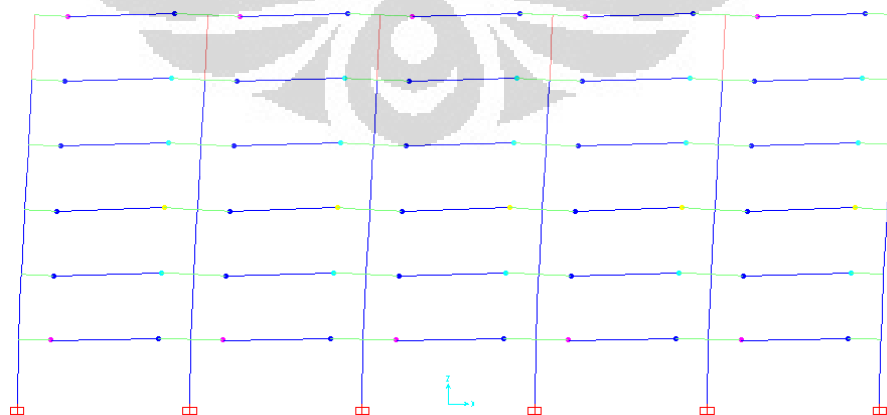


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.131 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)



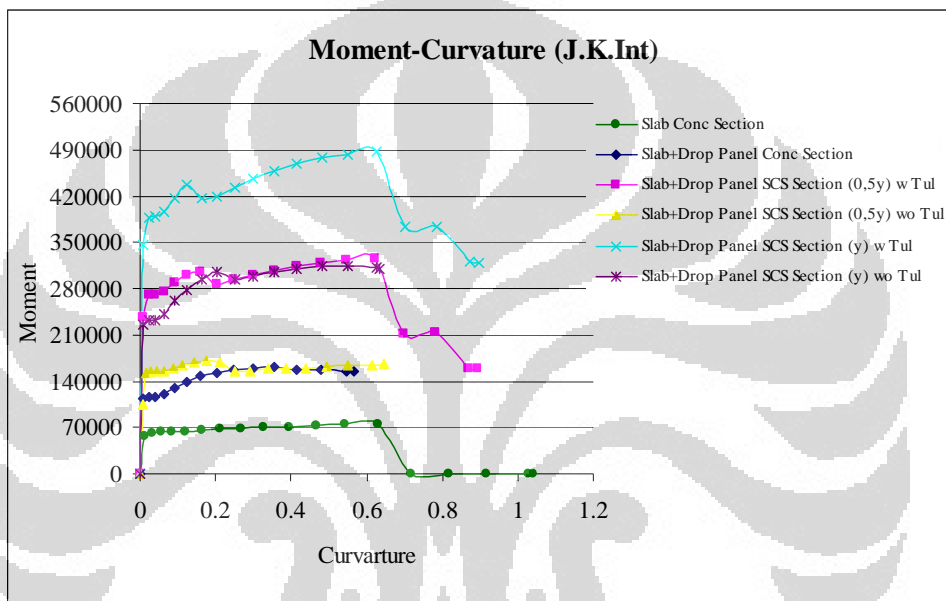
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt



(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Gambar 4.132 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Triangular Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Seperti halnya pada jalur kolom eksterior gedung 6 lantai, banyaknya lokasi sendi plastis pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* disebabkan oleh kapasitas momen nominal penampang pada *drop panel* yang besar, baik penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan maupun dengan tulangan, bila dibanding dengan kapasitas momen nominal penampang *slab*.



Gambar 4.133 Grafik Moment-Curvature Penampang Jalur Kolom Interior gedung 6lantai

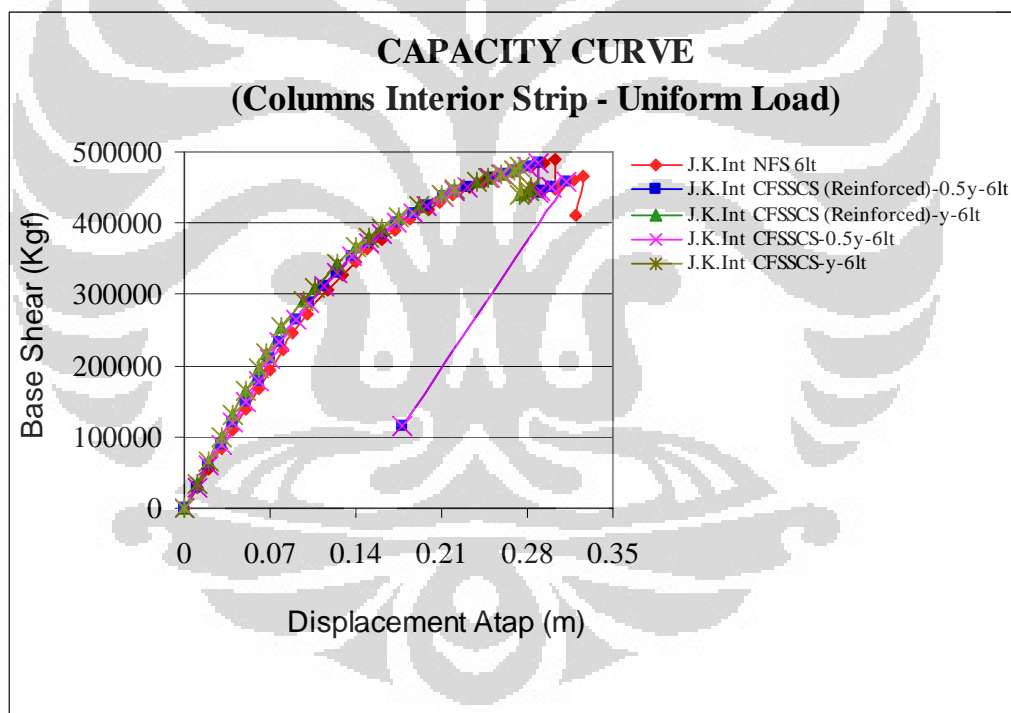
Pada Gambar di atas, terlihat bahwa kapasitas momen nominal penampang *slab* lebih kecil dibanding penampang *slab+drop panel*, baik tanpa pemasangan pelat baja maupun dengan pemasangan pelat baja sebagai penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan. Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan, kapasitas momen nominal penampangnya masih lebih besar dibanding penampang *slab* dan *overreinforcement* pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dihindari jika digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab*. Penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dapat dimanfaatkan sebagai perkuatan struktur *flat slab* jika mengalami kerusakan akibat gempa. Oleh karena itu, berat tulangan yang

dapat dihemat jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan digunakan sebagai desain awal pada struktur *flat slab* terlihat pada tabel berikut.

Tabel 4.127 Perbandingan berat sendiri per lantai pada struktur Jalur Kolom Interior gedung 6 lantai

Ket	PB 6lt - Jalur Kolom Interior				
	PB - NFS	PB - CFSSCS - ½y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y	PB - CFSSCS - y
Berat Sendiri per lantai	127509.88	128005.66	129859.86	116136.35	104762.81
Peningkatan Berat Sendiri (kgf) per lantai	0	495.78	2349.98	-	-
% Peningkatan Berat Sendiri per lantai	0	0.3888	1.8430	-	-
Berat Tulangan yang dikurangi (kgf) per lantai	-	0	0	11869.31	25097.05
% Pengurangan Tulangan per lantai	-	0	0	-9.2725	-19.3263

#### 4.3.2.4. Daktilitas Jalur Kolom Interior (*Uniform Load*)



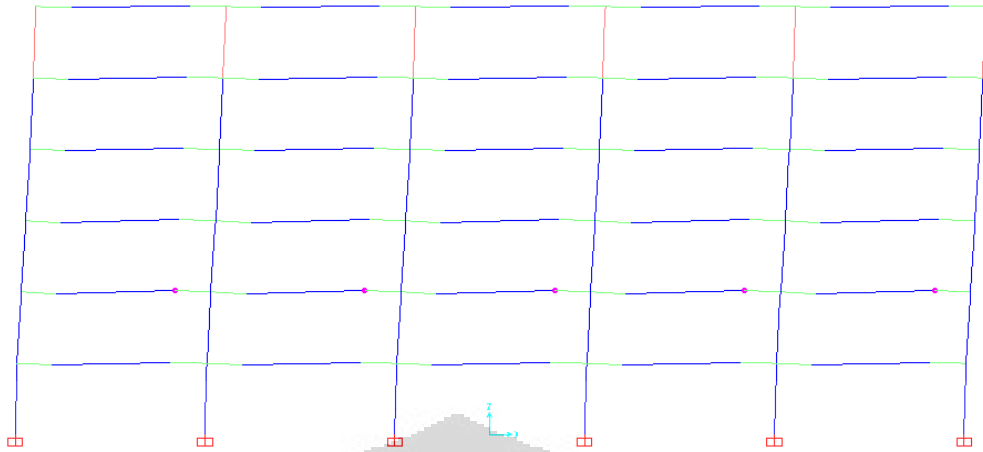
Gambar 4.134 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt akibat pola Uniform Load

Tabel 4.128 Perbandingan Parameter akibat Pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung 6lt

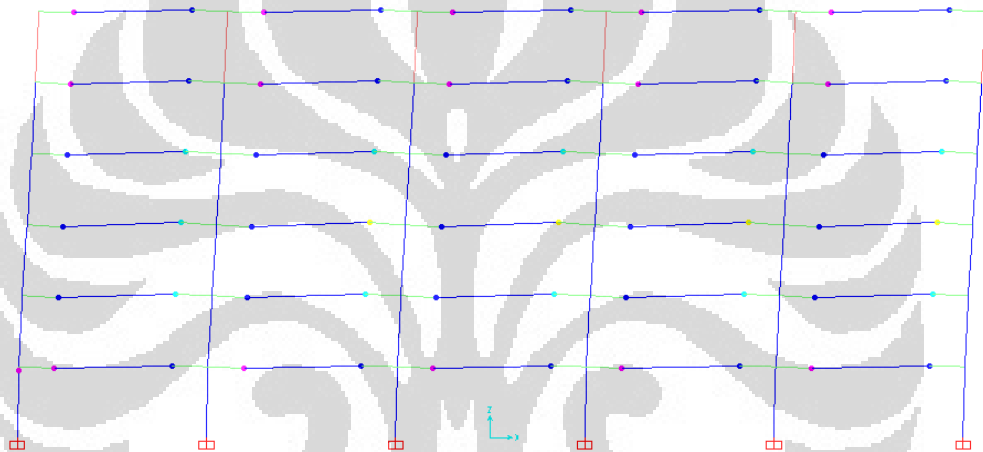
Jalur Kolom Interior					
Parameter	PB - NFS - 6lt	PB - CFSSCS - ½y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - y - 6lt (SCS Reinforced)	PB - CFSSCS - ½y - 6lt	PB - CFSSCS - y - 6lt
Vn (kgf)	131197.61	131707.72	133615.55	131707.72	133615.55
Vy (kgf)	245347.19	232645.82	218099.6	232645.82	218099.6
Δy (m)	0.088367	0.078114	0.066486	0.078114	0.066486
<b>Level Performance Yielding</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>	<b>B-IO (5 Hinges)</b>
Vu (kgf)	489895.27	484004.12	477992.5	484004.12	477992.5
Δu (m)	0.303413	0.289473	0.274612	0.289473	0.274612
<b>Level Performance Ultimate</b>	<b>C-D (4 Hinges)</b>	<b>C-D (4 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>	<b>C-D (4 Hinges)</b>	<b>C-D (5 Hinges)</b>
<b>μ (aktual)</b>	<b>3.4258</b>	<b>3.7058</b>	<b>4.1304</b>	<b>3.7058</b>	<b>4.1304</b>
% Peningkatan Daktilitas	0.000	8.173	20.567	8.173	20.567
<b>μ (rencana)</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>	<b>3.3000</b>
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	2770187.43	2978285.84	3280383.84	2978285.84	3280383.84

Pada Gambar dan Tabel di atas, terlihat bahwa besarnya **persentase peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Uniform Load*** pada jalur kolom interior gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan sejarak ½y dan sejarak y dari muka kolom adalah **8,173%** dan **20,567%** bila dibanding daktilitas aktual pada jalur kolom interior gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus. **Daktilitas aktual jalur kolom interior pada masing – masing gedung 6 lantai akibat pola *Uniform Load* lebih besar dibanding daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load*** sehingga nilai daktilitas aktual yang digunakan adalah nilai daktilitas yang didapat akibat pola *Triangular Load*.

Selain itu, jika penampang *sandwich steel-concrete-steel* diberi tulangan, maka **daktilitas aktual yang terjadi akibat pola *Uniform Load* sama dengan daktilitas aktual jalur kolom interior dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* tidak beri tulangan**. Hal ini disebabkan banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada *slab* tepatnya pada ujung yang berhubungan dengan *drop panel* pada masing – masing jalur kolom eksterior gedung 6 lantai. Lokasi sendi plastis pada masing – masing jalur kolom interior gedung 6 lantai akibat pola *uniform load* dapat dilihat pada gambar berikut.

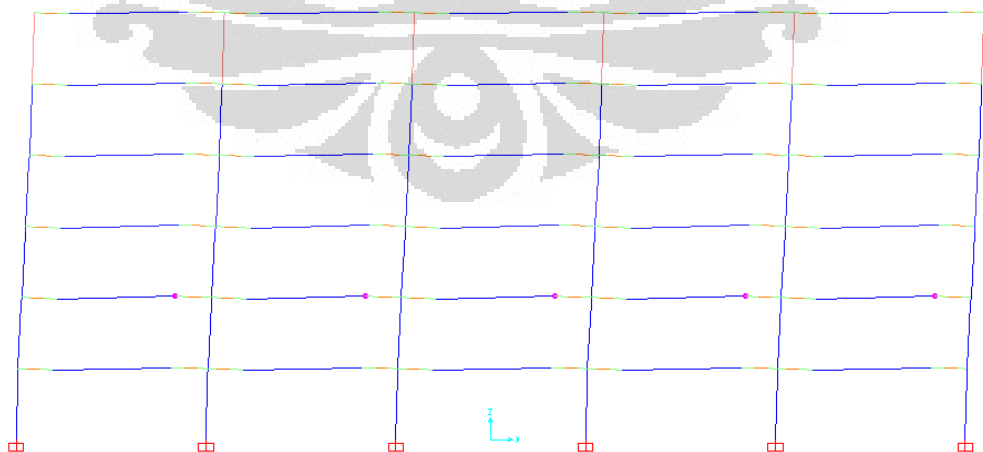


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt

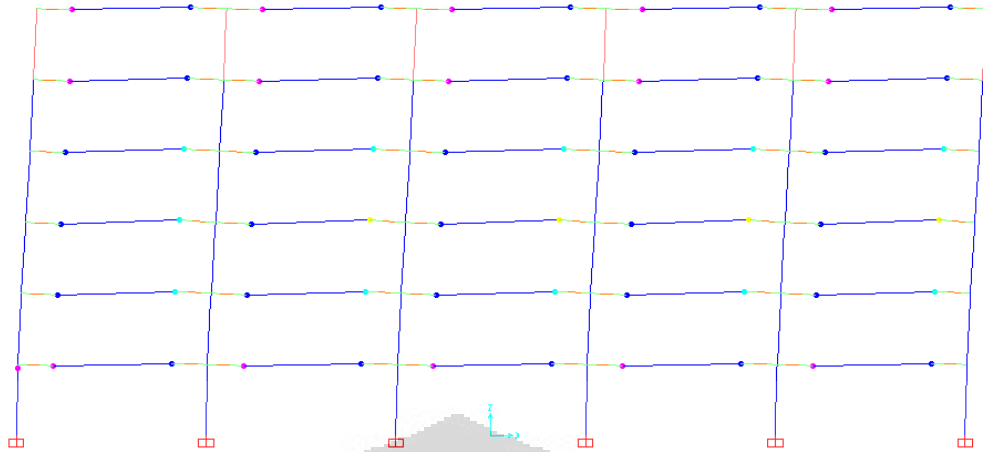


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt

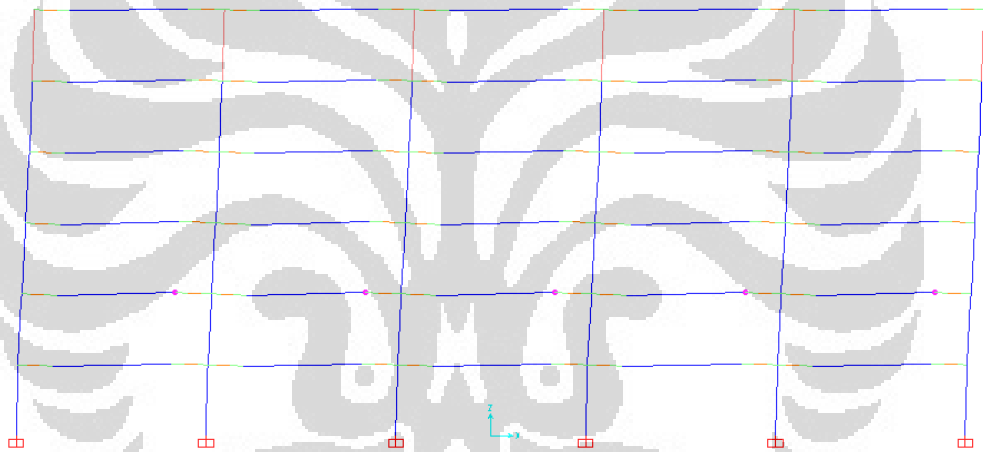
Gambar 4.135 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-NFS6lt



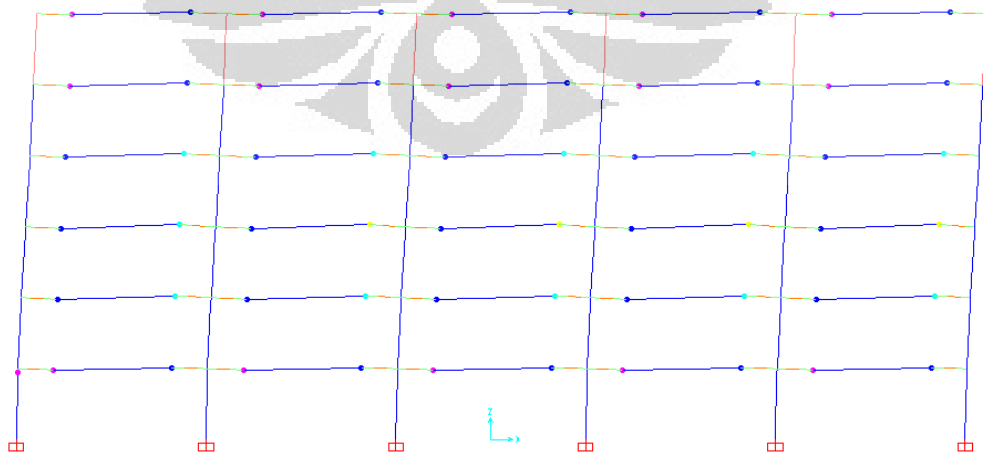
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-1/2y-6lt (SCS Reinforced)



(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$  (SCS Reinforced)  
Gambar 4.136 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$  (SCS Reinforced)



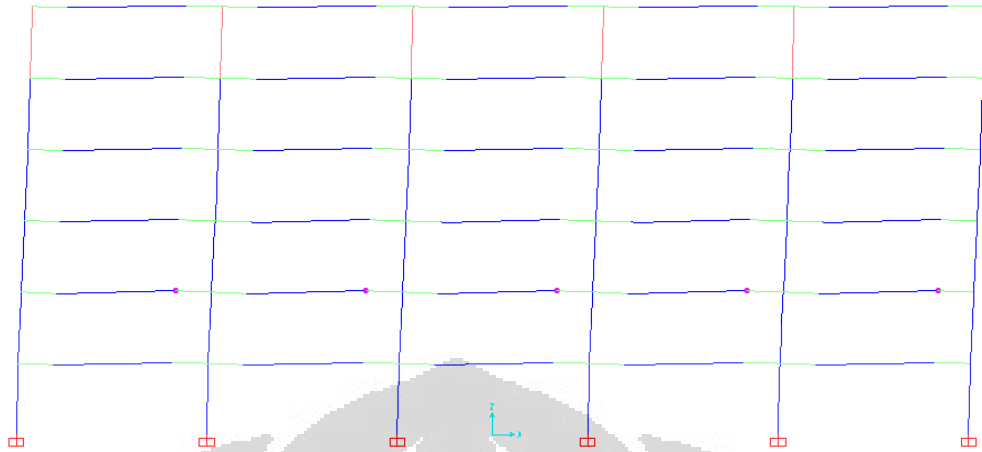
(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$



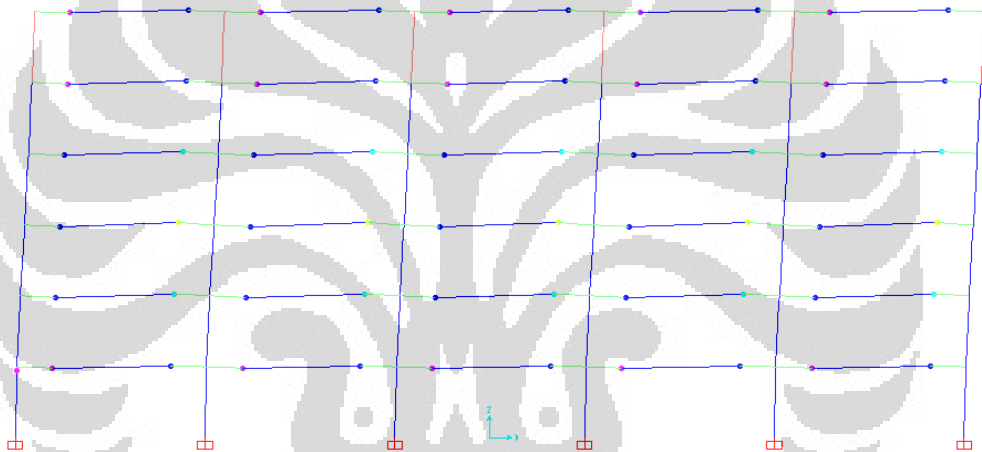
(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$

Gambar 4.137 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS- $\frac{1}{2}y-6lt$



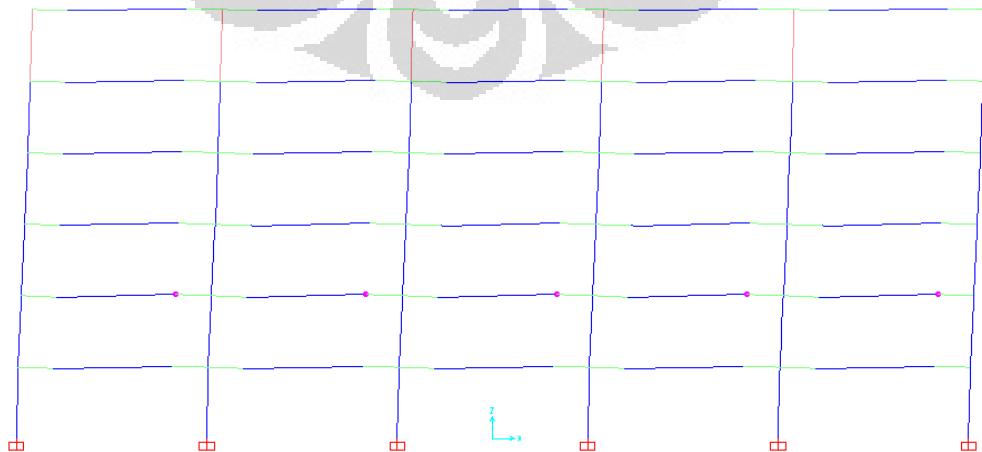


(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)

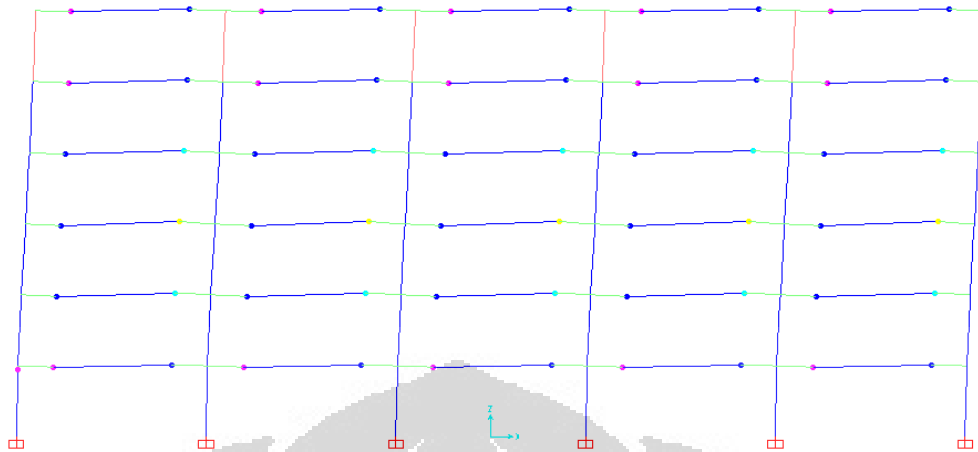


(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)

Gambar 4.138 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt (SCS Reinforced)



(a) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi leleh pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt



(b) Lokasi Sendi Plastis pada kondisi ultimit pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt

Gambar 4.139 Lokasi Sendi Plastis akibat pola Uniform Load pada Jalur Kolom Interior gedung PB-CFSSCS-y-6lt



## BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

### 5.1 KESIMPULAN

Studi ini dilakukan karena bertujuan untuk mengetahui lebar efektif pemasangan plat baja agar didapat daktilitas yang baik dalam menahan beban lateral gempa dari sistem struktur yang disimulasikan. Dari hasil analisa struktur *flat slab* baik tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus *composite steel-concrete-steel* pada daerah sekitar kolom akibat pembebanan gravitasi, lateral dan analisa *pushover*, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus relatif tidak memberi pengaruh signifikan terhadap massa tiap-tiap lantai pada gedung secara keseluruhan. Besarnya persentase rata – rata penambahan massa akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* selebar setengah *drop panel* dan selebar *drop panel* pada masing – masing gedung yang dilakukan simulasi tidak lebih dari 2%. Nilai persentase tersebut didapat bila dibandingkan dengan struktur *flat slab* tanpa pendetailan khusus.
2. Penurunan periode getar pada pola ragam getar pertama (*modes 1*) akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* relatif kecil. Besarnya persentase rata – rata penurunan periode getar akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* selebar setengah *drop panel* dan selebar *drop panel* pada masing – masing gedung yang dilakukan simulasi tidak lebih dari 6%. Nilai persentase tersebut didapat bila dibandingkan dengan struktur *flat slab* tanpa pendetailan khusus.
3. Dengan penambahan pemasangan pelat baja (sisi atas dan sisi bawah) di sekitar kolom terjadi penurunan simpangan antar tingkat pada masing – masing gedung simulasi yang relatif tidak memberikan pengaruh signifikan sehingga penurunan kinerja batas layan dan batas ultimit juga relatif kecil bila dibandingkan dengan struktur *flat slab* tanpa pendetailan khusus.

4. Daktilitas aktual struktur akibat pola *Triangular Load* lebih kecil dibanding akibat pola *Uniform Load* pada masing – masing gedung *flat slab*, baik gedung tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus pada masing – masing jalur kolom yang ditinjau, baik pada jalur kolom ekterior maupun jalur kolom interior. Hal tersebut disebabkan cara distribusi beban lateral yang berbeda sesuai partisipasi massanya pada masing – masing pola pembebanan lateral.
5. Daktilitas aktual struktur akibat pola *Triangular Load* yang digunakan dalam desain dan analisa struktur. Hal ini sesuai dengan FEMA 273 yaitu nilai daktilitas yang digunakan adalah nilai terkecil yang didapat dari kedua pola pembebanan lateral.
6. Daktilitas aktual struktur akibat pola *Triangular Load* pada gedung *flat slab* tanpa pendetailan khusus, baik pada jalur kolom ekterior maupun jalur kolom interior, memiliki nilai yang bervariasi antara 3,0 sampai dengan 3,1 untuk gedung 3 lantai dan antara 3,3 sampai dengan 3,4 untuk gedung 6 lantai dimana daktilitas rencana pada masing – masing gedung sebesar 3,3. Dengan hasil tersebut, diharapkan studi ini menjadi acuan untuk studi berikutnya sehingga didapat nilai daktilitas struktur *flat slab* (khususnya tanpa balok perimeter pada gedung) yang lebih valid lagi agar dapat diterapkan pada peraturan maupun standar perhitungan struktur terhadap ketahanan gempa.
7. Daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* yang terjadi pada masing – masing gedung dengan pendetailan khusus, baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* selebar setengah *drop panel* maupun selebar *drop panel*, dimana penampang *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan dalam, memiliki nilai yang sama dengan penampang *sandwich steel-concrete-steel* yang diberi tulangan dalam. Hal ini disebabkan oleh kapasitas momen nominal penampang, baik penampang *slab+drop panel* beton ( $t = 400$  mm) maupun *slab+drop panel* dengan *sandwich steel-concrete-steel* tanpa tulangan dalam ataupun diberi tulangan dalam ( $t = 412$  mm), masih lebar besar dibanding kapasitas momen nominal penampang *slab* ( $t = 250$  mm) yang ujungnya

berhubungan langsung dengan *slab+drop panel* ( $t = 400$  mm) untuk penampang *slab+drop panel* beton dan untuk penampang *slab+drop panel* dengan *sandwich steel-concrete-steel* ( $t = 412$ mm) sehingga banyak lokasi sendi plastis yang terjadi pada *slab* ( $t = 250$  mm) tersebut.

8. Peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* yang terjadi pada masing – masing gedung dengan lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* selebar setengah *drop panel*, baik pada jalur kolom ekterior maupun jalur kolom interior, cukup signifikan bila dibandingkan dengan gedung tanpa pendetailan khusus. Besarnya persentase rata – rata peningkatan daktilitas aktual sebesar 8,91% untuk gedung 3 lantai dan sebesar 7,14% untuk gedung 6 lantai. Hal ini sesuai dengan hipotesa awal bahwa dengan diberikannya dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) sebagai pendetailan khusus di daerah hubungan *slab*-kolom akan didapat daktilitas struktur yang baik.
9. Peningkatan daktilitas aktual akibat pola *Triangular Load* yang terjadi pada masing – masing gedung dengan lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* selebar *drop panel*, baik pada jalur kolom ekterior maupun jalur kolom interior, cukup signifikan bila dibandingkan dengan gedung tanpa pendetailan khusus. Besarnya persentase rata – rata peningkatan daktilitas aktual sebesar 20,53% untuk gedung 3 lantai dan sebesar 18,12% untuk gedung 6 lantai. Hal ini juga sesuai dengan hipotesa awal.
10. Lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* selebar *drop panel* merupakan lebar yang efektif karena memberikan hasil daktilitas aktual struktur yang baik bila dibandingkan dengan gedung tanpa pendetailan khusus.

## 5.2 SARAN

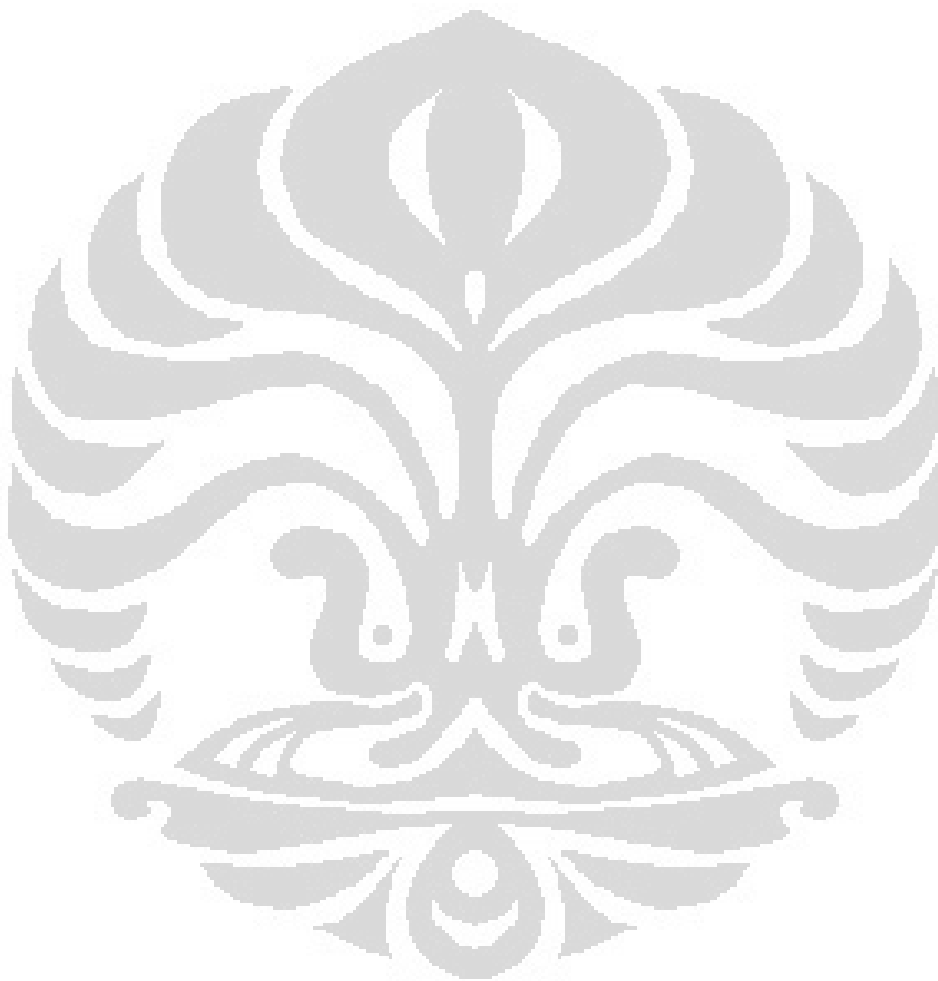
Untuk studi lebih lanjut mengenai analisa struktur *flat slab* baik tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus *composite steel-concrete-steel* pada daerah sekitar kolom akibat pembebanan gravitasi, lateral dan analisa *pushover*, sebaiknya dilakukan dengan cara antara lain :

1. Variabel variasi simulasi ditambah dengan memperhitungkan rasio lebar terhadap panjang bangunan yang memiliki konfigurasi denah yang simetris ( $B/L$ ), rasio bentang antar kolom ( $l_1/l_2$ ), dan rasio dimensi kolom ( $c_1/c_2$ ) antara 0,5 sampai dengan 2,0 agar didapat daktilitas struktur *flat slab*, khususnya tanpa balok perimeter, yang lebih valid.
2. Tebal *drop panel* hasil *preliminary design* yang memiliki nilai antara  $62,5 \text{ mm} \leq x \leq 275 \text{ mm}$  bisa digunakan sebagai variabel variasi untuk mengetahui pengaruhnya terhadap hasil analisa pada studi selanjutnya.
3. Variabel variasi lebar pemasangan *sandwich steel-concrete-steel* dari muka kolom, perlu diperluas sampai dengan definisi lebar jalur kolom baik jalur kolom eksterior maupun interior.
4. Dengan adanya Draft Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung yang baru yaitu SNI 03-1726-201X, sebaiknya pada studi berikutnya menggunakan Standar tersebut karena persyaratan – persyaratan yang lebih spesifik dan mendetail.
5. Untuk studi selanjutnya, *software finite element* tingkat *advanced* diperlukan agar dapat memodelkan *shear connector* sesuai dengan kenyataannya dan mengetahui kontribusinya dalam analisa ketahanan gempa pada struktur gedung.

Sedangkan saran untuk desain struktur gedung *flat slab*, baik tanpa pendetailan khusus maupun dengan pendetailan khusus *composite steel-concrete-steel* pada daerah sekitar kolom, antara lain :

1. Melihat hasil peningkatan daktilitas aktual yang tidak terlalu signifikan yang dihasilkan oleh lebar pemasangan pendetailan khusus *composite steel-concrete-steel* pada daerah sekitar kolom, maka untuk wilayah gempa dengan resiko tinggi, sebaiknya struktur gedung *flat slab* dilengkapi dengan *shearwall* sebagai struktur pemikul beban lateral
2. Jika struktur gedung *flat slab* dengan pendetailan khusus dimana lebar pemasangan *sandwich steel-concrete-steel* selebar *drop panel* digunakan sebagai desain awal, sebaiknya tulangan dalam yang terdapat pada penampang *slab+drop panel* dengan *sandwich steel-concrete-steel* tidak

dipasang untuk menghemat tulangan. Namun, perlu diperhatikan metode penjangkaran tulangan *slab* ke kolom agar menjamin tersedianya lokasi sendi plastis pada *slab* yang berhubungan dengan *drop panel*.



## DAFTAR PUSTAKA

- ACI Committe 318. 2002. *Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318 – 02) and Commentary (318R-02)*. American Concrete Institute.
- Anitha, M.; Rahman, B.Q.; & J.J. Vijay. 2009. *Analysis and Design of Flat Slabs using Various Code*. India. Deemed University.
- Anonim. 2002. “**SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**”. Badan Standarisasi Nasional.
- Anonim. 2002. “**SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung**”. Badan Standarisasi Nasional.
- Aprile, A.; Spacone, E. & Suchart Limkatanyu. 2001. *Role of Bond in RC Beams Strengthened with Steel and FRP Plates*. J. Struct. Eng., Vol. 127, No. 12. American Society of Civil Engineers.
- Bergan, P.G. & Bakken K. 2005. *Sandwich Design : A Solution for Marine Structure?*. International Confrence on Computational Methods in Marine Engineering. Eccomas Marine.
- Dai, X.X. & J.Y. Richard Liew. 2009. *Fatigue Performance of Lightweight Steel – Concrete – Steel Sandwich Systems*. ACI Structural Journal., Vol. 198, No. 1. American Concrete Institute.Singapore. National University of Singapore. Elsevier Ltd.
- Ebead, U. & Huda Saeed. 2002. *Strengthening of Two Way Slabs using Steel Plates*. ACI Structural Journal., Vol. 198, No. 1. American Concrete Institute.



Ebead, U. & Huda Saeed. 2010. *Modelling of Reinforced Concrete Slabs Strengthened with Fiber – Reinforced Polymer or Steel Plates*. ACI Structural Journal., Vol. 107, No. 2. American Concrete Institute.

Ebead, U.; Marzouk, M. & L.M. Lye. 2002. *Strengthening of Two Way Slabs Using FRP Materials : A Simplified Analysis Based on Response Surface Methodology*. Proceedings of 2<sup>nd</sup> World Engineering Congress.

El Sayed, W.E.; Ebead, U. & K.W. Neale. *Modelling of Debonding Failures in FRP – Strengthened Two Way Slabs*. Canada. Universite Sherbooke Quebec.

Eurocode 2. 2004. *Design of Concrete Structure – Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings BS EN 1992-1-1-2004*.

Eurocode 4. 2004. *Design of Composite Steel and Concrete – Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings BS EN 1992-1-1-2004*.

Ferguson, P.M.; Sutanto, B (Penerjemah) & Kris Setianto (Penerjemah). 1991. *Dasar – Dasar Beton Bertulang versi SI*. Edisi Keempat. Jakarta. Erlangga.

Grossman, Jacob S. 1997. *Verification of Proposed Design Methodologies for Effective Width of Slabs in Slab-Column Frames*. ACI Structural Journal., Vol. 94, No. 2. American Concrete Institute.

Han, S.-W.; Park, Y.-M.; & Seong –Hoon Kee. 2009. *Stiffness Reduction Factor for Flat Slab Structures under Lateral Loads*. J. Struct. Eng., Vol. 135, No. 6. American Society of Civil Engineers.

Kamal, M.M.; Meleka, N.N.; Tayel, M.A. & Mohamed R. Mohamed. 2005. *Repair and Strengthening of Flat Slabs using Advanced Materials*. Proceedings of International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering.

- Kim, H.-S. & D.-G. Lee. 2004. *Efficient Analysis of Flat Slab Structures Subjected to Lateral Loads*. Republic of Korea. Syungkyunkwan University. Elsevier Ltd.
- Liew, J.Y. Richard.; Sohel, K.M.A. & C.G. Koh. 2009. *Impact tests on Steel – Concrete – Steel Sandwich Beams with lightweight concrete core*. Singapore. National University of Singapore. Elsevier Ltd.
- Luo, Y.H. ; A.J. Durrani. 1995. *Equivalent Beam Model for Flat Slab – Part I : Interior Connections*. ACI Structural Journal., Vol. 92, No. 1. American Concrete Institute.
- Luo, Y.H. ; A.J. Durrani. 1995. *Equivalent Beam Model for Flat Slab – Part II : Exterior Connections*. ACI Structural Journal., Vol. 92, No. 2. American Concrete Institute.
- Mac Gregor, J.G. 1997. *Reinforced Concrete : Mechanics and Design*. 3<sup>th</sup> Ed. New Jersey. Prentice Hall.
- Malek, N.; Machida, A.; Mutsuyoshi, H. & T. Makabe. 1983. *Steel – Concrete Sandwich Members without Shear Reinforcement*. Trans. Japan Concr. Inst.
- Mc Cormack, J. & Sumargo (Penerjemah). 2002. **Dasar-Dasar Beton Bertulang**. Edisi Kedua. Jakarta. Erlangga.
- Mosley, W.H. & J.H. Bungey. 1984. **Perencanaan Beton Bertulang** (Terjemahan). Edisi Kedua. Jakarta. Erlangga.
- Naeim, F. 2002. *The Seismic Design Handbook (Companion CD-ROM)*. 2<sup>th</sup> Ed. New York. Van Nostrand Reinhold.

- Nawy, E.G. 1998. ***Reinforced Concrete : A Fundamental Approach***. 2<sup>th</sup> Ed. New Jersey. Prentice Hall.
- Neale, K.W.; Ebead, U.; Baky, H.M.A.; El Sayed, W.E. & A. Godat. ***Modellin of Debonding Phenomena in FRP – Strengthened Concrete Beams and Slabs***. 2005. Proceedings of The International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures.
- Paulay, T. & M.J.N. Prietsley. 1992. ***Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings***. United State of America. John Wiley & Sons, Inc.
- Pin, T.B. 2004. ***Strengthening of Concrete Slab with Opening using External Fiber Reinforced Polymer (FRP) Strips***. Malaysia. Universiti Teknologi Malaysia.
- Purwono, R.; Tavio; Imran, I.; & I.G.P. Raka. 2007. **“Tata Cara perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) Dilengkapi Penjelasan (S-2002)”**. Surabaya. ITS Press.
- Robertson, Ian N. 1997. ***Analysis of Flat Slab Structures Subjected to Combined Lateral and Gravity Loads***. ACI Structural Journal., Vol. 94, No. 6. American Concrete Institute.
- Sohel, K.M.A. & J.Y. Richard Liew. 2009. ***Steel – Concrete – Steel Sandwich Slabs with Lightweight Core : Static Performance***. Singapore. National University of Singapore. Elsevier Ltd.
- Wahyudi, L. & Syahril A. Rahim. 1992. ***Metode Plastis (Analisa & Desain)***. Jakarta. Gramedia Pustaka Utama.
- Xie, M.; Foundoukos, N. & J.C. Chapman. 2006. ***Static tests on Steel – Concrete – Steel Sandwich Beams***. London. Imperial College. Elsevier Ltd.