



**UNIVERSITAS INDONESIA**

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

**SKRIPSI**

**ANDRI AFFANDI**

**0906605946**

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



**UNIVERSITAS INDONESIA**

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

**UNDERGRADUATE THESIS**

**ANDRI AFFANDI**

**0906605946**

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

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



**UNIVERSITAS INDONESIA**

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

**SKRIPSI**

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

**ANDRI AFFANDI**

**0906605946**

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

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



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**DUCTILITY STUDY OF COMPOSITE FLAT PLATE 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**

**ANDRI AFFANDI**

**0906605946**

**FACULTY OF ENGINEERING  
STUDY PROGRAM CIVIL ENGINEERING  
CONCENTRATING STUDY STRUCTURE DESIGN  
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.**

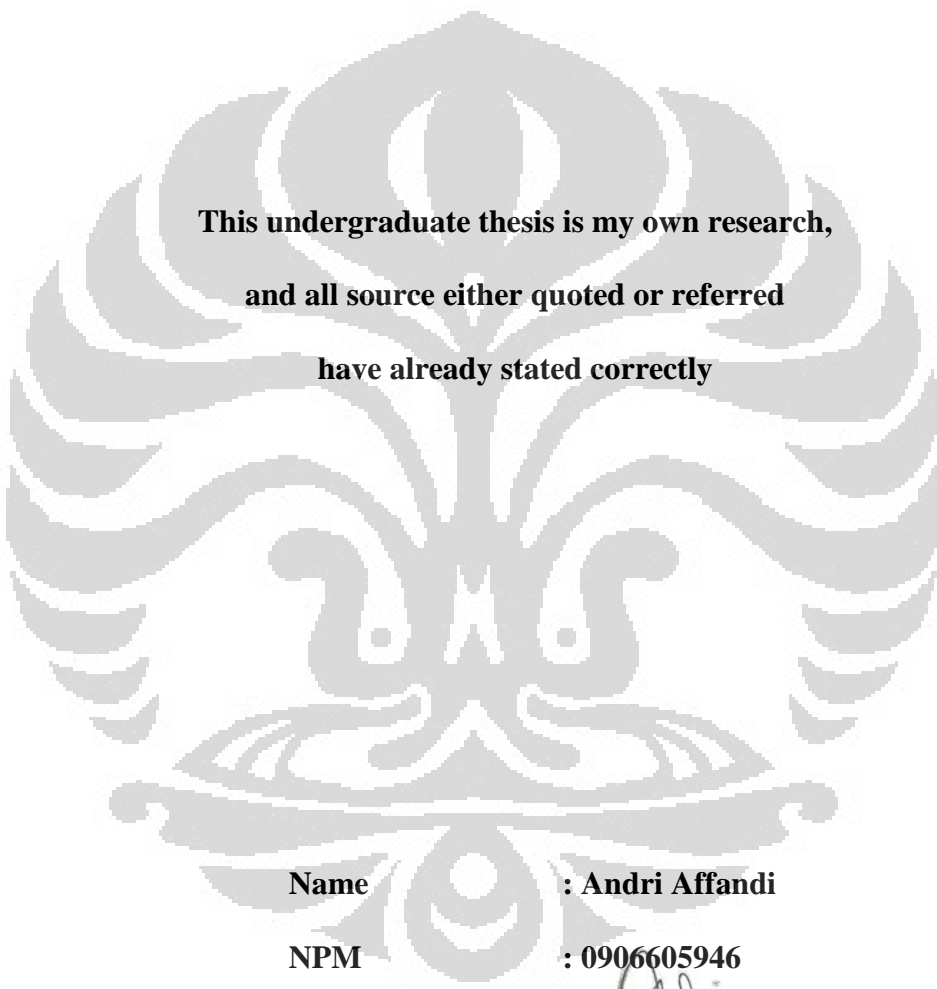
**Nama : Andri Affandi**

**NPM : 0906605946**

**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** : **Andri Affandi**  
**NPM** : **0906605946**  
**Signature** : .....  
**Date** : **June 29<sup>th</sup> 2012**

## HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Andri Affandi

NPM : 0906605946

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Studi Daktilitas Struktur *Composite Flat Plate Steel-Concrete-Steel* pada Bangunan Bertingkat Rendah

Telah berhasil diujikan 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.

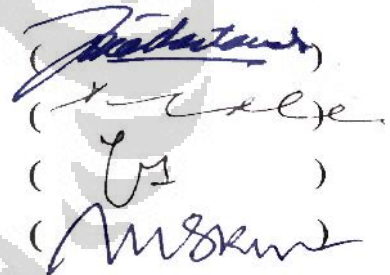
### DEWAN PENGUJI

Pembimbing 1 : Dr.-Ing. Josia I Rastandi, S.T.

Pembimbing 2 : Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng

Penguji : Mulia Orientilize, S.T, M.Eng

Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA



Handwritten signatures of the examiners: Josia I Rastandi, S.T., Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng, Mulia Orientilize, S.T, M.Eng, and Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA.

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 29 Juni 2012

## PAGE OF APPROVAL

This Undergraduate Thesis is submitted by

Name : Andri Affandi

NPM : 0906605946

Program Study : Civil Engineering

Title : Ductility Study of Composite Flat Plate 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**

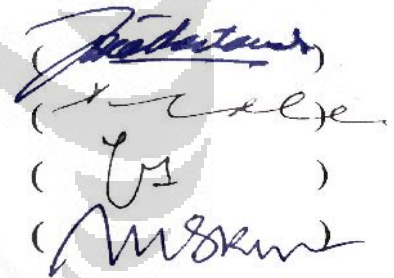
### EXAMINERS COUNCIL

1<sup>st</sup> Counsellor : Dr.-Ing. Josia I Rastandi, S.T.

2<sup>nd</sup> Counsellor : Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng

Examiner : Mulia Orientilize, S.T, M.Eng

Examiner : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA



Four handwritten signatures in blue ink, each enclosed in a pair of parentheses. The signatures correspond to the names listed in the Examiners Council section.

Approved at : Depok

Date : June 29th 2012



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

---

---

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

Nama : Andri Affandi  
NPM : 0906605946  
Program Studi : Teknik Sipil  
Departemen : Teknik Sipil  
Fakultas : Teknik  
Jenis Karya : Skripsi

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

**Studi Daktilitas Struktur *Composite Flat Plate Steel-Concrete-Steel* pada Bangunan Bertingkat 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 mempublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada Tanggal : 29 Juni 2012

Yang menyatakan,



(Andri Affandi)

## KATA PENGANTAR

Puji syukur diucapkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan karunia-Nya, sehingga saya dapat menyelesaikan penulisan skripsi yang berjudul "Studi Daktilitas Struktur *Composite Flat Plate Steel-Concrete-Steel* pada Bangunan Bertingkat Rendah". Penulisan skripsi ini merupakan salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

Saya menyadari bahwa selesainya skripsi ini tidak lepas dari bantuan dan dukungan, baik selama melaksanakan penelitian hingga penulisan, oleh karena itu saya ucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Dr.-Ing. Josia I Rastandi, S.T, dan Bapak Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng selaku Dosen Pembimbing, yang telah menyediakan waktu, tenaga serta pengarahannya dalam menyelesaikan skripsi ini.
2. Bapak Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA dan Ibu Mulia Orientilize, S.T, M.Eng selaku penguji yang sudah memberikan masukan, saran dan kritik.
3. Ayahanda dan Ibunda tercinta yang telah memberikan motivasi dan doa yang tiada hentinya.
4. Kakak dan adik-adikku, terima kasih atas kasih sayang dan doanya.
5. My beloved Audry terima kasih atas segala masukan, waktu, perhatian dan doanya selama ini.
6. Teman seperjuangan saya Hendri, Nobel, Gebi, Idonk, Arul, semoga apa yang menjadi cita-cita kita selama ini dapat kita capai.
7. Seluruh sahabat etsui09 yang telah memberikan bantuan, semangat dan doa dalam penyelesaian skripsi ini.

Akhir kata, semoga skripsi ini dapat bermanfaat bagi pembaca dan seluruh civitas academia.

Depok, Juni 2012

Andri Affandi

## ABSTRAK

Nama : Andri Affandi  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul : Studi Daktilitas Struktur *Composite Flat Plate Steel-Concrete-Steel* pada Bangunan Bertingkat Rendah

Sistem struktur *flat plate* telah berkembang dan banyak digunakan dalam konstruksi suatu bangunan. Khusus untuk wilayah gempa tinggi, struktur ini masih jarang untuk digunakan, karena memang sifat dari struktur ini sangat lemah terhadap geser. Dalam skripsi ini, penulis akan melakukan analisa perilaku sistem struktur *flat plate* dengan diberikan dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) sebagai material pendetailan khusus pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat plate steel-concrete-steel* dan diharapkan dapat menambah kekakuan *flat plate* 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 akan ditinjau yaitu daktilitas struktur tersebut dan lokasi sendi plastis. Dari hasil studi ini variasi pemasangan lebar pelat baja sejarak  $\frac{1}{2}y$  dan sepanjang  $y$  dari muka kolom memberikan pengaruh peningkatan daktilitas aktual yang cukup signifikan dibandingkan dengan sistem struktur *flat plate* tanpa pendetailan khusus.

Kata kunci :

*Flat plate, composite flat plate steel-concrete-steel, daktilitas struktur, pushover analysis.*

## ABSTRACT

Name : Andri Affandi  
Program Study : Teknik Sipil  
Title : Ductility Study of Composite flat plate Steel-Concrete-Steel  
Structur on Low-Rise Building

Flat plate 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 plate structural system with given 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 plate 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, variations installation of steel plate from  $\frac{1}{2}y$  and along  $y$  from face of columns gives the significant impact that increase actual ductility than flat plate structure without special detailing materials.

Keyword :

Flat plate, composite flat plate steel-concrete-steel, Structure Ductility, pushover analysis.

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL .....</b>	<b>i</b>
<b>PAGE OF TITLE.....</b>	<b>ii</b>
<b>HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS .....</b>	<b>iii</b>
<b>PAGE OF ORIGINALITY STATEMENT .....</b>	<b>iv</b>
<b>HALAMAN PENGESAHAN.....</b>	<b>v</b>
<b>PAGE OF APPROVAL.....</b>	<b>vi</b>
<b>HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI .....</b>	<b>vii</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>viii</b>
<b>ABSTRAK .....</b>	<b>ix</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>x</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>xi</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xviii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>xxiii</b>
<b>DAFTAR NOTASI.....</b>	<b>xxiv</b>
<b>BAB 1 PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Maksud dan Tujuan.....	4
1.3 Pembatasan Masalah .....	5
1.4 Hipotesa Awal.....	5
1.5 Metodologi .....	6
1.6 Sistematika Penulisan.....	7
<b>BAB 2 STUDI LITERATUR .....</b>	<b>8</b>
2.1 Struktur <i>Slab</i> .....	8
2.1.1 <i>Flat Plate</i> .....	8
2.1.2 Analisa Struktur <i>Flat Plate</i> .....	10
2.1.2.1 Metode Desain Langsung.....	10
2.1.2.2 Metode Portal Ekuivalen.....	11
2.1.2.3 Metode Balok Lebar Efektif.....	13
2.1.2.4 Penelitian Mengenai Balok Lebar Efektif.....	13
2.1.3 Konsep Lebar Kritis Fenomena <i>Punching Shear</i> .....	29

2.2	Daktilitas .....	30
2.2.1	Daktilitas Regangan ( <i>Strain Ductility</i> ).....	31
2.2.2	Daktilitas Kurvatur .....	31
2.2.3	Daktilitas Lendutan .....	35
2.2.4	Daktilitas Sistem Struktur <i>Flat Plate</i> .....	36
2.3	Modelisasi dan Analisa Struktur .....	37
2.4	Analisis <i>Pushover</i> .....	43
2.5	Struktur <i>Composite Steel-Concrete-Steel</i> .....	44
2.5.1	Beberapa Penelitian Tentang Struktur <i>Composite SCS</i> .....	45
2.5.2	Desai Kapasitas <i>Composite Steel-Concrete-Steel</i> .....	52
<b>BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN .....</b>		<b>62</b>
3.1	Deskripsi Bangunan .....	62
3.2	Pembebanan .....	69
3.3	Kombinasi Pembebanan.....	71
3.4	<i>Preliminary Design</i> .....	71
3.4.1	Tebal Pelat.....	71
3.4.2	Lebar Efektif.....	73
3.4.3	Kolom.....	74
3.4.4	Analisa Struktur <i>Flat Plate</i> .....	75
3.5	Desain Kapasitas .....	77
3.6	Modelisasi Struktur 3 Dimensi.....	77
3.7	Prosedur Evaluasi Kinerja Struktur (Analisa Statik Non-Linear).....	78
3.8	Diagram Alir Metodologi Penelitian.....	80
<b>BAB 4 ANALISA DAN PEMBAHASAN .....</b>		<b>82</b>
4.1	Analisa Gedung <i>Flat Plate</i> tanpa Pendetailan Khusus .....	82
4.1.1	Analisa Beban Gempa.....	82
4.1.2	Hasil Analisa Struktur .....	100
4.1.3	Desain Kapasitas .....	101
4.1.3.1	Gedung 3 Lantai .....	101
4.1.3.2	Gedung 6 Lantai .....	119
4.1.4	Idealisasi Struktur 2 Dimensi .....	125
4.1.5	Analisa <i>Pushover</i> .....	126

4.1.5.1	Analisa Gedung 3 Lantai.....	127
4.1.5.2	Analisa Gedung 6 Lantai.....	129
4.2	Analisa Gedung <i>Flat Plate</i> dengan Pendetailan Khusus pada $\frac{1}{2}y$ Daerah <i>Column Strip</i> ( <i>Half Composite Flat Plate SCS</i> ) .....	133
4.2.1	Analisa Beban Gempa .....	133
4.2.2	Hasil Analisa Struktur .....	147
4.2.3	Desain Kapasitas .....	149
4.2.3.1	Gedung 3 Lantai .....	149
4.2.3.2	Gedung 6 Lantai .....	156
4.2.4	Idealisasi Struktur 2 Dimensi .....	163
4.2.5	Analisa <i>Pushover</i> .....	163
4.2.5.1	Analisa Gedung 3 Lantai.....	164
4.2.5.2	Analisa Gedung 6 Lantai.....	166
4.3	Analisa Gedung <i>Flat Plate</i> dengan Pendetailan Khusus pada $\frac{1}{2}y$ Daerah <i>Column Strip</i> ( <i>Half Composite Flat Plate SCS</i> ) .....	171
4.3.1	Analisa Beban Gempa .....	171
4.3.2	Hasil Analisa Struktur .....	185
4.3.3	Desain Kapasitas .....	187
4.3.3.1	Gedung 3 Lantai .....	187
4.3.3.2	Gedung 6 Lantai .....	193
4.3.4	Idealisasi Struktur 2 Dimensi .....	201
4.3.5	Analisa <i>Pushover</i> .....	201
4.3.5.1	Analisa Gedung 3 Lantai.....	201
4.3.5.2	Analisa Gedung 6 Lantai.....	203
4.4	Pembahasan Hasil Simulasi .....	208
4.4.1	Pembahasan Gedung 3 Lantai .....	208
4.4.2	Pembahasan Gedung 6 Lantai .....	215
<b>BAB 5 ANALISA DAN PEMBAHASAN .....</b>		<b>227</b>
5.1	Kesimpulan .....	227
5.2	Saran.....	228

## DAFTAR PUSTAKA

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Faktor degradasi kekakuan berdasarkan lateral drift .....	15
Tabel 2.2	Rekomendasi pada penelitian Dovich dan Wight.....	19
Tabel 2.3	Rangkuman Usulan Persamaan pada Metode Balok Lebar Efektif (Effective Beam Width Method) .....	21
Tabel 2.4	Nilai Faktor Balok Lebar Efektif ( ) yang dihasilkan dari simulasi sederhana .....	26
Tabel 3.1	Ketentuan tebal pelat minimum menurut SNI 03-2847-2002 .....	72
Tabel 4.1	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFP3lt (kg-m) .....	84
Tabel 4.2	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFP6lt (kg-m) K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	84
Tabel 4.3	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFP6lt(kg-m) K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	84
Tabel 4.4	Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-NFP3lt .....	85
Tabel 4.5	Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-NFP3lt .....	85
Tabel 4.6	Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> dan K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	85
Tabel 4.7	Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> dan K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	85
Tabel 4.8	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-NFP3lt (kg-m) .....	86
Tabel 4.9	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-NFP6lt (kg-m) K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	87
Tabel 4.10	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-NFP6lt (kg-m) K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	87
Tabel 4.11	<i>Mass Participation Factor</i> PB-NFP3lt.....	88
Tabel 4.12	<i>Mass Participation Factor</i> PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	89
Tabel 4.13	<i>Mass Participation Factor</i> PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	91
Tabel 4.14	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFP3lt.....	92
Tabel 4.15	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFP3lt.....	93
Tabel 4.16	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	93
Tabel 4.17	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	94
Tabel 4.18	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	95
Tabel 4.19	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	95
Tabel 4.20	Analisa TRayleigh Gedung PB-NFP3lt arah-x.....	96
Tabel 4.21	Analisa TRayleigh Gedung PB-NFP3lt arah-y.....	96
Tabel 4.22	Analisa TRayleigh Gedung PB-NFP6lt sumbu-x.....	97
Tabel 4.23	Analisa TRayleigh Gedung PB-NFP6lt sumbu-x.....	97
Tabel 4.24	Kinerja batas layan ( s) gedung PB-NFP3lt .....	99
Tabel 4.25	Kinerja batas layan ( m) gedung PB-NFP3lt.....	99
Tabel 4.26	Kinerja batas layan ( s) gedung PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	99

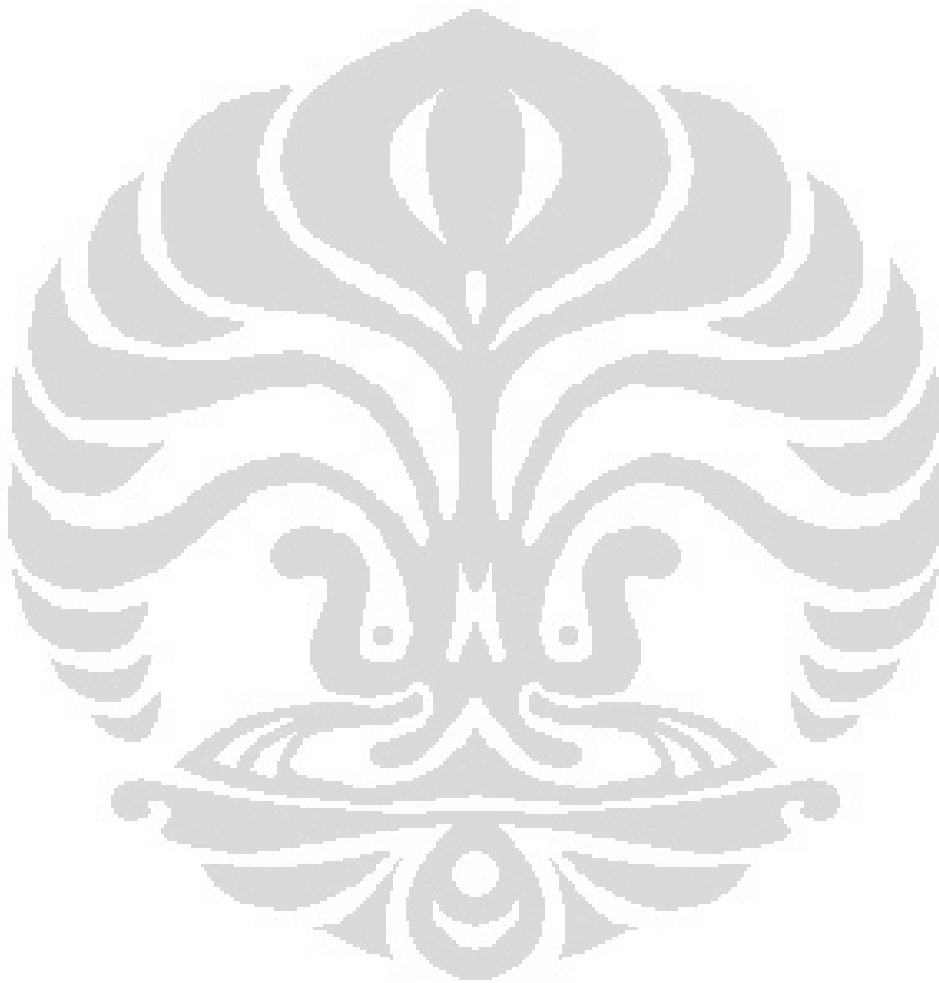


Tabel 4.27	Kinerja batas layan ( m) gedung PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	99
Tabel 4.28	Kinerja batas layan ( s) gedung PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	100
Tabel 4.29	Kinerja batas layan ( m) gedung PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	100
Tabel 4.30	Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFP3lt .....	100
Tabel 4.31	Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFP6lt .....	101
Tabel 4.32	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFP3lt ...	112
Tabel 4.33	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFP3lt 118	
Tabel 4.34	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFP6lt ...	119
Tabel 4.35	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	125
Tabel 4.36	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	125
Tabel 4.37	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP3lt ..	127
Tabel 4.38	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFP3lt ....	128
Tabel 4.39	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	129
Tabel 4.40	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	130
Tabel 4.41	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	131
Tabel 4.42	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	132
Tabel 4.43	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-HCFP-3lt (kg-m) .....	139
Tabel 4.44	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-HCFP-6lt (kg-m) K80x80cm <sup>2</sup> .....	133
Tabel 4.45	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-HCFP-6lt (kg-m) K90x90cm <sup>2</sup> .....	134
Tabel 4.46	Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-HCFP-3lt .....	134
Tabel 4.47	Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-HCFP-3lt .....	134
Tabel 4.48	Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> dan K90x90cm <sup>2</sup> .....	134
Tabel 4.49	Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> dan K90x90cm <sup>2</sup> .....	134
Tabel 4.50	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-HCFP-3lt .....	135
Tabel 4.51	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-HCFP-6lt K80x80.....	135
Tabel 4.52	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-HCFP-6lt K90x90.....	135
Tabel 4.53	<i>Mass Participation Factor</i> PB-HCFP-3lt.....	136
Tabel 4.54	<i>Mass Participation Factor</i> PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	137
Tabel 4.55	<i>Mass Participation Factor</i> PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	138
Tabel 4.56	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-HCFP-3lt.....	140
Tabel 4.57	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-HCFP-3lt.....	140
Tabel 4.58	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	141
Tabel 4.59	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada	

	PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	141
Tabel 4.60	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	142
Tabel 4.61	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	142
Tabel 4.62	Analisa TRayleigh Gedung PB-HCFP-3lt arah-x.....	143
Tabel 4.63	Analisa TRayleigh Gedung PB-HCFP-3lt arah-y.....	144
Tabel 4.64	Analisa TRayleigh Gedung PB-HCFP-6lt sumbu-x.....	144
Tabel 4.65	Analisa TRayleigh Gedung PB-HCFP-6lt sumbu-x.....	145
Tabel 4.66	Kinerja batas layan ( s) gedung PB-HCFP-3lt .....	146
Tabel 4.67	Kinerja batas layan ( m) gedung PB-HCFP-3lt.....	146
Tabel 4.68	Kinerja batas layan ( s) gedung PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	146
Tabel 4.69	Kinerja batas layan ( m) gedung PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	146
Tabel 4.70	Kinerja batas layan ( s) gedung PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	147
Tabel 4.71	Kinerja batas layan ( m) gedung PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	147
Tabel 4.72	Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur PB-HCFP-3lt.....	148
Tabel 4.73	Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur PB-HCFP-6lt.....	148
Tabel 4.74	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada-PB-HCFP-3lt.....	149
Tabel 4.75	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-HCFP-3lt.....	156
Tabel 4.76	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada-PB-HCFP-6lt.....	156
Tabel 4.77	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-HCFP-6lt K80x80cm <sup>2</sup> .....	163
Tabel 4.78	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-HCFP-6lt K90x90cm <sup>2</sup> .....	163
Tabel 4.79	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-3lt.....	164
Tabel 4.80	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-3lt.....	165
Tabel 4.81	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm <sup>2</sup> .....	167
Tabel 4.82	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm <sup>2</sup> .....	168
Tabel 4.83	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm <sup>2</sup> .....	169
Tabel 4.84	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm <sup>2</sup> .....	170
Tabel 4.85	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-FCFP-3lt (kg-m) .....	171
Tabel 4.86	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-FCFP-6lt (kg-m) K80x80cm <sup>2</sup> .....	171
Tabel 4.87	Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-FCFP-6lt (kg-m) K90x90cm <sup>2</sup> .....	172
Tabel 4.88	Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-FCFP-3lt .....	172
Tabel 4.89	Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-FCFP-3lt.....	172

Tabel 4.90	Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-FCFP-6lt K80x80 cm2 dan K90x90cm2 .....	172
Tabel 4.91	Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-FCFP-6lt K80x80 cm2 dan K90x90cm2 .....	173
Tabel 4.92	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-FCFP-3lt .....	173
Tabel 4.93	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-FCFP-6lt K80x80 .....	174
Tabel 4.94	Distribusi gaya geser tingkat statik ekivalen PB-FCFP-6lt K90x90 .....	174
Tabel 4.95	<i>Mass Participation Factor</i> PB-FCFP-3lt.....	175
Tabel 4.96	<i>Mass Participation Factor</i> PB-FCFP-6lt K80x80 cm2.....	176
Tabel 4.97	<i>Mass Participation Factor</i> PB-FCFP-6lt K90x90 cm2.....	177
Tabel 4.98	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-FCFP-3lt .....	178
Tabel 4.99	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-FCFP-3lt .....	178
Tabel 4.100	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-FCFP-6lt K80x80 cm2 .....	179
Tabel 4.101	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-FCFP-6lt K80x80 cm2 .....	179
Tabel 4.102	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-FCFP-6lt K90x90 cm2 .....	180
Tabel 4.103	Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-FCFP-6lt K90x90 cm2 .....	181
Tabel 4.104	Analisa TRayleigh Gedung PB-FCFP-3lt arah-x .....	182
Tabel 4.105	Analisa TRayleigh Gedung PB-FCFP-3lt arah-y .....	182
Tabel 4.106	Analisa TRayleigh Gedung PB-FCFP-6lt sumbu-x .....	183
Tabel 4.107	Analisa TRayleigh Gedung PB-FCFP-6lt sumbu-x .....	183
Tabel 4.108	Kinerja batas layan ( s ) gedung PB-HCFP-3lt .....	184
Tabel 4.109	Kinerja batas layan ( m ) gedung PB-FCFP-3lt .....	184
Tabel 4.110	Kinerja batas layan ( s ) gedung PB-FCFP-6lt K80x80 cm2 .....	184
Tabel 4.111	Kinerja batas layan ( m ) gedung PB-FCFP-6lt K80x80 cm2.....	185
Tabel 4.112	Kinerja batas layan ( s ) gedung PB-FCFP-6lt K90x90 cm2 .....	185
Tabel 4.113	Kinerja batas layan ( m ) gedung PB-FCFP-6lt K90x90 cm2.....	185
Tabel 4.114	Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur PB-FCFP-3lt .....	186
Tabel 4.115	Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur PB-FCFP-6lt .....	186
Tabel 4.116	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada-PB-FCFP-3lt .....	187
Tabel 4.117	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-FCFP-3lt .....	193
Tabel 4.118	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada-PB-FCFP-6lt .....	194
Tabel 4.119	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-FCFP-6lt K80x80cm2 .....	200
Tabel 4.120	Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada-PB-FCFP-6lt K90x90cm2 .....	200
Tabel 4.121	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-3lt .....	202
Tabel 4.122	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-3lt .....	203

Tabel 4.123	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2 .....	204
Tabel 4.124	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2 .....	205
Tabel 4.125	Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K90x90cm2 .....	206
Tabel 4.126	Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K90x90cm2 .....	207



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Sistem lantai <i>flat plate</i> .....	1
Gambar 1.2	Fenomena kegagalan <i>punching shear</i> .....	3
Gambar 2.1	Jenis sistem lantai .....	9
Gambar 2.2	Denah Jalur kolom dan Jalur Panel.....	12
Gambar 2.3	Idealisasi bangunan untuk analisa portal ekuivalen .....	13
Gambar 2.4	Konsep Metode Portal Ekuivalen .....	15
Gambar 2.5	Empat tipe hubungan slab-kolom dalam <i>flat slab</i> .....	16
Gambar 2.6	Perbandingan lateral <i>stiffness</i> terhadap <i>lateral drift</i> .....	18
Gambar 2.7	Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif ( <i>Ext/Edg Frame</i> ).....	26
Gambar 2.8	Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif ( <i>Int Frame</i> ).....	27
Gambar 2.9	Grafik Perbandingan Nilai Faktor Balok Lebar Efektif ( <i>Ext/Edg Frames</i> ).....	28
Gambar 2.10	Grafik Perbandingan Nilai Faktor Balok Lebar Efektif ( <i>Int Frames</i> ) .....	28
Gambar 2.11	Distribusi tegangan geser dan pelimpahan momen ke kolom.....	30
Gambar 2.12	Hubungan Beban – Lendutan.....	31
Gambar 2.13	Definisi dari <i>Curvature Ductility</i> .....	32
Gambar 2.14	Hubungan Momen, <i>Curvature</i> , dan Lendutan Pada Model Kantilever.....	35
Gambar 2.15	Defleksi .....	36
Gambar 2.16	Deformasi pada nodal .....	38
Gambar 2.17	<i>Rigid Body Motion</i> pada elemen struktur pelat lantai .....	38
Gambar 2.18	Ilustrasi master node pada <i>Single Story Structure</i> .....	39
Gambar 2.19	Ilustrasi peralihan slave node akibat rotasi pada master node .....	40
Gambar 2.20	Ilustrasi Pengekangan d.o.f pada Nodal menggunakan <i>Diaphragm Constraint</i> .....	41
Gambar 2.21	Ilustrasi Pengekangan d.o.f pada Nodal (tipikal) menggunakan <i>Body Constraint</i> .....	42
Gambar 2.22	Tipikal pelat baja dan baut baja yang memperkuat spesimen pada studi Ebead, et al .....	46
Gambar 2.23	Konfigurasi spesimen dengan perkuatan yang diuji pada studi Ebead, et al .....	47
Gambar 2.24	Konfigurasi spesimen yang diujikan El sayed, et al .....	48
Gambar 2.25	Spesimen yang diuji pada studi Kamal, et al .....	50
Gambar 2.26	Model <i>finite element</i> pada spesimen dengan dua kolom stubs pada studi Ebead, et al .....	51
Gambar 2.27	Analogi <i>Truss</i> model pada <i>SCS sandwich system</i> .....	53
Gambar 2.28	Formasi mekanisme <i>yield line</i> pada <i>SCS sandwich system</i> yang diberi beban terpusat .....	55
Gambar 2.29	Distribusi gaya dalam penampang pada tahap <i>fully stage</i> .....	56
Gambar 2.30	Retak pada <i>SCS sandwich slab</i> saat kegagalan.....	57
Gambar 2.31	<i>Punching shear</i> pada <i>SCS sandwich slab</i> .....	60
Gambar 3.1	Denah struktur bangunan dengan luas 40×40 m <sup>2</sup> .....	64
Gambar 3.2	Tampak bangunan dengan luas 40×40 m <sup>2</sup> dan 6 tingkat.....	65
Gambar 3.3	Denah struktur bangunan dengan luas 72×72 m <sup>2</sup> .....	65
Gambar 3.4	Tampak bangunan dengan luas 72×72 m <sup>2</sup> dan 3 tingkat.....	66

Gambar 3.5	Lebar efektif jalur kolom .....	66
Gambar 3.6	Lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan slab-kolom interior ....	67
Gambar 3.7	Lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan slab-kolom eksterior ..	67
Gambar 3.8	Lebar pemasangan variasi 2 untuk hubungan slab-kolom interior ....	68
Gambar 3.9	Lebar pemasangan variasi 2 untuk hubungan slab-kolom eksterior ..	68
Gambar 3.10	Variasi pola distribusi pembebanan lateral .....	70
Gambar 3.11	Detail lebar efektif jalur kolom.....	73
Gambar 3.12	Definisi portal ekuivalen menurut SNI 03-2847-2002 .....	76
Gambar 3.13	Penentuan portal ekuivalen dalam dan portal ekuivalen tepi pada denah struktur.....	76
Gambar 3.14	Modelisasi struktur 1.....	78
Gambar 3.15	Modelisasi struktur 2.....	78
Gambar 3.16	Properti sendi default-M3 dan default-PMM.....	79
Gambar 3.17	Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur <i>flat plate</i> tanpa pendetilan khusus.....	80
Gambar 3.18	Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur <i>flat plate</i> dengan pendetilan khusus .....	81
Gambar 4.1	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFP3lt.....	88
Gambar 4.2	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFP3lt.....	89
Gambar 4.3	Grafik distribusi Partisipasi Massa PB-NFP3lt.....	89
Gambar 4.4	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFP6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	90
Gambar 4.5	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFP6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	90
Gambar 4.6	Grafik distribusi Partisipasi Massa PB-NFP6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	91
Gambar 4.7	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFP6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	91
Gambar 4.8	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFP6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	92
Gambar 4.9	Grafik distribusi Partisipasi Massa PB-NFP6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	92
Gambar 4.10	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFP3lt.....	93
Gambar 4.11	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFP3lt.....	93
Gambar 4.12	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFP6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	94
Gambar 4.13	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFP6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	94
Gambar 4.14	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFP6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	95
Gambar 4.15	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFP6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	95
Gambar 4.16	Penampang kritis kolom interior sejauh d/2 dari muka kolom .....	108
Gambar 4.17	Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai atap .....	114
Gambar 4.18	Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai tipikal .....	115
Gambar 4.19	Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai atap .....	121
Gambar 4.20	Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai tipikal .....	122

Gambar 4.21	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP3lt.....	127
Gambar 4.22	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFP3lt .....	128
Gambar 4.23	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	129
Gambar 4.24	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	130
Gambar 4.25	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	131
Gambar 4.26	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	132
Gambar 4.27	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-HCFP-3lt .....	137
Gambar 4.28	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-HCFP-3lt .....	137
Gambar 4.29	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	138
Gambar 4.30	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	138
Gambar 4.31	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	139
Gambar 4.32	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	139
Gambar 4.33	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-HCFP-3lt .....	140
Gambar 4.34	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-HCFP-3lt .....	140
Gambar 4.35	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	141
Gambar 4.36	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	142
Gambar 4.37	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	143
Gambar 4.38	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	143
Gambar 4.39	Detail J-Hook <i>Connector</i> .....	150
Gambar 4.40	Penampang kritis kolom interior sejauh 2hc + 2ntc dari muka kolom .....	154
Gambar 4.41	Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-HCFP-3lt .....	164
Gambar 4.42	Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-HCFP-3lt .....	165
Gambar 4.43	Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	166
Gambar 4.44	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	167
Gambar 4.45	Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	168

Gambar 4.46	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	169
Gambar 4.47	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-FCFP-3lt .....	175
Gambar 4.48	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-FCFP-3lt .....	175
Gambar 4.49	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-FCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	176
Gambar 4.50	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-FCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	176
Gambar 4.51	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-FCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	177
Gambar 4.52	Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-FCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	177
Gambar 4.53	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-FCFP-3lt .....	178
Gambar 4.54	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-FCFP-3lt .....	179
Gambar 4.55	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-FCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	180
Gambar 4.56	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-FCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	180
Gambar 4.57	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-FCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	181
Gambar 4.58	Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-FCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	181
Gambar 4.59	Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-FCFP-3lt .....	201
Gambar 4.60	Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-FCFP-3lt .....	202
Gambar 4.61	Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	203
Gambar 4.62	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K80x80 cm <sup>2</sup> .....	204
Gambar 4.63	Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	205
Gambar 4.64	Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K90x90 cm <sup>2</sup> .....	206
Gambar 4.65	Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 3lt .....	208
Gambar 4.66	Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 3lt .....	209
Gambar 4.67	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x gedung 3lt .....	210
Gambar 4.68	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-y gedung 3lt .....	210
Gambar 4.69	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x gedung 3lt .....	211
Gambar 4.70	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-y gedung 3lt .....	211
Gambar 4.71	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt Pola Beban UL .....	212
Gambar 4.72	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt Pola Beban TL .....	212



Gambar 4.73	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt Pola Beban UL.....	213
Gambar 4.74	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt Pola Beban TL.....	213
Gambar 4.75	Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt ...	214
Gambar 4.76	Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom interior gedung 3lt .....	214
Gambar 4.77	Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt K.80x80cm <sup>2</sup> .....	215
Gambar 4.78	Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt K.90x90cm <sup>2</sup> .....	216
Gambar 4.79	Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 6lt K 80x80 cm <sup>2</sup> .....	217
Gambar 4.80	Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 6lt K 90x90 cm <sup>2</sup> .....	217
Gambar 4.81	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x dan arah-y gedung 6lt K80x80cm <sup>2</sup> .....	218
Gambar 4.82	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x dan arah-y gedung 6lt K80x80cm <sup>2</sup> .....	218
Gambar 4.83	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x dan arah-y gedung 6lt K90x90cm <sup>2</sup> .....	219
Gambar 4.84	Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x dan arah-y gedung 6lt K90x90cm <sup>2</sup> .....	219
Gambar 4.85	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban UL K80x80cm <sup>2</sup> .....	220
Gambar 4.86	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban TL K80x80cm <sup>2</sup> .....	221
Gambar 4.87	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban UL K80x80cm <sup>2</sup> .....	221
Gambar 4.88	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban TL K80x80cm <sup>2</sup> .....	222
Gambar 4.89	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban UL K90x90cm <sup>2</sup> .....	222
Gambar 4.90	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban TL K90x90cm <sup>2</sup> .....	223
Gambar 4.91	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban UL K90x90cm <sup>2</sup> .....	223
Gambar 4.92	Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban UL K90x90cm <sup>2</sup> .....	224
Gambar 4.93	Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt K 80x80cm <sup>2</sup> .....	225
Gambar 4.94	Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom interior gedung 6lt K 80x80cm <sup>2</sup> .....	225
Gambar 4.95	Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt K 90x90cm <sup>2</sup> .....	225
Gambar 4.96	Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom interior gedung 6lt K 90x90cm <sup>2</sup> .....	226

## DAFTAR NOTASI

$V_c$	: Gaya <i>punching shear</i> dari <i>slab</i> tanpa tulangan geser
	: Perbandingan dari sisi terpanjang dan sisi terpendek dari daerah beban atau kolom
$s$	: 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
$\mu$	: Daktilitas tegangan
	: Total tegangan yang terjadi
$y$	: Tegangan pada saat leleh
$\mu$	: Daktilitas lengkungan maksimum
$m$	: Lengkungan maksimum yang timbul
$y$	: Lengkungan pada saat leleh
$C_y$	: jarak dari luar ke natural-axis
$\epsilon_{cm}$	: compression strain maksimum
$\mu$	: Daktilitas lendutan
$\mu_y$	: lendutan pada titik leleh
$\mu_p$	: Lendutan pada titik plastis

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 LATAR BELAKANG

Pesatnya perkembangan populasi masyarakat, keterbatasan lahan yang ada serta kebutuhan akan bangunan bertingkat banyak yang meningkat menuntut diadakannya pembangunan secara vertikal. 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. Sudah banyak metode yang dikembangkan sejalan dengan perkembangan konstruksi gedung tersebut sebelumnya. Sampai saat ini pembangunan gedung-gedung di Indonesia masih menggunakan metode yang konvensional (balok-kolom). *Flat plate* merupakan sistem yang relatif baru bagi negara kita karena aplikasinya masih sangat sedikit dibandingkan sistem konvensional. Struktur *flat plate* seperti dalam Gambar 1.1, adalah struktur bangunan dimana lantainya ditumpu langsung diatas kolom tanpa adanya balok, drop panel, maupun kolom kapital.



Gambar 1.1 Sistem lantai flat plate

Struktur bangunan *flat plate* telah berkembang dan banyak digunakan dalam konstruksi suatu bangunan. Khusus untuk wilayah gempa tinggi, struktur ini masih jarang untuk digunakan, karena memang sifat dari struktur ini sangat lemah terhadap geser. Sistem *flat plate* 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 plate* mempunyai kekuatan terhadap gaya lateral cukup dengan adanya 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 plate* dimana tidak ada balok sebagai pengaku.

Beberapa kelebihan-kelebihan penggunaan struktur *flat plate* adalah sebagai berikut :

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

Namun begitu, disamping kelebihan-kelebihan tersebut, ada beberapa kelemahan struktur *flat plate*, antara lain :

1. 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 (Gambar 1.2).
2. Defleksinya yang relatif besar terutama pada pusat area pembebanan.

3. Merupakan bagian konstruksi yang tipis.
4. Lemah terhadap gaya lateral.



*Gambar 1.2 Fenomena Kegagalan Punching Shear*

Dari kondisi geografis Indonesia yang rawan dengan kejadian gempa dan melihat beberapa keuntungan dan kelemahan oleh sistem *flat plate* antara lain lebih ekonomis, mudah dalam pelaksanaan namun lemah terhadap geser maka dalam skripsi ini, penulis akan melakukan analisa perilaku sistem struktur *flat plate* dengan diberikan 2 lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom untuk mengurangi pemakaian baja tulangan dan diharapkan dapat menambah kekakuan *flat plate* dalam menahan beban lateral, sehingga menjadi struktur *composite flat plate steel-concrete-steel* untuk mengurangi baja tulangan yang tidak ekonomis dari *flat plate*. 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 plate* biasa
- b. Bagaimanakah cara mendesain struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah dengan sistem *flat plate* dengan diberikan dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat plate steel-concrete-steel*.
- c. Bagaimanakah cara memodelkan struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah secara tiga dimensi dengan sistem *flat plate* biasa dan sistem *flat plate* dengan diberikan dua lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat plate steel-concrete-steel* pada program *SAP2000 v14*
- d. Bagaimanakah daktilitas struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah dengan sistem *flat plate* biasa dan sistem *flat plate* 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 yan ingin dicapai dari penulisan ini antara lain sebagai berikut :

- a. Dapat mendesain struktur gedung tahan gempa bertingkat rendah dengan sistem *flat plate* biasa dan sistem *flat plate* dengan diberikan 2 lapis plat baja (sisi atas dan sisi bawah) pada daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat plate 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 plate 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. Struktur gedung bertingkat rendah merupakan konstruksi beton bertulang dengan *flat plate* sesuai dengan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03 – 2847 – 2002.
- b. Hanya struktur bagian atas pada gedung bertingkat rendah yang akan ditinjau.
- c. Hanya beban lateral akibat gempa yang akan ditinjau sesuai dengan Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002.
- d. Pada penelitian ini diasumsikan tidak terjadi kegagalan geser karena adanya tulangan geser pada hubungan slab-kolom struktur *flat plate* biasa dan *shear connector* pada *flat plate* SCS
- 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 plate* – kolom eksterior maupun hubungan *flat plate* – 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 plate 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 plate 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 – 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 – teori tentang sistem struktur *flat plate* (termasuk metode dalam menganalisa struktur *flat plate*), 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 plate*

Dalam tahap ini akan dilakukan *preliminary design* sistem struktur *flat plate* (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 akan memodelkan struktur gedung bertingkat rendah tahan gempa dengan sistem struktur *flat plate* 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, 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, tujuan penulisan, pengesahan judul, alasan pemilihan judul, pengumpulan data 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 plate* yang sederhana secara 3 dimensi termasuk melakukan input data – data pada *software SAP200 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*

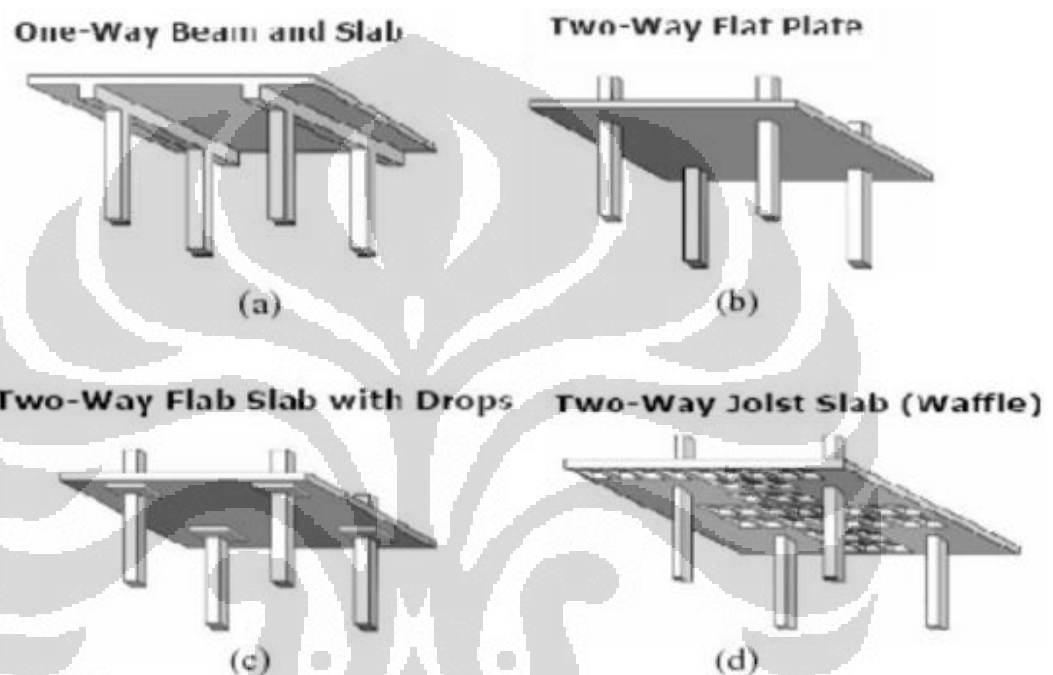
*Slab* merupakan elemen horizontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati ke rangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur. (E.G.Nawy, PE, 1998). Di dalam konstruksi beton bertulang, *slab* (pelat) digunakan untuk mendapatkan permukaan datar. Sebuah pelat beton bertulang merupakan 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 PLATE*

Pada umumnya, ada dua jenis sistem yaitu *one way beam and slab* (balok – pelat satu arah) dan *two way slab* (pelat dua arah) yang terdiri dari *flat plate*, *flat slab*, dan *waffle slab*. *Flat plate* merupakan pelat beton pejal dengan tebal merata yang mentransfer beban secara langsung ke kolom pendukung tanpa bantuan balok atau kepala kolom atau drop panel (Jack C. McCormac, 2002). *Flat plate* diperkuat dalam dua arah sehingga meneruskan bebannya secara langsung ke kolom – kolom yang mendukungnya. Pelat ini membutuhkan tinggi lantai terkecil untuk memberikan persyaratan tinggi ruangan dan memberikan fleksibilitas

terbaik dalam susunan kolom dan partisi. Kapabilitas *flat plate* terhadap gempa relatif kecil, sumbangan kekakuan terhadap beban lateral relatif kecil bahkan tidak memadai untuk bangunan tinggi karena kemampuan struktur yang lebih dominan terhadap beban vertikal (gravitasi) dibanding beban lateral, sehingga *flat plate* perlu sistem struktur penahan lateral tersendiri, bisa menggunakan sistem portal khusus ataupun sistem dinding geser (*shearwall*).



Gambar 2.1 Jenis sistem lantai

Pelat dasar punya kelemahan dalam transfer geser di sekeliling kolom. Dengan kata lain, ada bahaya dimana kolom akan menembus pelat (*punching shear*). Tekanan pons di kolom tidak kuat dengan tegangan normal pelat beton. Oleh karena itu, untuk mengatasi hal tersebut dilakukan penambahan ketebalan pelat atau menggunakan *shearhead*.

Beberapa kelebihan-kelebihan penggunaan struktur *flat plate* adalah sebagai berikut :

- a. Pelaksanaan konstruksinya yang relatif lebih mudah dan cepat.
- b. Bekistingnya relatif lebih sedikit.
- c. Dapat memberikan tinggi ruang bebas yang lebih besar.

- d. Secara estetika dan arsitektural jauh lebih bagus dibandingkan dengan struktur lantai biasa.
- e. Lebih ekonomis.
- f. Tinggi keseluruhan struktur yang lebih rendah.
- g. Kemudahan instalasi mekanikal dan elektrikal.

Namun begitu, disamping kelebihan-kelebihan tersebut, ada beberapa kelemahan struktur *flat plate*, antara lain :

- a. 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.
- b. Defleksinya yang relatif besar terutama pada pusat area pembebanan.
- c. Merupakan bagian konstruksi yang tipis.
- d. Lemah terhadap gaya lateral.

## 2.1.2 ANALISA STRUKTUR *FLAT PLATE*

Analisa suatu struktur *flat plate* sama dengan analisa struktur pada struktur *flat slab* dengan metode desain langsung (*direct design*), metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*), dan metode balok lebar efektif (*effective beam width method*).

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

Dalam metode desain langsung terdapat pembatasan – pembatasan sebagai berikut (Edward.G.Nawy,P.E) :

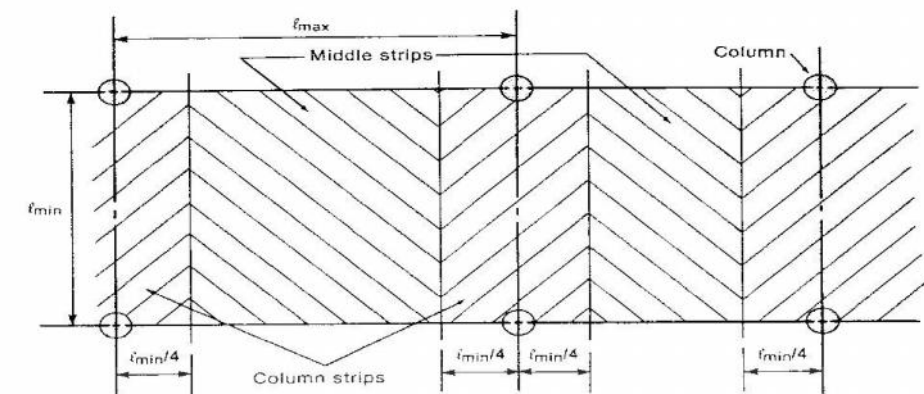
- a. Pada masing – masing arah, minimum ada tiga bentang menerus.
- b. Perbandingan antara bentang yang panjang dengan yang pendek pada satu panel tidak boleh melebihi 2,0.
- c. Panjang bentang yang bersebelahan dalam masing – masing arah tidak boleh berbeda lebih dari sepertiga bentang yang panjang.

- 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.

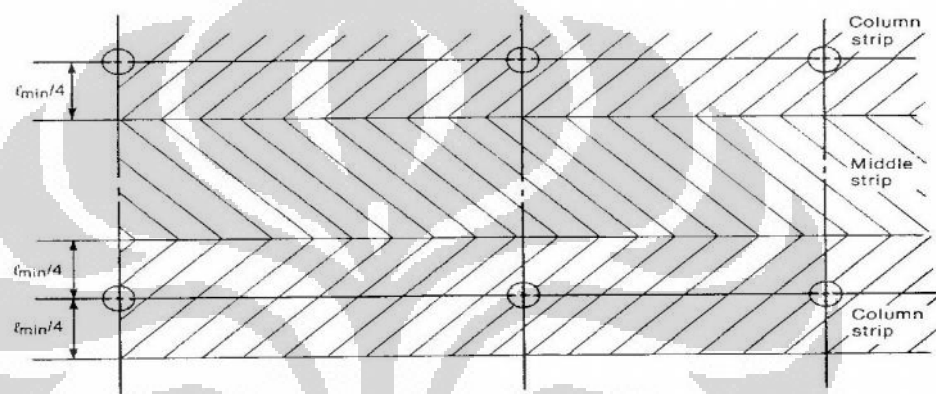
#### **2.1.2.2 METODE PORTAL EKUIVALEN (*EQUIVALENT FRAME METHOD*)**

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).



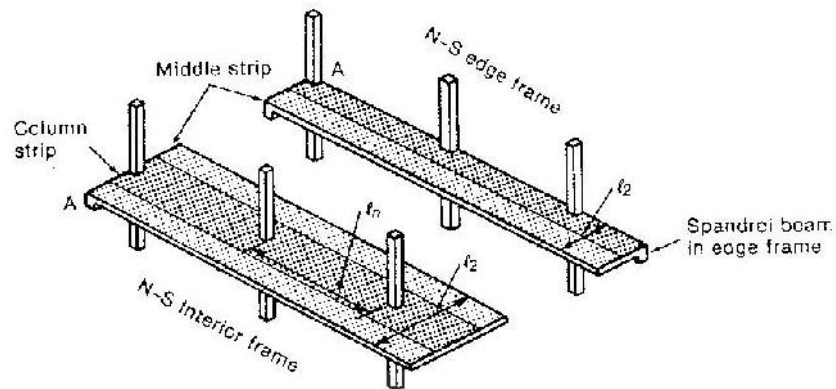
(a) Short direction of panel.



(b) Long direction of panel.

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

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

Pada metode balok lebar efektif, struktur *flat plate* 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 plate* akibat beban lateral. Tingkat keakuratan metode balok lebar efektif tersebut sangat tergantung bagaimana cara untuk mereduksi kekakuan *slab* yang diperhitungkan.

### 2.1.2.4 PENELITIAN MENGENAI BALOK LEBAR EFEKTIF

#### ➤ Pecknold (1975)

Pecknold (1975) mengusulkan sebuah model ekuivalen lebar slab efektif, yang mana koefisien lebar slab efektif diperoleh menggunakan *elastic plate theory* dan *Levy type solution* seperti terlihat pada persamaan berikut :

$$r = \frac{1}{1-\mu^2} \cdot \frac{c_2}{l_1} \cdot \frac{l_1}{l_2} / \left( f_b + 6 \sum_{m=1}^{\infty} \left( \frac{1}{mf} \right)^3 Q_m \cdot A_m \right) \quad (2.1)$$

Dimana,

$1/1-\mu^2$  : efek *poisson ratio*

$Q_m$  : faktor distribusi beban

$f_b$  : faktor penurunan akibat fleksibilitas rotasi

$A_m$  : faktor geometri

$C_1, C_2, l_1, l_2$  : dimensi geometri (lihat Gambar 2.4)

➤ Banchick (1987)

Studi tentang koefisien lebar balok efektif meliputi beberapa geometri sudah diteliti oleh Banchick (1987). Banchick mengusulkan persamaan dalam menentukan koefisien lebar efektif, dimana dalam studinya kekakuan *slab* direduksi oleh suatu faktor yang memperhitungkan pengaruh sebelum retak terjadi pada masing – masing definisi portal. Persamaan yang diusulkan Banchick sebagai berikut :

$$r_i = \left( 5 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1 - \epsilon^2} \quad (\text{interior frames}) \quad (2.2)$$

$$r_e = \left( 3 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1 - \epsilon^2} \quad (\text{exterior frames}) \quad (2.3)$$

dimana  $r$  = 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

$\epsilon$  = angka *poisson ratio*

➤ Grossman (1997)

Beragam-macam studi mengenai kapasitas daya dukung terhadap beban lateral sudah dilakukan oleh peneliti terdahulu. Grossman (1997) menyimpulkan bahwa sistem *flat plate* memiliki kapasitas daya dukung yang baik terhadap beban lateral serta beban gravitasi dengan memberikan detail yang layak pada setiap join antara kolom dengan slab. Grossman mengusulkan rumus baru dalam menentukan lebar efektif slab dengan memodifikasi metode portal ekuivalen sebelumnya yang terlihat dalam persamaan berikut :

$$r l_2 = K_d [0.3 l_1 + C_1 (l_2 / l_1) + (C_2 - C_1) / 2] (d / 0.9h) (K_{FP}) \quad (2.4)$$

Dengan batasan :  $(0.2)(K_d)(K_{FP})l_2 \leq r l_2 \leq (0.5)(K_d)(K_{FP})l_2$

Dimana,  $r$  = faktor lebar ekuivalen

$l_2$  = lebar efektif slab dari sumbu tengah kolom



$K_d$  = faktor degradasi kekakuan slab pada tiap tingkat

$l_1$  = panjang bentang sejajar beban lateral

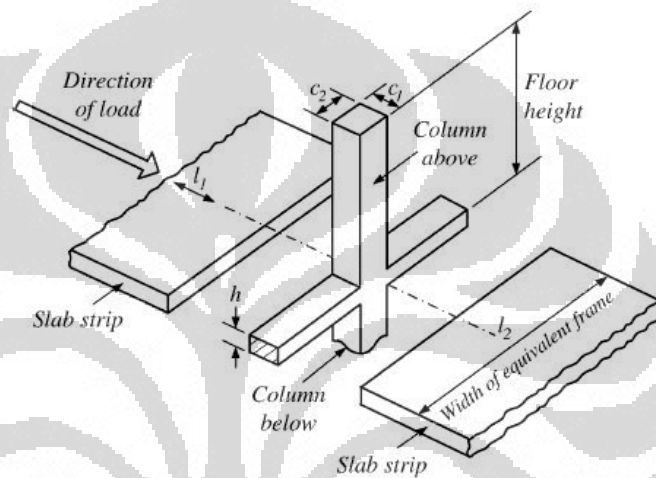
$l_2$  = panjang bentang tegak lurus beban lateral

$C_1$  = lebar kolom sejajar beban lateral

$C_2$  = lebar kolom tegak lurus beban lateral

$d$  = tebal efektif slab

$K_{FP}$  = faktor penentu  $l_2$  (1,0 untuk kolom interior, 0,8 untuk kolom eksterior, 0,6 untuk kolom sudut)



Gambar 2.4 Konsep Metode Portal Ekuivalen

Modifikasi ini di usulkan oleh Grossman dalam menganalisa struktur *flat slab* yang menerima beban lateral. Karena pengaruh beban lateral di anggap mengakibatkan degradasi kekakuan terhadap struktur *flat slab* dan juga karena pada metode portal ekuivalen hanya ditentukan akibat beban gravitasi. Faktor degradasi kekakuan tiap lantai ( $K_D$ ) di tampilkan pada Tabel 2.1.

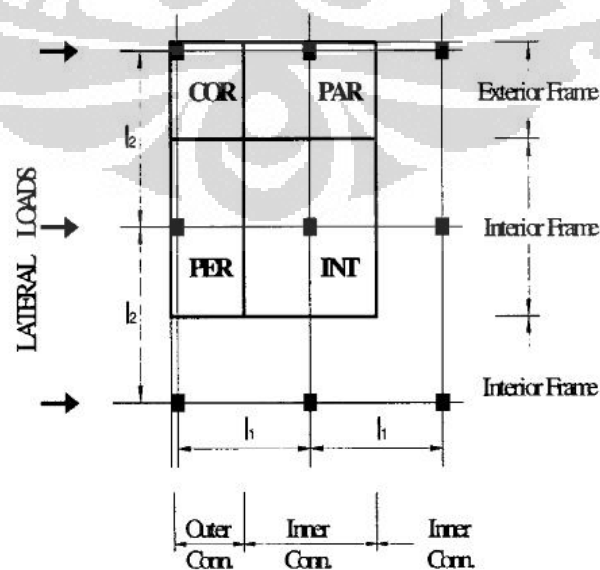
Tabel 2.1 Faktor degradasi kekakuan berdasarkan lateral drift

Lateral drift	$K_D$
$h_s/800$	1.1
$h_s/400$	1.0
$h_s/200$	0.8
$h_s/100$	0.5

➤ Jung-Wook Choi et al (2001)

Melakukan penelitian tentang koefisien balok lebar efektif pada bentang lebar hubungan *slab*-kolom pada *flat slab* yang dihitung menggunakan program analisa elemen hingga. Dalam penelitian tersebut, asumsi dasar yang digunakan untuk menghitung koefisien balok lebar efektif sebagai berikut : (Jung-Wook Choi et al, 2001)

- Garis perubahan diasumsikan terjadi pada sekitar bentang tengah *slab* tegak lurus arah lentur.
- Permukaan *slab*-kolom memiliki kekakuan yang tak hingga dalam lentur, sehingga momen yang terjadi pada pertemuan *slab*-kolom akan menghasilkan *rigid body rotation* pada permukaannya, yang biasa disebut sebagai *stiffening effect*.
- Dalam mempertimbangkan deformasi *slab* akibat beban lateral, kondisi batas diasumsikan terjadi *sway conditions* sehingga batas tegak lurus arah beban *direstrained* terhadap *displacement* dan batas lainnya secara bebas berdefleksi dengan *zero rotation* terhadap sumbu sepanjang batas tersebut.
- Non-linearitas material seperti efek retak, susut pada *slab* dan rasio tulangan pada *slab* tidak dipertimbangkan
- Beban gravitasi termasuk berat sendiri *slab* tidak dipertimbangkan dan angka *poisson ratio* diasumsikan sama dengan nol.



Gambar 2.5 Empat tipe hubungan slab-kolom dalam flat slab

Dalam studi tersebut (Jung-Wook Choi et al, 2001), model *flat plate* dengan empat tipe hubungan *slab*-kolom diklasifikasikan, seperti terlihat pada Gambar 2.5 hubungan interior (*interior connection*), hubungan pinggir dengan lentur tegak lurus (*edge connection bending perpendicular*), hubungan pinggir dengan lentur sejajar (*edge connection bending parallel*), dan hubungan pojok (*corner connection*). Hasil studi tersebut, koefisien balok lebar efektif yang diusulkan dengan beberapa parameter pertimbangan yaitu  $l_1/l_2$ ,  $c_2/c_1$ , dan  $c_1/l_2$ , yang dinyatakan dalam persamaan berikut : (Jung-Wook Choi et al, 2001)

$$r = \frac{l_2'}{l_2} = \frac{1}{1-\epsilon^2} \cdot r_r \cdot r_s \quad (2.5)$$

dimana  $l_2'$ ,  $l_2$  : lebar ekuivalen efektif, lebar *slab*

$\epsilon$  = angka *poisson ratio*

$r_r$  = faktor akibat rasio  $c_2/c_1$

$r_s$  = koefisien balok lebar efektif akibat rasio  $c_1/l_2$  dan  $l_1/l_2$

Akan tetapi, persamaan tersebut sangat sulit untuk menghitung koefisien balok lebar efektif. Oleh karena itu, persamaan tersebut dilakukan analisa regresi menggunakan program statistik seperti terlihat pada persamaan – persamaan sebagai berikut : (Jung-Wook Choi et al, 2001)

$$r_i = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,83 + 0,17 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 5,36 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{6} \frac{l_1}{l_2} \right) \text{ (interior frames)} \quad (2.6)$$

$$r_{per} = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,83 + 0,17 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 5,88 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{6} \frac{l_1}{l_2} \right) \text{ (perpendicular frames)} \quad (2.7)$$

$$r_{par} = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,69 + 0,31 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 3,54 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{13} \frac{l_1}{l_2} \right) \text{ (parallel frames)} \quad (2.8)$$

$$r_{cor} = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,69 + 0,31 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 3,79 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{13} \frac{l_1}{l_2} \right) \text{ (corner frames)} \quad (2.9)$$

➤ Hyun-Su Kim et al (2004)

Pada penelitian ini Hyun-Su Kim mengusulkan sebuah metode analisa efisien untuk memperoleh hasil yang akurat dan mengurangi waktu perhitungan yang signifikan dalam menggunakan analisa elemen hingga. Metode yang di usulkan yaitu penggunaan *super elements* dengan balok fiktif. Dalam penelitian tersebut degradasi kekakuan perlu diterapkan pada analisa elemen hingga akibat beban lateral pada *flat plate* yaitu dengan asumsi terjadi penurunan modulus elastisitas pada slab seperti terlihat pada persamaan berikut :

$$E_R = R_{KS} \times E \quad (2.10)$$

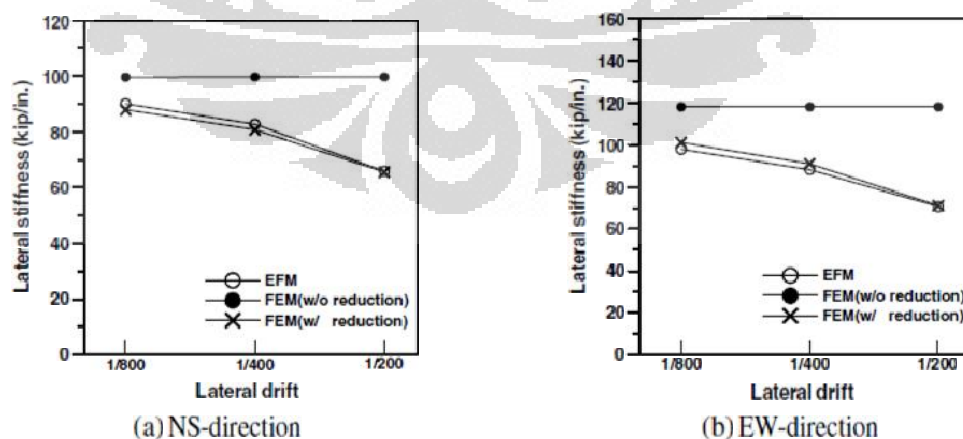
dimana,

$E_R$  = Penurunan modulus elastisitas

$E$  = Modulus elastisitas sebenarnya

$R_{KS}$  = faktor penurunan kekakuan pada slab

Dengan mengurangi angka modulus elastisitas pada analisa elemen hingga, studi tersebut membandingkan penurunan yang terjadi pada kekakuan lateral terhadap lateral drift dengan metode portal ekuivalen yang telah di modifikasi oleh Grossman (1997). Penurunan angka modulus elastisitas tersebut memberikan pengaruh yang signifikan dan mendekati nilai kekakuan lateral dari hasil metode yang diusulkan oleh Grossman seperti terlihat pada Gambar 2.



Gambar 2.6 Perbandingan lateral stiffness terhadap lateral drift

- 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.

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 2.2 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  $I_p$  based on this effective width to account for cracking.

- S. Whan Han et al (2010)

Dalam penelitian yang berjudul “*effective beam width for flat plate frames having edge beams*” mengusulkan perlunya memodifikasi faktor ( ) dengan lebar efektif beam (  $b_e$  ) apabila suatu struktur flat plate

memiliki balok tepi pada metode *effective beam width method* (EBWM). Karena terhadap beban lateral, balok tepi dapat meningkatkan kekakuan lateral pada portal sehingga mengurangi defleksi lateral ( Loo and Guan, 1997 ; Luo and Durrani, 1995). Persamaan yang diusulkan pada penelitian ini dengan menggunakan analisis regresi seperti berikut ini :

$$x_{bi} = \left( 0.5 \frac{A}{A'} + 0.2 \right) \left( \frac{l_2}{l_1} \right) \left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) \frac{1}{1-v^2} \quad (2.11)$$

Pada hubungan eksterior portal interior

$$x_{bi} = \left( 0.5 \frac{A}{A'} + 0.2 \right) \left( \frac{l_2}{l_1} \right) \left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) \frac{1}{1-v^2} \quad (2.12)$$

Pada hubungan eksterior portal eksterior

Dalam penelitian tersebut disebutkan pada rasio *drift* 1/800, koefisien EBWM yang diperoleh dengan menggunakan  $\alpha_b$  yang diusulkan mendekati 97% kekakuan lateral aktual, sementara koefisien EBWM yang diperoleh tanpa mempertimbangkan pengaruh balok tepi memiliki selisih 25% dari kekakuan lateral aktual. Pada rasio *drift* 1/200, koefisien EBWM yang diperoleh dengan menggunakan  $\alpha_b$  yang diusulkan hanya lebih kecil 9% dari kekakuan lateral aktual yang diperoleh dari eksperimental, sementara koefisien EBWM yang diperoleh tanpa mempertimbangkan pengaruh balok tepi memiliki selisih 28% dari kekakuan lateral aktual.

Dari beberapa penelitian tersebut dapat dilihat bahwa metode balok lebar efektif semakin berkembang dan para peneliti mencoba memberikan suatu usulan-usulan agar dapat memprediksi retak pada suatu struktur *flat plate* akibat beban lateral yang akurat. Perkembangan penelitian dimaksud agar memberikan kemudahan bagi praktisi dalam menentukan kapasitas dukung *flat plate* akibat beban lateral dan dapat memprediksi retak yang akurat dalam berbagai tipe hubungan kolom-slab maupun lokasi lebar strip baik itu *frame exterior* ataupun *frame interior*.

Tabel 2.3 Rangkuman Usulan Persamaan pada Metode Balok Lebar Efektif (Effective Beam Width Method)

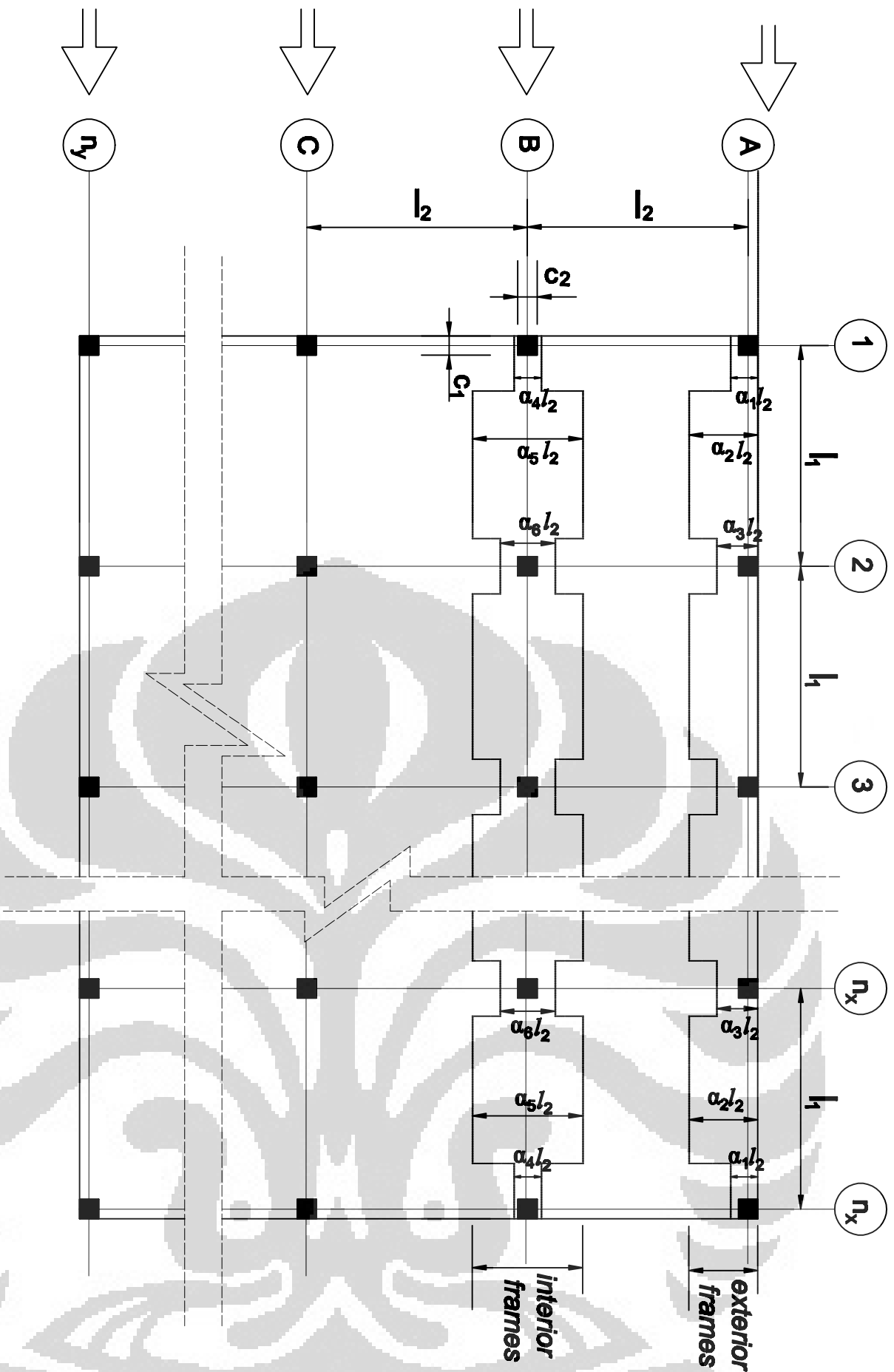
Peneliti	Faktor Balok Lebar Efektif ( $l_2$ )	Faktor Reduksi Kekakuan ( $\alpha$ )
1. Pecknold (1975)	$r_4 = r_5 = r_6 = \frac{R_{12} \left( \frac{c_2}{l_2} \right)}{0,05 + 0,002 \left( \frac{l_1}{l_2} \right)^4 - 2 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^3 - 2,8 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^2 + 1,1 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)}$ <p>dimana :</p> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 =$ faktor lebar efektif pada <i>interior frames</i> $R_{12} = -0,0221 \left( \frac{c_1}{c_2} \right)^4 + 0,0281 \left( \frac{c_1}{c_2} \right)^3 + 0,1535 \left( \frac{c_1}{c_2} \right)^2 + 0,773 \left( \frac{c_1}{c_2} \right) + 0,0845$ $c_1 =$ dimensi kolom pada arah sejajar beban $c_2 =$ 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	-
2. Vanderbilt, Corley (1983)	<p>Used same Eq. of Equivalent Frame Method  Column Strip Width = <math>0,5 l_2</math>  Middle Strip Width = <math>0,5 l_2</math>  so,  1. Width Factor of Exterior/Edge Frame  = <math>0,5</math> Column Strip Width = <math>0,25</math>  2. Width Factor of Interior Frame  = Column Strip Width = <math>0,5</math></p>	$S = \frac{1}{3}$ (recommended) for equivalent frame model on lateral load analysis
3. Banchick (1987)	$r_4 = r_5 = r_6 = \left( 5 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1 - \epsilon^2}$ $r_1 = r_2 = r_3 = \left( 3 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1 - \epsilon^2}$ <p>dimana :</p> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 =$ faktor lebar efektif pada <i>interior frames</i> $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 =$ faktor lebar efektif pada <i>exterior frames</i> $c_1 =$ 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 $\epsilon =$ angka poisson ratio	-
4. Hwang, Moehle (1993)	$r_4 = r_5 = r_6 = \frac{\left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) S}{l_2}$ (for interior support and edge connections with bending perpendicular to edge) $r_1 = r_2 = r_3 = \frac{\left( c_1 + \frac{l_1}{6} \right) S}{l_2}$ (for edge support with bending parallel to edge) <p>dimana :</p> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 =$ faktor lebar efektif pada <i>interior frames</i> $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 =$ faktor lebar efektif pada <i>exterior frames</i> $c_1 =$ 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	= faktor reduksi kekakuan $= 5 \frac{c_1}{l_1} - 0,1 \left( \frac{L}{1,915} - 1 \right) \geq \frac{1}{3}$ dimana : $c_1 =$ dimensi kolom pada arah sejajar beban $l_1 =$ panjang bentang pada arah sejajar dengan beban $L =$ beban hidup kondisi layan dalam satuan kPa
5. Luo, Durrani (1995a, b)	<p>Simplified of Pecknold's Eq.</p> $r_4 = r_5 = r_6 = \frac{1,02 \left( \frac{c_1}{l_2} \right)}{0,05 + 0,002 \left( \frac{l_1}{l_2} \right)^4 - 2 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^3 - 2,8 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)^2 + 1,1 \left( \frac{c_1}{l_1} \right)}$	$t = \left( 1 - 0,4 \frac{V_g}{4.A_c \cdot \sqrt{f_c'}} \right)$ dimana : = faktor reduksi kekakuan akibat beban gravitasi $V_g =$ gaya geser langsung hanya akibat beban gravitasi

	$\Gamma_1 = \Gamma_2 = \Gamma_3 = \frac{K_t}{K_t + K_s}$ <p>dimana :</p> <p><math>\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6</math> = faktor lebar efektif pada <i>interior frames</i>  <math>\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3</math> = faktor lebar efektif pada <i>exterior frames</i>  <math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban  <math>c_2</math> = dimensi kolom pada arah tegak lurus beban  <math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban  <math>l_2</math> = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban  <math>K_t</math> = kekakuan komponen torsi  <math>K_s</math> = kekakuan lentur slab pada portal sepanjang hubungan eksterior  <math display="block">= \frac{4.E_{cs}.I}{l_1}</math></p>	<p>Ac = luas penampang kritis slab  fc' = kuat tekan karakteristik beton</p>																		
6. Grossman (1997)	<p>Balok Lebar Efektif dengan mempertimbangkan reduksi kekakuan slab berdasarkan hasil test Hwang, Moehle (1993)</p> $\Gamma = \left[ K_D \cdot \left[ 0,3.l_1 + C_1 \left( \frac{l_2}{l_1} \right) + \left( \frac{C_1 - C_2}{2} \right) \right] \cdot \frac{d}{0,9.h} \cdot K_{FP} \right] / l_2$ <p>dengan batasan <math>0,2.K_D.K_{FP}.l_2 \leq \Gamma.l_2 \leq 0,5.K_D.K_{FP}.l_2</math>  dimana :</p> <p><math>\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6</math> = faktor lebar efektif  <math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban  <math>c_2</math> = dimensi kolom pada arah tegak lurus beban  <math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban  <math>l_2</math> = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban  d = tebal efektif slab  h = tebal slab  Kfp = faktor adjusting</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>faktor adjusting</th> <th>Kfp</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>interior</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>exterior / edge</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>corner</td> <td>0,6</td> </tr> </tbody> </table>	faktor adjusting	Kfp	interior	1,0	exterior / edge	0,8	corner	0,6	<p>Kd = faktor yang memperhatikan degradasi kekakuan slab pada berbagai level beban lateral</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Lateral drift</th> <th>Kd</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>hs/800</td> <td>1,1</td> </tr> <tr> <td>hs/400</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>hs/200</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>hs/100</td> <td>0,5</td> </tr> </tbody> </table> <p>hs = tinggi lantai</p>	Lateral drift	Kd	hs/800	1,1	hs/400	1,0	hs/200	0,8	hs/100	0,5
faktor adjusting	Kfp																			
interior	1,0																			
exterior / edge	0,8																			
corner	0,6																			
Lateral drift	Kd																			
hs/800	1,1																			
hs/400	1,0																			
hs/200	0,8																			
hs/100	0,5																			
7. Robertson (1997)	<p>Used Two-Beam Effective Width Method</p> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = l_2 = 0,4 l_2 \text{ (for interior frame)}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Drift (%)</th> <th colspan="3">Pos Neg Int Neg Ext</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,5</td> <td>1,0</td> <td>0,10</td> <td>0,25</td> </tr> <tr> <td>1,5</td> <td>0,50</td> <td>0,10</td> <td>0,20</td> </tr> </tbody> </table>	Drift (%)	Pos Neg Int Neg Ext			0,5	1,0	0,10	0,25	1,5	0,50	0,10	0,20						
Drift (%)	Pos Neg Int Neg Ext																			
	0,5	1,0	0,10	0,25																
1,5	0,50	0,10	0,20																	
8. Hwang, Moehle (2000)	<p>Used same Eq. of Hwan, Moehle (1993)</p> $\Gamma_4 = \Gamma_5 = \Gamma_6 = \frac{\left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) S}{l_2} \text{ (for interior support and edge connections with bending perpendicular to edge)}$ $\Gamma_1 = \Gamma_2 = \Gamma_3 = \frac{\left( c_1 + \frac{l_1}{6} \right) S}{l_2} \text{ (for edge support with bending parallel to edge)}$ <p>dimana :</p> <p><math>\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6</math> = faktor lebar efektif pada <i>interior frames</i>  <math>\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3</math> = faktor lebar efektif pada <i>exterior frames</i>  <math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban  <math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban  <math>l_2</math> = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban</p>	<p>Simplified Eq.</p> $S = 4 \frac{c_1}{l_1} \geq \frac{1}{3}$ <p>dimana :</p> <p>S = faktor reduksi kekakuan  <math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban  <math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban</p>																		
9. Jung-Wook Choi et al (2001)	<p>faktor balok lebar efektif yang diusulkan dengan beberapa parameter pertimbangan yaitu <math>l_1/l_2</math>, <math>c_2/c_1</math>, dan <math>c_1/l_2</math></p> $\Gamma = \frac{l_2}{l_1} = \frac{1}{1 - \epsilon^2} \cdot \Gamma_r \cdot \Gamma_s$ <p>dimana :</p>	-																		



	<p><math>l_2'</math> = lebar ekuivalen efektif  <math>l_2</math> = lebar slab  = angka poisson ratio  <math>r</math> = faktor akibat rasio <math>c_2/c_1</math>  <math>s</math> = koefisien balok lebar efektif akibat rasio <math>c_1/l_2</math> dan <math>l_1/l_2</math>  <math>c_1</math> = dimensi kolom pada arah sejajar beban  <math>c_2</math> = dimensi kolom pada arah tegak lurus beban  <math>l_1</math> = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban  <math>l_2</math> = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban  Simplified Eq.</p> $r_5 = r_6 = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,83 + 0,17 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 5,36 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{6} \frac{l_1}{l_2} \right) \quad (\text{Interior Connection})$ $r_4 = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,83 + 0,17 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 5,88 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{6} \frac{l_1}{l_2} \right) \quad (\text{Perpendicular Conn.})$ $r_2 = r_3 = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,69 + 0,31 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 3,54 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{13} \frac{l_1}{l_2} \right) \quad (\text{Parallel Conn.})$ $r_1 = \frac{1}{1-\epsilon^2} \left( 0,69 + 0,31 \frac{c_2}{c_1} \right) \left( 3,79 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{13} \frac{l_1}{l_2} \right) \quad (\text{Corner Conn.})$								
10. Dovich, Wight (2005)	<p><i>Effective Widths</i></p> <p><i>Strength</i>  <i>Initial Stiffness</i></p>	<p><i>Drop Panel Element</i></p> <table border="1"> <tr> <td><i>Ext Conn.</i></td> <td><i>Int Conn.</i></td> </tr> <tr> <td><math>c1 + c2</math></td> <td><math>l2 / 3</math></td> </tr> <tr> <td><math>c1 + c2</math></td> <td><math>l2 / 3</math></td> </tr> </table>	<i>Ext Conn.</i>	<i>Int Conn.</i>	$c1 + c2$	$l2 / 3$	$c1 + c2$	$l2 / 3$	<p><i>Midspan Slab Element</i></p> <p><math>l2 / 2</math>  <math>l2 / 3</math></p>
<i>Ext Conn.</i>	<i>Int Conn.</i>								
$c1 + c2$	$l2 / 3$								
$c1 + c2$	$l2 / 3$								
11. S-W Han et al (2009)	<p>Used same Eq. of Banchick (1987)</p> $r_4 = r_5 = r_6 = \left( 5 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1-\epsilon^2}$ $r_1 = r_2 = r_3 = \left( 3 \frac{c_1}{l_2} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2} \right) \frac{1}{1-\epsilon^2}$ <p>dimana :</p> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6$ = faktor lebar efektif pada <i>interior frames</i> $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$ = faktor lebar efektif pada <i>exterior frames</i> $c_1$ = 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 = angka poisson ratio	$S_{int} = 0,4 + 0,32 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right]$ $S_{ext} = 0,21 + 0,14 \left[ \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{0,5} \right]$ <p>dimana :</p> $M_a$ = Momen Maksimum pada member struktur saat tahap pembebanan $M_{cr}$ = Momen retak							
12. S-W Han et al (2010)	<p>Used same Eq. of Hwang, Moehle (1993)</p> $r_4 = r_5 = r_6 = \frac{\left( 2c_1 + \frac{l_1}{3} \right) s}{l_2} \quad (\text{for interior support and edge connections with bending perpendicular to edge})$ $r_1 = r_2 = r_3 = \frac{\left( c_1 + \frac{l_1}{6} \right) s}{l_2} \quad (\text{for edge support with bending parallel to edge})$ <p>dimana :</p> $\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6$ = faktor lebar efektif pada <i>interior frames</i> $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$ = faktor lebar efektif pada <i>exterior frames</i> $c_1$ = 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	<p>Proposed Eq. to account for the effect of edge beams in flat slab frames for the Effective Beam Width Method</p> $s = x = \left( 0,5 \frac{A}{A'} + 0,2 \right) \left( \frac{l_2}{l_1} \right) \frac{1}{1-\epsilon^2}$ <p>dimana :</p> = factor for incorporating the effect of edge beam $A$ = luas penampang komponen torsi pada <i>flat slab</i> dengan balok pinggir $A'$ = luas penampang komponen torsi pada <i>flat slab</i> tanpa balok pinggir = angka poisson ratio $l_1$ = panjang bentang pada arah sejajar dengan beban $l_2$ = panjang bentang pada arah tegak lurus dengan beban							

# LATERAL LOADS



Peneliti	Faktor Balok Lebar Efektif (α)	
	Edge/Ext Frame	Interior Frame
Podkold (1975)	(Tidak melakukan studi pada Edge/Ext Frame)	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{R_n (\frac{f_c^2}{f_y^2})}{f_y}$ $= \frac{0.05 + 0.002 (\frac{1}{l_1} \cdot f_c^2 \cdot 2.8 (\frac{c_1}{l_1})^2 + 1.1 (\frac{c_2}{l_1})^2)}{f_y}$
Vandebilt, Conroy (1983)	$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.25$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = 0.5$
Banachuk (1987)	$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{(3 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2}) \cdot \frac{1}{l_2 \cdot v^2}}$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{(5 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2}) \cdot \frac{1}{l_2 \cdot v^2}}$
Hwang, Moelle (1993)	$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{(c_1 + \frac{1}{8} l_1) \beta}{l_1}$ dimana, $\beta = 5 \frac{c_1}{l_1} \cdot 0.1 (\frac{l_1}{l_2 \cdot 915} - 1) \geq \frac{1}{3}$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{(2c_1 + \frac{1}{8} l_1) \beta}{l_1}$ dimana, $\beta = 5 \frac{c_1}{l_1} \cdot 0.1 (\frac{l_1}{l_2 \cdot 915} - 1) \geq \frac{1}{3}$
Luo, Durrant (1995a,b)	$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{K_c}{K_c + K_r}$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{1.02 (\frac{f_c}{f_y})}{0.05 + 0.002 (\frac{1}{l_1} \cdot f_c^2 \cdot 2.8 (\frac{c_1}{l_1})^2 + 1.1 (\frac{c_2}{l_1})^2)}$
Grossman (1997)	$\alpha_1 = KFP = 0.6$ $= (K_c [0.3 \cdot 1 + c_1 (\frac{f_c^2}{f_y^2}) + \frac{c_2^2 - c_1^2}{2}] \frac{d}{0.9 h} \cdot 0.6) / l_1$ $\alpha_2 = \alpha_3 = KFP = 0.8$ $= (K_c [0.3 \cdot 1 + c_1 (\frac{f_c^2}{f_y^2}) + \frac{c_2^2 - c_1^2}{2}] \frac{d}{0.9 h} \cdot 0.8) / l_1$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = KFP = 1$ $= (K_c [0.3 \cdot 1 + c_1 (\frac{f_c^2}{f_y^2}) + \frac{c_2^2 - c_1^2}{2}] \frac{d}{0.9 h} \cdot 1) / l_1$
Robertson (1997)	(Tidak melakukan studi pada Edge/Ext Frame)	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = 0.4 l_1$
Hwang, Moelle (2000)	$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{(c_1 + \frac{1}{8} l_1) \beta}{l_1}$ dimana, $\beta = 4 \frac{c_1}{l_1} \geq \frac{1}{3}$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{(2c_1 + \frac{1}{8} l_1) \beta}{l_1}$ dimana, $\beta = 4 \frac{c_1}{l_1} \geq \frac{1}{3}$
Jung-Wook et al (2001)	$\alpha_1 = \frac{1}{l_2 \cdot v^2} (0.69 + 0.31 \frac{c_1}{l_1}) (3.79 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{13} \frac{l_1}{l_2})$ $\alpha_2 = \alpha_3 = \frac{1}{l_2 \cdot v^2} (0.69 + 0.31 \frac{c_1}{l_1}) (3.54 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{13} \frac{l_1}{l_2})$	$\alpha_4 = \frac{1}{l_2 \cdot v^2} (0.83 + 0.17 \frac{c_1}{l_1}) (5.88 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{6} \frac{l_1}{l_2})$ $\alpha_5 = \alpha_6 = \frac{1}{l_2 \cdot v^2} (0.83 + 0.17 \frac{c_1}{l_1}) (5.36 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{6} \frac{l_1}{l_2})$
Dovick, Wright (2005)	(Tidak melakukan studi pada Edge/Ext Frame)	for strength $\alpha_1 = (c_1 + c_2) / l_1$ $\alpha_2 = 1/2$ $\alpha_3 = 1/3$ initial stiffness $\alpha_4 = (c_1 + c_2) / l_1$ $\alpha_5 = 1/3$ $\alpha_6 = 1/3$
S-W Han et al (2009)	$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{(3 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{8} \frac{l_1}{l_2}) \cdot \frac{1}{l_2 \cdot v^2}}$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{(5 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2}) \cdot \frac{1}{l_2 \cdot v^2}}$
S-W Han et al (2010)	$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{(c_1 + \frac{1}{8} l_1) \beta}{l_1}$ dimana, $\beta = (0.5 + \frac{A}{A'}) (\frac{l_1}{l_2}) \cdot \frac{1}{l_2 \cdot v^2}$	$\alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{(2c_1 + \frac{1}{8} l_1) \beta}{l_1}$ dimana, $\beta = (0.5 + \frac{A}{A'}) (\frac{l_1}{l_2}) \cdot \frac{1}{l_2 \cdot v^2}$

Dari Gambar penjelasan umum parameter – parameter metode balok lebar efektif (*effective beam width method*) pada denah struktur gedung dengan sistem *flat plate* 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 plate* (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 :

$c_1$  = dimensi kolom pada arah sejajar beban = 0,7 m

$c_2$  = dimensi kolom pada arah tegak lurus beban = 0,7 m

= angka poisson ratio = 0,3 (beton)

$h_s$  = tinggi antar lantai = 3 m

$h$  = tebal *slab* = 0,27 m

$d$  = tebal efektif *slab* = tebal *slab* – selimut beton =  $0,27 - 0,002 = 0,268 \text{ m}$

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

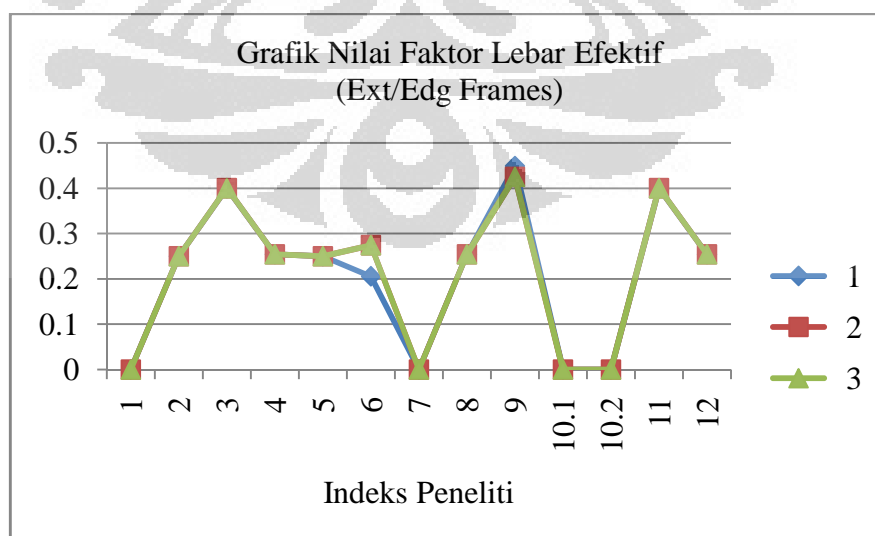
$A$  = luas penampang komponen torsi pada flat slab dengan balok pinggir =  $0 \text{ m}^2$

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

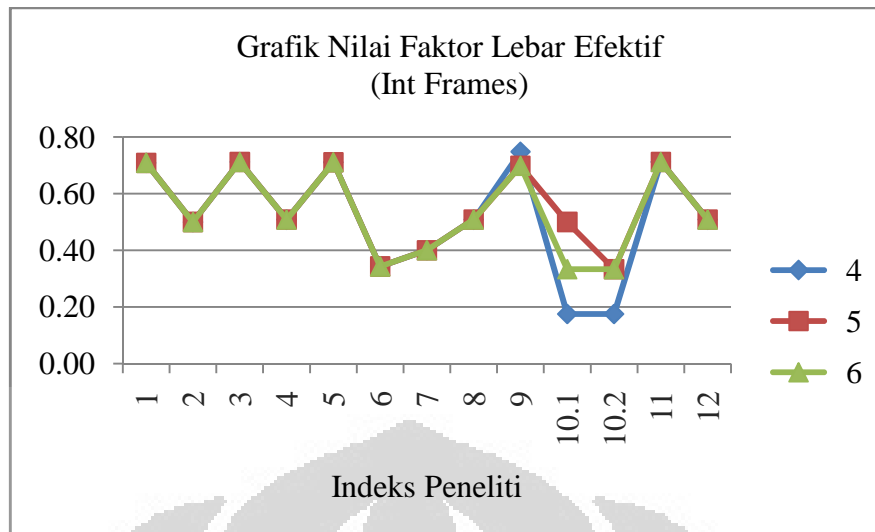
Dengan hasil *preliminary design* diatas tersebut diterapkan pada masing – masing usulan persamaan pada tabel rangkuman, maka nilai faktor balok lebar efektif dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.4 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. Pecknold (1975)	(Tidak melakukan studi pada <i>Ext/Edg Frame</i> )			0.7092	0.7092	0.7092	
2. Vanderbilt, Corley (1983)	0.2500	0.2500	0.2500	0.5000	0.5000	0.5000	
3. Banchick (1987)	0.3999	0.3999	0.3999	0.7122	0.7122	0.7122	
4. Hwang, Moehle (1993)	0.2542	0.2542	0.2542	0.5083	0.5083	0.5083	
5. 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	
6. Grossman (1997)**							
** <i>Adjusting Factor</i>	$K_{FP}$						
<i>Interior</i>	1	0.2056	0.2742	0.2742	0.3427	0.3427	
<i>Ext/Edg</i>	0.8						
<i>Corner</i>	0.6						
7. Robertson (1997)	(Tidak melakukan studi pada <i>Ext/Edg Frame</i> )			0.4000	0.4000	0.4000	
8. Hwang, Moehle (2000)	0.2542	0.2542	0.2542	0.5083	0.5083	0.5083	
9. Jung-Wook Choi et al (2001)	0.4490	0.4249	0.4249	0.7485	0.6985	0.6985	
10. Dovich, Wight (2005)	1. for strength 2. for initial stiffness	(Tidak melakukan studi pada <i>Ext/Edg Frame</i> )			0.1750	0.5000	0.3333
					0.1750	0.3333	
11. S-W Han et al (2009)		0.3999	0.3999	0.3999	0.7122	0.7122	
12. S-W Han et al (2010)		0.2542	0.2542	0.2542	0.5083	0.5083	



Gambar 2.7 Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (*Ext/Edg Frame*)

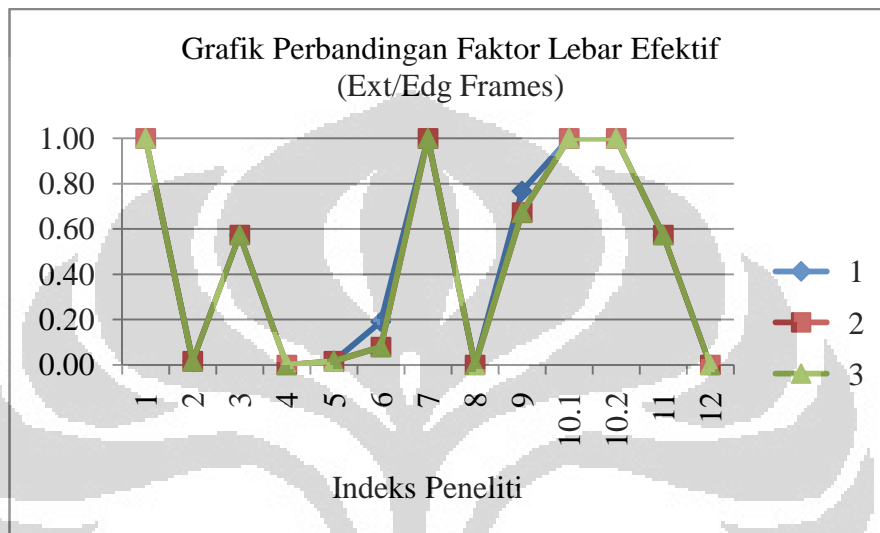


Gambar 2.8 Grafik Nilai Faktor Balok Lebar Efektif (Int Frame)

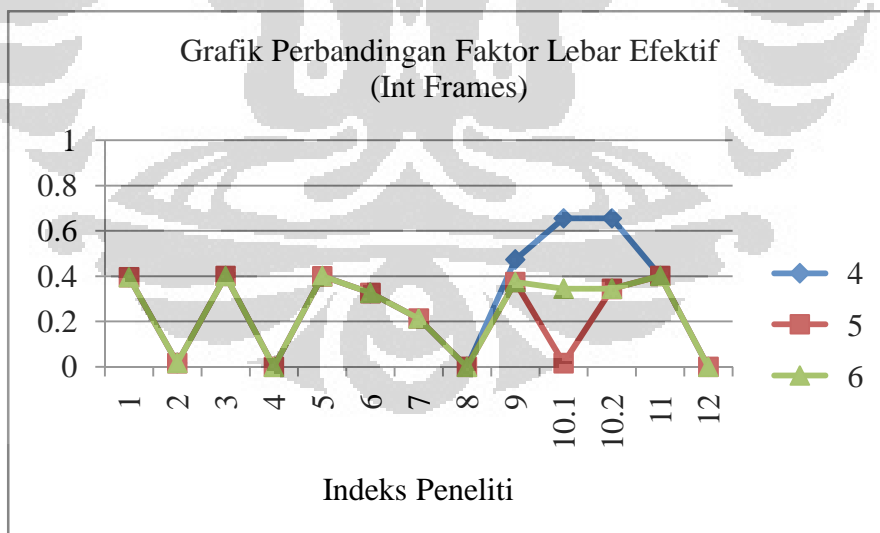
Dari hasil simulasi masing – masing nilai faktor balok lebar efektif pada *Exterior / Edge Frames*, diperoleh rata – rata nilai faktor balok lebar efektif  $f_1$  sebesar 0,302 dengan nilai  $f_1$  terendah 0,206 dan nilai  $f_1$  tertinggi 0,399. Besarnya simpangan nilai  $f_1$  adalah sebesar  $\pm 8,83 \%$ . Pada nilai faktor balok lebar efektif  $f_2$  dan  $f_3$  diperoleh rata – rata yang sama yaitu sebesar 0,307 dengan nilai terendah dan nilai tertinggi faktor balok lebar efektif  $f_2, f_3$  sebesar 0,250. Besarnya simpangan nilai  $f_2$  dan nilai  $f_3$  yang sama sebesar  $\pm 7,67 \%$ .

Sedangkan hasil simulasi masing – masing nilai faktor balok lebar efektif pada *Interior Frames*, diperoleh rata – rata nilai faktor balok lebar  $f_4$  sebesar 0,516 dengan nilai  $f_4$  terendah 0,175 dan nilai  $f_4$  tertinggi 0,748. Besarnya simpangan nilai  $f_4$  adalah sebesar  $\pm 20,06 \%$ . Pada nilai faktor balok lebar efektif  $f_5$  diperoleh rata – rata yaitu sebesar 0,549 dengan nilai terendah dan nilai tertinggi faktor balok lebar efektif  $f_5$  masing – masing sebesar 0,333 dan 0,712. Besarnya simpangan nilai  $f_5$  sebesar  $\pm 14,40 \%$ . Namun nilai faktor balok lebar efektif  $f_6$  diperoleh rata – rata yaitu sebesar 0,5368 dengan nilai terendah dan nilai tertinggi faktor balok lebar efektif  $f_6$  masing – masing sebesar 0,333 dan 0,712.. Besarnya simpangan nilai  $f_6$  sebesar  $\pm 15,57 \%$ .

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 ( ), maka perbandingannya dapat dilihat sebagai berikut :



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



Gambar 2.10 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 :

$$a. V_c = \left[ 2 + \frac{4}{S} \right] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \text{ (kips)} \quad (\text{Eq. (11-33) ACI 318-02}) \quad (2.13)$$

$$b. V_c = \left[ \frac{r_s \cdot d}{b_o} + 2 \right] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \text{ (kips)} \quad (\text{Eq. (11-34) ACI 318-02}) \quad (2.14)$$

$$c. V_c = 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \text{ (kips)} \quad (\text{Eq. (11-35) ACI 318-02}) \quad (2.15)$$

Dimana  $r_s$  adalah perbandingan dari sisi terpanjang dan sisi terpendek dari daerah beban atau kolom. Sedangkan  $S$  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 :

$$v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (2.16)$$

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 :

$$V_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{x_v \cdot M_u \cdot C_{AB}}{J_c} \quad (2.17)$$

dan,

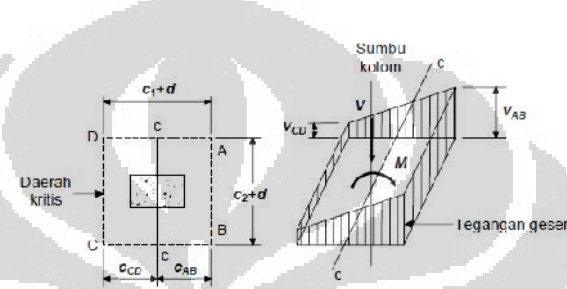
$$V_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\lambda_v \cdot M_u \cdot C_{CD}}{J_c} \quad (2.18)$$

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

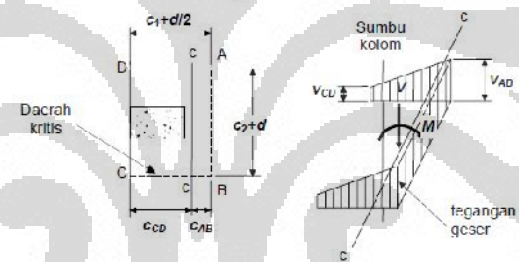
$$= 2d (C_1 + C_2 + 2d) \text{ untuk kolom interior}$$

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

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



(a) Kolom dalam



(b) Kolom tepi

Gambar 2.11 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 plate*. 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

Kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respon inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi, disebut daktilitas. Pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis. Hal



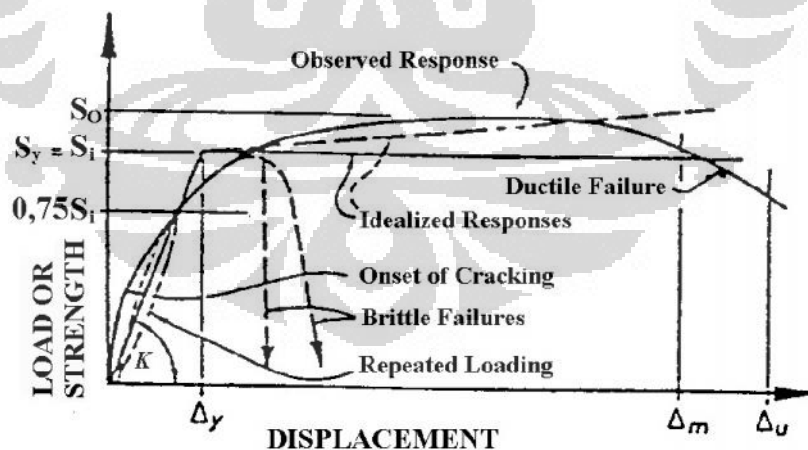
ini terjadi karena adanya beberapa pengertian yang timbul. Pengertian daktilitas dapat ditinjau dari tiga jenis metode perhitungan. Daktilitas dapat ditinjau dari segi tegangan (*strain*), Lengkungan (*curvature*), dan Lendutan (*displacement*).

### 2.2.1 DAKTILITAS REGANGAN ( *STRAIN DUCTILITY* )

Pengertian dasar dari daktilitas adalah kemampuan dari material/struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan. Dapat dilihat pada Gambar 2.12, daktilitas tegangan dapat diberikan dengan hubungan sebagai berikut :

$$\tilde{v} = \frac{v}{v_y} \quad (2.19)$$

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



Gambar 2.12 Hubungan Beban – Lendutan

### 2.2.2 DAKTILITAS KURVATUR

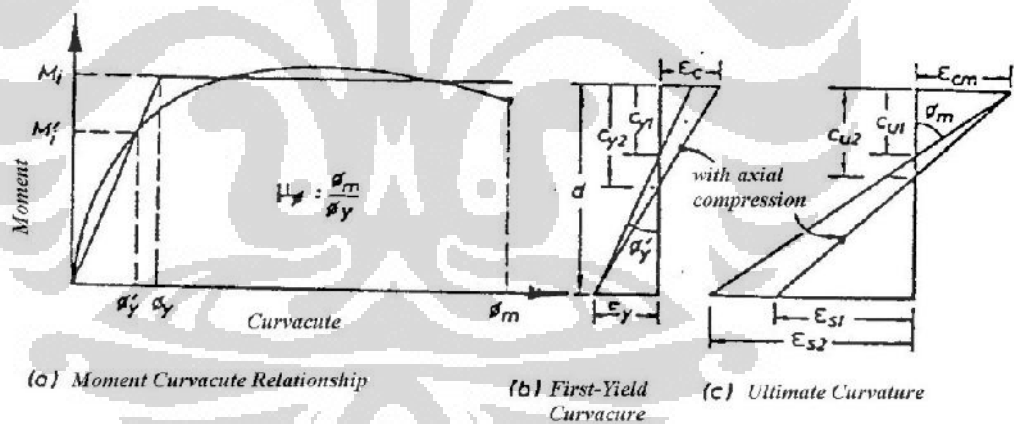
Pada umumnya sumber yang paling berpengaruh dari lendutan struktur inelastis adalah rotasi pada sambungan plastis yang paling

potensial. Sehingga, ini sangat berguna untuk menghubungkan rotasi per unit panjang (*curvature*) dengan moment bending ujung. Daktilitas lengkungan maksimum dapat ditunjukkan sebagai berikut,

$$\tilde{w} = \frac{W_m}{W_y} \quad (2.20)$$

Dimana  $W_m$  adalah lengkungan maksimum yang akan timbul, dan  $W_y$  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 elastoplastis atau bilinear. Hal ini menyebabkan kurva Gambar 2.12 dapat diubah menjadi kurva Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Definisi dari Curvature Ductility

Ini berarti bahwa *yield curvature*  $W_y$  tidak perlu pertepatan dengan titik leleh pertama dari gaya regang, dimana pada umumnya berada pada titik yang lebih rendah  $W'_y$  (Gambar 2.13 (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 2.13 (b) ditunjukkan dengan :

$$w'_y = \frac{V_y}{(d - c_y)} \quad (2.21)$$

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 2.13.(a), *yield curvature*  $w_y$  ditunjukkan sebagai,

$$w_y = \frac{M_i}{M'_i} w'_y \quad (2.22)$$

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

$$w_y = \frac{V_c}{c_y} \quad (2.23)$$

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

$$w_y = 1,33 w'_y \quad (2.24)$$

- *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 2.13.(c), *curvature* ini dapat dituliskan sebagai berikut :

$$w_m = \frac{V_{cm}}{c_u} \quad (2.25)$$

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 2.13.(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  $w_y$ , dan menurunkan nilai  $w_u$ . Sehingga, gaya tekan aksial dapat sangat mereduksi kapasitas daktilitas pada bagian tersebut. Sebagai hasilnya, memperkecil selimut beton sangat diharapkan pada bagian bawah kolom daktil. 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  $\sigma_y$  berarti *yield curvature* akan bertambah.

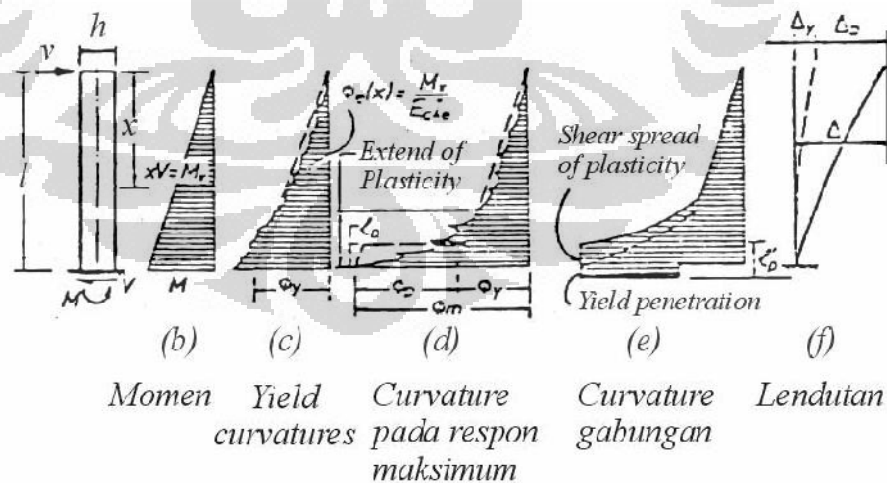
Untuk meningkatkan *curvature ductility*, hal yang dapat dilakukan adalah dengan memperkuat tulangan tekan atau memperlemah tulangan tarik. Jika dilihat dari Gambar 2.13, dengan memperlemah tulangan tarik, maka akan mempercepat terjadinya leleh pertama. Hal lain yang dapat dilakukan adalah dengan menambahkan 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 dengan lendutan pada awal titik leleh (*yield point*)  $u_y$ .

$$\tilde{\Delta} = \frac{u}{u_y} \quad (2.26)$$

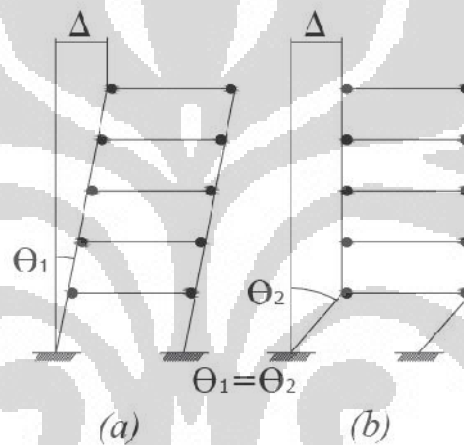
Dimana  $u = u_y + u_p$ . Lendutan pada titik leleh ( $u_y$ ) dan pada titik plastik ( $u_p$ ) penuh adalah komponen-komponen dari total lendutan ujung lateral seperti pada Gambar 2.14.(f). Untuk sebuah struktur portal, biasanya total defleksi diambil pada bagian teratas (atap), seperti pada Gambar 2.15. Walaupun pada nantinya perhitungan faktor reduksi akan dilihat dari hubungan simpangan dengan tinggi dari bangunan tersebut, kesalahan  $\mu$  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 2.12). Sehingga, tidak terlalu diperhatikan lendutan yang terjadi antar lantai. Ini mungkin dapat dilihat pada Gambar 2.13 bahwa daktilitas lendutan pada bagian atap seperti yang dibandingkan.



Gambar 2.14 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan Pada Model Kantilever

Pada kenyataannya kejadian ini sangat berpengaruh. Terjadi perbedaan daktilitas pada kedua kejadian ini. Gambar 2.15 juga

menunjukkan bahwa kapasitas daktilitas lendutan  $\mu$  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 2.14.(f), diasumsikan mengalami *yield curvature* pada bagian dasarnya. Ini adalah pendekatan yang paling realistis dan penting, karena nilai absolut dari lendutan maksimum  $u_m = \mu u_u$  juga perlu dievaluasi dan dihubungkan dengan tinggi struktur dimana lendutan terjadi.



Gambar 2.15 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 elastis, maka hal ini akan disebut dalam keadaan daktil. Keadaan daktil yang sempurna terjadi pada saat *ideal elastic/ perfectly plastic (elastoplastic)*.

#### 2.2.4 DAKTILITAS SISTEM STRUKTUR *FLAT PLATE*

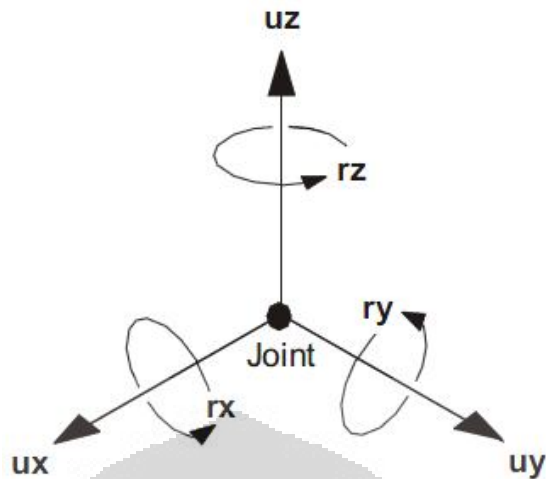
Struktur *flat plate* merupakan struktur yang memiliki daktilitas yang sangat rendah karena tidak memiliki kekakuan yang tinggi antara ikatan kolomnya sehingga *flat plate* tersebut tidak memiliki kondisi plastis yang baik seperti struktur kolom dan balok pada umumnya. Struktur *flat*

*plate* sendiri tidak dianjurkan direncanakan pada daerah gempa diatas zona 2 karena lemahnya struktur tersebut dalam menahan geser.

Namun dari beberapa keuntungan *flat plate* tersebut seperti yang sudah diuraikan, beberapa penelitian telah mencoba mengembangkan struktur *flat plate* agar memiliki daktilitas yang tinggi dengan memperbaiki sistem struktur atau menambahkan perkuatan pada struktur tersebut sehingga mampu menahan gaya geser yang cukup besar tanpa mengurangi keuntungan dari struktur tersebut. Dari penelitian ini diharapkan pelat baja yang akan ditambahkan mampu memberikan daktilitas yang baik karena sifat baja yang merupakan material yang daktil dan memiliki tegangan leleh yang tinggi.

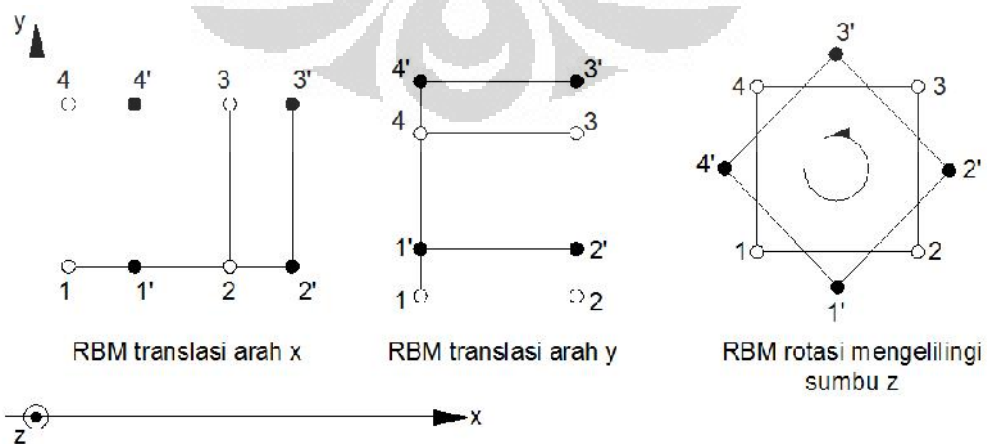
### 2.3 MODELISASI DAN ANALISA STRUKTUR

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.



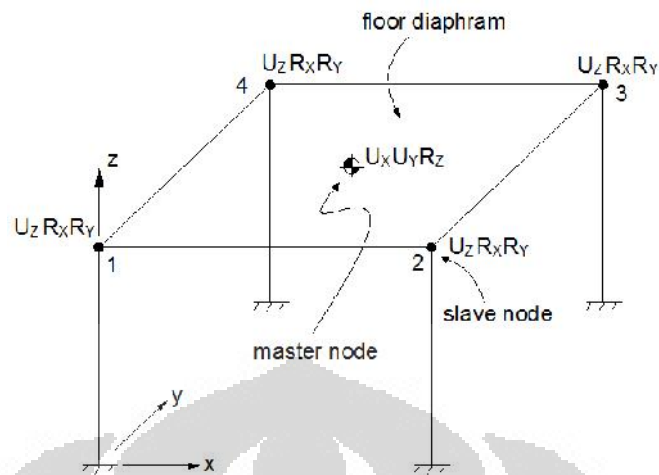
Gambar 2.16 Deformasi pada nodal

Pelat lantai 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 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 2.17 Rigid Body Motion pada elemen struktur pelat lantai





Gambar 2.18 Ilustrasi master node pada Single Story Structure

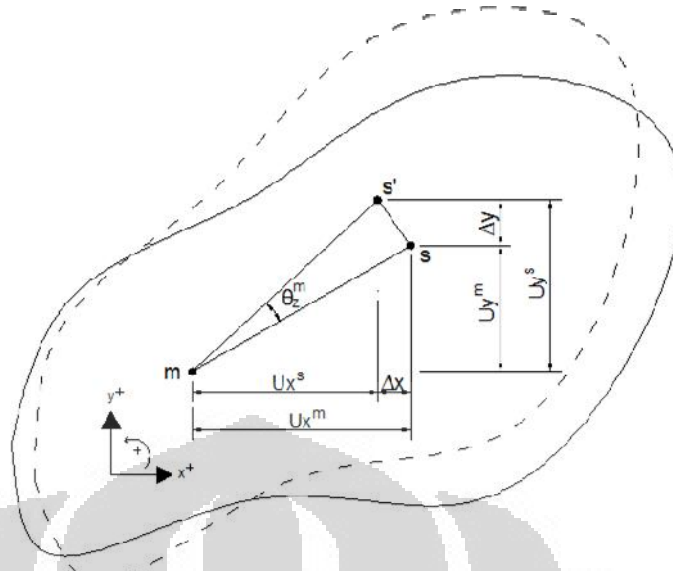
Selain asumsi tersebut, asumsi lainnya yang digunakan adalah berlakunya teori *small displacement* yang menyatakan bahwa semua deformasi yang terjadi, baik berupa translasi (perpindahan) maupun rotasi (perputaran) terhadap 3 sumbu pada orientasi ruang 3D, dianggap kecil dibandingkan dimensi struktur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

$$\sin \theta \approx \theta$$

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

$$\tan \theta \approx \theta$$

dimana  $\theta$  adalah sudut (satuan radian)



Gambar 2.19 Ilustrasi peralihan slave node akibat rotasi pada master node

Dengan kedua asumsi tersebut, maka peralihan elemen struktur dapat ditransformasikan terhadap peralihan pusat massa pada setiap level lantai. Apabila terjadi rotasi sumbu z pada pusat massa yang merupakan titik acuan (*master node*), dan mengakibatkan peralihan atau perpindahan elemen struktur (*slave node*) ke arah yang negatif maka peralihan elemen struktur tersebut mengalami pengurangan dari pergeseran titik acuan, sehingga  $u_x \neq u_x^m$  begitu juga sebaliknya apabila mengalami peralihan elemen struktur ke arah positif. Sehingga dalam ilustrasi pada Gambar 2.19 di atas dapat dijelaskan dengan persamaan :

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

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

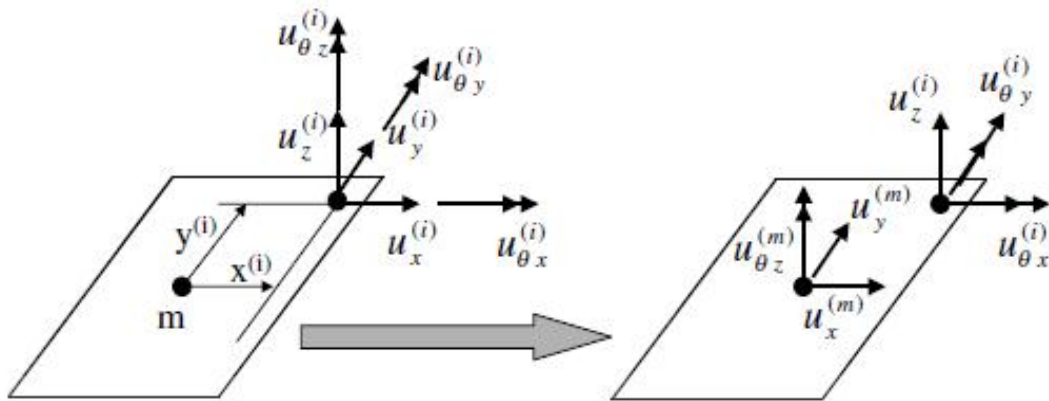
$$\theta_z = \theta_z^m$$

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

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



Gambar 2.20 Ilustrasi Pengekangan d.o.f pada Nodal menggunakan Diaphragm Constraint

Sedangkan hubungan kolom dengan pelat 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 :

$$u_x = u_x^m + \Delta z \cdot u_y^m - \Delta y \cdot u_z^m$$

$$u_y = u_y^m + \Delta x \cdot u_z^m - \Delta z \cdot u_x^m$$

$$u_z = u_z^m + \Delta y \cdot u_x^m - \Delta x \cdot u_y^m$$

$$u_x = u_x^m$$

$$u_y = u_y^m$$

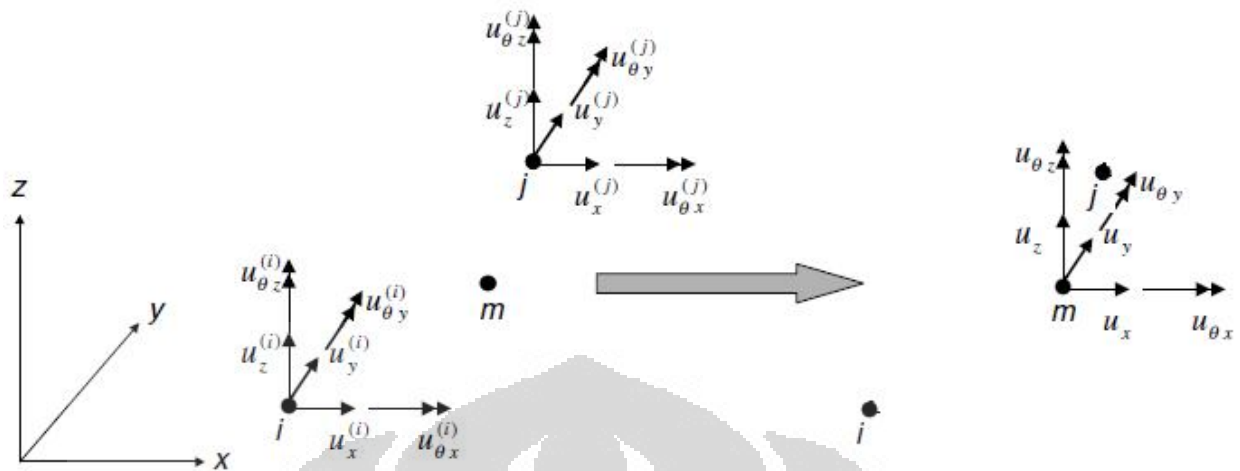
$$u_z = u_z^m$$

dimana :

$u_x, u_y, u_z, u_x^m, u_y^m, u_z^m$  adalah peralihan elemen struktur

$u_x^m, u_y^m, u_z^m, u_x^m, u_y^m, u_z^m$  adalah peralihan nodal kolom

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



Gambar 2.21 Ilustrasi Pengekangan d.o.f pada Nodal (tipikal) menggunakan Body Constraint

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 akibat beban lateral dan pengaruh durasi beban, maka reduksi inersia pelat 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*

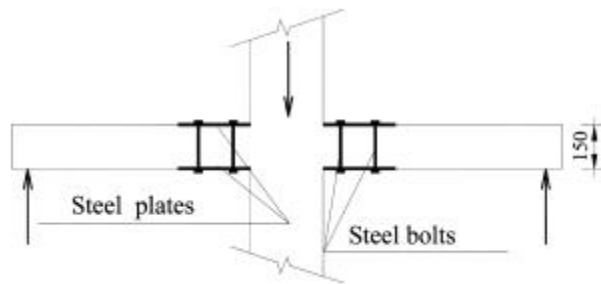
*Sandwich structures*) sehingga membentuk material komposit yang diaplikasikan pada struktur *deck* ringan dan untuk perkuatan di sekitar daerah yang lemah pada struktur kapal (*ship structures*) (Bergan et al, 2005). Dalam bidang teknik sipil, material baja – beton – baja yang disusun secara berlapis (*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 ahli.

### 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 :

- 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 2.22 Tipikal pelat baja dan baut baja yang memperkuat spesimen pada studi Ebead, et al

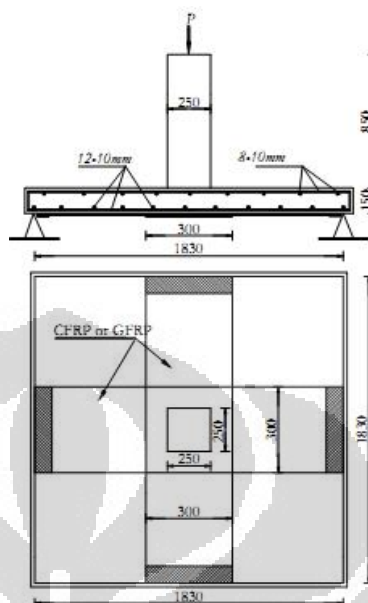
*Slab* yang diperkuat tersebut menunjukkan peningkatan kekakuan dan peningkatan absorpsi energi. Selain itu, daktilitas secara signifikan meningkat. *Loading capacity* pada *slab* yang diperkuat ditingkatkan secara berlebihan dengan persentase 56,55% , 57,76% , dan 64,56 % untuk mengontrol spesimen dengan *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 perkuatan *two way slab* menggunakan *FRP laminates* dan *FRP sheets*. Hasil dari enam spesimen mengevaluasi efektifitas menggunakan tulangan *fibre plastics* sebagai material perkuatan untuk *two way slab* terhadap *flexural defficiency*. Usulan terhadap dimensi material FRP sebagai perkuatan 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 perkuatan.

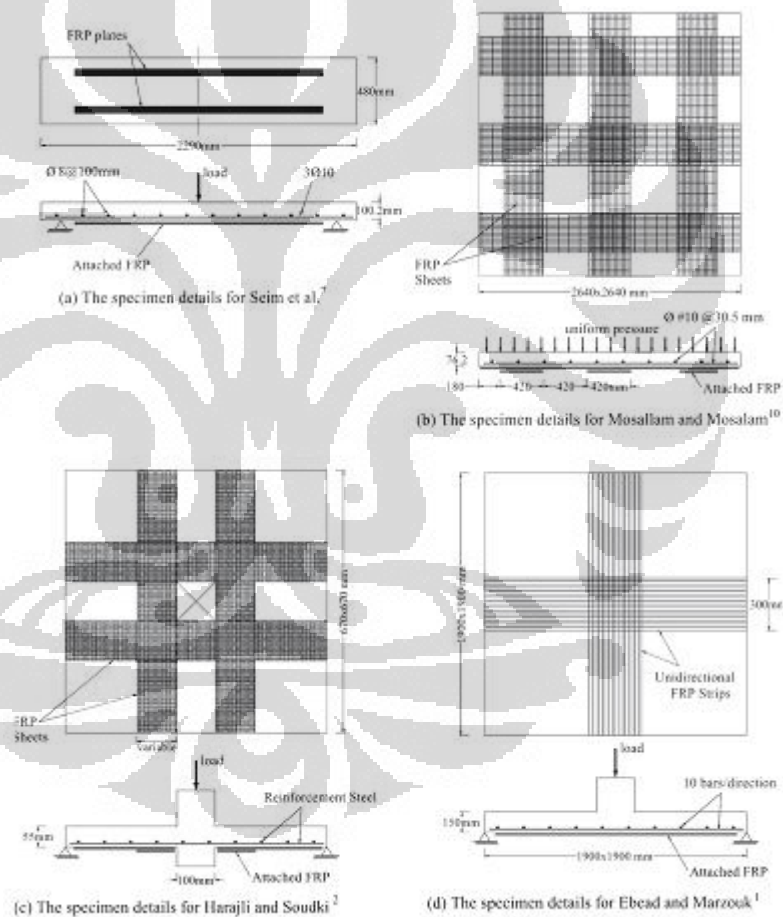


Gambar 2.23 Konfigurasi spesimen dengan perkuatan yang diuji pada studi Ebead, et al

Pada analisa *finite element*, model *incremental elastic-plastic* beton diimplementasikan. Pada saat beban *compression* bekerja, model betonny 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 2.24 Konfigurasi spesimen yang diujikan El sayed, et al

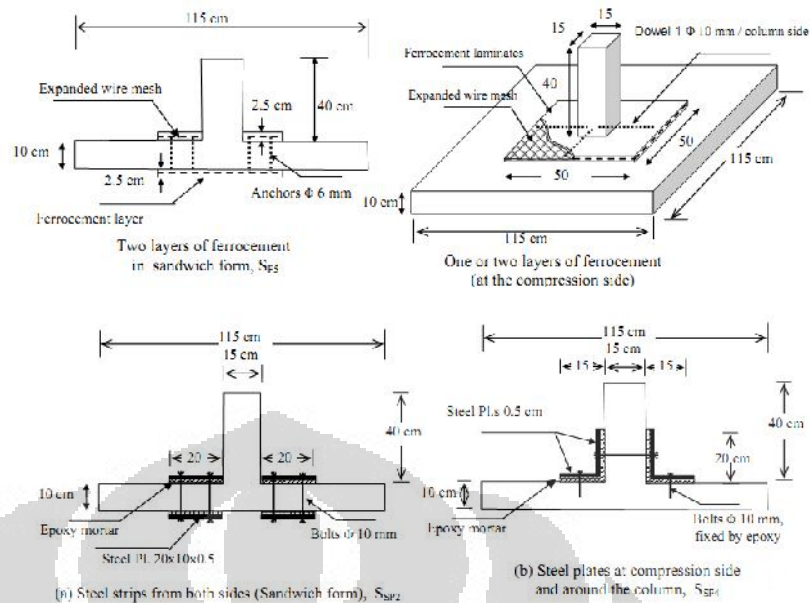
Model yang diusulkan pada analisa *finite element* bisa memperlihatkan fenomena *debonding* dan memprediksi kemungkinan model kegagalan yang mendekati dengan

*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.

- 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*.



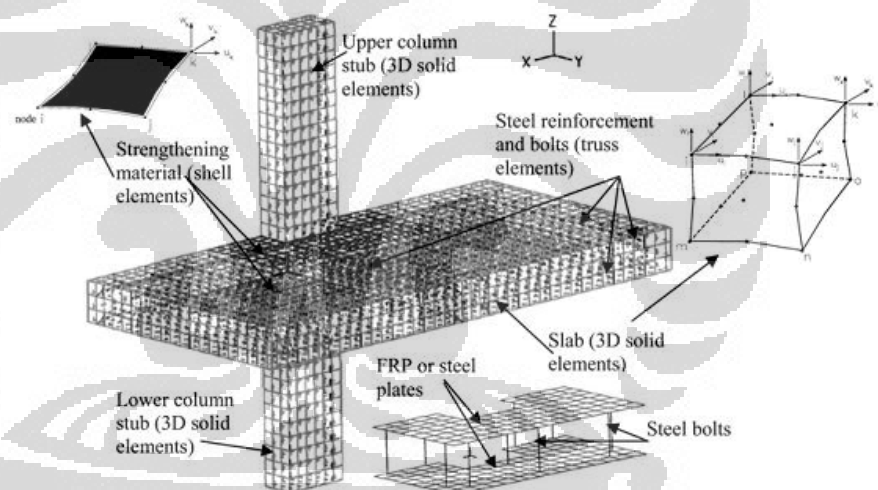
Gambar 2.25 Spesimen yang diuji pada studi Kamal, et al

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 2.26 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.

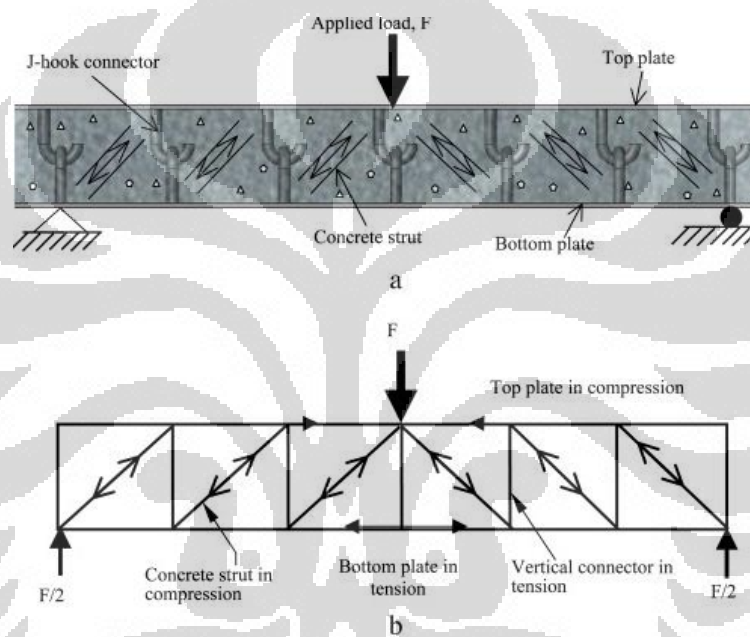
Prediksi dari *ultimate load capacity* sangat akurat. Hal ini menunjukkan bahwa model *finite element* dapat digunakan secara akurat dalam menentukan *load capacity* pada hubungan *slab* – kolom yang diperkuat dengan menggunakan teknik yang dijelaskan sebelumnya. Model kegagalan pada sebagian besar koneksi 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*.

### 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 2.27.



Gambar 2.27 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 :

$$P_R = 0,8 \cdot f_{ult} \left( \frac{f \cdot d^2}{4} \right) \quad (2.29)$$

$$P_R = 0,29 \cdot f \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \quad (2.30)$$

dimana  $d$  = diameter *stud shank*

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

$f_c'$  = Kekuatan tekan karakteristik dari silinder beton

$E_c$  = Modulus Elastisitas beton

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

$$= 0,1 \text{ untuk } \frac{h_s}{d} > 4$$

$h_s$  = tinggi keseluruhan dari *stud*

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

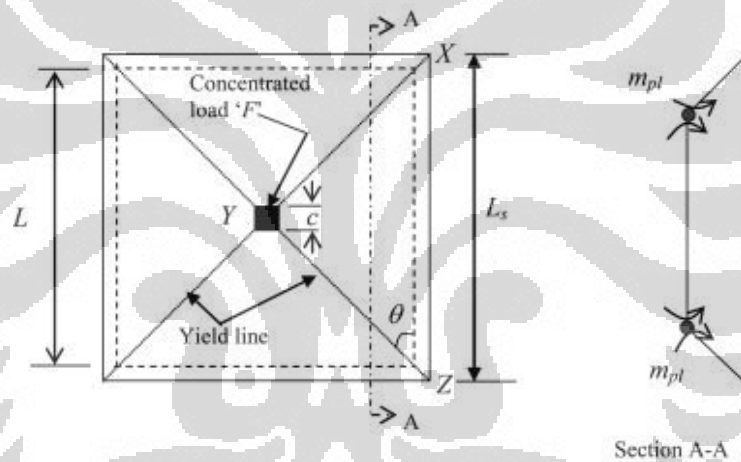


2. *Load Carrying Capacity* dari *SCS sandwich system* (K.M.A.Sohel & J.Y.Richard Liew, 2011)

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 2.28 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 2.28 Formasi mekanisme *yield line* pada *scs sandwich system* yang diberi beban terpusat

$$F_P = 8.m_{pl} \cdot \left( \frac{L_s}{L-c} - 0,172 \right) \quad (2.31)$$

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

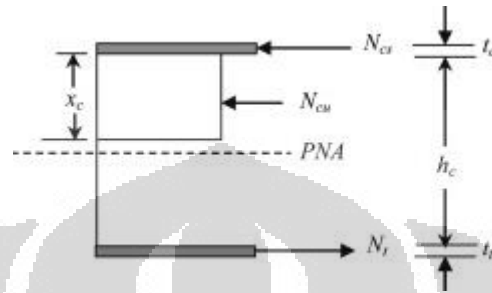
$c$  = panjang sisi pada daerah yang diberi beban

$L_s$  = 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 *yield 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 2.29 Distribusi gaya dalam penampang pada tahap fully stage

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

$$N_{cu} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_c \quad (2.32)$$

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.

$$N_{cs} + N_{cu} = N_t \quad (2.33)$$

dimana  $N_{cs} = \gamma_y \cdot b \cdot t_c$

$N_t = \gamma_y \cdot b \cdot t_t$

$N_{cu}$  diambil dari persamaan (2.32)

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

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

$\gamma_c$  = *Safety factor* pada beton

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

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

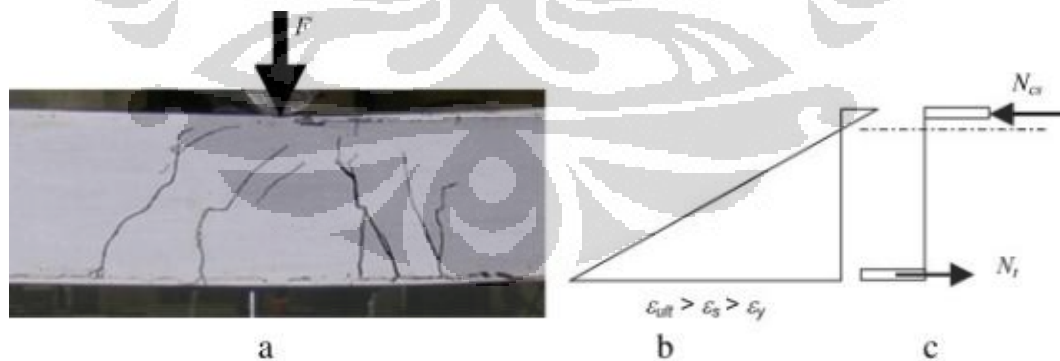
$t_c$  = tebal pelat baja pada sisi *tension*

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

$$M_{pl} = \uparrow_y . b . t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} . b . x_c \left( 0,5 x_c + \frac{t_c}{2} \right) \quad (2.34)$$

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 duktail. *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 (2.33) dan persamaan (2.34)



Gambar 2.30 Retak pada SCS sandwich slab saat kegagalan

$$M_{ult} = \uparrow_y . b . t . (h_c + t) \quad (2.35)$$

Persamaan (2.35) 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 (2.33) menjadi

$$N_{cs} + \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} \cdot b \cdot x_c = N_t \quad (2.36)$$

atau

$$x_c = 1,176 x_c \cdot \frac{N_t - N_{cs}}{f_c' b} \quad (2.37)$$

Ketika jumlah *shear connector* tereduksi, *moment resistance* pada struktur *partially composite* juga direduksi. Dengan mengambil

Momen pada pusat *compression* pelat baja, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan sebagai berikut :

$$M_{pl} = N_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5 x_c + \frac{t_c}{2} \right) \quad (2.38)$$

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 (2.38) bisa disederhanakan menjadi

$$M_{pl} = n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \quad (2.39)$$

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 2.26*, 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  $n/8$ . Oleh karena itu, *tensile* dan *compressive force* pada permukaan pelat baja sepanjang *yield line* “XY” adalah

$$N_t = \frac{1}{8} n_p \cdot P_R \quad (2.40)$$

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

$$M_{pl} = \frac{1}{8} n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \quad (2.41)$$

dan momen per unit lebar sepanjang *yield line* adalah

$$m_{pl} = \frac{M_{pl}}{l} \quad (2.42)$$

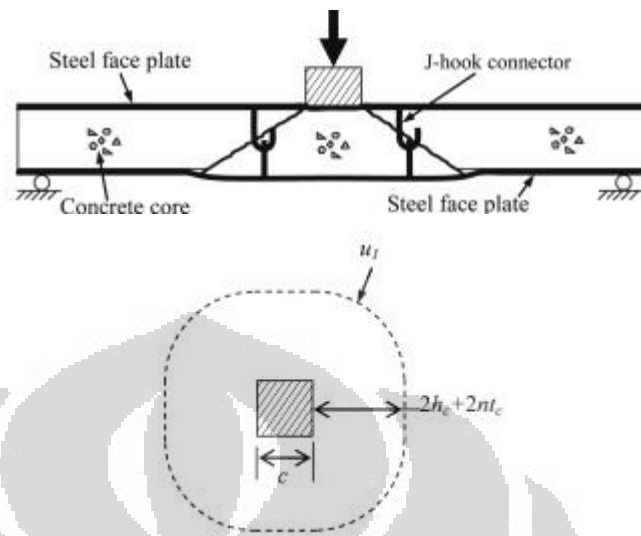
$$\text{dimana } l = \frac{L_s}{2 \cdot \cos \theta}$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.42) ke persamaan (2.31), *load carrying capacity* struktur *SCS slab* bisa ditentukan.

b. *Punching shear resistance*

*Gambar 2.31* mengilustrasikan pola kegagalan pada *SCS sandwich slab* yang disebabkan *punching load* dari atas. *Punching shear resistance* beton yang dikelilinginya 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 2.31* bisa dihitung dengan :



*Gambar 2.31 Punching shear pada SCS sandwich slab*

$$u_1 = 4c + 2f(2h_c + 2nt_c) \quad (2.43)$$

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

$E_s = \text{Modulus Elastisitas Baja}$

$E_c = \text{Modulus Elastisitas Beton}$

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

$$V_{pun} = V_c + V_s \quad (2.44)$$

dimana  $V_c = \text{shear resistance}$  beton didapat dari *Eurocode 2*

$$= \left[ C_c \cdot k_c \cdot \gamma_1 \cdot (100 \cdot \dots \cdot f_c')^{\frac{1}{3}} \right] b \cdot h_c$$

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

$\gamma_c = \text{Safety factor}$  pada beton

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

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

$h_c$  = ketebalan beton

$$\gamma_c = 0,4 + \frac{0,6 \dots}{2200} \leq 1,0$$

= 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 plate* (tanpa balok eksterior) tanpa perkuatan dan sistem *flat plate* (tanpa balok eksterior) dengan perkuatan dua lapis pelat baja di daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat plate 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 :

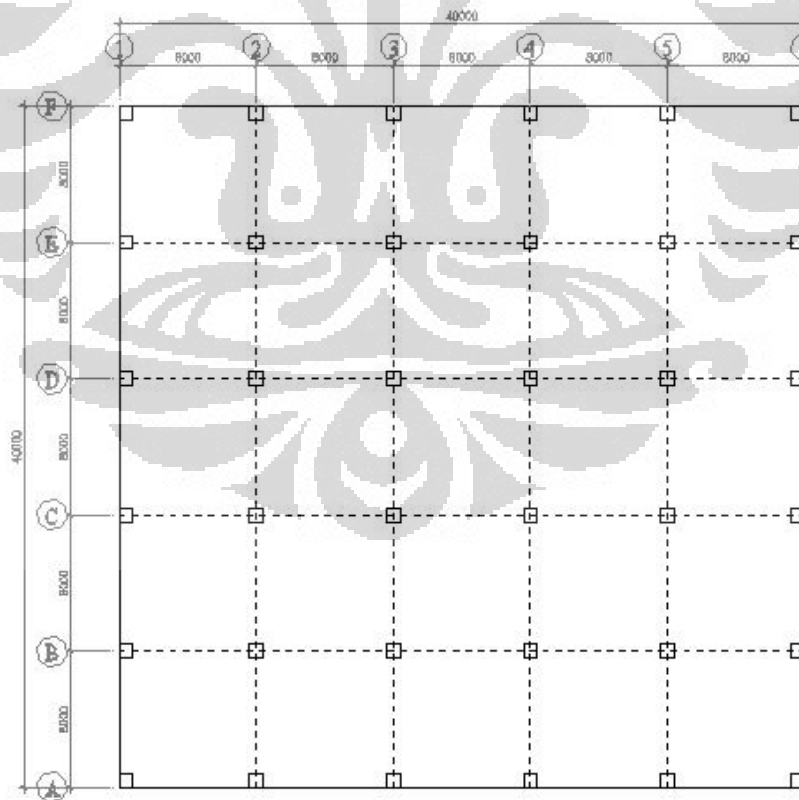
- a. Spesifikasi teknis bangunan tingkat rendah dengan sistem *flat plate* tanpa balok eksterior dan tanpa perkuatan
  - Tinggi antar lantai : 3 meter
  - Beton K – 400 dengan properti :
    - . Kekuatan tekan ( $f'c$ ) =  $0.83 \times 400 \text{ kg/cm}^2$   
=  $332 \text{ kg/cm}^2 = 33.2 \approx 35 \text{ Mpa}$



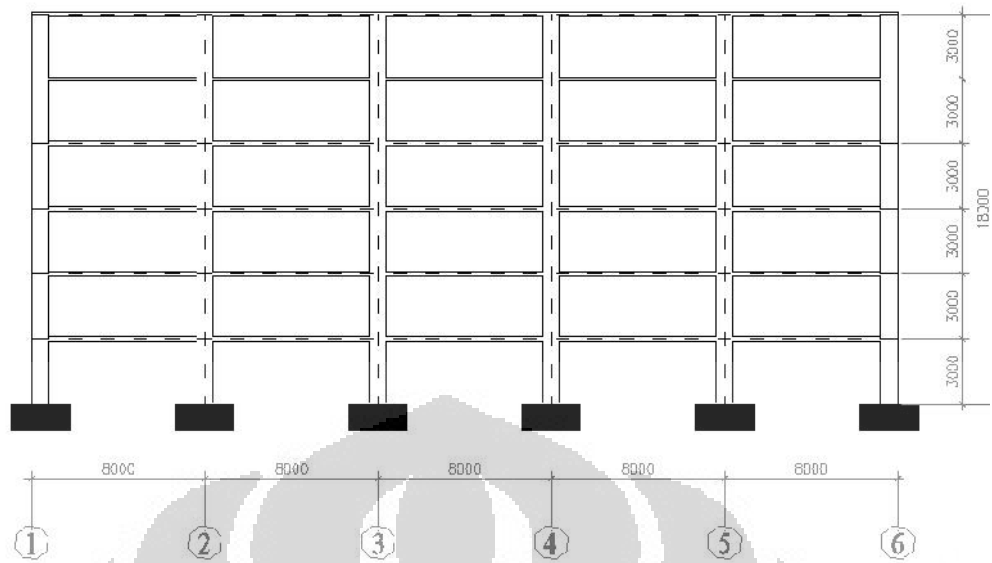
- Modulus elastisitas ( $E_c$ ) =  $4700\sqrt{f'c} = 27806$  Mpa
  - Berat Jenis beton =  $2400$  kg/m<sup>3</sup>
  - Baja tulangan yang digunakan baja ulir dengan properti :
    - Tegangan Leleh =  $400$  Mpa
    - Modulus elastisitas =  $200000$  Mpa
- b. Spesifikasi teknis bangunan tingkat rendah dengan sistem *flat plate* tanpa balok eksterior dengan perkuatan dua lapis pelat baja di daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat plate steel – concrete – steel*.
- Tinggi antar lantai :  $3$  meter
  - Beton K – 400 dengan properti :
    - Kekuatan tekan ( $f'c$ ) =  $0.83 \times 400$  kg/cm<sup>2</sup>  
=  $332$  kg/cm<sup>2</sup> =  $33.2 \approx 35$  Mpa
    - Modulus elastisitas ( $E_c$ ) =  $4700\sqrt{f'c} = 27806$  Mpa
    - Berat Jenis beton =  $2400$  kg/m<sup>3</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*) :
      - diameter baut ( $d_b$ ) =  $10$  mm
      - Tegangan leleh ( $\sigma_y$ ) =  $353$  Mpa
      - Tegangan ultimate ( $\sigma_{ult}$ ) =  $400$  Mpa
      - Tensile capacity shear connector* ( $F_t$ ) =  $22$  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 plate steel – concrete – steel* sesuai dengan deskripsi bangunan tipe 2. 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 plate* – kolom eksterior maupun hubungan *flat plate* – kolom interior) tetap yaitu 8 meter.
  1. Bentang total bangunan adalah  $40 \times 40 \text{ m}^2$  untuk bangunan dengan 6 tingkat.

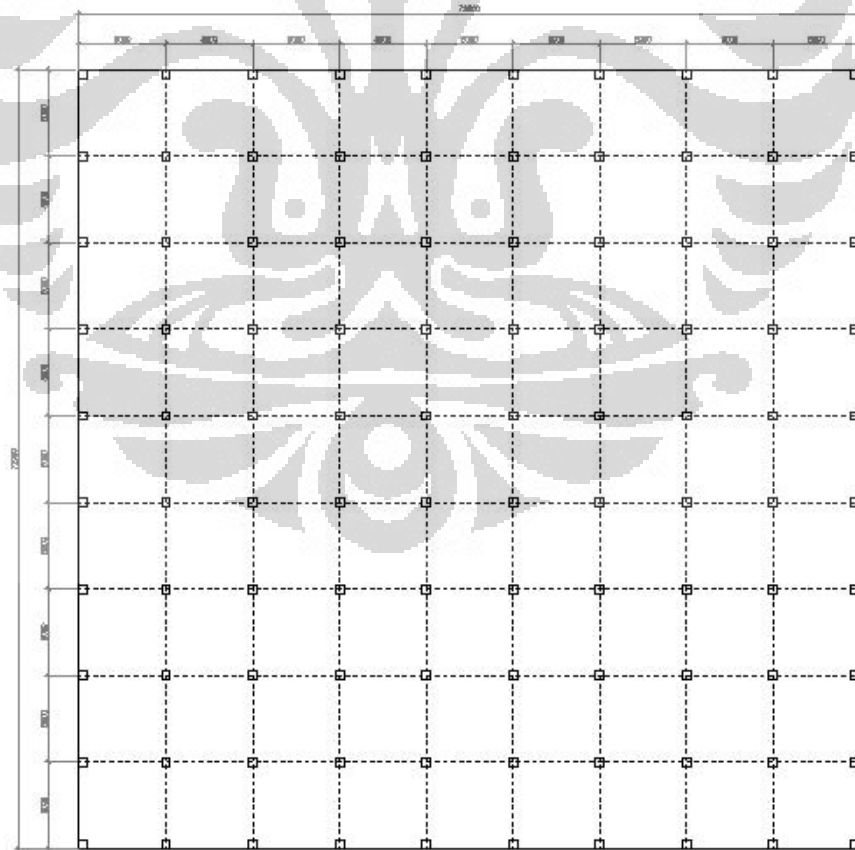


Gambar 3.1 Denah Struktur Bangunan dengan luas  $40 \times 40 \text{ m}^2$

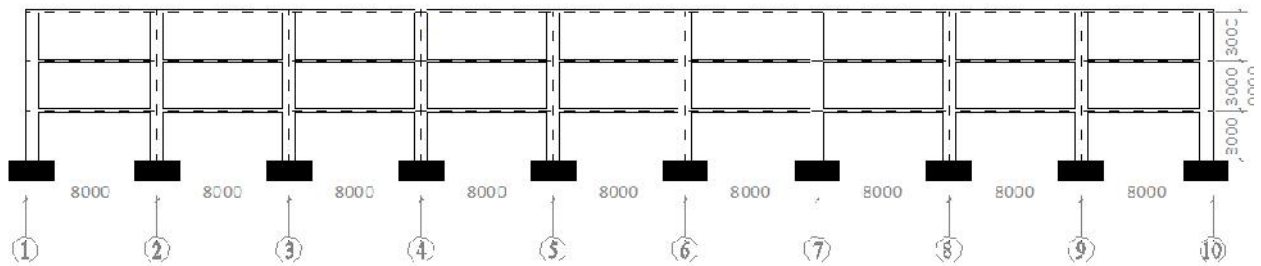


Gambar 3.2 Tampak Bangunan dengan luas  $40 \times 40 \text{ m}^2$  dan 6 tingkat

2. Bentang total bangunan adalah  $72 \times 72 \text{ m}^2$  untuk bangunan dengan 3 tingkat.



Gambar 3.3 Denah Struktur Bangunan dengan luas  $72 \times 72 \text{ m}^2$



Gambar 3.4 Tampak Bangunan dengan luas  $72 \times 72 \text{m}^2$  dan 3 tingkat

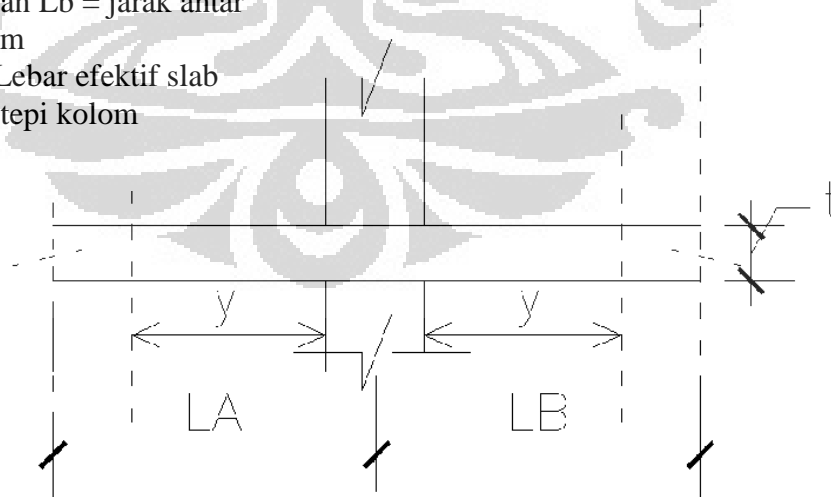
Dari hasil desain bangunan dengan variasi simulasi tersebut, akan didapat 2 buah desain bangunan sesuai dengan deskripsi spesifikasi bangunan 1 yang mampu menahan beban gravitasi dan beban lateral yang bekerja. Kedua desain bangunan tersebut akan didesain dengan perkuatan dengan dua lapis pelat baja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

- a. Simulasi dengan variasi pada lebar pemasangan dua lapis pelat baja. Pemasangan pelat baja berdasarkan lebar efektif daerah kolom.

Keterangan :

La dan Lb = jarak antar kolom

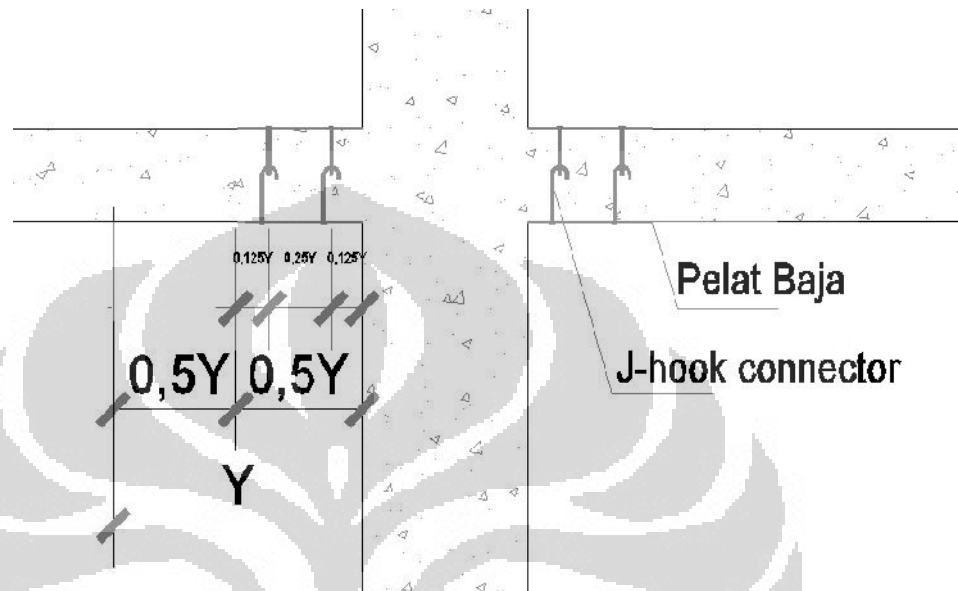
y = Lebar efektif slab dari tepi kolom



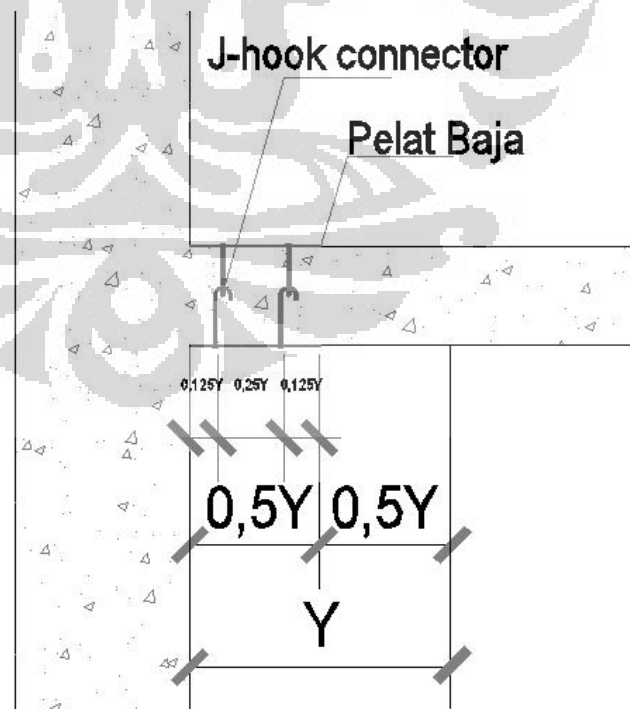
Gambar 3.5 Lebar efektif jalur kolom

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

interior dimana jarak antar baut baja  $\frac{1}{4} y$  y sedangkan untuk hubungan *slab* – kolom eksterior lebar pemasangannya sama yaitu sejarak  $\frac{1}{2} y$  (diukur dari tepi kolom) untuk hubungan *slab* – kolom eksterior.

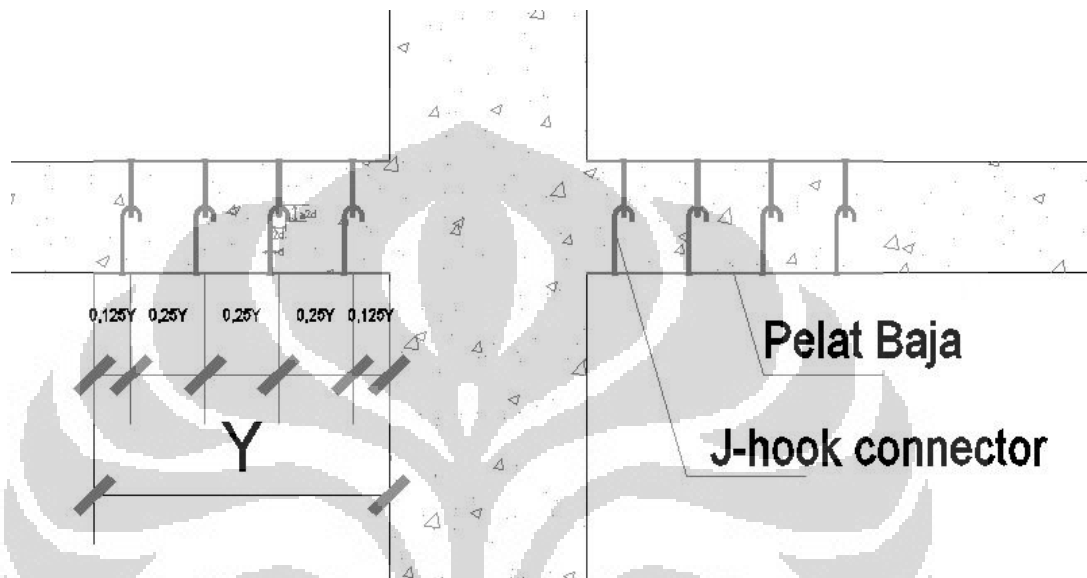


Gambar 3.6 lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan *slab* – kolom interior

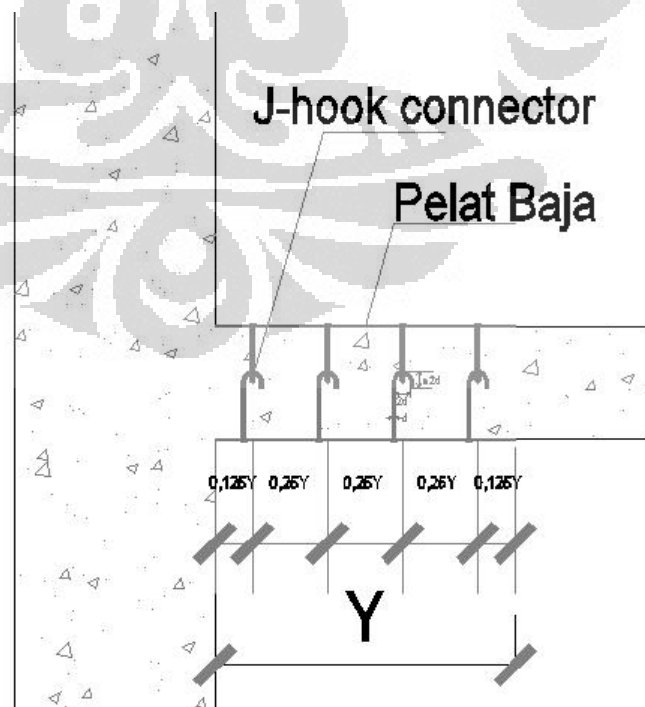


Gambar 3.7 lebar pemasangan variasi 1 untuk hubungan *slab* – kolom eksterior

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 sama yaitu 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 empa 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 arah x dan y.

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

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

### 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) :

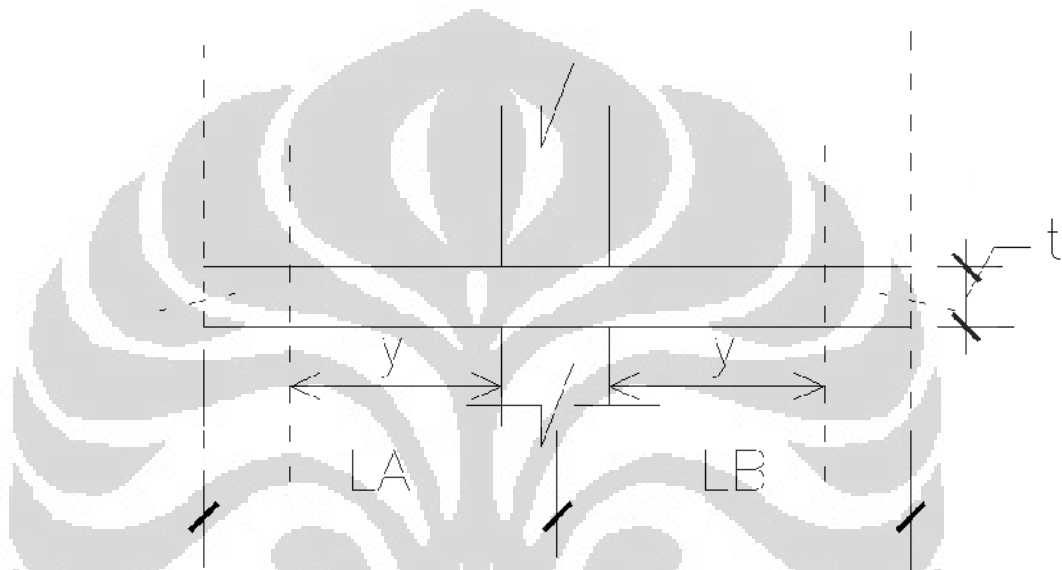
$$h_{\text{panel luar}} = \frac{\ell_n}{30} = \frac{8000}{30} = 266,67 \text{ mm}$$

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

maka tebal pelat yang digunakan untuk struktur tersebut baik untuk panel luar maupun panel dalam = 270 mm.

### 3.4.2 LEBAR EFEKTIF

Lebar efektif diambil dari jalur kolom yaitu  $\frac{1}{2}$  dari jarak antar kolom sesuai persyaratan menggunakan metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*) menurut SNI 03-2847-2002, yang dapat dilihat pada *Gambar 3.11*. Lebar pemasangan 2 lapis pelat baja akan diberikan berdasarkan lebar efektif daerah kolom dengan 2 variasi berbeda seperti yang telah dijelaskan pada sub-bab sebelumnya.



*Gambar 3.11 Detail lebar efektif jalur kolom*

Keterangan *Gambar 3.11*,

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

$y$  = jarak lebar efektif dari tepi kolom

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

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 270 mm, maka :

$$\text{Lebar efektif} = L_A/2 = 8000/2 = 4000 \text{ mm}$$

$$y = \frac{1}{2} \text{ lebar efektif} - \frac{1}{2} \text{ dimensi kolom (asumsi kolom 70/70)}$$

$$= \frac{1}{2} \times 4000 - \frac{1}{2} \times 70$$

$$= 1965 \text{ mm}$$

### 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

$$\text{Pelat} = 8 \times 8 \times 0,27 \times 2400 = 41472 \text{ kg}$$

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

##### b. Lantai 1-5

$$\text{Pelat} = 8 \times 8 \times 0,27 \times 2400 \times 5 = 207360 \text{ kg}$$

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

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

$$\text{Beban mati total} = 272352 \text{ kg}$$

#### Beban Hidup

$$\text{a. Beban Hidup lantai atap} = 8 \times 8 \times 100 = 6400 \text{ kg}$$

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

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.

Beban hidup lantai 1 – 5 setelah direduksi menjadi =  $134400 \times 0,9 = 120960 \text{ kg}$ .

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.

$$P = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 \cdot 272352 + 1,6 \cdot 120960 = 520358,4 \text{ kg}$$

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

$$A = \frac{P}{0,30 \cdot f_c'} = \frac{520358,4}{0,30 \cdot 350} = 4955,79 \text{ cm}^2$$

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

$$b = h = \sqrt{4955,79} = 70,39 \text{ cm}$$

maka dimensi kolom yang digunakan adalah kolom 70/70 cm

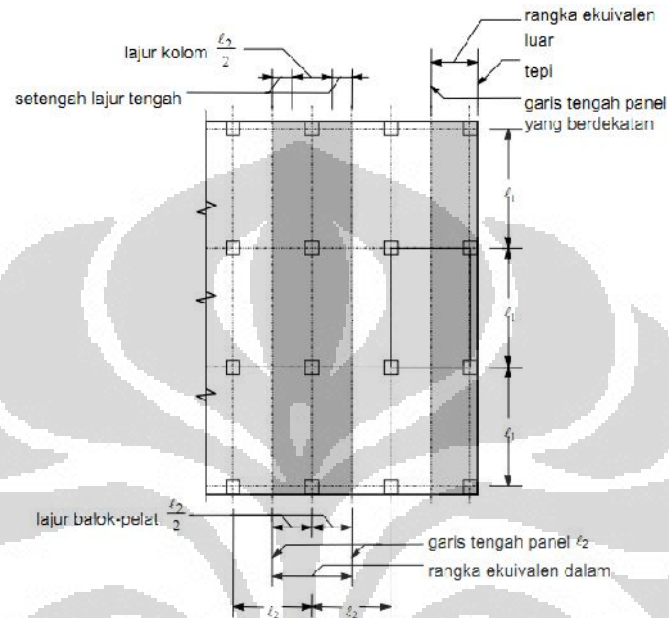
#### 3.4.4 ANALISA STRUKTUR *FLAT PLATE*

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

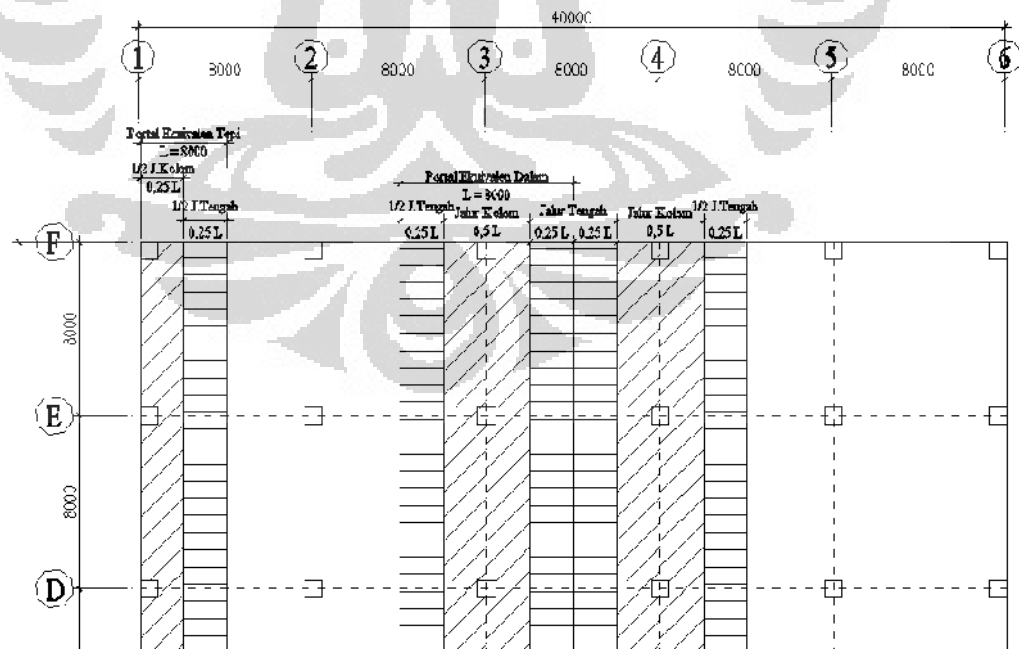
1. Struktur harus dianggap terdiri dari portal – portal ekuivalen pada garis – garis kolom yang diambil dalam arah longitudinal dan arah transversal bangunan.
2. Masing – masing portal terdiri dari sebaris kolom atau tumpuan dan lajur pelat-balok, dibatasi dalam arah lateral oleh garis tengah panel pada masing – masing sisi dari sumbu kolom atau tumpuan seperti terlihat pada *Gambar 3.12*.
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 plate* (tanpa balok eksterior) tanpa perkuatan menggunakan standar SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002. Sedangkan untuk bangunan dengan perkuatan dua lapis pelat baja di daerah sekitar kolom sehingga menjadi struktur *composite flat plate 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.

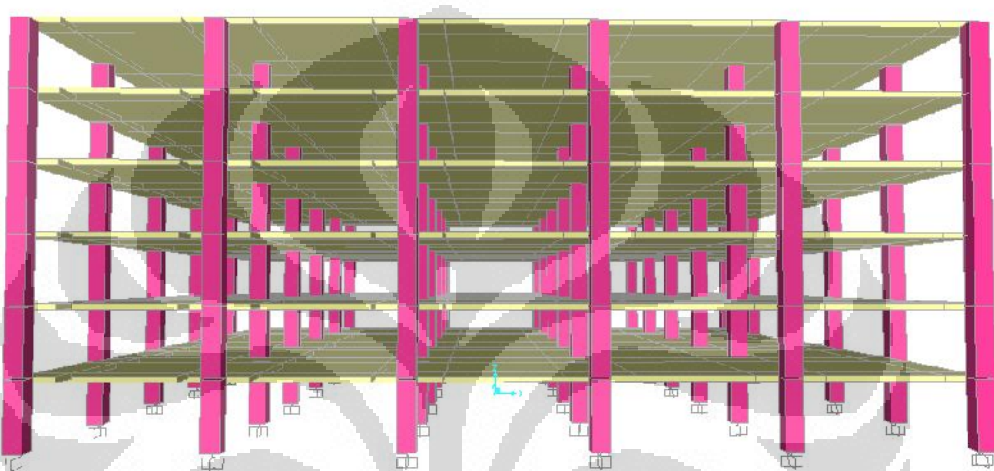
### 3.6 MODELISASI STRUKTUR 3 DIMENSI

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

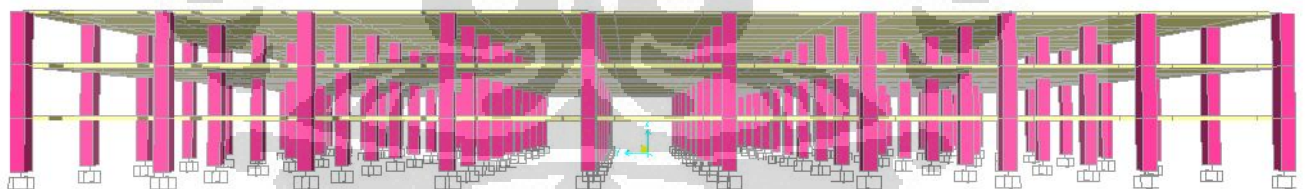
- a. Model analisa adalah analisa tiga dimensi (3D) pada tahap desain tulangan maupun tahap evaluasi kinerja struktur.
- b. Tumpuan bagian bawah adalah jepit
- c. Kolom dimodelkan sebagai frame sedangkan pelat dimodelkan sebagai shell. Material perkuatan pelat baja dan shear connector dimodelkan sebagai shell – layered/non-linear yang tersedia pada software SAP2000.

Shell adalah formulasi element 3 – 4 nodal yang mengkombinasikan perilaku membran dan pelat lentur.

- d. Joint pada pelat diberi joint constraint tipe diaphragma. Tiap tingkat diberikan constraint diaphragma yang berbeda.
- e. Analisa evaluasi kinerja struktur yang digunakan adalah analisa statik non-linear pushover.



Gambar 3.14 Modelisasi struktur 1



Gambar 3.15 Modelisasi struktur 2

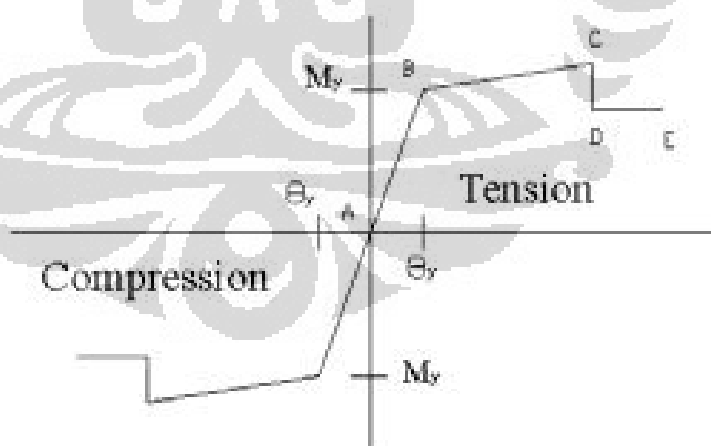
### 3.7 PROSEDUR EVALUASI KINERJA STRUKTUR (ANALISIS STATIK NON-LINIER)

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 di dapatkan 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 perkuatan dan variasi gedung dengan perkuatan.

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 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.



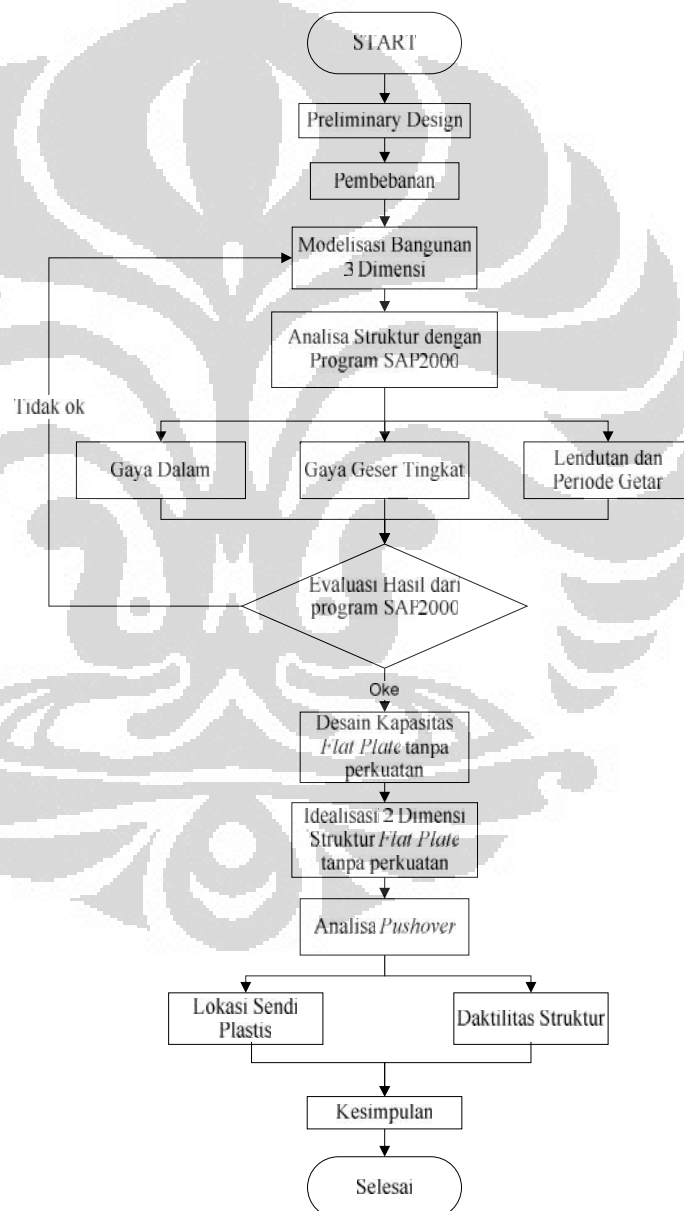
Gambar 3.16 Properti sendi *default-M3* dan *default-PMM*

Analisa *Pushover* dilakukan dengan program *SAP2000 V.14*. Metode analisa beban dorong yang digunakan adalah *Displacement Controlled*

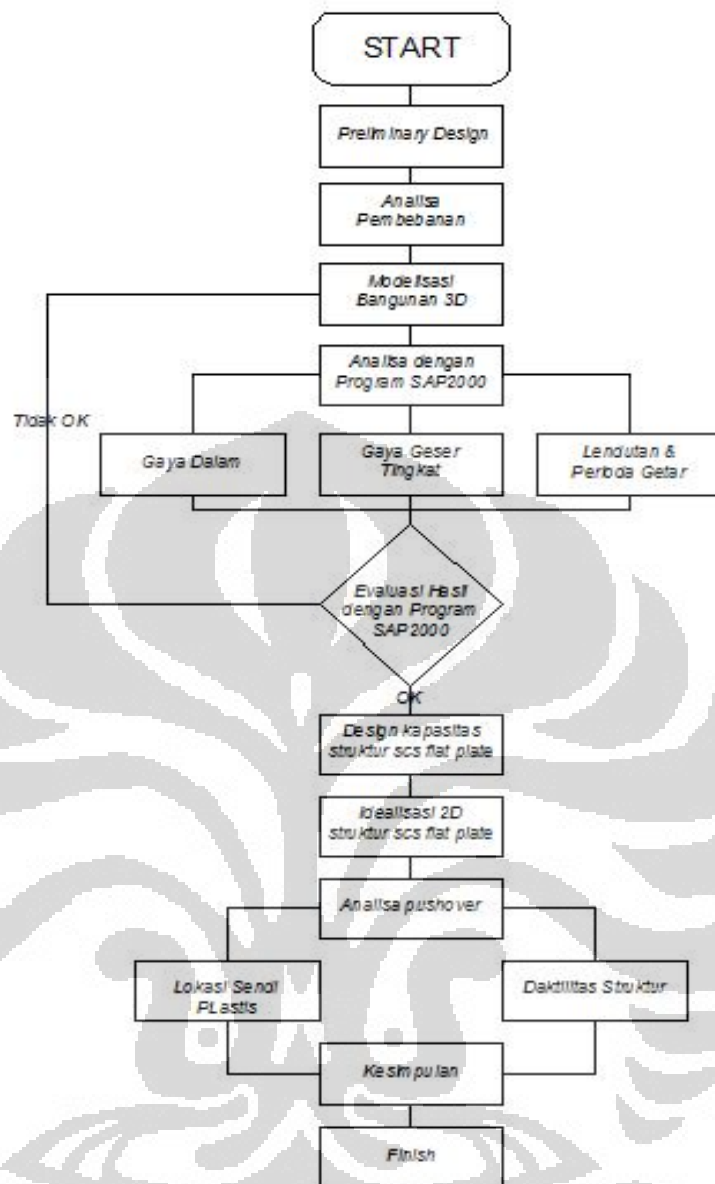
*Analysis* yaitu beban dorong statik lateral diberikan pada pusat massa sampai dicapai *target displacement* tertentu. *Target displacement* yang diambil pada studi ini adalah 5% sampai dengan 10% dari tinggi total bangunan. Efek nonlinier dari geometri struktur diberikan dengan memperhatikan efek P- $\Delta$ .

### 3.8 DIAGRAM ALIR METODOLOGI

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



Gambar 3.17 Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur flat plate tanpa pendetilan khusus



Gambar 3.18 Diagram alir metodologi penelitian untuk struktur flat plate dengan pendetilan khusus

## BAB 4

### ANALISA DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 ANALISA GEDUNG *FLAT PLATE* TANPA PENDETAILAN KHUSUS

##### 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 dengan 3 tingkat (selanjutnya disebut PB-NFP3lt) maupun gedung parkir dengan 6 tingkat (selanjutnya disebut PB-NFP6lt), masing – masing memiliki tinggi 9 meter dan 18 meter seperti ditunjukkan pada gambar 3.2 dan gambar 3.4.
- ⇒ Denah struktur gedung adalah persegi tanpa tonjolan, baik gedung PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt, dimana masing – masing memiliki luas gedung  $72 \times 72 \text{ m}^2$  dan  $40 \times 40 \text{ m}^2$  seperti ditunjukkan gambar 3.1 dan gambar 3.3.
- ⇒ Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut, baik gedung PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt seperti ditunjukkan gambar 3.1 dan gambar 3.3.

- ⇒ Sistem struktur tidak menunjukkan loncatan bidang muka, baik gedung PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt seperti ditunjukkan gambar 3.2 dan gambar 3.4.
- ⇒ Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak, baik gedung PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt seperti ditunjukkan gambar 3.1 dan gambar 3.3.
- ⇒ Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, baik gedung PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt seperti ditunjukkan gambar 3.1 dan gambar 3.3.
- ⇒ Sistem struktur gedung memiliki unsur – unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral menerus tanpa perpindahan titik beratnya, baik gedung PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt seperti ditunjukkan gambar 3.2 dan 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 PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt seperti ditunjukkan gambar 3.1 dan gambar 3.3.

- **Massa, Titik Pusat Massa, Titik Pusat Kekakuan dan Eksentrisitas**

Massa gedung tiap–tiap lantai diperhitungkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$M = \frac{W_t}{g} \quad (4.1)$$

dimana  $M$  = Massa lantai (kg s<sup>2</sup> / m)

$W_t$  = Berat total struktur (kg)

$g$  = Percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>)

dengan menggunakan persamaan 4.1, 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-NFP3lt (kg-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	484146	484146	36	36	36	36
STORY2	484146	484146	36	36	36	36
STORY3	404880	404880	36	36	36	36

Tabel 4.2 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFP6lt(kg-m) K80x80cm2

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	157635	157635	20	20	20	20
STORY2	157635	157635	20	20	20	20
STORY3	157635	157635	20	20	20	20
STORY4	157635	157635	20	20	20	20
STORY5	157635	157635	20	20	20	20
STORY6	133170	133170	20	20	20	20

Tabel 4.3 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-NFP6lt(kg-m) K90x90cm2

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	162215	162215	20	20	20	20
STORY2	162215	162215	20	20	20	20
STORY3	162215	162215	20	20	20	20
STORY4	162215	162215	20	20	20	20
STORY5	162215	162215	20	20	20	20
STORY6	137751	137751	20	20	20	20

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 :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad (4.2)$$

$$e_d = e - 0,05 b \quad (4.3)$$

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 4.4 dan 4.5 :

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad (4.4)$$

$$e_d = 1,17e - 0,1 b \quad (4.5)$$

Tabel 4.4 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-NFP3lt

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 PB-NFP3lt

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

Tabel 4.6 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-NFP6lt K80x80 dan K90x90 cm2

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 4.7 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-NFP6lt K80x80 dan K90x90 cm2

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 4.4 dan tabel 4.5 terlihat bahwa untuk eksentrisitas rencana gedung PB-NFP3lt, baik dalam arah-x maupun arah-y seluruh nilai eksentrisitas yang terbesar ditentukan oleh persamaan (4.2). Dengan demikian maka nilai yang digunakan sebagai eksentrisitas desain adalah

nilai  $XCM_I$  dan  $YCM_I$ . Sedangkan untuk eksentrisitas rencana gedung PB-NFP6lt, baik dalam arah- $x$  maupun arah- $y$  seluruh nilai eksentrisitas yang terbesar ditentukan oleh persamaan (4.2). Dengan demikian maka nilai yang digunakan sebagai eksentrisitas desain adalah nilai  $XCM_I$  dan  $YCM_I$ .

- **Gaya Geser Tingkat**

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

$$V_I = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t \quad (4.8)$$

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 plate* 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 4.8 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-NFP3lt (kg-m)

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat		$\frac{w_{ixhi}}{w_{ixhi}}$	Fi x-y	Vi
		Lantai wi (kgf)	wixhi			
STORY3	9	3,971,869	35,746,822	0.44	840,751	840,751
STORY2	6	4,982,749	29,896,495	0.37	705,034	1,545,785
STORY1	3	4,982,749	14,948,247	0.19	352,517	1,898,302
		13,937,367	80,591,564	1.00		



Tabel 4.9 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-NFP6lt (kg-m) K80x80 cm2

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY6	18.00	1,306,400	23,515,208	0.246	312,515.29	312,515
STORY5	15.00	1,604,000	24,060,006	0.251	319,755.63	632,271
STORY4	12.00	1,604,000	19,248,005	0.201	255,804.50	888,075
STORY3	9.00	1,604,000	14,436,004	0.151	191,853.38	1,079,929
STORY2	6.00	1,604,000	9,624,003	0.101	127,902.25	1,207,831
STORY1	3.00	1,604,000	4,812,001	0.050	63,951.13	1,271,782
		9,326,403	95,695,227	1.00		

Tabel 4.10 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-NFP6lt (kg-m) K90x90 cm2

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY6	18.00	1,351,333	24,323,998	0.247	323,052.36	323,052
STORY5	15.00	1,648,933	24,733,998	0.251	328,497.66	651,550
STORY4	12.00	1,648,933	19,787,198	0.201	262,798.13	914,348
STORY3	9.00	1,648,933	14,840,399	0.151	197,098.60	1,111,447
STORY2	6.00	1,648,933	9,893,599	0.100	131,399.07	1,242,846
STORY1	3.00	1,648,933	4,946,800	0.050	65,699.53	1,308,545
		9,595,999	98,525,992	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-NFP3lt, ratio tinggi total struktur dengan ukuran denahnya sebesar  $\frac{9m}{72m} = 0,125$ . Sedangkan pada gedung PB-NFP6lt, ratio tinggi total struktur dengan ukuran denahnya sebesar  $\frac{18m}{40m} = 0,45$ .

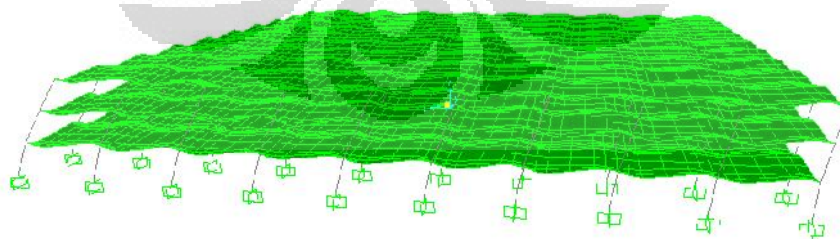
- **Perbandingan dengan Hasil Analisa Dinamik**

Untuk membandingkan hasil analisa statik ekuivalen, maka perlu dilakukan perbandingan dengan analisa dinamik. Jumlah ragam getar yang dapat diperoleh sebanyak  $6n$  ragam getar dengan  $n$  merupakan jumlah

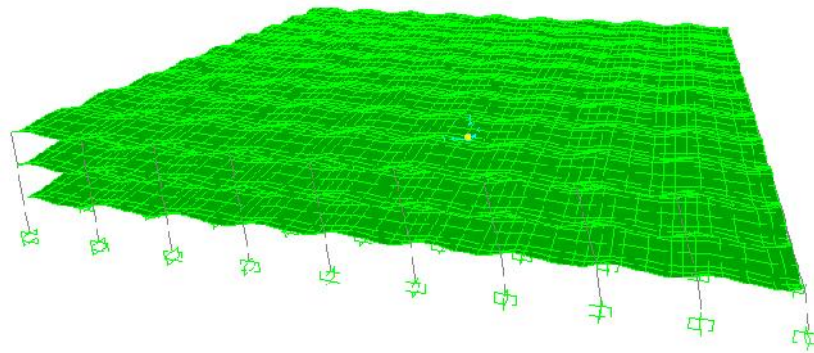
nodalnya. Sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.1 hal 29, pada dasarnya jumlah ragam yang ditinjau adalah sedemikian rupa sehingga sudah mengandung paling sedikit 90% dari energi gempa. Kombinasi respons dari semua ragam yang berperan dilakukan dengan metode *complete quadratic combination* (CQC) yaitu mengevaluasi 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 4.9 dan Tabel 4.10 berikut :

Tabel 4.11 Mass Participation Factor PB-NFP3lt

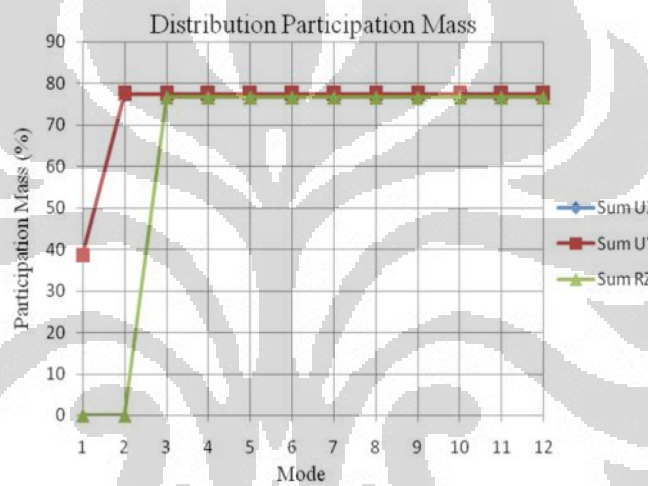
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.64549	38.700	38.700	38.700	38.700	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.6454	38.700	38.700	77.500	77.500	0.003	0.003
MODAL	Mode	3	0.62023	0.001	0.001	77.500	77.500	76.700	76.700
MODAL	Mode	4	0.2259	0.000	0.000	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	5	0.20069	0.000	0.000	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	6	0.20065	0.001	0.001	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	7	0.20062	0.000	0.000	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	8	0.20011	0.001	0.001	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	9	0.19891	0.000	0.000	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	10	0.19848	0.000	0.000	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	11	0.19847	0.000	0.000	77.500	77.500	0.000	76.700
MODAL	Mode	12	0.19846	0.000	0.000	77.500	77.500	0.000	76.700



Gambar 4.1 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFP3lt



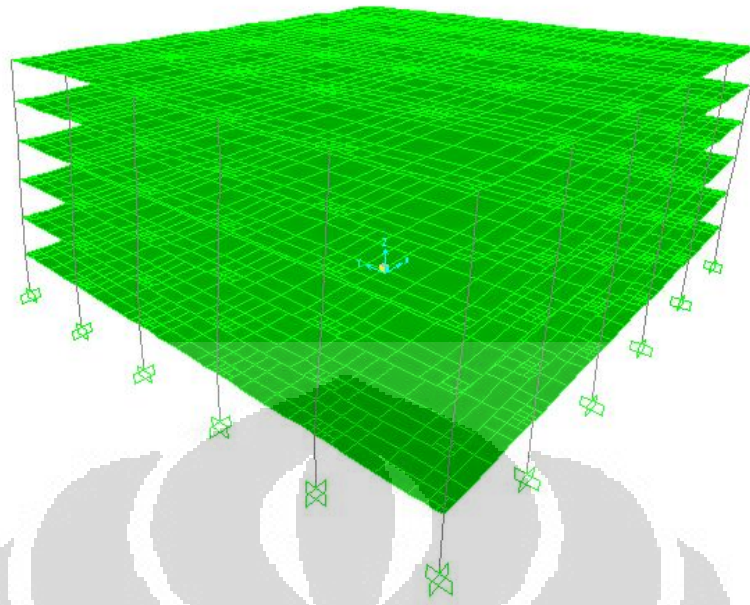
Gambar 4.2 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFP3lt



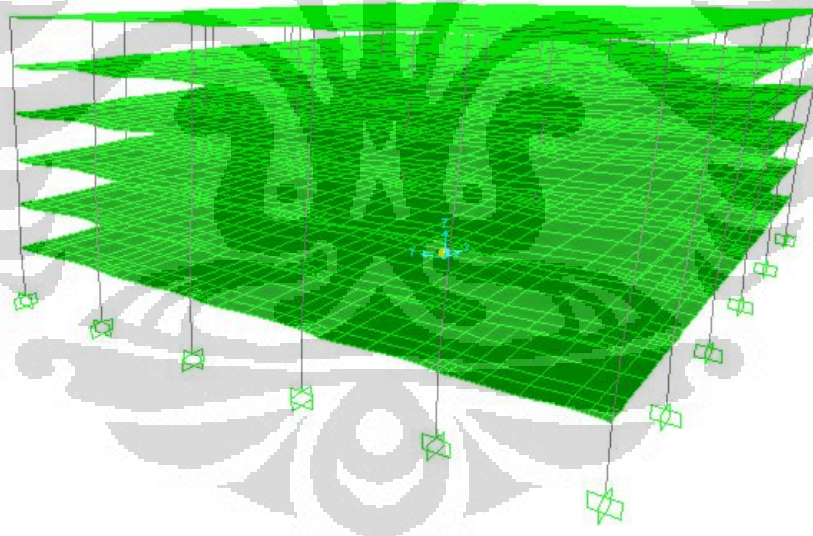
Gambar 4.3 Grafik distribusi Partisipasi Massa PB-NFP3lt

Tabel 4.12 Mass Participation Factor PB-NFP6lt K80x80 cm2

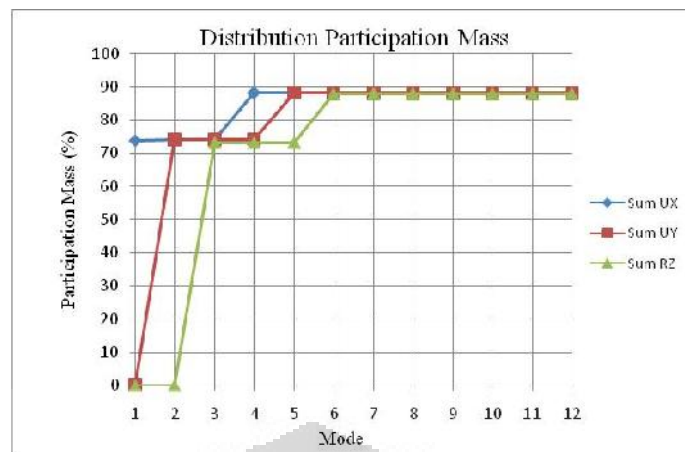
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	1.3492	73.900	0.282	73.900	0.282	0.006	0.006
MODAL	Mode	2	1.34909	0.282	73.900	74.200	74.200	0.000	0.006
MODAL	Mode	3	1.25451	0.006	0.000	74.200	74.200	73.300	73.300
MODAL	Mode	4	0.35952	13.900	0.044	88.100	74.300	0.003	73.300
MODAL	Mode	5	0.35945	0.044	13.900	88.200	88.200	0.000	73.300
MODAL	Mode	6	0.32563	0.002	0.000	88.200	88.200	14.600	87.900
MODAL	Mode	7	0.19465	0.000	0.000	88.200	88.200	0.000	87.900
MODAL	Mode	8	0.19446	0.000	0.000	88.200	88.200	0.000	87.900
MODAL	Mode	9	0.19446	0.000	0.000	88.200	88.200	0.000	87.900
MODAL	Mode	10	0.19427	0.000	0.000	88.200	88.200	0.000	87.900
MODAL	Mode	11	0.19357	0.000	0.000	88.200	88.200	0.000	87.900
MODAL	Mode	12	0.19311	0.000	0.000	88.200	88.200	0.000	87.900



*Gambar 4.4 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFP6lt K80x80 cm2*



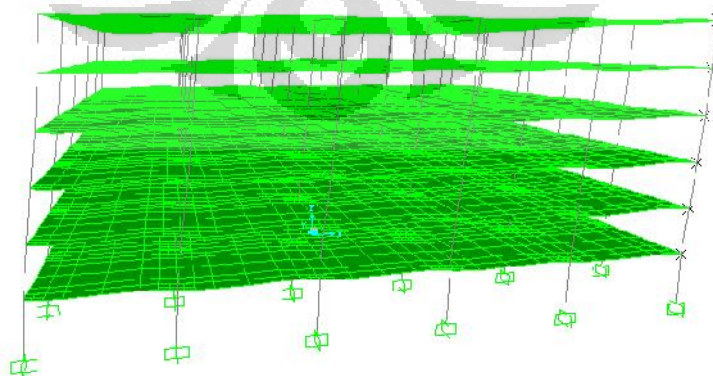
*Gambar 4.5 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFP6lt K80x80cm2*



Gambar 4.6 Grafik distribusi Partisipasi Massa PB-NFP6lt K80x80cm2

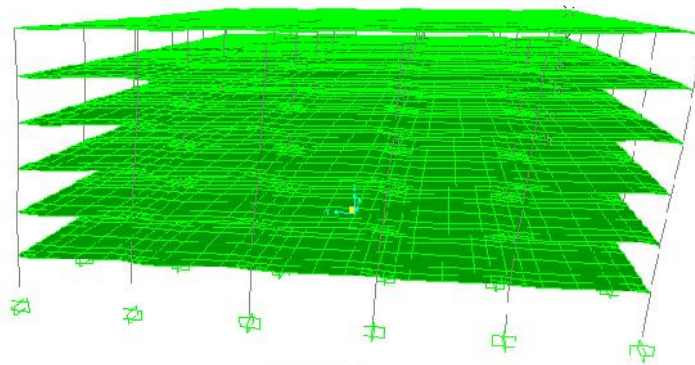
Tabel 4.13 Mass Participation Factor PB-NFP6lt K90x90 cm2

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	1.16872	0.133	73.000	0.133	73.000	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	1.16872	73.000	0.133	73.000	73.000	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	1.08049	0.000	0.000	73.000	73.000	72.000	72.000
MODAL	Mode	4	0.30207	1.071	14.000	74.000	87.000	0.000	72.000
MODAL	Mode	5	0.30207	14.000	1.071	88.000	88.000	0.000	72.000
MODAL	Mode	6	0.27222	0.000	0.000	88.000	88.000	15.000	88.000
MODAL	Mode	7	0.17244	0.000	0.000	88.000	88.000	0.000	88.000
MODAL	Mode	8	0.17227	0.000	0.000	88.000	88.000	0.000	88.000
MODAL	Mode	9	0.17227	0.000	0.000	88.000	88.000	0.000	88.000
MODAL	Mode	10	0.17208	0.000	0.000	88.000	88.000	0.000	88.000
MODAL	Mode	11	0.17104	0.000	0.000	88.000	88.000	0.000	88.000
MODAL	Mode	12	0.17059	0.000	0.000	88.000	88.000	0.000	88.000

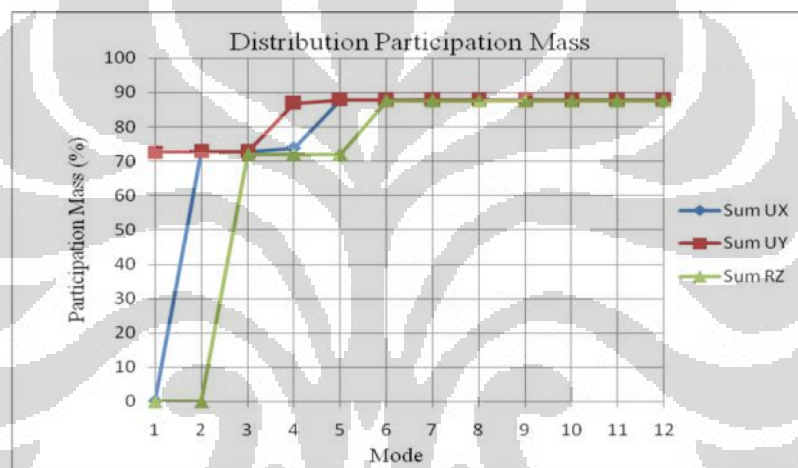


Gambar 4.7 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-NFP6lt K90x90 cm2





Gambar 4.8 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-NFP6lt K90x90cm2



Gambar 4.9 Grafik distribusi Partisipasi Massa PB-NFP6lt K90x90cm2

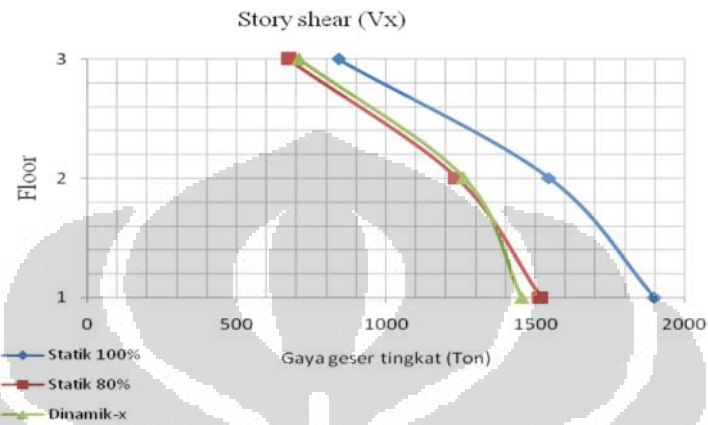
Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, dalam analisa dinamik yang dilakukan ini, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurusnya, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

Tabel 4.14 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFP3lt

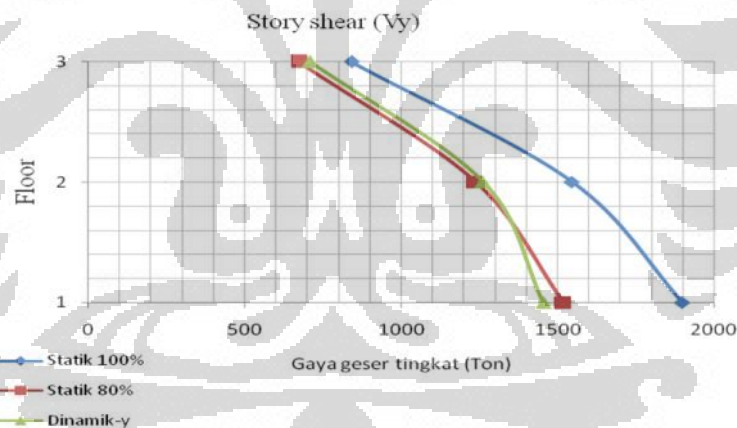
Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My
STORY3	RSX	0	708756.71	702.04	6878.26	4837457.92
STORY2	RSX	0	1261341.30	1165.25	11416.61	8608998.49
STORY1	RSX	0	1454076.79	1361.65	13340.87	9924470.75

Tabel 4.15 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFP3lt

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY3	RSY	0	702.04	708756.78	4837460.93	6879.01
STORY2	RSY	0	1165.26	1261341.43	8609003.85	11417.85
STORY1	RSY	0	1361.66	1454076.93	9924476.93	13342.32



Gambar 4.10 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFP3lt



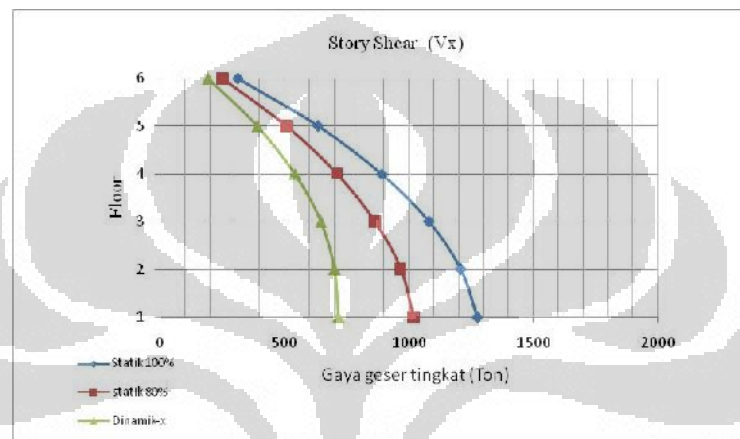
Gambar 4.11 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFP3lt

Tabel 4.16 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFP6lt K80x80cm2

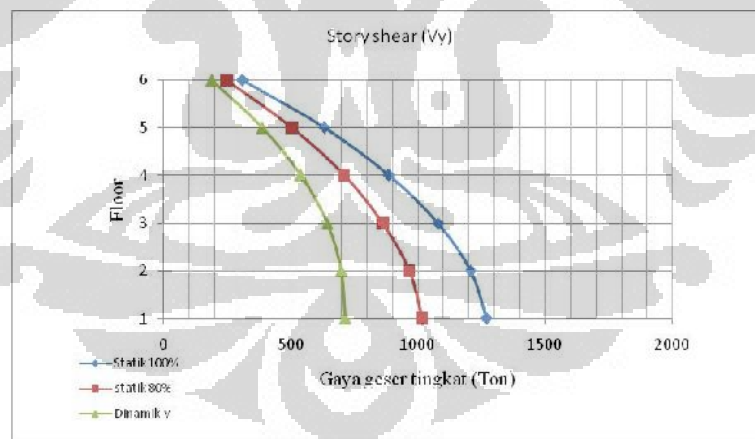
Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSX	0	191521	7.0	81.8	2,425,672
STORY5	RSX	0	388184	21.9	256.1	4,916,472
STORY4	RSX	0	540587	30.9	360.7	6,846,701
STORY3	RSX	0	644337	40.3	471.1	8,160,735
STORY2	RSX	0	700084	50.1	585.2	8,866,784
STORY1	RSX	0	716996	59.3	692.6	9,080,975

Tabel 4.17 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFP6lt K80x80cm2

Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My
STORY6	RSY	0	7.00	191549	2,426,407	81.37
STORY5	RSY	0	21.91	388241	4,917,961	254.62
STORY4	RSY	0	30.87	540666	6,848,775	358.64
STORY3	RSY	0	40.31	644432	8,163,207	468.34
STORY2	RSY	0	50.07	700186	8,869,470	581.77
STORY1	RSY	0	59.26	717101	9,083,726	688.57



Gambar 4.12 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFP6lt K80x80cm2



Gambar 4.13 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFP6lt K80x80cm2

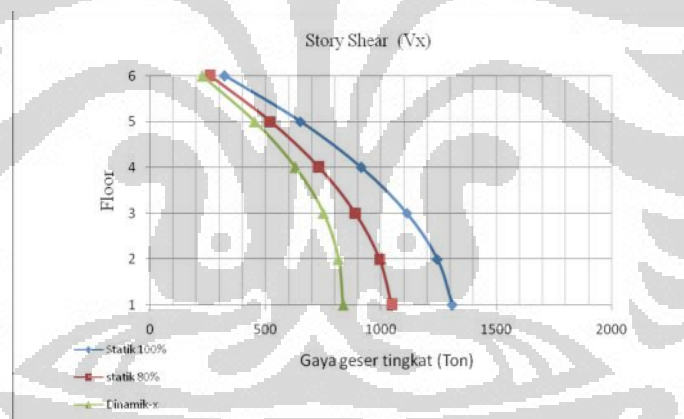


Tabel 4.18 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-NFP6lt K90x90cm2

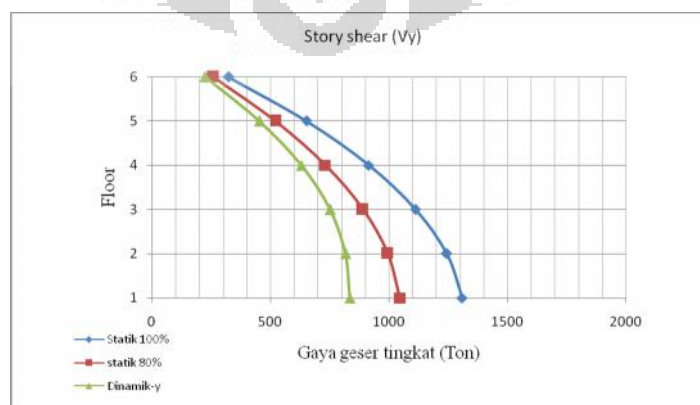
Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSX	0	224150	0.0	22.7	2,866,335
STORY5	RSX	0	452899	0.1	70.6	5,791,470
STORY4	RSX	0	630167	0.2	99.4	8,058,285
STORY3	RSX	0	750844	0.3	129.7	9,601,455
STORY2	RSX	0	815686	0.3	161.1	10,430,622
STORY1	RSX	0	835357	0.4	190.7	10,682,163

Tabel 4.19 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-NFP6lt K90x90cm2

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSY	0	0.05	224150	2,866,335	23.41
STORY5	RSY	0	0.15	452899	5,791,470	72.96
STORY4	RSY	0	0.21	630167	8,058,286	102.71
STORY3	RSY	0	0.27	750844	9,601,456	134.08
STORY2	RSY	0	0.34	815686	10,430,623	166.52
STORY1	RSY	0	0.40	835357	10,682,163	197.06



Gambar 4.14 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-NFP6lt K90x90cm2



Gambar 4.15 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-NFP6lt K90x90cm2

- **Analisa  $T_{\text{Rayleigh}}$**

Besarnya taksiran waktu getar alami ( $T_1$ ) yang dihitung sebelumnya pada subbab 4.1.1.2 menggunakan rumus empiris, maka sesuai pasal 6.2.2 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, tidak boleh menyimpang lebih dari 20% hasil  $T_{\text{Rayleigh}}$ . Rumusan  $T_{\text{Rayleigh}}$  sesuai pasal 6.2.1 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, sebagai berikut :

$$T_{\text{Rayleigh}} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \quad (4.9)$$

dimana  $w_i$  = berat total gedung, termasuk beban hidup untuk bangunan 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 4.20 Analisa  $T_{\text{Rayleigh}}$  Gedung PB-NFP3lt 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	3,971,869	840,751	26	2,634,770,483	21,654,165
STORY2	6	4,982,749	705,034	16	1,295,887,352	11,369,965
STORY1	3	4,982,749	352,517	6	162,393,585	2,012,472
					4,093,051,420	35,036,602

Tabel 4.21 Analisa  $T_{\text{Rayleigh}}$  Gedung PB-NFP3lt 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	3,971,869	840,751	26	2,634,770,483	21,654,165
STORY2	6	4,982,749	705,034	16	1,295,887,352	11,369,965
STORY1	3	4,982,749	352,517	6	162,393,585	2,012,472
					4,093,051,420	35,036,602

Pada Tabel 4.20 dan Tabel 4.21, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-NFP3lt memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{\text{Rayleigh}}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{\text{Rayleigh PB-NFP3lt}} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{4093051420}{9810 \times 350366021}} = 0,68 \text{detik}$$

Nilai  $T_{\text{Rayleigh}}$  yang diijinkan pada PB-NFP3lt = 0,68 – 20% . 0,68 = 0,53 detik. Nilai  $T_{\text{Rayleigh}} < T_{\text{empiris}} = 0,54$  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-NFP3lt dapat dihindari.

Tabel 4.22 Analisa  $T_{\text{Rayleigh}}$  Gedung PB-NFP6lt sumbu-x K90x90 cm2

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	1,351,333	323,052	74.9	7,589,364,541	24,209,978
STORY5	15	1,648,933	328,498	63.4	6,634,974,557	20,837,729
STORY4	12	1,648,933	262,798	49.8	4,085,228,485	13,080,638
STORY3	9	1,648,933	197,099	34.3	1,941,519,275	6,763,210
STORY2	6	1,648,933	131,399	18.7	575,660,824	2,455,128
STORY1	3	1,648,933	65,700	5.8	54,615,973	378,112
					20,881,363,654	67,724,794

Tabel 4.23 Analisa  $T_{\text{Rayleigh}}$  Gedung PB-NFP6lt sumbu-y K90x90cm2

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	Fi y (kgf)	di (mm)	wi . di <sup>2</sup> (kgf mm <sup>2</sup> )	Fi . di (kgf mm)
STORY6	18	1,351,333	323,052	74.9	7,589,364,541	24,209,978
STORY5	15	1,648,933	328,498	63.4	6,634,974,557	20,837,729
STORY4	12	1,648,933	262,798	49.8	4,085,228,485	13,080,638
STORY3	9	1,648,933	197,099	34.3	1,941,519,275	6,763,210
STORY2	6	1,648,933	131,399	18.7	575,660,824	2,455,128
STORY1	3	1,648,933	65,700	5.8	54,615,973	378,112
					20,881,363,654	67,724,794

Sedangkan pada Tabel 4.22 dan Tabel 4.23, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-NFP6lt memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{\text{Rayleigh}}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{\text{Rayleigh PB-NFP6lt}} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{20881363654}{9810 \times 67724794}} = 1,12 \text{ detik.}$$

Nilai  $T_{\text{Rayleigh}}$  yang diijinkan pada PB-NFP6lt =  $1,12 - 20\% \cdot 1,12 = 0.894$  detik. Nilai  $T_{\text{Rayleigh}} < T_{\text{empiris}} = 1,08$  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-NFP6lt dapat dihindari.

- **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. 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.

Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat (  $\Delta_i$  ) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus memenuhi syarat:

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

dimana  $R$  = faktor reduksi gempa

$h_i$  = tinggi tingkat yang bersangkutan.

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

$$\Delta_i < \frac{0,03}{5,5} \times 3000 \rightarrow \Delta_i < 16 \text{ mm}$$

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  $\delta_i = 60 \text{ mm}$
- $\delta_i = (\text{drift max}) \times R \times h_i$ , dengan  $R = 0,7 \times R = 0,7 \times 5,5 = 3,85$

Tabel 4.24 Kinerja batas layan ( $\delta$ ) gedung PB-NFP3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	25.8	25.8	9.6	9.6	16	OK	OK
2	6	3	16.1	16.1	10.4	10.4	16	OK	OK
1	3	3	5.7	5.7	5.7	5.7	16	OK	OK

Tabel 4.25 Kinerja batas ultimit ( $\delta$ ) gedung PB-NFP3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	9.6	9.6	37.1	37.1	60	OK	OK
2	6	3	10.4	10.4	40.1	40.1	60	OK	OK
1	3	3	5.7	5.7	22.0	22.0	60	OK	OK

Tabel 4.26 Kinerja batas layan ( $\delta$ ) gedung PB-NFP6lt K80x80cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	97.5	97.5	14.0	14.0	16	OK	OK
5	15	3	83.5	83.5	17.2	17.2	16	TDK OK	TDK OK
4	12	3	66.3	66.3	20.1	20.1	16	TDK OK	TDK OK
3	9	3	46.3	46.3	20.8	20.8	16	TDK OK	TDK OK
2	6	3	25.5	25.5	17.5	17.5	16	TDK OK	TDK OK
1	3	3	8.0	8.0	8.0	8.0	16	OK	OK

Tabel 4.27 Kinerja batas ultimit ( $\delta$ ) gedung PB-NFP6lt K80x80cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	14.0	14.0	53.7	53.7	60	OK	OK
5	15	3	17.2	17.2	66.2	66.2	60	TDK OK	TDK OK
4	12	3	20.1	20.1	77.2	77.2	60	TDK OK	TDK OK

3	9	3	20.8	20.8	79.9	79.9	60	TDK OK	TDK OK
2	6	3	17.5	17.5	67.6	67.6	60	TDK OK	TDK OK
1	3	3	8.0	8.0	30.7	30.7	60	OK	OK

Tabel 4.28 Kinerja batas layan ( $s$ ) gedung PB-NFP6lt K90x90cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	74.9	74.9	11.5	11.5	16	OK	OK
5	15	3	63.4	63.4	13.7	13.7	16	OK	OK
4	12	3	49.8	49.8	15.5	15.5	16	OK	OK
3	9	3	34.3	34.3	15.6	15.6	16	OK	OK
2	6	3	18.7	18.7	12.9	12.9	16	OK	OK
1	3	3	5.8	5.8	5.8	5.8	16	OK	OK

Tabel 4.29 Kinerja batas ultimit ( $m$ ) gedung PB-NFP6lt K90x90cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	11.5	11.5	44.3	44.3	60	OK	OK
5	15	3	13.7	13.7	52.6	52.6	60	OK	OK
4	12	3	15.5	15.5	59.5	59.5	60	OK	OK
3	9	3	15.6	15.6	59.5	59.5	60	OK	OK
2	6	3	12.9	12.9	49.8	49.8	60	OK	OK
1	3	3	5.8	5.8	22.2	22.2	60	OK	OK

#### 4.1.2 HASIL ANALISA STRUKTUR

Analisa struktur *flat plate*, baik gedung PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt, akan 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 4.30 ~ Tabel 4.31 menunjukkan gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur masing – masing portal tersebut, baik PB-NFP3lt maupun PB-NFP6lt.

Tabel 4.30 Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFP3lt (Kn m)

Lt	Direction-x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 27'	101.59	40.21	121.57
Interior Column Strip	As 25	118.15	19.09	99.52		
Middle Strip	As 26-27	29.02	6.24	15.78		

	Direction-	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	101.59	40.21	121.57
		Interior Column Strip	As D	118.15	19.09	99.52
		Middle Strip	As B-C	29.02	6.24	15.78
Lt Tipikal	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 27'	153.31	61.39	183.06
		Interior Column Strip	As 25	217.29	41.50	331.01
	Middle Strip	As 26-27	42.97	9.44	24.04	
	Direction- y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	153.31	61.39	183.06
		Interior Column Strip	As D	217.29	41.50	331.01
Middle Strip		As B-C	42.97	9.44	24.04	

Tabel 4.31 Gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur pada PB-NFP6lt

	Direction-	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 27'	86.25	27.39	99.73
		Interior Column Strip	As 25	99.88	14.02	96.39
		Middle Strip	As 26-27	24.25	5.43	13.95
Lt Atap	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	86.25	27.39	99.73
		Interior Column Strip	As D	99.88	14.02	96.39
	Middle Strip	As B-C	24.25	5.43	13.95	
	Direction- y	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	86.25	27.39	99.73
		Interior Column Strip	As D	99.88	14.02	96.39
Middle Strip		As B-C	24.25	5.43	13.95	
Lt Tipikal	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 27'	114.96	33.11	145.34
		Interior Column Strip	As 25	152.37	21.54	143.59
	Middle Strip	As 26-27	35.86	7.95	20.67	
	Direction- y	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	114.96	33.11	145.34
		Interior Column Strip	As D	152.37	21.54	143.59
Middle Strip		As B-C	35.86	7.95	20.67	

### 4.1.3 DESAIN KAPASITAS

#### 4.1.3.1 GEDUNG 3 LANTAI

- **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.

Perencanaan tulangan lentur dalam struktur ini ditinjau terhadap arah-x dan arah-y. Karena struktur bangunan merupakan struktur simetris dan teratur, maka penulangan arah-x dan arah-y adalah sama.

### ➤ Penulangan Pelat arah -x dan arah-y

#### Penulangan Jalur Kolom Interior

$$f_c' = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

#### Syarat batas

$$S_1 = 0,85 \text{ (SNI 03-2847-2002 Pasal 12.2.7.3 hal 70)}$$

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

$$v_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{210000} = 1,905 \text{ E}^{-3}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 9.12 butir (2) hal 48 mengenai tulangan susut dan suhu, rasio tulangan susut dan suhu terhadap luas bruto penampang beton untuk pelat yang menggunakan batang tulangan deform mutu 400 adalah 0,0018.

$$\dots_{\min} = 0,0018$$

$$\dots_b = 0,85 \cdot 1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \left[ \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} \right] \text{ (SNI 03-2847-2002 Pasal 10.4.3 hal 54)}$$

$$= 0,85 \cdot 1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \left[ \frac{600}{f_y + 600} \right]$$

$$= 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{35}{400} \left[ \frac{600}{400 + 600} \right]$$



$$= 0,0379$$

$$\dots_{maks} = 0,75 \cdot \dots_b = 0,0284 \text{ (SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.3 hal 70)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,45$$

$$u = \frac{As'}{As} = 0,5$$

### Lantai Atap

tebal pelat = 270 mm

selimut beton = 20 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)

digunakan tulangan pokok D19

$$\begin{aligned} d &= \text{jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik} \\ &= \text{tinggi balok} - \text{selimut beton} - \frac{\varnothing}{2} \text{ tulangan utama} \\ &= 270 - 20 - \frac{19}{2} = 240,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= \text{jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tekan} \\ &= \text{selimut beton} + \frac{\varnothing}{2} \text{ tulangan utama} \\ &= 20 + \frac{19}{2} = 29,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-25 dan As-D dengan besarnya momen ultimit :

$$M_{x-x} + M_{x-y} = 118,15 + 19,09 = 137,24 \text{ Kn.m/m} = 137240000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 137,24 \text{ Kn.m/m} = 137240000 \text{ N.mm/m}$$

$$R_n = \frac{(1-u) \cdot M_u}{w \cdot b \cdot d^2} = \frac{(1-0,5) \cdot 137240000}{0,8 \cdot 1000 \cdot 240,5^2} = 1,48$$

$$\dots_u = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 1,48}{400}} \right) = 0,0038$$

$$\dots'_u = \frac{u \cdot M_u}{w \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d} = \frac{0,5 \cdot 137240000}{0,8 \cdot 400 \cdot (240,5 - 29,5) \cdot 1000 \cdot 240,5} = 0,0042$$

$$= \dots_u + \dots'_u = 0,0038 + 0,0042 = 0,008$$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,008 \cdot 1000 \cdot 240,5 = 1924 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{19}} = \frac{1}{4} \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 19^2 = 283,53 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan :

$$\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{w19}}} = \frac{1924}{283,53} = 6,78 \quad 8 \text{ buah}$$

Jarak tulangan yang akan di pasang :

$$S_{perlu} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

digunakan D19-125 ( $A_s = 2268,24 \text{ mm}^2$ )

Tulangan atas minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang

$$\text{arah-x} = 0,25 \cdot A_s = 0,25 \cdot 2268,24 = 567,06 \text{ mm}^2$$

Tulangan bawah minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang

$$\text{arah-x} = 0,33 \cdot A_s = 0,33 \cdot 2268,24 = 748,52 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0042 \cdot 1000 \cdot 240,5 = 1010,1 \text{ mm}^2$$

digunakan D19 – 250 ( $A_{s'} = 1134,11 \text{ mm}^2$ )

### **Lantai Tipikal**

tebal pelat = 270 mm

selimut beton = 20 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)

digunakan tulangan pokok D22

$d$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

$$= \text{tinggi balok} - \text{selimut beton} - \frac{\varnothing}{2} \text{ tulangan utama}$$

$$= 270 - 20 - \frac{22}{2} = 239 \text{ mm}$$

$d'$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tekan

$$= \text{selimut beton} + \frac{\varnothing}{2} \text{ tulangan utama}$$

$$= 20 + \frac{22}{2} = 31 \text{ mm}$$

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan baik arah-x dan arah-y yaitu didasarkan pada  $A_s$ -25 dan  $A_s$ -D dengan besarnya momen ultimit :

$$M_{x-x} + M_{x-y} = 217,29 + 41,5 = 258,79 \text{ Kn.m/m} = 258790000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 258,79 \text{ Kn.m/m} = 258790000 \text{ N.mm/m}$$

$$R_n = \frac{(1-u) \cdot M_u}{w \cdot b \cdot d^2} = \frac{(1-0,5) \cdot 258790000}{0,8 \cdot 1000 \cdot 239^2} = 2,83$$

$$\rho_u = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,83}{400}} \right) = 0,0074$$

$$\rho' = \frac{u \cdot M_u}{w \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d} = \frac{0,5 \cdot 258790000}{0,8 \cdot 400 \cdot (239 - 31) \cdot 1000 \cdot 239} = 0,0081$$

$$\rho = \rho + \rho' = 0,0074 + 0,0081 = 0,015$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,015 \cdot 1000 \cdot 239 = 3585 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{22}} = 1/4 \cdot D^2 = 1/4 \cdot 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan :

$$\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{22}}} = \frac{3585}{380,13} = 9,43 \quad 10 \text{ buah}$$

Jarak tulangan yang akan di pasang :

$$S_{perlu} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

digunakan D22-100 ( $A_s = 3801,3 \text{ mm}^2$ )

Tulangan atas minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang arah-x =  $0,25 \cdot A_s = 0,25 \cdot 3801,3 = 950,33 \text{ mm}^2$

Tulangan bawah minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang arah-x =  $0,33 \cdot A_s = 0,33 \cdot 3801,3 = 1254,43 \text{ mm}^2$

$$A_s' = \rho' \cdot b \cdot d = 0,0081 \cdot 1000 \cdot 239 = 1936 \text{ mm}^2$$

digunakan D22 – 125 ( $A_s' = 3041,04 \text{ mm}^2$ )

### **Penulangan Jalur Tengah**

#### **Lantai Atap**

tebal pelat = 270 mm

selimut beton = 20 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)

digunakan tulangan pokok D16

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

$$= \text{tinggi balok} - \text{selimut beton} - \frac{\emptyset}{2} \text{ tulangan utama}$$

$$= 270 - 20 - \frac{16}{2} = 242 \text{ mm}$$

d' = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tekan

$$= \text{selimut beton} + \frac{\emptyset}{2} \text{ tulangan utama}$$

$$= 20 + 16/2 = 28 \text{ mm}$$

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-26-27 dan As-B-C dengan besarnya momen ultimit :

$$M_{x-x} + M_{x-y} = 29,02 + 6,24 = 35,26 \text{ Kn.m/m} = 35260000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = M_{\text{lapangan}} = 35,26 \text{ Kn.m/m} = 35260000 \text{ N.mm/m}$$

$$R_n = \frac{(1-u)M_u}{w.b.d^2} = \frac{(1-0,5).35260000}{0,8.1000.242^2} = 0,38$$

$$\rho_u = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.13,45.0,38}{400}} \right) = 0,001$$

$$\rho' = \frac{u.M_u}{w.f_y.(d-d').b.d} = \frac{0,5.35260000}{0,8.400.(242-28).1000.242} = 0,001$$

$$\rho = \rho_u + \rho' = 0,001 + 0,001 = 0,002$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,002 \cdot 1000 \cdot 242 = 484 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{16}} = 1/4 \cdot D^2 = 1/4 \cdot 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan :

$$\frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{w16}}} = \frac{484}{201,06} = 2,4 \quad 4 \text{ buah}$$

Jarak tulangan yang akan di pasang :

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

digunakan D16-250 ( $A_s = 804,24 \text{ mm}^2$ )

Tulangan atas minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang arah-x = 0,25 .  $A_s = 0,25 \cdot 804,24 = 201,06 \text{ mm}^2$

Tulangan bawah minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang arah-x = 0,33 .  $A_s = 0,33 \cdot 804,24 = 265,4 \text{ mm}^2$

$$A_{s'} = \rho' b d = 0,001 \cdot 1000 \cdot 242 = 242 \text{ mm}^2$$

digunakan D16 – 250 ( $A_{s'} = 804,24 \text{ mm}^2$ )

**Lantai Tipikal**

tebal pelat = 270 mm

selimut beton = 20 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)

digunakan tulangan pokok D16

$d$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

= tinggi balok – selimut beton –  $\varnothing/2$  tulangan utama

= 270 – 20 – 16/2 = 242 mm

$d'$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tekan

= selimut beton +  $\varnothing/2$  tulangan utama

= 20 + 16/2 = 28 mm

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-26-27 dan As-B-C dengan besarnya momen ultimit :

$M_{x-x} + M_{x-y} = 42,97 + 9,44 = 52,41 \text{ Kn.m/m} = 52410000 \text{ N.mm/m}$

$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 52,41 \text{ Kn.m/m} = 52410000 \text{ N.mm/m}$

$$R_n = \frac{(1-u)M_u}{w.b.d^2} = \frac{(1-0,5).52410000}{0,8.1000.242^2} = 0,56$$

$$\rho_u = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.13,45.0,56}{400}} \right) = 0,0014$$

$$\rho' = \frac{u.M_u}{w.f_y.(d-d').b.d} = \frac{0,5.52410000}{0,8.400.(242-28).1000.242} = 0,0016$$

$$\rho = \rho_u + \rho' = 0,0014 + 0,0016 = 0,003$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho . b . d = 0,003 . 1000 . 242 = 726 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{16}} = 1/4 . D^2 = 1/4 . 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan :

$$\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{w16}}} = \frac{726}{201,06} = 3,61 \quad 4 \text{ buah}$$

Jarak tulangan yang akan di pasang :

$$S_{perlu} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

digunakan D16-250 ( $A_s = 804,24 \text{ mm}^2$ )

Tulangan atas minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang arah-x = 0,25 .As = 0,25 . 804,24 = 201,06 mm<sup>2</sup>

Tulangan bawah minimum yang harus dipasang menerus sepanjang bentang arah-x = 0,33 .As = 0,33 . 804,24 = 265,4 mm<sup>2</sup>

As' = ' b d = 0,0016 .1000 .242 = 387,2 mm<sup>2</sup>

digunakan D16 – 250 (As' = 804,24 mm<sup>2</sup>)

#### • Penulangan Geser Pelat

##### Penulangan Geser Jalur Kolom Interior

###### Lantai Atap

###### Geser kolom sejauh d/2 dari muka kolom

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-27' dan As-A dengan besarnya gaya geser ultimit :

$V_u = 121,57 \text{ Kn}$

tebal pelat = 270 mm

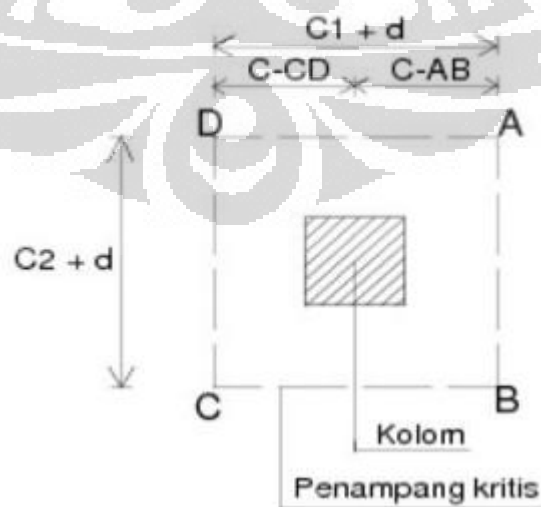
selimut beton = 20 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)

digunakan tulangan geser D16

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

= tebal – selimut beton –  $\emptyset$  tulangan utama –  $\emptyset/2$  tulangan geser

= 270 – 20 – 19 – 13/2 = 224,5 mm



Gambar 4.16 Penampang kritis kolom interior sejauh d/2 dari muka kolom

$$c_1 = c_2 = 0,7 \text{ m}$$

$$c_{CD} + c_{AB} = c_1 + d = 0,7 + 0,2245 = 0,9245 \text{ m}$$

$$c_{CD} = c_{AB} = 0,46225 \text{ m}$$

$$A_c = 2d (c_1 + c_2 + 2d) = 2 \cdot 0,2245 (0,7 + 0,7 + 2 \cdot 0,2245) = 0,83 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} J_c &= \frac{d \cdot (c_1 + d)^3}{6} + \frac{d^3 \cdot (c_1 + d)}{6} + \frac{d \cdot (c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \\ &= \frac{0,2245 \cdot (0,9245)^3}{6} + \frac{0,2245^3 \cdot (0,9245)}{6} + \frac{0,2245 \cdot (0,9245)(0,9245)^2}{2} \\ &= 0,0296 + 0,0017 + 0,0887 \\ &= 0,1353 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_v &= 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \\ &= 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{0,9245}{0,9245}}} \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uAB} &= \frac{V_u}{A_c} + \frac{x_v \cdot M_u \cdot c_{AB}}{J_c} \\ &= \frac{121,57}{0,83} + \frac{0,4 \cdot 137,24 \cdot 0,46225}{0,1353} \\ &= 146,47 + 187,55 \\ &= 334,02 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uCD} &= \frac{V_u}{A_c} - \frac{x_v \cdot M_u \cdot c_{CD}}{J_c} \\ &= \frac{121,57}{0,83} - \frac{0,4 \cdot 137,24 \cdot 0,46225}{0,1353} \\ &= 146,47 - 187,55 \\ &= 41,08 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

Jadi  $V_u$  yang diperhitungkan adalah  $334,02 \text{ kn/m}^2 = 277236,6 \text{ N}$

$$\phi V_c = w \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35} \cdot 1000 \cdot 224,5$$

$= 166019,99 \text{ N} < V_u = 277236,6 \text{ N}$ , maka diperlukan tulangan geser.

Persyaratan Geser

$$V_n < V_u$$

$$V_n = \frac{V_u}{w} = \frac{277236,6}{0,75} = 369648,8 \text{ N}$$

Kuat Geser tulangan yang dibutuhkan ( $V_s$ )

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= 369648,8 - 221359,9 = 148288,9 \text{ N}$$

$$\text{Luas bidang geser } (A_v) = 2 \times \frac{1}{4} D^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 400 \times 224,5}{148288,9} = 160,75 \text{ mm}$$

$$\text{syarat } s < d/2 = 224,5/2 = 112,25 \text{ mm}$$

$$s < 600 \text{ mm}$$

maka digunakan D13-100 mm

### Lantai Tipikal

#### **Geser kolom sejauh $d/2$ dari muka kolom**

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-25 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 331,01 \text{ Kn}$$

tebal pelat = 270 mm

selimut beton = 20 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)

digunakan tulangan geser D16

$d$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

$$= \text{tebal} - \text{selimut beton} - \varnothing \text{ tulangan utama} - \varnothing/2 \text{ tulangan geser}$$

$$= 270 - 20 - 19 - 16/2 = 223 \text{ mm} = 0,223 \text{ m}$$

$$c_1 = c_2 = 0,7 \text{ m}$$

$$c_{CD} + c_{AB} = c_1 + d = 0,7 + 0,223 = 0,923 \text{ m}$$

$$c_{CD} = c_{AB} = 0,462 \text{ m}$$

$$A_c = 2d (c_1 + c_2 + 2d) = 2 \cdot 0,223 (0,7 + 0,7 + 2 \cdot 0,223) = 0,823 \text{ m}^2$$



$$\begin{aligned}
 J_c &= \frac{d \cdot (c_1 + d)^3}{6} + \frac{d^3 \cdot (c_1 + d)}{6} + \frac{d \cdot (c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \\
 &= \frac{0,223 \cdot (0,923)^3}{6} + \frac{0,223^3 \cdot (0,923)}{6} + \frac{0,223 \cdot (0,923)(0,923)^2}{2} \\
 &= 0,0296 + 0,0018 + 0,0897 \\
 &= 0,1119 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x_v &= 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \\
 &= 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{0,923}{0,923}}} \\
 &= 0,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{uAB} &= \frac{V_u}{A_c} + \frac{x_v \cdot M_u \cdot c_{AB}}{J_c} \\
 &= \frac{331,01}{0,823} + \frac{0,4 \cdot 258,79 \cdot 0,462}{0,1119} \\
 &= 402,2 + 427,39 \\
 &= 829,59 \text{ kn/m}^2 \\
 V_{uCD} &= \frac{V_u}{A_c} - \frac{x_v \cdot M_u \cdot c_{CD}}{J_c} \\
 &= \frac{331,01}{0,823} - \frac{0,4 \cdot 258,79 \cdot 0,462}{0,1119} \\
 &= 402,2 - 427,39 \\
 &= 25,19 \text{ kn/m}^2
 \end{aligned}$$

Jadi  $V_u$  yang diperhitungkan adalah  $829,59 \text{ kn/m}^2 = 682752,57 \text{ N}$

$$\phi V_c = w \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35} \cdot 1000 \cdot 223$$

$$= 164910,72 \text{ N} < V_u = 682752,57 \text{ N}, \text{ maka diperlukan tulangan geser.}$$

Persyaratan Geser

$$V_n \leq V_u$$

$$V_n = \frac{V_u}{w} = \frac{682752,57}{0,75} = 910336,76 \text{ N}$$

Kuat Geser tulangan yang dibutuhkan ( $V_s$ )

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c \\ &= 910336,76 - 219880,97 \\ &= 690455,79 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\text{Luas bidang geser (} A_v \text{)} = 2 \times \frac{1}{4} D^2 = 402,12 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 402,12 \times 400 \times 223}{690455,79} = 103,89 \text{ mm}$$

$$\text{syarat } s < d/2 = 223/2 = 111,5 \text{ mm}$$

$$s < 600 \text{ mm}$$

maka digunakan 2D16-100 mm

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Pelat**

Tabel 4.32 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFP3lt

	Direction-	Design		Lentur	Geser
Lt Atap	x	Interior Column Strip	Top	D19-125	D16-100
			Bottom	D19-250	
		Middle Strip	Top	D16-250	D16-100
	Bottom		D16-250		
	y	Interior Column Strip	Top	D19-150	D16-100
			Bottom	D19-250	
Middle Strip		Top	D16-250	D16-100	
	Bottom	D16-250			
Lt Tipikal	x	Interior Column Strip	Top	D22-100	2D16-100
			Bottom	D22-125	
		Middle Strip	Top	D16-250	2D16-100
	Bottom		D16-250		
	y	Interior Column Strip	Top	D22-100	2D16-100
			Bottom	D22-125	
Middle Strip		Top	D16-250	2D16-100	
	Bottom	D16-250			

### • Penulangan Kolom

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

- dimensi kolom  $70 \times 70 \text{ cm}^2$
- diameter tulangan utama ( $\phi_{\text{tul kolom}}$ ) = Tulangan Deformed 20 mm (D20)
- diameter tulangan sengkang ( $\phi_{\text{tul sengkang}}$ ) = Tulangan Deformed 13 mm (D13)
- Selimut beton = 40 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)
- $d_h$  = tinggi kolom – 2selimut beton –  $2\phi$  tulangan sengkang –  $\phi$  tulangan utama  
 $= 700 - (2.40) - (2.13) - 20 = 574 \text{ mm}$

$$-. d = \frac{d_h}{b} = \frac{574}{700} = 0,82$$

Cek kelangsingan kolom

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

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

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

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

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.3.11.4(3) untuk  $k \cdot I_u / r < 100$  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.

Sebagai contoh menghitung penulangan lentur dan geser pada kolom akan dihitung penulangan pada kolom interior yang mewakili.

### Penulangan Lentur Kolom Interior

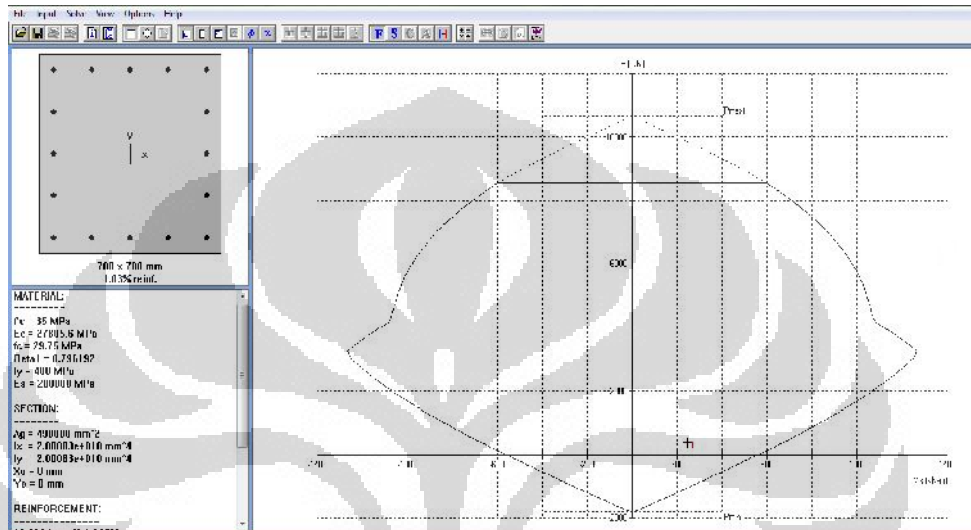
#### Lantai Atap

Dari hasil program *SAP2000 v.14* didapat gaya aksial ultimit dan momen ultimit untuk kolom interior lantai atap sebesar :

$$P_u = 392,342 \text{ Kn}$$

$$M_u = 248,563 \text{ Knm}$$

Berdasarkan gaya ultimit yang didapat dari program *SAP200 v.14* tersebut, kolom interior lantai atap cukup diberi tulangan sebanyak 1% atau 16D20. Seperti terlihat pada Gambar 4.16 di bawah ini, sebuah diagram interaksi yang dibuat dengan program *PCACOL*. Prosentase tulangan kolom ini sesuai syarat SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3.1 yaitu antara 1 % - 6 % telah dipenuhi.



Gambar 4.17 Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai atap

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.5.2 kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$WP_n \max = 0,8W [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$WP_n \max = 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 35 \times (490000 - 4900) + 400 \times 4900]$$

$$WP_n \max = 8523697N = 8523,697kN > 392,342kN \dots\dots OK$$

Jadi berdasarkan kombinasi perhitungan pembebanan kolom didapatkan harga kebutuhan luasan tulangan sebesar :

$$A_s = A_g = 1 \% \times 700^2 = 4900 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang } 16D20 (A_s = 5026,55 \text{ mm}^2)$$

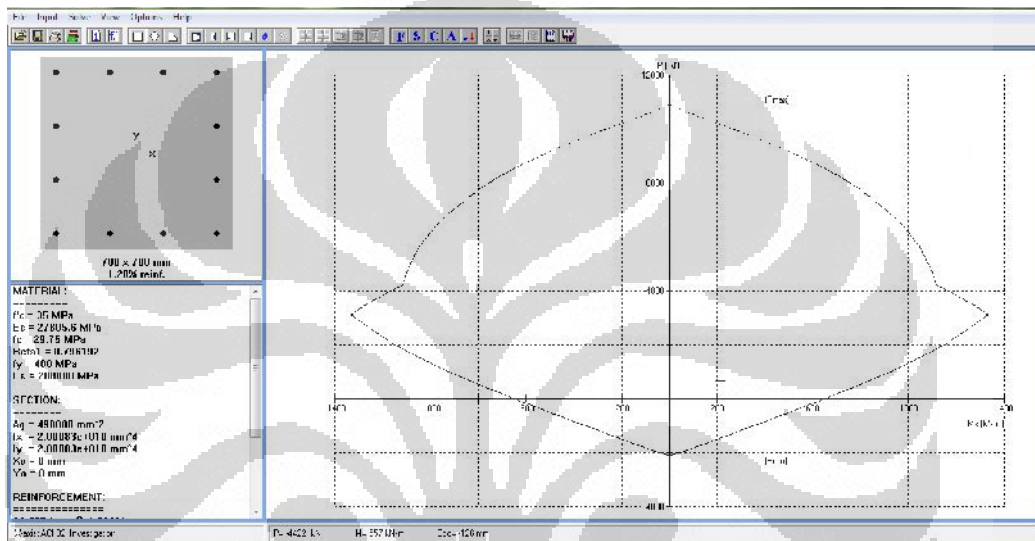
### Lantai Tipikal

Dari hasil program *SAP2000 v.14* didapat gaya aksial ultimit dan momen ultimit untuk kolom interior lantai tipikal sebesar :

$$P_u = 671,13 \text{ Kn}$$

$$M_u = 212,64 \text{ Knm}$$

Berdasarkan gaya ultimit yang didapat dari program SAP200 v.14 tersebut, kolom interior lantai atap cukup diberi tulangan sebanyak 1,11% atau 12D25. Seperti terlihat pada Gambar 4.17 di bawah ini, sebuah diagram interaksi yang dibuat dengan program PCACOL. Prosentase tulangan kolom ini sesuai syarat SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3.1 yaitu antara 1 % - 6 % telah dipenuhi.



Gambar 4.18 Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai tipikal

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.5.2 kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$wP_n \max = 0,8w \left[ 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

$$wP_n \max = 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 35 \times (490000 - 5439) + 400 \times 5439 \right]$$

$$wP_n \max = 8627470,7 \text{ N} = 8627,47 \text{ kN} > 671,13 \text{ kN} \dots\dots\text{OK}$$

Jadi berdasarkan kombinasi perhitungan pembebanan kolom didapatkan harga kebutuhan luasan tulangan sebesar :

$$A_s = A_g = 1,11 \% \times 700^2 = 5439 \text{ mm}^2$$

Dipasang 12D25 ( $A_s = 5890,49 \text{ mm}^2$ )

## Penulangan Geser Kolom Interior

Pengekangan kolom

Pada ujung – ujung kolom harus dikekang sepanjang  $l_o$  sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.4 hal 214,

$$l_o > h = 700 \text{ mm}$$

$$> \frac{1}{6} \cdot l_n = \frac{1}{6} \cdot 2600 = 433,33 \text{ mm}$$

$$> 500 \text{ mm}$$

sehingga diambil  $l_o = 700 \text{ mm}$

Ujung-ujung kolom tersebut harus dikekang dengan spasi sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.2 hal 214,

$$s < \frac{1}{4} \cdot b = \frac{1}{4} \cdot 700 = 175 \text{ mm}$$

$$< 6 \cdot d_{tul} \text{ longitudinal} = 6 \cdot 20 = 120 \text{ mm}$$

$$< 150 \text{ mm}$$

$$< 100 \text{ mm}$$

sehingga diambil  $s = 100 \text{ mm}$

### Lantai Atap

$$V_u = 117,82 \text{ Kn}$$

$$d = 700 - 40 - 13 - 20/2 = 637 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{392342}{14 \cdot (700 \cdot 700)} \right] \sqrt{35} \cdot 700 \cdot 637 = 464808,87 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 464808,87 = 174303,33 \text{ N}$$

maka

$$\frac{1}{2} V_c > V_u$$

$$174303,33 \text{ N} > 117820 \text{ N} \quad \text{Perlu tulangan transversal minimum}$$

$A_{sh \text{ min}}$  sesuai pasal 23.4.4.1 hal 213 diperoleh dari nilai yang lebih besar 2 rumus berikut :

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

$$= 0,3 \cdot \left( 100 \cdot (700 - 2.40 - 2.20) \cdot \frac{35}{400} \right) \cdot \left( \frac{700 \cdot 700}{(700 - 2.40) \cdot (700 - 2.40)} - 1 \right)$$

$$= 0,3 \cdot 5075 \cdot 0,275 = 418,69 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \cdot \left( s \cdot h_c \cdot \frac{f_c'}{f_y} \right)$$

$$= 0,09 \cdot \left( 100 \cdot (700 - 2.40 - 2.20) \cdot \frac{35}{400} \right)$$

$$= 0,09 \cdot 5075 = 456,75 \text{ mm}^2$$

untuk memenuhi persyaratan tersebut, maka dipasang 4D13-100 (531 mm<sup>2</sup>)

Berdasarkan Av 4D13-100, maka

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{531 \cdot 400 \cdot 637}{100} = 1352988 \text{ N}$$

Dengan demikian,

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 (1352988 + 464808,87) = 1817796,87 \text{ N} > V_u = 117820 \text{ N}$$

### Lantai Tipikal

$$V_u = 210,034 \text{ Kn}$$

$$d = 700 - 40 - 13 - 25/2 = 634,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A} \right] \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{671130}{14 \cdot (700 \cdot 700)} \right] \sqrt{35} \cdot 700 \cdot 634,5$$

$$V_c = 480782,3 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 480782,3 = 180293,36 \text{ N}$$

maka

$$\frac{1}{2} V_c > V_u$$

$$180293,36 \text{ N} < 210034 \text{ N} \quad \text{Perlu tulangan transversal}$$

$A_{sh \text{ min}}$  sesuai pasal 23.4.4.1 hal 213 diperoleh dari nilai yang lebih besar 2 rumus berikut :

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0,3 \cdot \left( s \cdot h_c \cdot \frac{f_c'}{f_y} \right) \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \cdot \left( 100 \cdot (700 - 2.40 - 2.25) \cdot \frac{35}{400} \right) \cdot \left( \frac{700 \cdot 700}{(700 - 2.40) \cdot (700 - 2.40)} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \cdot 4987,5 \cdot 0,275 = 411,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0,09 \cdot \left( s \cdot h_c \cdot \frac{f_c'}{f_y} \right) \\
 &= 0,09 \cdot \left( 100 \cdot (700 - 2.40 - 2.25) \cdot \frac{35}{400} \right) \\
 &= 0,09 \cdot 4987,5 = 448,88 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

untuk memenuhi persyaratan tersebut, maka dipasang 4D13-100 (531 mm<sup>2</sup>)

Berdasarkan Av 4D13-100, maka

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{531 \cdot 400 \cdot 634,5}{100} = 1347678 \text{ N}$$

Dengan demikian,

$$\emptyset (V_s + V_c) = 0,75 (1347678 + 480782,3) = 1371345 \text{ N} > V_u = 210034 \text{ N}$$

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Kolom**

Tabel 4.33 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFP3lt K70x70cm2

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	16D20	4D13-100
	Exterior Column	16D20	4D13-100
Lt Tipikal	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	12D25	4D13-100
	Exterior Column	16D25	4D13-100



#### 4.1.3.2 Gedung 6 lantai

- **Penulangan Lentur Pelat**

Seperti halnya desain kapasitas gedung 3 lantai, perencanaan tulangan lentur pelat dua arah tanpa balok pada gedung 6 lantai 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.

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Pelat**

Tabel 4.34 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-NFP6lt K80x80 dan K90x90cm<sup>2</sup>

		Design		Lentur	Geser	
		Lt Atap	Direction- x	Interior Column Strip	Top	D19-125
Bottom	D19-250					
Middle Strip	Top			D16-250	D13-100	
	Bottom		D16-250			
Lt Tipikal	Direction- y		Interior Column Strip	Top	D19-150	D13-100
				Bottom	D19-250	
		Middle Strip	Top	D16-250	D13-100	
	Bottom		D16-250			
	Lt Tipikal	Direction- x	Interior Column Strip	Top	D22-125	D16-100
				Bottom	D22-125	
Middle Strip			Top	D16-250	D16-100	
		Bottom	D16-250			
Direction- y		Interior Column Strip	Top	D19-100	D16-100	
			Bottom	D19-150		
	Middle Strip	Top	D16-250	D16-100		
Bottom		D16-250				

- **Penulangan Kolom**

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

- dimensi kolom 90x90 cm<sup>2</sup>
- diameter tulangan utama ( $\phi_{tul\ kolom}$ ) = Tulangan Deformed 25 mm (D25)

- diameter tulangan sengkang ( $\phi_{tul\ sengkang}$ ) = Tulangan Deformed 16 mm (D13)
- Selimut beton = 60 mm (SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1 hal 41)
- $d_h$  = tinggi kolom – 2selimut beton –  $2\phi$  tulangan sengkang –  $\phi$  tulangan utama  
 $= 900 - (2.60) - (2.16) - 25 = 723$  mm
- $d = \frac{d_h}{b} = \frac{723}{900} = 0,8$

Cek kelangsingan kolom

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

$$I_k = \frac{1}{12} \cdot 900 \cdot 900^3 = 5,47 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{5,47 \times 10^{10}}{900 \cdot 900}} = 259,9 \text{ mm}$$

$$\frac{k \cdot I_u}{r} = \frac{0,707 \cdot 3000}{259,9} = 8,16 < 100$$

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.3.11.4(3) untuk  $k \cdot I_u / r < 100$  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.

Sebagai contoh dalam perhitungan kebutuhan tulangan lentur dan geser pada kolom akan di hitung pada daerah kolom interior yang mewakili.

### **Penulangan Lentur Kolom Interior**

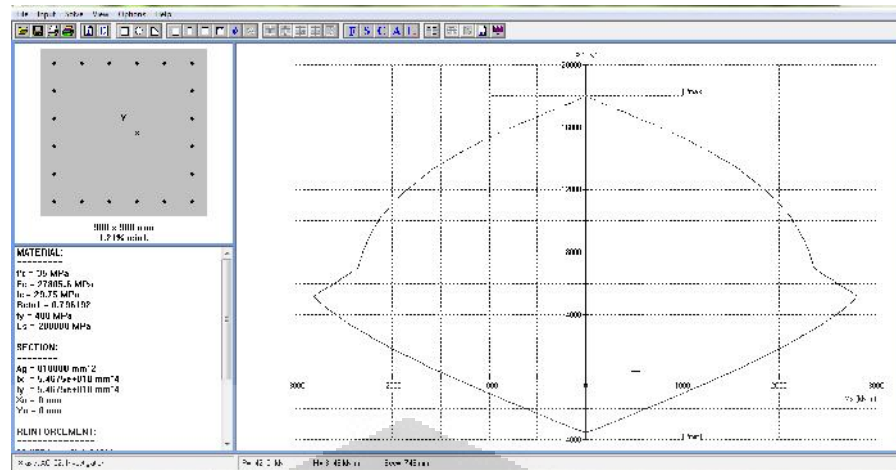
#### **Lantai Atap**

Dari hasil program *SAP2000 v.14* didapat gaya aksial ultimit dan momen ultimit untuk kolom interior lantai atap sebesar :

$$P_u = 403,733 \text{ Kn}$$

$$M_u = 520,139 \text{ Knm}$$

Berdasarkan gaya ultimit yang didapat dari program *SAP200 v.14* tersebut, kolom interior lantai atap cukup diberi tulangan sebanyak 1% atau 20D25. Seperti terlihat pada Gambar 4.18 di bawah ini, sebuah diagram interaksi yang dibuat dengan program *PCACOL*. Prosentase tulangan kolom ini sesuai syarat SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3.1 yaitu antara 1 % - 6 % telah dipenuhi.



Gambar 4.19 Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai atap

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.5.2 kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$wP_n \max = 0,8W [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$wP_n \max = 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 35 \times (81000 - 8100) + 400 \times 8100]$$

$$wP_n \max = 14090193N = 14090,2kN > 403,733kN \dots\dots OK$$

Jadi berdasarkan kombinasi perhitungan pembebanan kolom didapatkan harga kebutuhan luasan tulangan sebesar :

$$A_s = A_g = 1 \% \times 900^2 = 8100 \text{ mm}^2$$

Dipasang 20D25 ( $A_s = 9817,5 \text{ mm}^2$ )

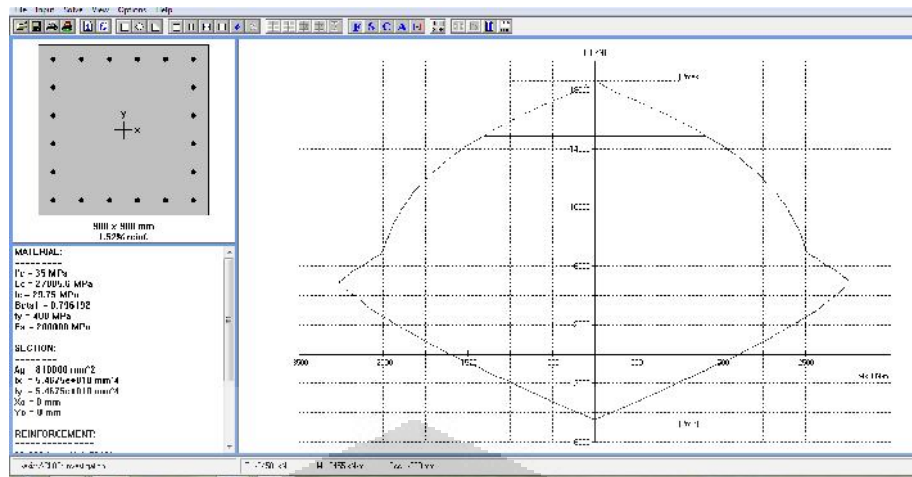
### Lantai Tipikal

Dari hasil program *SAP2000 v.14* didapat gaya aksial ultimit dan momen ultimit untuk kolom interior lantai tipikal sebesar :

$$P_u = 2730,925 \text{ Kn}$$

$$M_u = 631,663 \text{ Knm}$$

Berdasarkan gaya ultimit yang didapat dari program *SAP2000 v.14* tersebut, kolom interior lantai atap cukup diberi tulangan sebanyak 1,42% atau 20D28. Seperti terlihat pada Gambar 4.19 di bawah ini, sebuah diagram interaksi yang dibuat dengan program *PCACOL*. Prosentase tulangan kolom ini sesuai syarat SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3.1 yaitu antara 1 % - 6 % telah dipenuhi.



Gambar 4.20 Kuat rencana diagram interaksi kolom interior lantai tipikal

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.5.2 kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$wP_n \max = 0,8w \left[ 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

$$wP_n \max = 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 35 \times (810000 - 11502) + 400 \times 11502 \right]$$

$$wP_n \max = 14745180,1N = 14745,18kN > 2730,925kN \dots\dots OK$$

Jadi berdasarkan kombinasi perhitungan pembebanan kolom didapatkan harga kebutuhan luasan tulangan sebesar :

$$A_s = A_g = 1,42 \% \times 900^2 = 11502 \text{ mm}^2$$

Dipasang 20D28 ( $A_s = 12315 \text{ mm}^2$ )

### Penulangan Geser Kolom Interior

Pengekangan kolom

Pada ujung – ujung kolom harus dikekang sepanjang  $l_o$  sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.4 hal 214,

$$l_o > h = 900 \text{ mm}$$

$$> \frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \cdot 2600 = 433,33 \text{ mm}$$

$$> 500 \text{ mm}$$

sehingga diambil  $l_o = 900 \text{ mm}$

Ujung-ujung kolom tersebut harus dikekang dengan spasi sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.2 hal 214,

$$s < \frac{1}{4}b = \frac{1}{4} \cdot 900 = 225 \text{ mm}$$

$$< 6 \cdot d_{\text{tul longitudinal}} = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$< 150 \text{ mm}$$

$$< 100 \text{ mm}$$

sehingga diambil  $s = 100 \text{ mm}$

### Lantai Atap

$$V_u = 183,151 \text{ Kn}$$

$$d = 900 - 60 - 16 - 25/2 = 811,55 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{P_u}{14A} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{403733}{14 \cdot (900 \cdot 900)} \right] \sqrt{35} \cdot 900 \cdot 811,5$$

$$V_c = 748530,47 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 748530,47 = 280698,93 \text{ N}$$

maka

$$\frac{1}{2} V_c > V_u$$

$$280698,93 \text{ N} > 183151 \text{ N} \quad \text{Perlu tulangan transversal minimum}$$

$A_{sh \text{ min}}$  sesuai pasal 23.4.4.1 hal 213 diperoleh dari nilai yang lebih besar 2 rumus berikut :

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \cdot \left( s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \cdot \left( 100 \cdot (900 - 2 \cdot 60 - 2 \cdot 25) \cdot \frac{35}{400} \right) \cdot \left( \frac{900 \cdot 900}{(900 - 2 \cdot 60) \cdot (900 - 2 \cdot 60)} - 1 \right) \\ &= 0,3 \cdot 6387,5 \cdot 0,331 = 634,28 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \cdot \left( s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \\ &= 0,09 \cdot \left( 100 \cdot (900 - 2 \cdot 60 - 2 \cdot 25) \cdot \frac{35}{400} \right) \\ &= 0,09 \cdot 6387,5 = 574,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

untuk memenuhi persyaratan tersebut, maka dipasang 4D16-100 (804,25 mm<sup>2</sup>)

Berdasarkan Av 4D16-100, maka

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{804,25 \cdot 400 \cdot 811,5}{100} = 2610596 \text{ N}$$

Dengan demikian,

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 (2610596 + 748530,47) = 2519345 \text{ N} > V_u = 183151 \text{ N}$$

### Lantai Tipikal

$$V_u = 404,921 \text{ Kn}$$

$$d = 900 - 60 - 16 - 28/2 = 810 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \left[ 1 + \frac{2730925}{14 \cdot (900 \cdot 900)} \right] \sqrt{35} \cdot 900 \cdot 810$$

$$V_c = 891907,7 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 891907,7 = 334465,37 \text{ N}$$

maka

$$\frac{1}{2} V_c > V_u$$

$$334465,37 \text{ N} < 404921 \text{ N} \quad \text{Perlu tulangan transversal}$$

$A_{sh \text{ min}}$  sesuai pasal 23.4.4.1 hal 213 diperoleh dari nilai yang lebih besar 2 rumus berikut :

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \cdot \left( s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \cdot \left( 100 \cdot (900 - 2 \cdot 60 - 2 \cdot 28) \cdot \frac{35}{400} \right) \cdot \left( \frac{900 \cdot 900}{(900 - 2 \cdot 60) \cdot (900 - 2 \cdot 60)} - 1 \right) \\ &= 0,3 \cdot 6335 \cdot 0,331 = 629,07 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \cdot \left( s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \\ &= 0,09 \cdot \left( 100 \cdot (900 - 2 \cdot 60 - 2 \cdot 28) \cdot \frac{35}{400} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,09 \cdot 6335 = 570,51 \text{ mm}^2$$

untuk memenuhi persyaratan tersebut, maka dipasang 4D16-100 ( $804,25 \text{ mm}^2$ )

Berdasarkan  $A_v$  4D16-100, maka

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{804,25 \cdot 400 \cdot 810}{100} = 2605770 \text{ N}$$

Dengan demikian,

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 (2605770 + 891907,7) = 2623258 \text{ N} > V_u = 404921 \text{ N}$$

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Kolom**

Tabel 4.35 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFP6lt K 80x80 cm<sup>2</sup>

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	16D25	4D16-100
	Exterior Column	16D25	4D16-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	16D32	4D16-100
	Exterior Column	16D32	4D16-100

Tabel 4.36 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-NFP6lt K 90x90 cm<sup>2</sup>

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	20D25	4D16-100
	Exterior Column	20D25	4D16-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	20D28	4D16-100
	Exterior Column	20D32	4D16-100

#### 4.1.4 IDEALISASI STRUKTUR 2 DIMENSI

Sebelum dilakukan analisa statik non-linier (analisa *pushover*), struktur gedung *flat plate* tersebut diidealisasi menjadi struktur 2 dimensi.

Elemen *slab* dimodelkan sebagai *frame* yang mempunyai lebar efektif baik pada jalur kolom interior maupun jalur kolom eksterior. Lebar efektif diambil selebar *column strip* sesuai metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*).

#### 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 efektif 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).

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 (4.11)

$$\sim = \frac{\Delta_{ultimit}}{\Delta_{leleh}} \quad (4.11)$$

- Kekakuan struktur, diperoleh dengan menggunakan persamaan (4.12)

$$K = \frac{V_{leleh}}{\Delta_{leleh}} \quad (4.12)$$

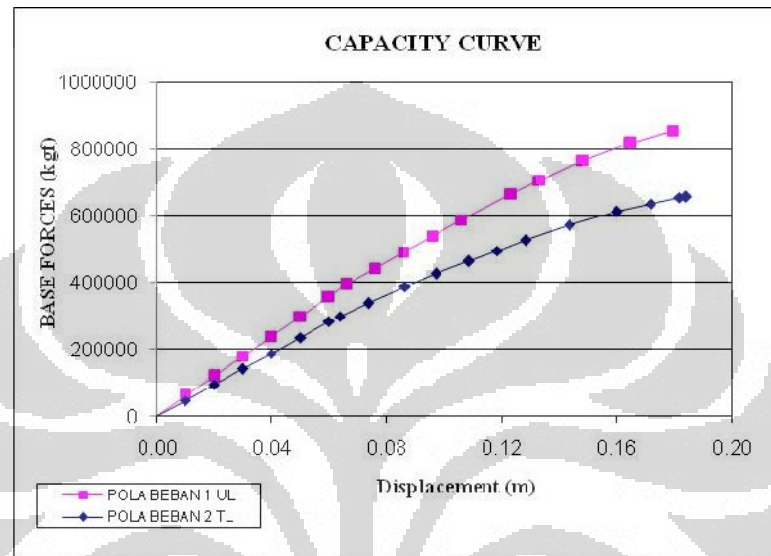


- Kekuatan struktur, diperoleh dengan menggunakan persamaan (4.13)

$$Kekuatan\ Struktur = V_{leleh} \quad (4.13)$$

#### 4.1.5.1 ANALISA GEDUNG 3 LANTAI

- Jalur Kolom Eksterior



Gambar 4.21 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP3lt

Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior pada gedung PB-NFP3lt ditunjukkan pada tabel 4.37 berikut ini :

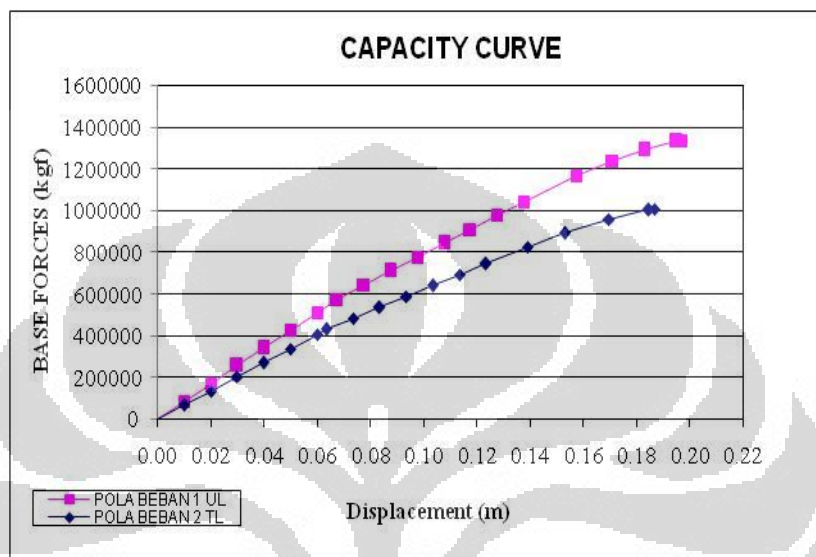
Tabel 4.37 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP3lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	63049.90	63049.90
Vy (kgf)	393131.14	282714.32
y (m)	0.065756	0.059876
Vu (kgf)	855030.96	637148.61
u (m)	0.179378	0.171735
$\mu$ (aktual)	2.7279	2.8682
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	5982230.73	4597159.009

Berdasarkan tabel 4.37 di atas, daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 2,728

dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 2,868 dimana nilai tersebut lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.

- **Jalur Kolom Interior**



Gambar 4.22 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFP3lt

Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior pada gedung PB-NFP3lt ditunjukkan pada tabel 4.38 berikut ini :

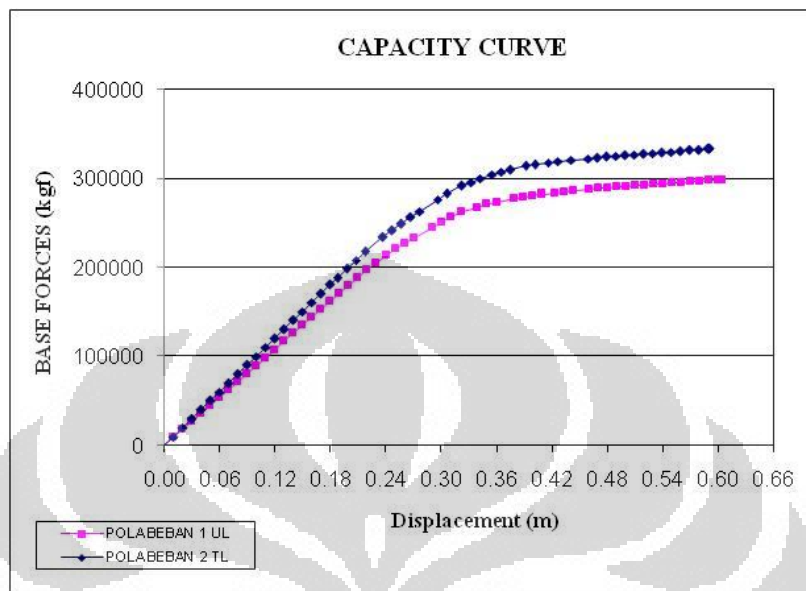
Tabel 4.38 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFP3lt

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	111703.09	111703.09
Vy (kgf)	575359.67	429632.95
y (m)	0.067477	0.063366
Vu (kgf)	1288935.87	1003257.68
u (m)	0.182862	0.184478
$\mu$ (aktual)	2.7100	2.9113
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	7957354.97	6283889.103

Berdasarkan tabel 4.38, daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 2,71 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 2,91 dimana nilai tersebut lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.

#### 4.1.5.2 ANALISA GEDUNG 6 LANTAI

- Jalur Kolom Eksterior K 80x80 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.23 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K80x80 cm<sup>2</sup>

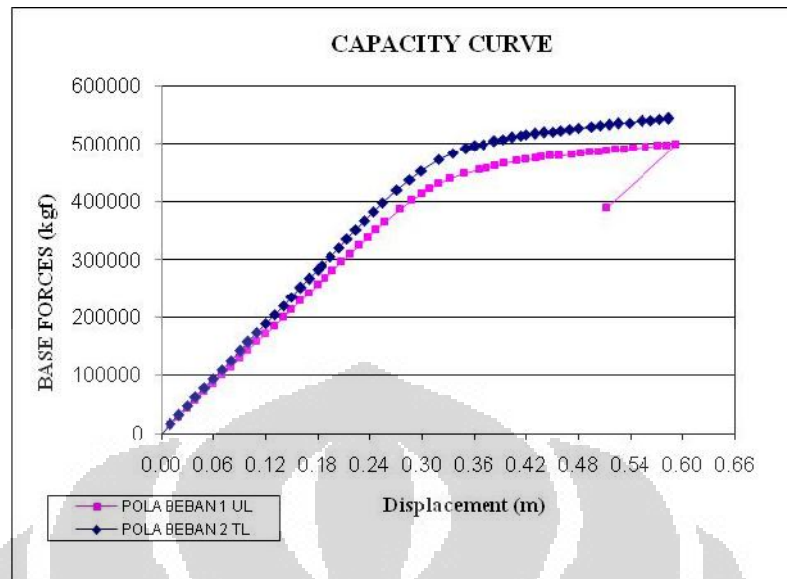
Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior pada gedung PB-NFP6lt ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.39 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K80x80 cm<sup>2</sup>

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	78255.74	78255.74
Vy (kgf)	170796.22	188679.32
y (m)	0.189927	0.187583
Vu (kgf)	298906.10	333369.84
u (m)	0.600845	0.589245
μ (aktual)	3.1636	3.1412
μ (rencana)	3.3	3.3
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	899576.19	1006181.513

Berdasarkan tabel 4.39, daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,164 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,141 dimana nilai tersebut lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.

- Jalur Kolom Interior K 80x80 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.24 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K80x80 cm<sup>2</sup>

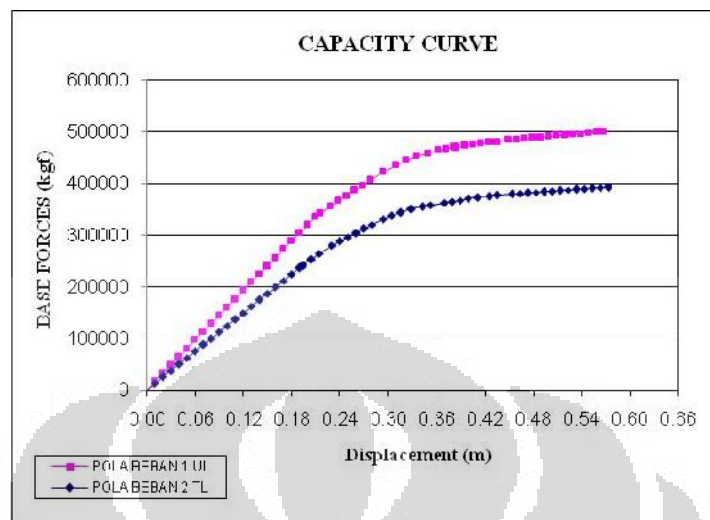
Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior pada gedung PB-NFP6lt ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.40 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K80x80cm<sup>2</sup>

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	133946.84	133946.84
Vy (kgf)	267396.41	289071.79
y (m)	0.188088	0.184349
Vu (kgf)	497930.41	543418.97
u (m)	0.592820	0.584205
$\mu$ (aktual)	3.1518	3.1690
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3
syarat daktilitas -	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1422371.10	1568844.871

Berdasarkan tabel 4.40, daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,152 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,169 dimana nilai tersebut lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.

- Jalur Kolom Eksterior K90x90 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.25 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K90x90cm2

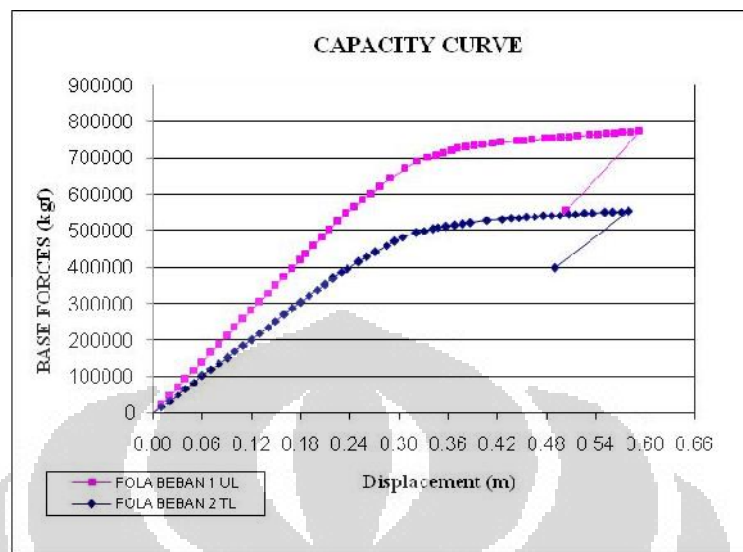
Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior pada gedung PB-NFP6lt ditunjukkan pada tabel 4.41 berikut ini :

Tabel 4.41 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-NFP6lt K90x90 cm2

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	84249.47	84249.47
Vy (kgf)	303408.00	240597.90
y (m)	0.189934	0.193711
Vu (kgf)	499226.60	391938.92
u (m)	0.566012	0.573035
μ (aktual)	2.9800	2.9582
μ (rencana)	3.3	3.3
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1597928.43	1242432.005

Berdasarkan tabel 4.41, daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,152 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,169 dimana nilai tersebut lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.

- Jalur Kolom Interior K 90x90 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.26 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K90x90cm<sup>2</sup>

Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior pada gedung PB-NFP6lt ditunjukkan pada tabel 4.42 berikut ini :

Tabel 4.42 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-NFP6lt K90x90cm<sup>2</sup>

Parameter	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	139940.57	139940.57
Vy (kgf)	434306.86	319514.47
y (m)	0.185784	0.189923
Vu (kgf)	770741.17	553261.07
u (m)	0.593075	0.579913
$\mu$ (aktual)	3.1923	3.0534
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3
syarat daktilitas	TIDAK MEMENUHI TIDAK MEMENUHI	
Kekakuan (kgf/m)	2338814.43	1683078.968

Berdasarkan tabel diatas, daktilitas aktual elemen struktur pada jalur kolom interior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,192 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,05 dimana nilai tersebut lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu 3,3.

## 4.2 ANALISA GEDUNG *FLAT PLATE* DENGAN PENDETAILAN KHUSUS PADA $\frac{1}{2}$ y DAERAH *COLUMN STRIP* (*HALF COMPOSITE FLAT PLATE SCS*)

### 4.2.1 ANALISA BEBAN GEMPA

Analisa yang dilakukan sama seperti pada gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, 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 pada sebagian daerah *column strip*. Dalam studi ini, baik gedung parkir dengan 3 tingkat (selanjutnya disebut PB-HCFP-3lt) maupun gedung parkir dengan 6 tingkat (selanjutnya disebut PB-HCFP-6lt), memiliki keseragaman dan keteraturan sama dengan gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus.

- **Massa, Titik Pusat Massa, Titik Pusat Kekakuan dan Eksentrisitas**

Tabel 4.43 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-HCFP-3lt (kg-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	487256	487256	36	36	36	36
STORY2	487256	487256	36	36	36	36
STORY3	407990	407990	36	36	36	36

Tabel 4.44 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-HCFP-6lt (kg-m)

K80x80cm<sup>2</sup>

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	158595	158595	20	20	20	20
STORY2	158595	158595	20	20	20	20
STORY3	158595	158595	20	20	20	20
STORY4	158595	158595	20	20	20	20
STORY5	158595	158595	20	20	20	20
STORY6	134130	134130	20	20	20	20

Tabel 4.45 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-HCFP-6lt (kg-m)

K.90x90cm2

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	163176	163176	20	20	20	20
STORY2	163176	163176	20	20	20	20
STORY3	163176	163176	20	20	20	20
STORY4	163176	163176	20	20	20	20
STORY5	163176	163176	20	20	20	20
STORY6	138711	138711	20	20	20	20

Tabel 4.46 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-HCFP-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 <sub>1</sub>	XCM <sub>2</sub>
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 4.47 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-HCFP-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 <sub>1</sub>	YCM <sub>2</sub>
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 4.48 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-HCFP-6lt K80x80 dan K90x90cm2

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 <sub>1</sub>	XCM <sub>2</sub>
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 4.49 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-HCFP-6lt K80x80 dan K90x90cm2

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 <sub>1</sub>	YCM <sub>2</sub>
STORY1	0.000	40	12	2.00	-2.00	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

• **Gaya Geser Tingkat**

Tabel 4.50 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-HCFP-3lt (kg-m)

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{\sum wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY3	9.00	4,002,386	36,021,476	0.44	847,003	847,003
STORY2	6.00	5,013,266	30,079,597	0.37	709,178	1,556,181
STORY1	3.00	5,013,266	15,039,799	0.19	354,589	1,910,770
		14,028,919	81,140,872	1.00		

Tabel 4.51 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-HCFP-6lt (kg-m) K80x80 cm2

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{\sum wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY6	18.00	1,315,819	23,684,747	0.25	314,724	314,724
STORY5	15.00	1,613,419	24,201,289	0.25	321,588	636,312
STORY4	12.00	1,613,419	19,361,031	0.20	257,270	893,583
STORY3	9.00	1,613,419	14,520,774	0.15	192,953	1,086,536
STORY2	6.00	1,613,419	9,680,516	0.10	128,635	1,215,171
STORY1	3.00	1,613,419	4,840,258	0.05	64,318	1,279,489
		9,382,916	96,288,615	1.00		

Tabel 4.52 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-HCFP-6lt (kg-m) K90x90 cm2

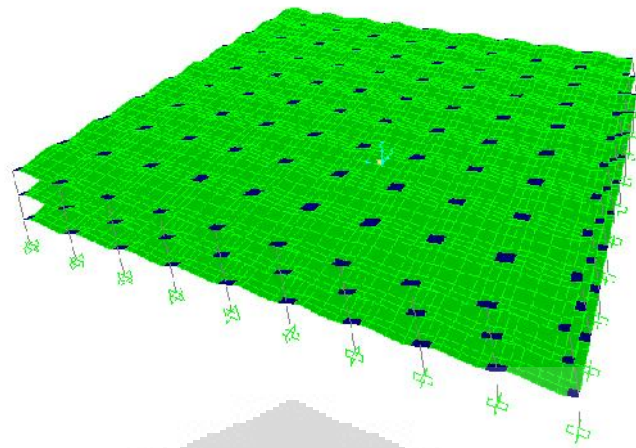
Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{\sum wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY6	18.00	1,360,752	24,493,537	0.25	325,264	325,264
STORY5	15.00	1,658,492	24,877,381	0.25	330,361	655,625
STORY4	12.00	1,658,492	19,901,905	0.20	264,289	919,914
STORY3	9.00	1,658,492	14,926,429	0.15	198,217	1,118,130
STORY2	6.00	1,658,492	9,950,953	0.10	132,144	1,250,275
STORY1	3.00	1,658,492	4,975,476	0.05	66,072	1,316,347
		9,653,213	99,125,681	1.00		

- **Perbandingan dengan Hasil Analisa Dinamik**

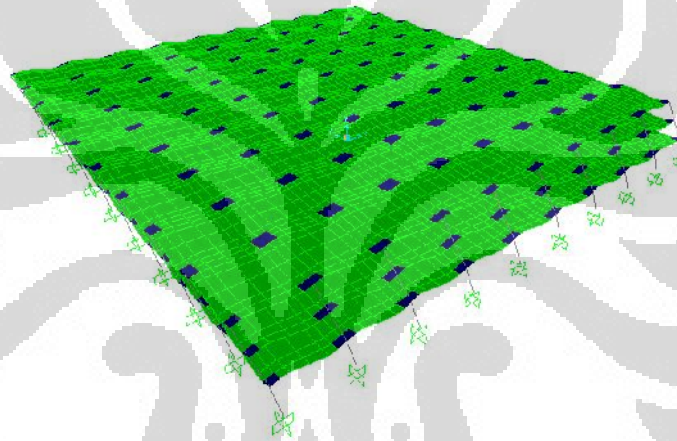
Untuk membandingkan hasil analisa statik ekuivalen, maka perlu dilakukan perbandingan dengan analisa dinamik. Seperti halnya pada analisa gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, jumlah ragam getar yang dapat diperoleh sebanyak  $6n$  ragam getar dengan  $n$  merupakan jumlah nodalnya. Sesuai SNI 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 4.53 Mass Participation Factor PB-HCFP-3lt

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.56945	39.500	39.500	39.500	39.500	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.55363	39.700	39.700	79.100	79.100	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.54084	0.000	0.000	79.100	79.100	78.300	78.300
MODAL	Mode	4	0.18534	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	5	0.17179	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	6	0.17175	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	7	0.17061	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	8	0.17053	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	9	0.17027	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	10	0.17024	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	11	0.16962	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300
MODAL	Mode	12	0.16917	0.000	0.000	79.100	79.100	0.000	78.300



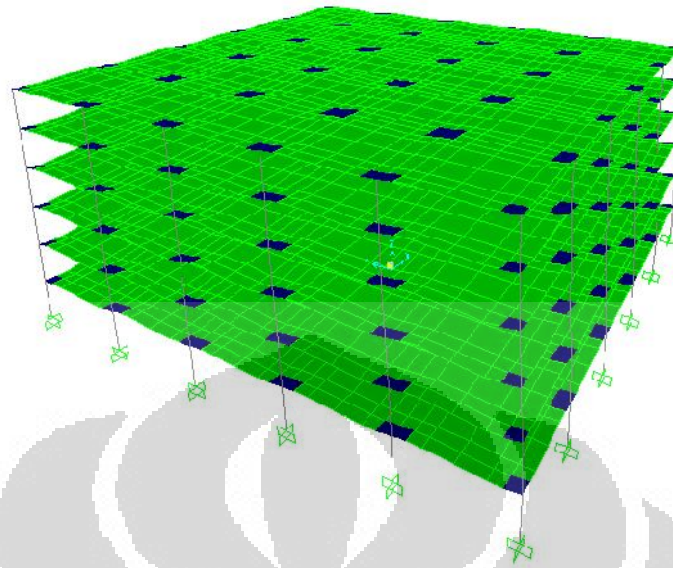
Gambar 4.27 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-HCFP-3lt



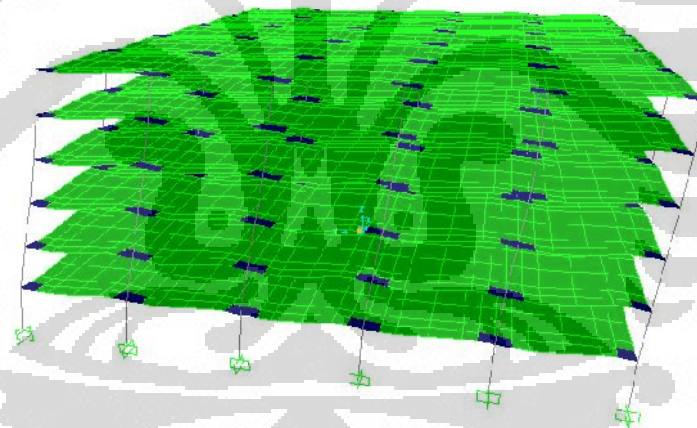
Gambar 4.28 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-HCFP-3lt

Tabel 4.54 Mass Participation Factor PB-HCFP-6lt K80x80 cm<sup>2</sup>

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	1.17529	37.900	37.800	37.900	37.800	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	1.13993	38.000	38.100	75.900	75.900	0.001	0.002
MODAL	Mode	3	1.08635	0.002	0.000	75.900	75.900	74.900	74.900
MODAL	Mode	4	0.32890	6.500	6.400	82.300	82.300	0.000	74.900
MODAL	Mode	5	0.32223	6.300	6.300	88.600	88.600	0.001	74.900
MODAL	Mode	6	0.29844	0.001	0.000	88.600	88.600	13.300	88.300
MODAL	Mode	7	0.16416	0.000	0.000	88.600	88.600	0.000	88.300
MODAL	Mode	8	0.16380	0.000	0.000	88.600	88.600	0.000	88.300
MODAL	Mode	9	0.16373	0.000	0.000	88.600	88.600	0.000	88.300
MODAL	Mode	10	0.16366	0.000	0.000	88.600	88.600	0.000	88.300
MODAL	Mode	11	0.16331	0.000	0.000	88.600	88.600	0.000	88.300
MODAL	Mode	12	0.16307	0.000	0.000	88.600	88.600	0.000	88.300



Gambar 4.29 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-HCFP-6lt  
K80x80cm<sup>2</sup>

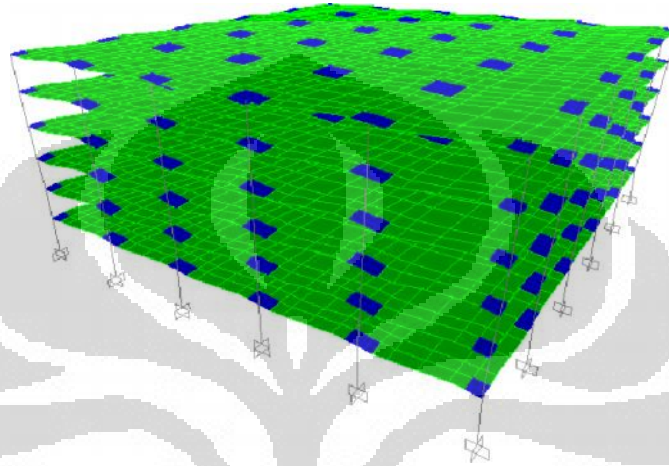


Gambar 4.30 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-HCFP-6lt  
K80x80cm<sup>2</sup>

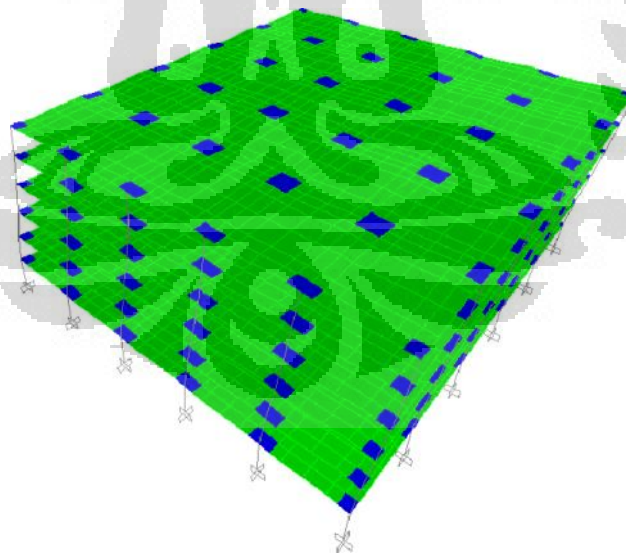
Tabel 4.55 Mass Participation Factor PB-HCFP-6lt K90x90 cm<sup>2</sup>

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	1.08277	37.100	37.100	37.100	37.100	0.002	0.002
MODAL	Mode	2	1.05488	37.200	37.200	74.300	74.300	0.000	0.002
MODAL	Mode	3	0.99534	0.001	0.001	74.300	74.300	73.400	73.400
MODAL	Mode	4	0.28988	6.900	6.900	81.300	81.300	0.000	73.400
MODAL	Mode	5	0.28542	6.800	6.800	88.100	88.100	0.000	73.400
MODAL	Mode	6	0.26129	0.000	0.000	88.100	88.100	14.400	87.800

MODAL	Mode	7	0.15728	0.000	0.000	88.100	88.100	0.000	87.800
MODAL	Mode	8	0.15705	0.000	0.000	88.100	88.100	0.000	87.800
MODAL	Mode	9	0.15695	0.000	0.000	88.100	88.100	0.000	87.800
MODAL	Mode	10	0.15671	0.000	0.000	88.100	88.100	0.000	87.800
MODAL	Mode	11	0.15620	0.000	0.000	88.100	88.100	0.000	87.800
MODAL	Mode	12	0.15590	0.000	0.000	88.100	88.100	0.000	87.800



Gambar 4.31 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-HCFP-6lt  
K90x90cm<sup>2</sup>



Gambar 4.32 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-HCFP-6lt  
K90x90cm<sup>2</sup>

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, dalam analisa dinamik yang dilakukan

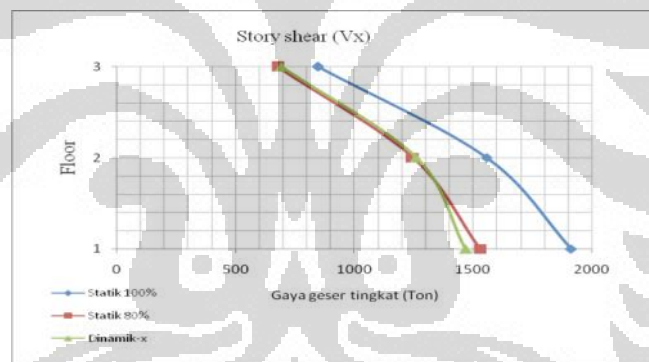
ini, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

Tabel 4.56 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-HCFP-3lt (kg m)

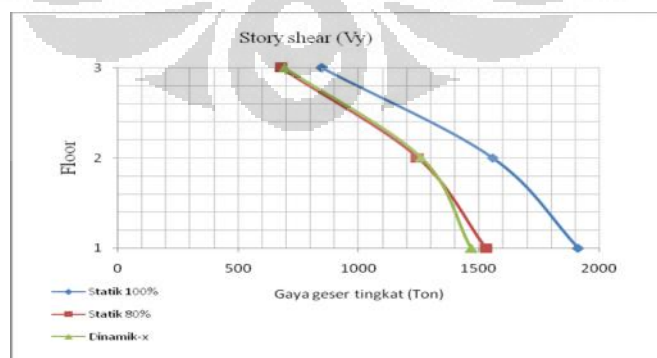
Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY3	RSX	0	693,699.06	135,978.87	916,118.74	4,673,721.12
STORY2	RSX	0	1,260,084.94	246,551.44	1,661,069.78	8,489,683.76
STORY1	RSX	0	1,467,806.24	286,946.95	1,933,222.99	9,889,183.15

Tabel 4.57 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-HCFP-3lt (kg m)

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY3	RSY	0	135,952.64	693,672.61	4,673,546.72	915,941.09
STORY2	RSY	0	246,544.41	1,260,078.21	8,489,645.26	1,661,020.81
STORY1	RSY	0	28,694,6.94	1,467,806.73	9,889,194.49	1,933,221.02



Gambar 4.33 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-HCFP-3lt



Gambar 4.34 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-HCFP-3lt



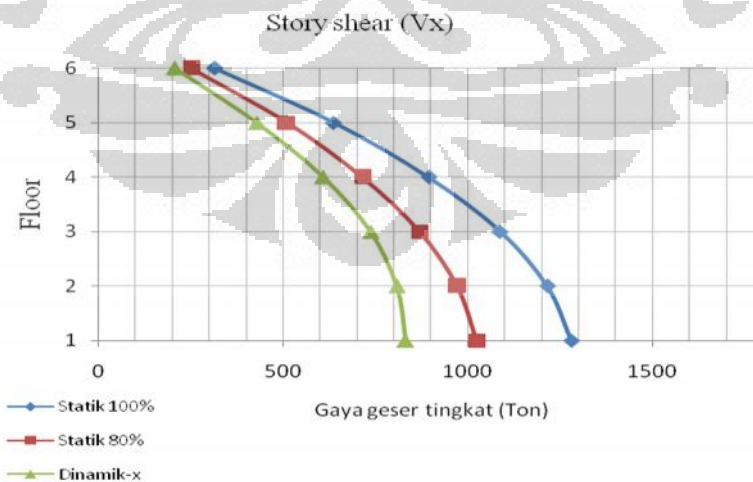
Sedangkan dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung PB-HCFP-6lt, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel di bawah ini (*satuan kg-m*) :

Tabel 4.58 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-HCFP-6lt (kg m)  
K80x80cm2

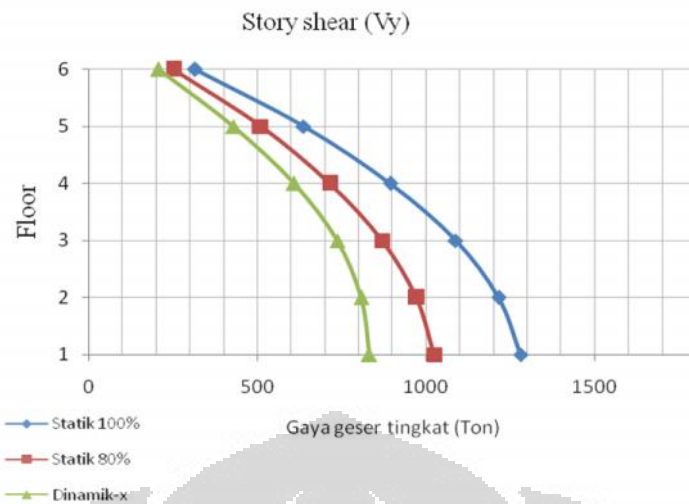
Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSX	0	206,875.44	43,454.79	556,653.75	2,622,809.59
STORY5	RSX	0	428,630.27	90,002.78	1,152,931.11	5,434,263.18
STORY4	RSX	0	608,185.91	127,662.10	1,635,345.21	7,710,706.67
STORY3	RSX	0	736,015.88	154,430.86	1,978,251.71	9,331,361.33
STORY2	RSX	0	808,154.05	169,506.34	2,171,367.83	10,245,944.02
STORY1	RSX	0	831,344.29	174,342.24	2,233,315.47	10,539,954.67

Tabel 4.59 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-HCFP-6lt (kg m)  
K80x80cm2

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSY	0	43,455.89	206,985.48	2,624,446.26	556,612.31
STORY5	RSY	0	90,009.33	428,763.51	5,436,452.86	1,152,900.10
STORY4	RSY	0	127,667.48	608,296.94	7,712,824.43	1,635,251.10
STORY3	RSY	0	154,435.83	736,095.02	9,333,224.12	1,978,118.13
STORY2	RSY	0	169,508.80	808,208.16	10,247,573.51	2,171,182.85
STORY1	RSY	0	174,342.24	831,388.25	10,541,482.58	2,233,092.85



Gambar 4.35 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-HCFP-6lt K80x80cm2



Gambar 4.36 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-HCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

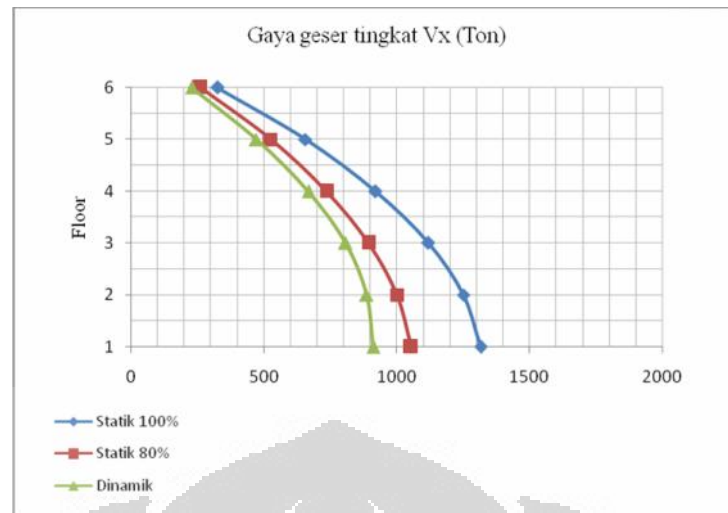
Tabel 4.60 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-HCFP-6lt (kg m)  
K90x90cm<sup>2</sup>

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSX	0	227,732.27	41,018.00	530,614.54	2,910,102.39
STORY5	RSX	0	470,377.71	84,691.81	1,095,584.99	6,010,774.43
STORY4	RSX	0	666,848.55	120,025.81	1,552,670.45	8,521,399.08
STORY3	RSX	0	806,720.85	145,141.69	1,877,573.02	10,308,772.91
STORY2	RSX	0	885,654.86	159,286.31	2,060,549.78	11,317,440.09
STORY1	RSX	0	911,029.76	163,823.61	2,119,244.92	11,641,696.06

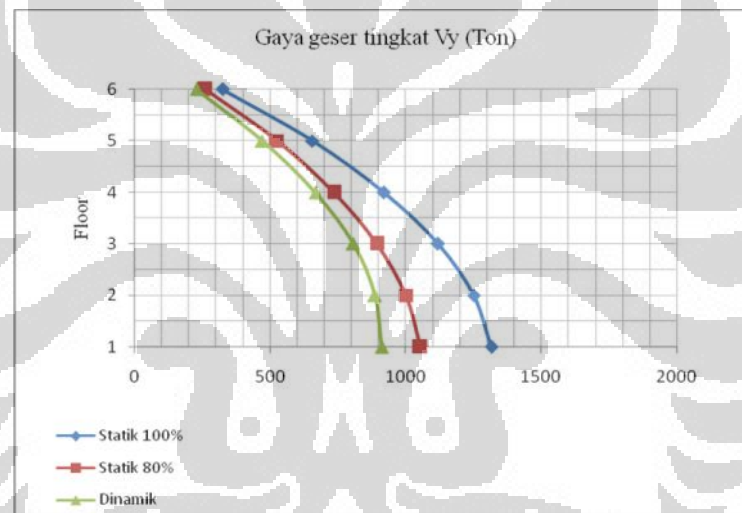
Tabel 4.61 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-HCFP-6lt (kg m)  
K90x90cm<sup>2</sup>

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSY	0	41,019.03	227,839.23	2,911,468.61	530,628.23
STORY5	RSY	0	84,697.95	470,494.97	6,012,271.57	1,095,665.20
STORY4	RSY	0	120,030.85	666,929.29	8,522,429.15	1,552,736.70
STORY3	RSY	0	145,146.34	806,758.01	10,309,245.79	1,877,634.43
STORY2	RSY	0	159,288.61	885,659.72	11,317,499.92	2,060,580.83
STORY1	RSY	0	163,823.60	911,021.94	11,641,593.80	2,119,246.19





Gambar 4.37 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-HCFP-6lt K90x90cm2



Gambar 4.38 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-HCFP-6lt K90x90cm2

- Analisa  $T_{Rayleigh}$

Tabel 4.62 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-HCFP-3lt 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	4,002,386	847,003	14.8	881,471,262	12,569,833
STORY2	6	5,013,266	709,178	9.8	478,008,425	6,924,884
STORY1	3	5,013,266	354,589	3.6	66,301,273	1,289,513
					1,425,780,960	20,784,230

Tabel 4.63 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-HCFP-3lt arah-y

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	Fi y (kgf)	di (mm)	wi . di <sup>2</sup> (kgf mm <sup>2</sup> )	Fi . di (kgf mm)
STORY3	9	4,002,386	847,003	14.8	881,471,262	12,569,833
STORY2	6	5,013,266	709,178	9.8	478,008,425	6,924,884
STORY1	3	5,013,266	354,589	3.6	66,301,273	1,289,513
					1,425,780,960	20,784,230

Pada Tabel 4.62 dan Tabel 4.63, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-HCFP-3lt serta penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah setengah *column strip*) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$\begin{aligned}
 T_{Rayleigh \text{ PB-HCFP-3lt}} &= 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \\
 &= 6,3 \sqrt{\frac{1425780960}{9810.20784230}} = 0,526 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-HCFP-3lt = 0,526 – 20% . 0,526 = 0,421 detik. Nilai  $T_{Rayleigh} < T_{empiris} = 0,54$  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-HCFP-3lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah setengah *column strip*) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-HCFP-3lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.

Tabel 4.64 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB- PB-HCFP-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	1,315,819	314,724.24	69.83	6,415,511,242	21,975,953
STORY5	15.00	1,613,419	321,588.09	61.18	6,039,409,389	19,675,400
STORY4	12.00	1,613,419	257,270.47	49.65	3,977,018,887	12,773,066
STORY3	9.00	1,613,419	192,952.85	35.43	2,025,781,183	6,837,130

STORY2	6.00	1,613,419	128,635.23	20.07	649,651,069	2,581,228
STORY1	3.00	1,613,419	64,317.62	6.48	67,830,845	417,033
					19,175,202,615	64,259,809

Tabel 4.65 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-HCFP-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	1,315,819	314,724.24	69.83	6,415,511,242	21,975,953
STORY5	15.00	1,613,419	321,588.09	61.18	6,039,409,389	19,675,400
STORY4	12.00	1,613,419	257,270.47	49.65	3,977,018,887	12,773,066
STORY3	9.00	1,613,419	192,952.85	35.43	2,025,781,183	6,837,130
STORY2	6.00	1,613,419	128,635.23	20.07	649,651,069	2,581,228
STORY1	3.00	1,613,419	64,317.62	6.48	67,830,845	417,033
					19,175,202,615	64,259,809

Sedangkan pada Tabel 4.64 dan Tabel 4.65, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-HCFP-6lt serta penempatan pelat baja yang teratur (hanya pada daerah setengah *column strip*) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-HCFP6lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{19175202615}{9810.64259809}} = 1,09 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-HCFP6lt = 1,09 – 20% . 1,09 = 0,88 detik. Nilai  $T_{Rayleigh} < T_{empiris} = 1,08$  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- PB-HCFP-6lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah setengah *column strip*) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-HCFP--6lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.

• **Displacement Pusat Massa dan Simpangan antar Tingkat**

Tabel 4.66 Kinerja batas layan ( s) gedung PB-HCFP-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	19.14	19.14	6.61	6.61	16	OK	OK
2	6	3	12.53	12.53	7.89	7.89	16	OK	OK
1	3	3	4.64	4.64	4.64	4.64	16	OK	OK

Tabel 4.67 Kinerja batas ultimit ( m) gedung PB-HCFP-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	6.61	6.61	25.45	25.45	60	OK	OK
2	6	3	7.89	7.89	30.38	30.38	60	OK	OK
1	3	3	4.64	4.64	17.87	17.87	60	OK	OK

Tabel 4.68 Kinerja batas layan ( s) gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	69.8	69.8	8.64	8.64	16	OK	OK
5	15	3	61.2	61.2	11.53	11.53	16	OK	OK
4	12	3	49.6	49.6	14.21	14.21	16	OK	OK
3	9	3	35.4	35.4	15.37	15.37	16	OK	OK
2	6	3	20.1	20.1	13.58	13.58	16	OK	OK
1	3	3	6.5	6.5	6.48	6.48	16	OK	OK

Tabel 4.69 Kinerja batas ultimit ( m) gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	8.64	8.64	33.28	33.28	60	OK	OK
5	15	3	11.53	11.53	44.40	44.40	60	OK	OK
4	12	3	14.21	14.21	54.72	54.72	60	OK	OK
3	9	3	15.37	15.37	59.17	59.17	60	OK	OK
2	6	3	13.58	13.58	52.29	52.29	60	OK	OK
1	3	3	6.48	6.48	24.96	24.96	60	OK	OK

Tabel 4.70 Kinerja batas layan ( s) gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	61.4	61.4	8.68	8.68	16	OK	OK
5	15	3	52.8	52.8	10.77	10.77	16	OK	OK
4	12	3	42.0	42.0	12.63	12.63	16	OK	OK
3	9	3	29.4	29.4	13.12	13.12	16	OK	OK
2	6	3	16.2	16.2	11.15	11.15	16	OK	OK
1	3	3	5.1	5.1	5.10	5.10	16	OK	OK

Tabel 4.71 Kinerja batas ultimit ( m) gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	8.68	8.68	33.42	33.42	60	OK	OK
5	15	3	10.77	10.77	41.48	41.48	60	OK	OK
4	12	3	12.63	12.63	48.61	48.61	60	OK	OK
3	9	3	13.12	13.12	50.52	50.52	60	OK	OK
2	6	3	11.15	11.15	42.91	42.91	60	OK	OK
1	3	3	5.10	5.10	19.63	19.63	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 setengah *column strip*) pada gedung PB-HCFP-3lt dan gedung PB-HCFP-6lt memberi pengaruh terhadap kinerja struktur secara keseluruhan bila dibandingkan dengan gedung PB-HCFP-3lt maupun gedung PB-HCFP-6lt yang memiliki keseragaman dan keteraturan yang sama baik secara horizontal maupun vertikal. Hal ini disebabkan karena aksi komposit struktur *steel – concrete – steel*.

#### 4.2.2 HASIL ANALISA STRUKTUR

Seperti halnya analisa struktur gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, analisa struktur *flat plate*, baik gedung PB-HCFP-3lt maupun PB-HCFP-6lt, akan 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 4.59 ~ Tabel 4.60 menunjukkan gaya dalam pelat lantai hasil analisa struktur masing – masing portal tersebut, baik PB-HCFP-3lt maupun PB-HCFP-6lt.

Tabel 4.72 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-HCFP-3lt

Lt Atap	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	103.75	24.03	99.33
		Interior Column Strip	As 4	124.14	11.30	108.98
		Middle Strip	As 2-3	25.05	0.88	10.53
	Direction- y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	103.75	24.03	99.33
Interior Column Strip		As D	124.14	11.30	108.98	
	Middle Strip	As B-C	25.05	0.88	10.53	
Lt Tipikal	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	157.55	36.99	140.67
		Interior Column Strip	As 4	181.09	16.45	159.96
		Middle Strip	As 2-3	36.51	1.50	12.11
	Direction- y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	157.55	36.99	140.67
Interior Column Strip		As D	181.09	16.45	159.96	
	Middle Strip	As B-C	36.51	1.50	12.11	

Tabel 4.73 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-HCFP-6lt

Lt Atap	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	101.87	21.81	92.62
		Interior Column Strip	As 4	121.63	8.42	93.28
		Middle Strip	As 2-3	25.02	0.59	10.87
	Direction- y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	101.87	21.81	92.62
Interior Column Strip		As D	121.63	8.42	93.28	
	Middle Strip	As B-C	25.02	0.59	10.87	
Lt Tipikal	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	135.80	86.28	119.91
		Interior Column Strip	As 4	165.19	60.95	123.01
		Middle Strip	As 2-3	36.67	0.91	16.17
	Direction- y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	135.80	86.28	119.91
Interior Column Strip		As D	165.19	60.95	123.01	
	Middle Strip	As B-C	36.67	0.91	16.17	

Edge Column Strip	As A	135.80	86.28	119.91
Interior Column Strip	As D	165.19	60.95	123.01
Middle Strip	As B-C	36.67	0.91	16.17

### 4.2.3 DESAIN KAPASITAS

#### 4.2.3.1 GEDUNG 3 LANTAI

- **Desain Lentur Pelat**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat**

Tabel 4.74 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-HCFP-3lt

		Design		Lentur	
		Lt Atap	Direction- x	Interior Column Strip	Top
Bottom	D19-250				
Middle Strip	Top			D16-250	
	Bottom		D16-250		
Lt Tipikal	Direction- y		Interior Column Strip	Top	D19-150
				Bottom	D19-250
		Middle Strip	Top	D16-250	
	Bottom		D16-250		
	Lt Tipikal	Direction- x	Interior Column Strip	Top	D22-100
				Bottom	D22-125
Middle Strip			Top	D16-250	
		Bottom	D16-250		
Lt Tipikal		Direction- y	Interior Column Strip	Top	D19-100
				Bottom	D19-150
	Middle Strip		Top	D16-250	
		Bottom	D16-250		

- **Desain Lentur *Composite SCS 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 diukur dari muka kolom, adalah :

$$\frac{1}{2}y = (2000 \text{ mm} - 700 \text{ mm}) / 2 = 650 \text{ mm},$$

Pelat Baja

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

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

$f_y$  = tegangan leleh = 315 Mpa

$E_s$  = Modulus Elastisitas Baja = 200000 Mpa

Pelat Beton

$h_c$  = tebal pelat beton = 270 mm

$b$  = 1000 mm

$f_c'$  = 35 Mpa

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

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

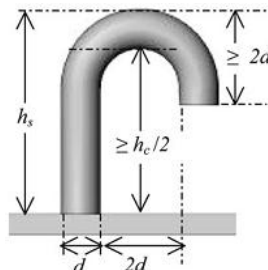
$x_c$  = tinggi dari *compressive stress* pada beton

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

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

Shear Connector

tipe J-Hook *connector*



Gambar 4.39 Detail J-Hook Connector



$d_b$  = diameter baut = 10 mm

$f_y$  = tegangan leleh = 353 Mpa

$f_{ult}$  = tegangan ultimit = 400 Mpa

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

$h_s$  = tinggi keseluruhan dari *j-hook connector* =  $(h_c/2) + d_b = (270/2) + 10 = 145$  mm

$$\frac{h_s}{d} = \frac{145}{10} = 14,5 > 4, \text{ maka } \gamma_v = 1,0$$

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

Kuat geser *shear connector* diambil nilai terbesar dari persamaan (2.29) dan persamaan (2.30) seperti diatur pada *Eurocode 4*, sebagai berikut :

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

#### ➤ Pelat Arah-x dan Arah -y

Perencanaan kapasitas lentur dari struktur komposit *slab* dengan pelat baja ditinjau terhadap arah-x dan arah-y. Karena struktur bangunan merupakan struktur simetris dan teratur, maka perencanaan kapasitas lentur struktur arah-x dan arah-y adalah sama. Untuk perhitungan akan dihitung kapasitas lentur jalur kolom interior yang paling menentukan.

#### Jalur Kolom Interior

##### Lantai Atap

$$M_{y-y} + M_{x-x} = 124,14 + 11,3 = 135,44 \text{ kn.m/m} = 135440000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 135440000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 108,98 \text{ kn} = 108980 \text{ N}$$

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 (2.34) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \dagger_y . b . t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 . f_c'}{x_c} . b . x_c \left( 0,5 x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 . 1000 . 6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 . 35}{1,5} . 1000 . 0 \left( 0,5 . 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

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 :

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{108980}{22887,13} = 4,76 \sim 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2 y}{n_p} = \frac{650}{5} = 130 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 650 mm = 80 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p . P_R . (h_c + t) \\ &= 80 . 22887,13 . (270 + 6) \\ &= 505347830 \text{ N.mm} = 505,35 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 2 dimana *shear connector capacity* akan terjadi leleh terlebih dahulu sehingga,  $M_{pl} = 505,35 \text{ kN.m} > M_u = 135,44 \text{ kN.m}$

**Lantai Tipikal**

$$M_y + M_x = 181,09 + 16,45 = 197,54 \text{ kN.m/m} = 197540000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 197540000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 159,96 \text{ kN} = 159960 \text{ N}$$

**Kondisi 1**

$$\begin{aligned} M_{pl} &= t_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_i}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{\alpha_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

**Kondisi 2**

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{159960}{22887,13} = 6,98 \sim 7 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{650}{7} = 93 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 650 mm = 154 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 154 \cdot 22887,13 \cdot (270 + 6) \\ &= 972,8 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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  $M_{pl} = 521,64 \text{ kN.m} > M_u = 197,54 \text{ kN.m}$

- ***Punching Shear Resistance Composite SCS Sandwic Pelat***

Kontribusi geser pada beton

$$C_c = \frac{0,18}{\alpha_c} \text{ untuk beton normal} = \frac{0,18}{1,5} = 0,120$$

$$k_c = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86$$

= berat jenis beton ( $\text{kg/m}^3$ ) =  $2400 \text{ kg/m}^3$

$$\gamma_1 = 0,4 + \frac{0,6 \dots}{2200} = 0,4 + \frac{0,6 \cdot 2400}{2200} = 1,055 > 1,0 \text{ maka digunakan } \gamma_1 = 1,0$$

$V_c$  = shear resistance beton didapat dari Eurocode 2

$$\begin{aligned} &= \left[ C_c \cdot k_c \cdot \gamma_1 \cdot (100 \dots \cdot f_c')^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot h_c \\ &= \left[ 0,120 \cdot 1,86 \cdot 1,0 \cdot (100 \cdot 2400 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \cdot 270 \\ &= 12250422 \text{ N} \\ &= 12250,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Jalur Kolom Interior

#### Lantai Atap

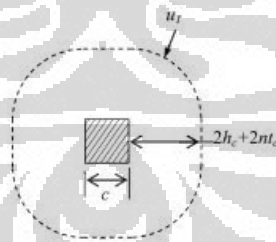
#### Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 108,98 \text{ kN} = 108980 \text{ N}$$

$$c_1 = c_2 = 0,7 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$



Gambar 4.40 Penampang kritis kolom interior sejauh  $2h_c + 2nt_c$  dari muka kolom

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.34) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= n_{CP} \cdot F_t \\ &= 80 \cdot 22000 = 1760000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{maka, } V_{pun} = 12250422 + 1760000 = 14010422 \text{ N} > V_u = 108980 \text{ N}$$

### **Lantai Tipikal**

#### **Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )**

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 159,96 \text{ kN} = 159960 \text{ N}$$

$$c_1 = c_2 = 0,7 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.34) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= n_{CP} \cdot F_t \\ &= 154 \cdot 22000 = 3388000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{maka, } V_{pun} = 12250422 + 3388000 = 15638422 \text{ N} > V_u = 159960 \text{ N}$$

#### **• Desain Kolom**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Kolom**

Tabel 4.75 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-HCFP-3lt

Lt Atap	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	16D20	4D13-100
Exterior Column	16D20	4D13-100	
Lt Tipikal	Design	Lentur	Geser
	Interior Column	12D25	4D13-100
Exterior Column	16D25	4D13-100	

#### 4.2.3.2 GEDUNG 6 LANTAI

- **Desain Lentur Pelat**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat**

Tabel 4.76 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-HCFP-6lt

Lt Atap	Direction-x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top Bottom	D19-125 D19-250
Lt Atap	Direction-x	Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250
		Design		Lentur
	Direction-y	Interior 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	D22-125 D22-125

		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250
		Design		Lentur
	Direction- y	Interior Column Strip	Top Bottom	D19-100 D19-150
		Middle Strip	Top Bottom	D16-250 D16-250

- **Desain Lentur Composite SCS 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 diukur dari muka kolom, adalah :

$$\frac{1}{2}y = (2000 \text{ mm} - 800 \text{ mm}) / 2 = 600 \text{ mm},$$

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 = 270 mm

$b$  = 1000 mm

$f_c'$  = 35 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

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

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

Shear Connector

tipe J-Hook *connector*

$d_b$  = 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* =  $(h_c/2) + d_b = (270/2) + 10 = 145$  mm

$$\frac{h_s}{d} = \frac{145}{10} = 14,5 > 4, \text{ maka } \gamma = 1,0$$

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

Kuat geser *shear connector* diambil nilai terbesar dari persamaan (2.29) dan persamaan (2.30) seperti diatur pada *Eurocode 4*, sebagai berikut :

$$1. V_R = 0,8 \cdot \frac{f \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

$$= 0,8 \cdot 400 \cdot \frac{(10)^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 20106,19 \text{ N}$$

$$2. V_R = 0,29 \cdot r \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c' \cdot E_c}}{\gamma_v}$$

$$= 0,29 \cdot 1,0 \cdot 10^2 \cdot \frac{\sqrt{35.27806}}{1,25} = 22887,13 \text{ N (yang digunakan selanjutnya)}$$

➤ **Pelat Arah-x dan Arah -y**

Perencanaan kapasitas lentur dari struktur komposit *slab* dengan pelat baja ditinjau terhadap arah-x dan arah-y. Karena struktur bangunan merupakan struktur simetris dan teratur, maka perencanaan kapasitas lentur struktur arah-x dan arah-y adalah sama. Untuk perhitungan akan dihitung kapasitas lentur jalur kolom interior yang paling menentukan.



## Jalur Kolom Interior

### Lantai Atap

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 9275,20 + 2043,39 = 130,05 \text{ kN.m/m} = 130050000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = M_{\text{lapangan}} = 130050000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 93,28 \text{ kN} = 93280 \text{ N}$$

### Kondisi 1

$$\begin{aligned} M_{\text{pl}} &= \tau_y \cdot b \cdot t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### Kondisi 2

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{93280}{22887,13} = 4,07 \sim 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2y}{n_p} = \frac{600}{5} = 120 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 600 mm = 85 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{\text{pl}} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 85 \cdot 22887,13 \cdot (270 + 6) \\ &= 536,93 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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  $M_{\text{pl}} = 521,64 \text{ kN.m} > M_u = 130,05 \text{ kN.m}$

### Lantai Tipikal

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 165,19 + 60,95 = 226,14 \text{ kN.m/m} = 226140000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = M_{\text{lapangan}} = 226140000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 123,01 \text{ kN} = 123010 \text{ N}$$

### Kondisi 1

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \dagger_y . b . t_f \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_f}{2} \right) - \frac{0,85 . f_c'}{x_c} . b . x_c \left( 0,5 x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315.1000.6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85.35}{1,5} . 1000.0 \left( 0,5.0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### Kondisi 2

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{123010}{22887,13} = 5,37 \sim 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{1/2 y}{n_p} = \frac{600}{6} = 100 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 600 mm = 126 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p . P_R . (h_c + t) \\ &= 126.22887,13.(270 + 6) \\ &= 795,92 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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  $M_{pl} = 521,64 \text{ kN.m} > M_u = 226,14 \text{ kN.m}$ .

### • ***Punching Shear Resistance Composite SCS Sandwich Pelat***

Kontribusi geser pada beton

$$C_c = \frac{0,18}{x_c} \text{ untuk beton normal} = \frac{0,18}{1,5} = 0,120$$

$$k_c = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86$$

$$= \text{berat jenis beton (kg/m}^3\text{)} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_1 = 0,4 + \frac{0,6...}{2200} = 0,4 + \frac{0,6.2400}{2200} = 1,055 > 1,0 \text{ maka digunakan } \gamma_1 = 1,0$$

$V_c$  = shear resistance beton didapat dari Eurocode 2

$$\begin{aligned} &= \left[ C_c \cdot k_c \cdot \gamma_1 \cdot (100 \cdot \dots \cdot f_c')^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot h_c \\ &= \left[ 0,120 \cdot 1,86 \cdot 1,0 \cdot (100 \cdot 2400 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \cdot 270 \\ &= 12250422 \text{ N} \\ &= 12250,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Jalur Kolom Interior

#### Lantai Atap

#### Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 93,28 \text{ kN} = 93280 \text{ N}$$

$$c_1 = c_2 = 0,8 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$V_s = n_{CP} \cdot F_t$$

$$= 85 \cdot 22000 = 1870000 \text{ N}$$

maka,  $V_{pun} = 12250422 + 1870000 = 14120422 \text{ N} > V_u = 93280 \text{ N}$

### **Lantai Tipikal**

#### **Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )**

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 123,01 \text{ kN} = 123010 \text{ N}$$

$$c_1 = c_2 = 0,8 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= n_{CP} \cdot F_t \\ &= 126 \cdot 22000 = 2772000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{maka, } V_{pun} = 12250422 + 2772000 = 15022422 \text{ N} > V_u = 123010 \text{ N}$$

- **Desain Kolom**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Kolom**

Tabel 4.77 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-HCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	16D25	4D16-100
	Exterior Column	16D25	4D16-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	16D32	4D16-100
	Exterior Column	16D32	4D16-100

Tabel 4.78 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-HCFP-6lt K 90x90 cm<sup>2</sup>

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	20D25	4D16-100
	Exterior Column	20D25	4D16-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	20D28	4D16-100
	Exterior Column	20D32	4D16-100

#### 4.2.4 IDEALISASI STRUKTUR 2 DIMENSI

Seperti halnya gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, sebelum dilakukan analisa statik non-linier (analisa *pushover*), struktur gedung *flat plate* dengan pendetailan khusus tersebut diidealisasi menjadi struktur 2 dimensi. Elemen *slab* dimodelkan sebagai *frame* yang mempunyai lebar efektif baik pada jalur kolom interior maupun jalur kolom eksterior. Lebar efektif diambil selebar *column strip* sesuai metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*).

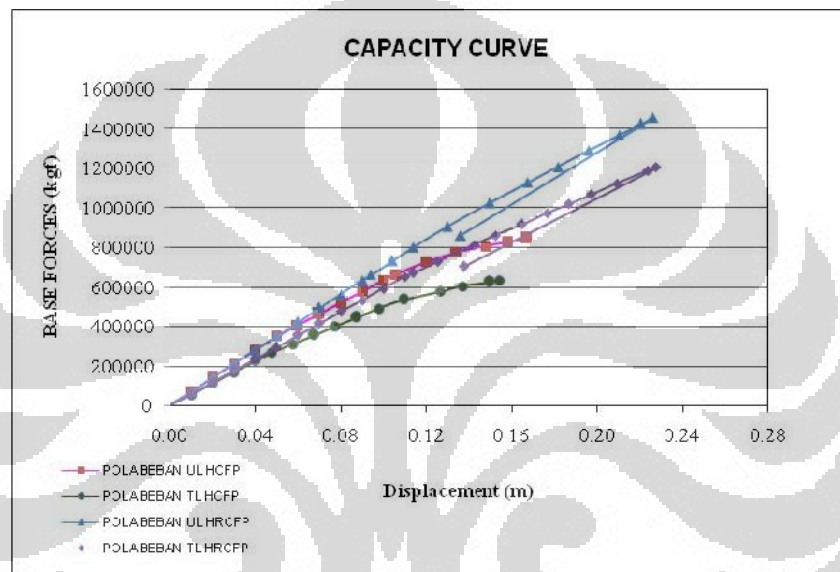
#### 4.2.5 ANALISA PUSHOVER

Sepertinya halnya gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, 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 efektif yang diambil selebar *column strip* sesuai metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*).

#### 4.2.5.1 ANALISA GEDUNG 3 LANTAI

- Jalur Kolom Eksterior



Gambar 4.41 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-HCFP-3lt

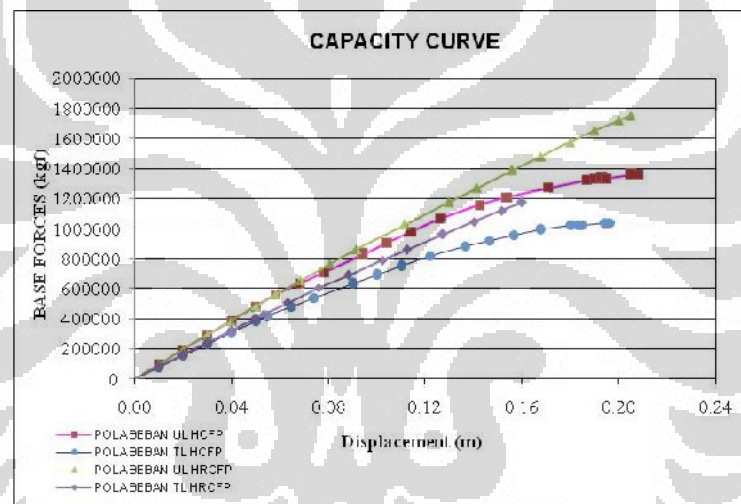
Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior pada gedung PB-HCFP-3lt ditunjukkan pada tabel 4.79 berikut ini :

Tabel 4.79 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-3lt

Parameter	PB-HCFP		PB-HRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	64433.34	64433.34	64433.34	64433.34
Vy (kgf)	351445.89	267308.56	661488.90	474106.46
y (m)	0.050	0.048	0.094	0.080
Vu (kgf)	845213.99	631659.54	1455203.61	1204226.98
u (m)	0.167	0.154	0.226	0.227
$\mu$ (aktual)	3.34	3.23	2.40	2.85
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI	TIDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	7036939.91	5613367.493	7033225.24	5930556.27

Berdasarkan tabel 4.79, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-HCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,34 dimana memenuhi daktilitas yang disyaratkan sebesar 3,3. Untuk daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,23 dimana nilai tersebut tidak memenuhi dari yang disyaratkan. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-HRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 2,40 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 2,85 dimana nilai tersebut tidak memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

- **Jalur Kolom Interior**



Gambar 4.42 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-HCFP-3lt

Parameter aktual non-linier jalur kolom interior pada gedung PB-HCFP-3lt ditunjukkan pada tabel 4.80 berikut ini :

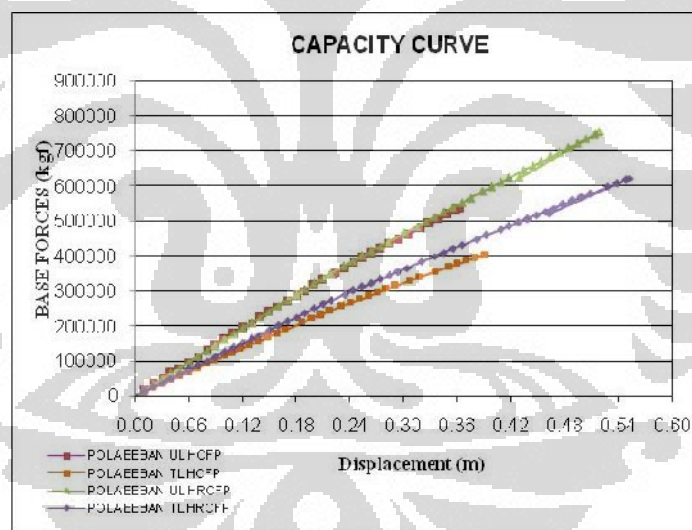
Tabel 4.80 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-HCFP-3lt

Parameter	PB-HCFP		PB-HRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	113086.53	113086.53	113086.53	113086.53
Vy (kgf)	560724.74	420097.93	560724.74	429130.52
y (m)	0.058	0.054	0.058	0.053
Vu (kgf)	1359117.33	990369.80	1576186.85	1174056.48
u (m)	0.205	0.167	0.180	0.160
$\mu$ (aktual)	3.52	3.07	3.08	3.00
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	8793681.21	6997446.877	9617755.10	8053495.731

Berdasarkan tabel 4.80, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-HCFP) pada jalur kolom interior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,52 dimana memenuhi daktilitas yang disyaratkan sebesar 3,3. Untuk daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,07 dimana nilai tersebut tidak memenuhi dari yang disyaratkan. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-HRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,08 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,00 dimana nilai tersebut tidak memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

#### 4.2.5.2 ANALISA GEDUNG 6 LANTAI

- Jalur Kolom Eksterior K80x80 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.43 Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior pada gedung PB-HCFP-6lt ditunjukkan pada tabel 4.81 berikut ini :

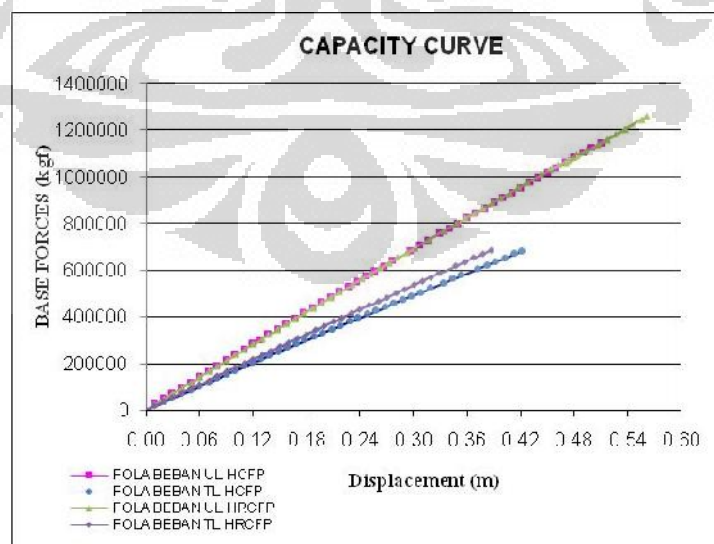


Tabel 4.81 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

Parameter	PB-HCFP		PB-HRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	79792.90	79792.90	79792.90	79792.90
Vy (kgf)	176608.81	123090.45	272943.33	212622.81
y (m)	0.110	0.108	0.170	0.170
Vu (kgf)	536098.24	368935.81	754507.97	621576.38
u (m)	0.362	0.350	0.519	0.553
$\mu$ (aktual)	3.30	3.24	3.05	3.25
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	IDAK MEMENUHI	IDAK MEMENUHI	IDAK MEMENUHI	IDAK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1606193.99	1137165.835	1605898.52	1250994.687

Berdasarkan tabel 4.81, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-HCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,296 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,23 dimana nilai tersebut lebih kecil dari yang disyaratkan yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-HRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,05 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,25 dimana nilai tersebut tidak memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

- Jalur Kolom Interior K 80x80 cm<sup>2</sup>

Gambar 4.44 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

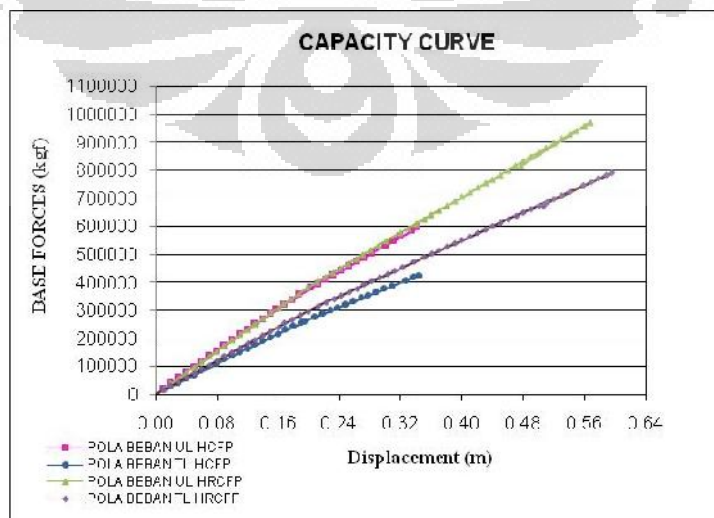
Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior pada gedung PB-HCFP-6lt ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.82 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

Parameter	PB-HCFP		PB-HRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	135484.00	135484.00	135484.00	135484.00
Vy (kgf)	299283.14	216091.72	323281.68	219315.32
y (m)	0.127	0.128	0.137	0.120
Vu (kgf)	1060332.93	681536.14	1008864.16	686848.09
u (m)	0.470	0.422	0.443	0.387
$\mu$ (aktual)	3.70	3.29	3.23	3.23
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	2354161.94	1683049.757	2353792.86	1828267.56

Berdasarkan tabel 4.82, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-HCFP) pada jalur kolom interior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,70 dimana nilai tersebut memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,29. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-HRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,23 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,23 dimana nilai tersebut tidak memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

- Jalur Kolom Eksterior K 90x90 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.45 Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm<sup>2</sup>

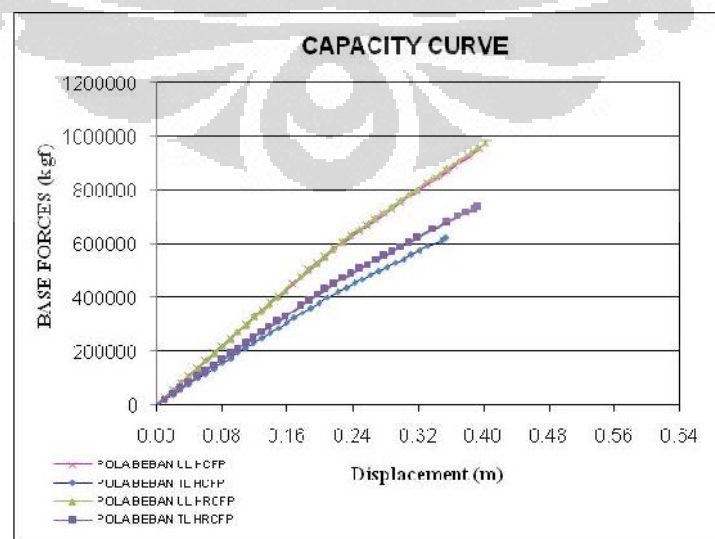
Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior pada gedung PB-HCFP-6lt ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.83 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm2

Parameter	PB-HCFP		PB-HRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	85786.63	85786.63	85786.63	85786.63
Vy (kgf)	212004.96	136587.19	322063.98	252893.07
y (m)	0.110	0.100	0.167	0.168
Vu (kgf)	595278.31	406045.90	970676.08	791986.35
u (m)	0.342	0.327	0.567	0.596
$\mu$ (aktual)	3.11	3.27	3.40	3.54
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1927956.65	1366326.998	1927684.19	1501802.747

Berdasarkan tabel 4.83, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-HCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,11 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,27 dimana nilai tersebut tidak memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-HRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,40 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,54 dimana nilai tersebut memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3

- Jalur Kolom Interior K 90x90 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.46 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm2

Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior pada gedung PB-HCFP-6lt ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.84 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-HCFP-6lt K90x90cm<sup>2</sup>

Parameter	PB-HCFP		PB-HRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	141477.73	141477.73	141477.73	141477.73
Vy (kgf)	326924.27	212540.90	350027.15	250574.98
y (m)	0.119	0.109	0.128	0.118
Vu (kgf)	953921.43	623442.17	975552.02	703210.04
u (m)	0.396	0.354	0.403	0.369
$\mu$ (aktual)	3.32	3.26	3.15	3.12
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	2737162.69	1955097.311	2736874.97	2120731.074

Berdasarkan tabel 4.84, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-HCFP) pada jalur kolom interior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,32 dimana nilai tersebut tidak memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,26. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-HRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,15 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,12 dimana nilai tersebut tidak memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

### 4.3 ANALISA GEDUNG *FLAT PLATE* DENGAN PENDETAILAN KHUSUS SEPANJANG *y* DAERAH *COLUMN STRIP (FULL COMPOSITE FLAT PLATE SCS)*

#### 4.3.1 ANALISA BEBAN GEMPA

Analisa yang dilakukan sama seperti pada gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, 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 pada daerah *column strip*. Dalam studi ini, baik gedung parkir dengan 3 tingkat (selanjutnya disebut PB-FCFP-3lt) maupun gedung parkir dengan 6 tingkat (selanjutnya disebut PB-FCFP-6lt), memiliki keseragaman dan keteraturan sama dengan gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus.

- **Massa, Titik Pusat Massa, Titik Pusat Kekakuan dan Eksentrisitas**

Tabel 4.85 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-FCFP-3lt (kg-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	496589	496589	36	36	36	36
STORY2	496589	496589	36	36	36	36
STORY3	417323	417323	36	36	36	36

Tabel 4.86 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-FCFP-6lt (kg-m)

*K80x80cm<sup>2</sup>*

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	161476	161476	20	20	20	20
STORY2	161476	161476	20	20	20	20
STORY3	161476	161476	20	20	20	20
STORY4	161476	161476	20	20	20	20
STORY5	161476	161476	20	20	20	20
STORY6	137011	137011	20	20	20	20

Tabel 4.87 Massa, pusat massa dan pusat kekakuan lantai gedung PB-FCFP-6lt (kg-m)  
K90x90cm2

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	166056	166056	20	20	20	20
STORY2	166056	166056	20	20	20	20
STORY3	166056	166056	20	20	20	20
STORY4	166056	166056	20	20	20	20
STORY5	166056	166056	20	20	20	20
STORY6	141591	141591	20	20	20	20

Tabel 4.88 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-FCFP-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 4.89 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-FCFP-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

Tabel 4.90 Eksentrisitas rencana gempa arah x gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2 dan K90x90cm2

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 4.91 Eksentrisitas rencana gempa arah y gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2 dan K90x90cm2

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 <sub>1</sub>	YCM <sub>2</sub>
				STORY1	0.000	40	12
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

- **Gaya Geser Tingkat**

Seperti pada analisa gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, besaran gaya geser dasar,  $V_1$  menurut analisa statik ekuivalen sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 6.1.2 seperti ditunjukkan pada persamaan (4.8). Besaran nilai faktor reduksi gempa untuk struktur gedung *flat plate* 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 4.92 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-FCFP-3lt (kg-m)

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$wixhi$	$\frac{wixhi}{wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY3	9.00	4,093,937	36,845,437	0.45	865,756	865,756
STORY2	6.00	5,104,817	30,628,905	0.37	721,611	1,587,367
STORY1	3.00	5,104,817	15,314,452	0.18	360,805	1,948,172
		14,303,572	82,788,795	1.00		

Tabel 4.93 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-FCFP-6lt (kg-m) K80x80cm2

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY6	18.00	1,344,076	24,193,365	0.25	321,351	321,351
STORY5	15.00	1,641,676	24,625,138	0.25	327,086	648,436
STORY4	12.00	1,641,676	19,700,110	0.20	261,669	910,105
STORY3	9.00	1,641,676	14,775,083	0.15	196,251	1,106,356
STORY2	6.00	1,641,676	9,850,055	0.10	130,834	1,237,190
STORY1	3.00	1,641,676	4,925,028	0.05	65,417	1,302,608
		9,552,455	98,068,779	1.00		

Tabel 4.94 Distribusi gaya geser tingkat statik ekuivalen PB-FCFP-6lt (kg-m) K90x90cm2

Lantai	Tinggi hi (m)	Berat Lantai wi (kgf)	wixhi	$\frac{wixhi}{wixhi}$	Fi x-y	Vi
STORY6	18.00	1,389,009	25,002,155	0.25	331,886	331,886
STORY5	15.00	1,686,609	25,299,129	0.25	335,828	667,714
STORY4	12.00	1,686,609	20,239,304	0.20	268,663	936,377
STORY3	9.00	1,686,609	15,179,478	0.15	201,497	1,137,874
STORY2	6.00	1,686,609	10,119,652	0.10	134,331	1,272,205
STORY1	3.00	1,686,609	5,059,826	0.05	67,166	1,339,371
		9,822,052	100,899,544	1.00		

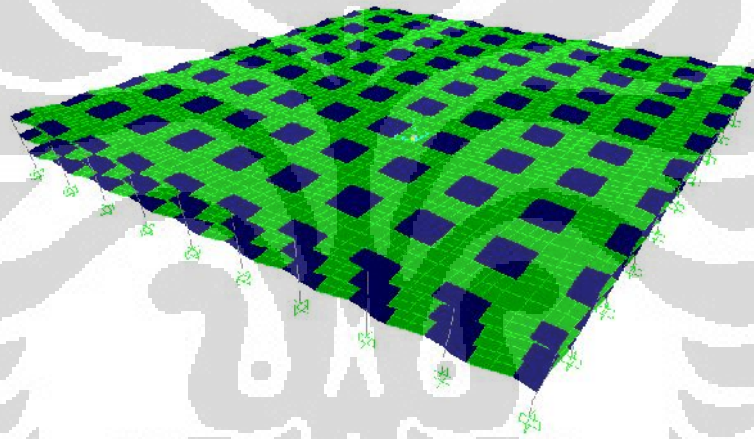
- **Perbandingan dengan Hasil Analisa Dinamik**

Untuk membandingkan hasil analisa statik ekuivalen, maka perlu dilakukan perbandingan dengan analisa dinamik. Seperti halnya pada analisa gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, 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 :

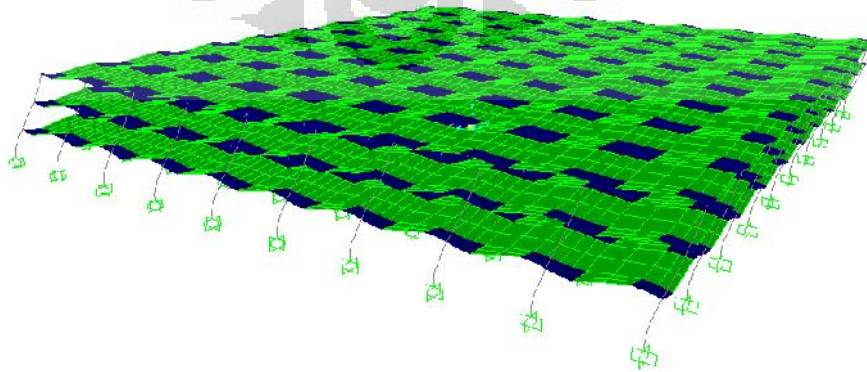


Tabel 4.95 Mass Participation Factor PB-FCFP-3lt

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.49543	40.600	40.600	40.600	40.600	0.002	0.002
MODAL	Mode	2	0.47001	40.900	40.900	81.500	81.500	0.000	0.002
MODAL	Mode	3	0.46339	0.001	0.001	81.500	81.500	80.700	80.700
MODAL	Mode	4	0.16655	0.000	0.000	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	5	0.15872	0.000	0.000	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	6	0.15871	0.000	0.000	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	7	0.15665	0.000	0.000	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	8	0.15662	0.000	0.000	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	9	0.15604	0.001	0.001	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	10	0.156	0.002	0.002	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	11	0.15455	0.000	0.000	81.500	81.500	0.000	80.700
MODAL	Mode	12	0.15436	0.000	0.000	81.500	81.500	0.001	80.700



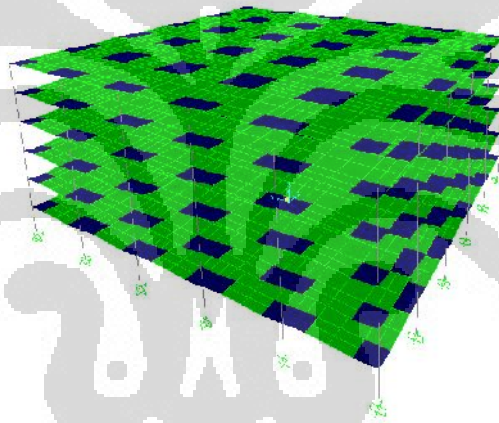
Gambar 4.47 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-FCFP-3lt



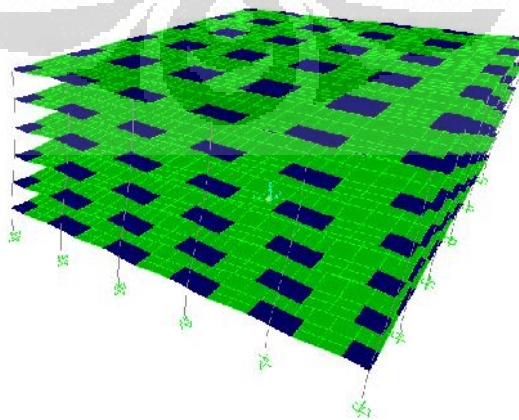
Gambar 4.48 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-FCFP-3lt

Tabel 4.96 Mass Participation Factor PB-FCFP-6lt K80x80cm2

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.98624	38.800	38.800	38.800	38.800	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.92559	39.100	39.100	77.900	77.900	0.002	0.002
MODAL	Mode	3	0.89542	0.002	0.000	77.900	77.900	77.100	77.100
MODAL	Mode	4	0.28929	5.900	5.900	83.800	83.800	0.000	77.100
MODAL	Mode	5	0.27578	5.700	5.700	89.500	89.500	0.002	77.100
MODAL	Mode	6	0.26015	0.002	0.000	89.500	89.500	12.000	89.100
MODAL	Mode	7	0.14543	0.001	0.004	89.500	89.500	0.000	89.100
MODAL	Mode	8	0.14498	0.003	0.008	89.500	89.500	0.000	89.100
MODAL	Mode	9	0.14413	2.600	2.500	92.100	92.000	0.000	89.100
MODAL	Mode	10	0.14354	0.017	0.005	92.100	92.000	0.000	89.100
MODAL	Mode	11	0.14300	0.001	0.000	92.100	92.000	0.000	89.100
MODAL	Mode	12	0.14299	0.000	0.000	92.100	92.000	0.000	89.100



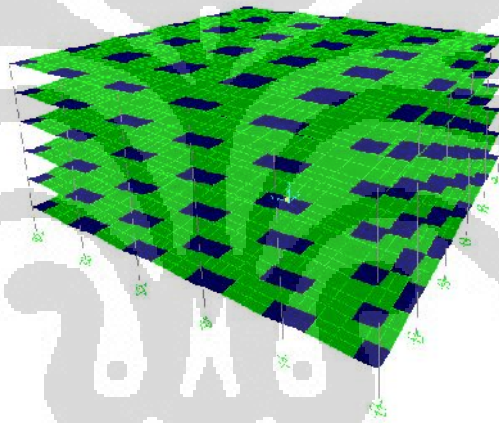
Gambar 4.49 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-FCFP-6lt K80x80cm2



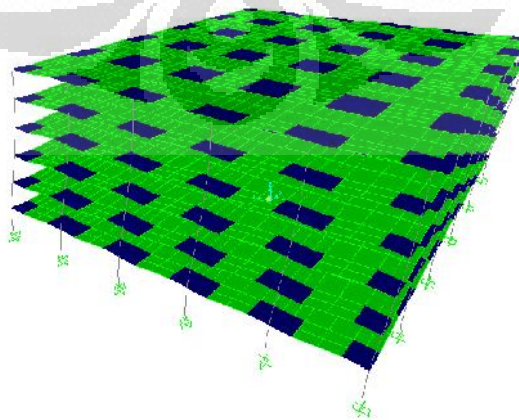
Gambar 4.50 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-FCFP-6lt K80x80cm2

Tabel 4.97 Mass Participation Factor PB-FCFP-6lt K90x90cm2

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.91261	38.100	38.100	38.100	38.100	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.85945	38.400	38.400	76.500	76.500	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.82750	0.000	0.000	76.500	76.500	75.700	75.700
MODAL	Mode	4	0.25863	6.300	6.300	82.800	82.800	0.000	75.700
MODAL	Mode	5	0.24796	6.100	6.100	88.900	88.900	0.000	75.700
MODAL	Mode	6	0.23204	0.000	0.000	88.900	88.900	12.900	88.500
MODAL	Mode	7	0.13628	0.000	0.000	88.900	88.900	0.000	88.500
MODAL	Mode	8	0.13569	0.000	0.000	88.900	88.900	0.000	88.500
MODAL	Mode	9	0.13563	0.000	0.000	88.900	88.900	0.000	88.500
MODAL	Mode	10	0.13533	0.000	0.000	88.900	88.900	0.000	88.500
MODAL	Mode	11	0.13499	0.000	0.000	88.900	88.900	0.000	88.500
MODAL	Mode	12	0.13457	0.000	0.000	88.900	88.900	0.000	88.500



Gambar 4.51 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1 pada PB-FCFP-6lt K90x90cm2



Gambar 4.52 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2 pada PB-FCFP-6lt K90x90cm2

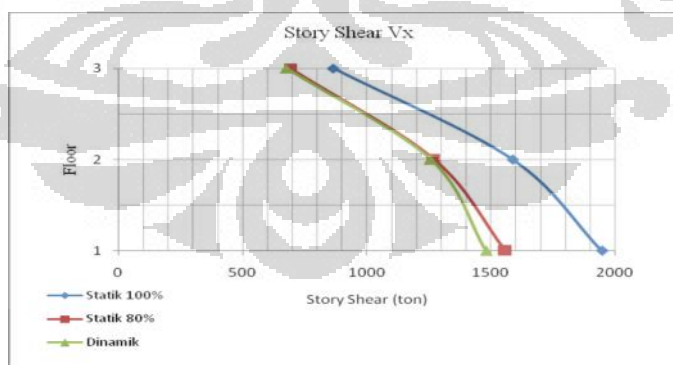
Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, dalam analisa dinamik yang dilakukan ini, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurusinya, tetapi dengan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

Tabel 4.98 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-FCFP-3lt

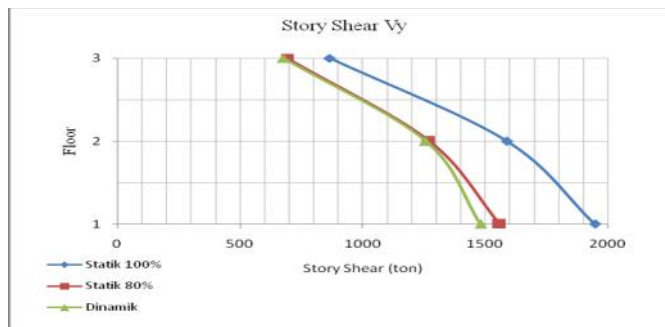
Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My
STORY3	RSX	0	676794.27	237061.18	1590675.89	4541555.41
STORY2	RSX	0	1256507.21	439302.46	2947710.95	8431656.98
STORY1	RSX	0	1482300.25	517727.80	3473943.47	9946816.99

Tabel 4.99 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-FCFP-3lt

Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My
STORY3	RSY	0	237023.85	676834.57	4541828.9	1590423.77
STORY2	RSY	0	439292.01	1256582.04	8432164.72	2947637.70
STORY1	RSY	0	517727.77	1482301.24	9946830.25	3473939.58



Gambar 4.53 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-FCFP-3lt



Gambar 4.54 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-FCFP-3lt

Sedangkan dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung PB-FCFP-y-6lt dengan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup>, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel 4.100 dan Tabel 4.101 di bawah ini (*satuan kg-m*) :

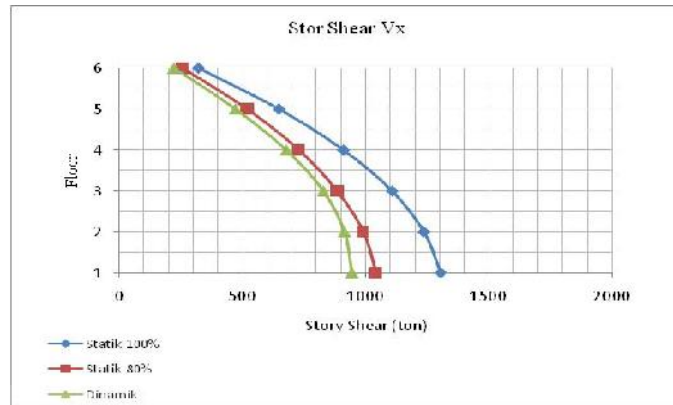
Tabel 4.100 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-FCFP-6lt  
K80x80cm<sup>2</sup>

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSX	0	225196.50	92239.57	1169592.89	2845339.51
STORY5	RSX	0	471858.47	193107.75	2448596.00	5961893.51
STORY4	RSX	0	676624.34	276717.63	3508764.84	8549093.59
STORY3	RSX	0	826458.14	337770.55	4282912.65	10442231.55
STORY2	RSX	0	913987.33	373341.14	4733945.80	11548155.73
STORY1	RSX	0	943521.01	385307.94	4885684.23	11921311.35

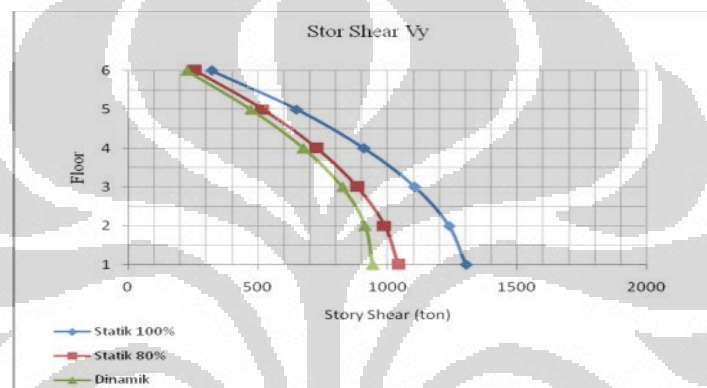
Tabel 4.101 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-FCFP-6lt  
K80x80cm<sup>2</sup>

Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSY	0	92218.09	225323.46	2847503.38	1169137.80
STORY5	RSY	0	193091.96	471991.97	5964752.84	2448013.39
STORY4	RSY	0	276711.38	676703.12	8551770.20	3508137.52
STORY3	RSY	0	337770.57	826478.54	10444542.58	4282243.90
STORY2	RSY	0	373344.93	913972.25	11550235.98	4733254.46
STORY1	RSY	0	385307.93	943493.52	11923308.13	4884920.93





Gambar 4.55 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-FCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>



Gambar 4.56 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-FCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

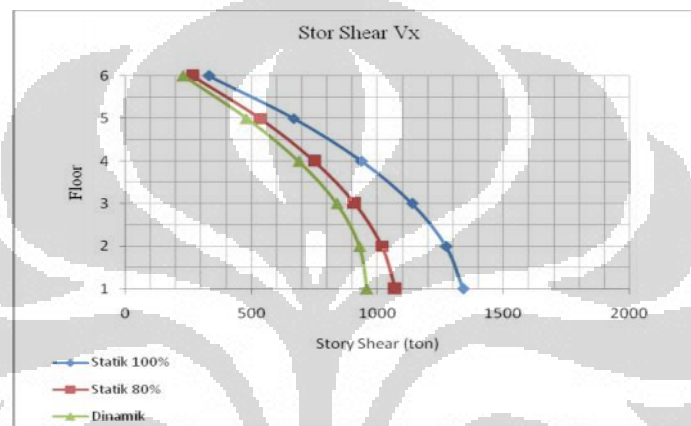
Sedangkan dari analisa dinamik yang dilakukan pada gedung PB-FCFP-y-6lt dengan dimensi kolom 90x90cm<sup>2</sup>, didapat gaya geser pada tiap-tiap lantai seperti yang ditampilkan pada Tabel 4.102 dan Tabel 4.103 di bawah ini (*satuan kg-m*) :

Tabel 4.102 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-x pada PB-FCFP-6lt K90x90cm<sup>2</sup>

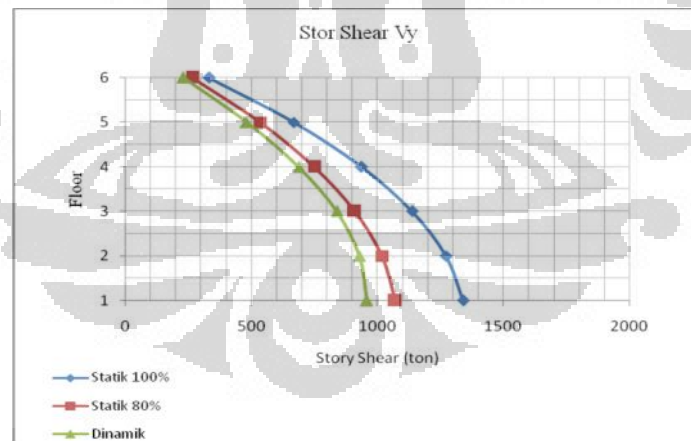
Lantai	Load	P	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
STORY6	RSX	0	229689.70	89428.37	1145005.68	2920060.54
STORY5	RSX	0	479797.84	186648.89	2389778.97	6099702.08
STORY4	RSX	0	687424.53	267235.22	3421574.64	8739274.14
STORY3	RSX	0	839351.69	326080.31	4175004.02	10670734.36
STORY2	RSX	0	928103.77	360364.57	4613966.23	11799045.46
STORY1	RSX	0	958050.07	371898.62	4761643.7	12179754.76

Tabel 4.103 Gaya dinamik pada tiap lantai akibat spektrum gempa-y pada PB-FCFP-6lt  
K90x90cm2

Lantai	Load	P	Vx	Vy	Mx	My
STORY6	RSY	0	89407.57	229825.70	2921789.23	1144739.46
STORY5	RSY	0	186633.61	479947.55	6101604.85	2389583.64
STORY4	RSY	0	267229.15	687524.65	8740546.10	3421497.42
STORY3	RSY	0	326080.30	839396.91	10671308.23	4175004.50
STORY2	RSY	0	360368.21	928115.54	11799193.93	4614013.49
STORY1	RSY	0	371898.60	958050.10	12179754.00	4761644.05



Gambar 4.57 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-x pada PB-FCFP-6lt K90x90cm2



Gambar 4.58 Selimut gaya geser tingkat untuk gempa arah-y pada PB-FCFP-6lt K90x90cm2

- **Analisa  $T_{Rayleigh}$**

Besarnya taksiran waktu getar alami ( $T_1$ ) yang dihitung sebelumnya pada subbab 4.2.1.2 menggunakan rumus empiris, maka sesuai pasal 6.2.2 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, tidak boleh menyimpang lebih dari 20% hasil

$T_{\text{Rayleigh}}$ . Rumusan  $T_{\text{Rayleigh}}$  sesuai pasal 6.2.1 SNI 03 – 1726 – 2002 hal 28, ditunjukkan pada persamaan (4.9).

Tabel 4.104 Analisa  $T_{\text{Rayleigh}}$  Gedung PB-FCFP-3lt 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	4,093,937	865,756	10.8	474,254,476	9,318,172
STORY2	6	5,104,817	721,611	7.4	281,968,593	5,363,067
STORY1	3	5,104,817	360,805	2.9	43,815,135	1,057,049
					800,038,204	15,738,288

Tabel 4.105 Analisa  $T_{\text{Rayleigh}}$  Gedung PB-FCFP-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	4,093,937	865,756	10.8	474,254,476	9,318,172
STORY2	6	5,104,817	721,611	7.4	281,968,593	5,363,067
STORY1	3	5,104,817	360,805	2.9	43,815,135	1,057,049
					800,038,204	15,738,288

Pada Tabel 4.104 dan Tabel 4.105, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-FCFP-3lt serta penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (hanya pada daerah setengah *column strip*) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{\text{Rayleigh}}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$\begin{aligned}
 T_{\text{Rayleigh PB-FCFP3lt}} &= 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \\
 &= 6,3 \sqrt{\frac{800038204}{9810.15738288}} = 0,453 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Nilai  $T_{\text{Rayleigh}}$  yang diijinkan pada PB-FCFP-y-3lt = 0,453 – 20% . 0,453 = 0,363detik. Nilai  $T_{\text{Rayleigh}} < T_{\text{empiris}} = 0,54$  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-FCFP-3lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang



teratur (pada daerah *column strip*) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-FCFP-3lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.

Tabel 4.106 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-FCFP-6lt sumbu-x

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i \cdot x$ (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	1,344,076	321,350.59	46.28	2,879,367,957	14,873,590
STORY5	15.00	1,641,676	327,085.64	41.50	2,827,872,657	13,575,246
STORY4	12.00	1,641,676	261,668.51	34.44	1,947,508,867	9,012,546
STORY3	9.00	1,641,676	196,251.39	25.22	1,043,772,223	4,948,481
STORY2	6.00	1,641,676	130,834.26	14.77	357,910,009	1,931,811
STORY1	3.00	1,641,676	65,417.13	5.01	41,173,418	327,609
					9,097,605,130	44,669,283

Tabel 4.107 Analisa  $T_{Rayleigh}$  Gedung PB-FCFP-6lt sumbu-y

Lantai	Tinggi $h_i$ (m)	Berat Lantai $w_i$ (kgf)	$F_i \cdot x$ (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	1,344,076	321,350.59	46.28	2,879,367,957	14,873,590
STORY5	15.00	1,641,676	327,085.64	41.50	2,827,872,657	13,575,246
STORY4	12.00	1,641,676	261,668.51	34.44	1,947,508,867	9,012,546
STORY3	9.00	1,641,676	196,251.39	25.22	1,043,772,223	4,948,481
STORY2	6.00	1,641,676	130,834.26	14.77	357,910,009	1,931,811
STORY1	3.00	1,641,676	65,417.13	5.01	41,173,418	327,609
					9,097,605,130	44,669,283

Sedangkan pada Tabel 4.106 dan Tabel 4.107, terlihat bahwa denah struktur gedung beraturan PB-FCFP-6lt serta penempatan pelat baja yang teratur (hanya pada daerah setengah *column strip*) memberikan pengaruh terhadap nilai  $T_{Rayleigh}$  yang sama pada masing-masing arah pembebanan gempa, maka

$$T_{Rayleigh} \text{ PB-FCFP6lt} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{9097605130}{9810.44669283}} = 0,91 \text{ detik}$$

Nilai  $T_{Rayleigh}$  yang diijinkan pada PB-FCFP-6lt = 0,91 – 20% . 0,91 = 0,73 detik. Nilai  $T_{Rayleigh} < T_{empiris} = 1,08$  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-FCFP-6lt dapat dihindari dan dengan penempatan 2 lapis pelat baja yang teratur (pada daerah *column strip*) mampu meningkatkan daktilitas struktur gedung PB-FCFP-6lt secara keseluruhan akibat aksi komposit struktur *steel – concrete – steel* yang terjadi.

- **Displacement Pusat Massa dan Simpangan antar Tingkat**

Tabel 4.108 Kinerja batas layan ( s) gedung PB-FCFP-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	13.86	13.86	4.33	4.33	16	OK	OK
2	6	3	9.53	9.53	5.79	5.79	16	OK	OK
1	3	3	3.73	3.73	3.73	3.73	16	OK	OK

Tabel 4.109 Kinerja batas ultimit ( m) gedung PB-FCFP-3lt

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
3	9	3	4.33	4.33	16.68	16.68	60	OK	OK
2	6	3	5.79	5.79	22.31	22.31	60	OK	OK
1	3	3	3.73	3.73	14.38	14.38	60	OK	OK

Tabel 4.110 Kinerja batas layan ( s) gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	58.1	58.1	6.15	6.15	16	OK	OK
5	15	3	51.9	51.9	8.94	8.94	16	OK	OK
4	12	3	43.0	43.0	11.60	11.60	16	OK	OK
3	9	3	31.4	31.4	13.07	13.07	16	OK	OK
2	6	3	18.3	18.3	12.14	12.14	16	OK	OK
1	3	3	6.2	6.2	6.19	6.19	16	OK	OK

Tabel 4.111 Kinerja batas ultimit ( m) gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	6.15	6.15	23.69	23.69	60	OK	OK
5	15	3	8.94	8.94	34.42	34.42	60	OK	OK
4	12	3	11.60	11.60	44.64	44.64	60	OK	OK
3	9	3	13.07	13.07	50.31	50.31	60	OK	OK
2	6	3	12.14	12.14	46.72	46.72	60	OK	OK
1	3	3	6.19	6.19	23.82	23.82	60	OK	OK

Tabel 4.112 Kinerja batas layan ( s) gedung PB-FCFP-6lt K90x90cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Displacement (mm)		Drift s (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	40.9	40.9	4.82	4.82	16	OK	OK
5	15	3	36.1	36.1	6.61	6.61	16	OK	OK
4	12	3	29.5	29.5	8.28	8.28	16	OK	OK
3	9	3	21.2	21.2	9.08	9.08	16	OK	OK
2	6	3	12.1	12.1	8.15	8.15	16	OK	OK
1	3	3	4.0	4.0	3.97	3.97	16	OK	OK

Tabel 4.113 Kinerja batas ultimit ( m) gedung PB-FCFP-6lt K90x90cm2

Lantai	Tinggi tingkat (m)	Tinggi lantai (m)	Drift s (mm)		Drift m (mm)		Syarat (mm)	Cek	
			EQX	EQY	EQX	EQY		EQX	EQY
6	18	3	4.82	4.82	18.57	18.57	60	OK	OK
5	15	3	6.61	6.61	25.44	25.44	60	OK	OK
4	12	3	8.28	8.28	31.89	31.89	60	OK	OK
3	9	3	9.08	9.08	34.95	34.95	60	OK	OK
2	6	3	8.15	8.15	31.37	31.37	60	OK	OK
1	3	3	3.97	3.97	15.30	15.30	60	OK	OK

#### 4.3.2 HASIL ANALISA STRUKTUR

Seperti halnya analisa struktur gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, analisa struktur *flat plate*, baik gedung PB-FCFP-3lt maupun PB-FCFP-6lt, akan 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 4.114 ~ Tabel 4.115 menunjukkan gaya

dalam pelat lantai hasil analisa struktur masing – masing portal tersebut, baik PB-FCFP-3lt maupun PB-FCFP-6lt.

Tabel 4.114 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-FCFP-3lt

Lt Atap	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	111.98	53.17	78.27
		Interior Column Strip	As 4	123.32	6.30	125.97
		Middle Strip	As 2-3	22.32	2.31	8.08
	Direction- y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	111.98	53.17	78.27
Interior Column Strip		As D	123.32	6.30	125.97	
	Middle Strip	As B-C	22.32	2.31	8.08	
Lt Tipikal	Direction- x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	164.52	35.27	143.11
		Interior Column Strip	As 4	184.02	41.58	176.59
		Middle Strip	As 2-3	32.84	3.46	12.81
	Direction- y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	164.52	35.27	143.11
Interior Column Strip		As D	184.02	41.58	176.59	
	Middle Strip	As B-C	32.84	3.46	12.81	

Tabel 4.115 Gaya dalam pelat hasil analisa struktur pada PB-FCFP-6lt

Lt Atap	Direction-x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	107.61	50.45	84.81
		Interior Column Strip	As 4	115.71	37.97	99.76
		Middle Strip	As 2-3	22.99	0.74	13.19
	Direction-y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	107.61	50.45	84.81
Interior Column Strip		As D	115.71	37.97	99.76	
	Middle Strip	As B-C	22.99	0.74	13.19	
Lt Tipikal	Direction-x	Design	Location	Mx-x (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vx-x (Kn/m)
		Edge Column Strip	As 1	162.12	76.63	133.72
		Interior Column Strip	As 4	180.85	41.00	150.30
		Middle Strip	As 2-3	32.49	3.67	13.50
	Direction-y	Design	Location	My-y (Knm/m)	Mx-y (Knm/m)	Vy-y (Kn/m)
		Edge Column Strip	As A	162.12	76.63	133.72
Interior Column Strip		As D	180.85	41.00	150.30	
	Middle Strip	As B-C	32.49	3.67	13.50	

### 4.3.3 DESAIN KAPASITAS

#### 4.3.3.1 GEDUNG 3 LANTAI

- **Desain Lentur Pelat**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat**

Tabel 4.116 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-FCFP-3lt

		Design		Lentur
		Lt Atap	Direction- x	Interior Column Strip
Bottom	D19-250			
Middle Strip	Top			D16-250
	Bottom		D16-250	
Direction- y	Design		Lentur	
	Interior Column Strip		Top	D19-150
		Bottom	D19-250	
	Middle Strip	Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	
	Lt Tipikal	Direction- x	Interior Column Strip	Top
Bottom				D22-125
Middle Strip			Top	D16-250
		Bottom	D16-250	
Direction- y		Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-100
	Bottom		D19-150	
	Middle Strip	Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	

- **Desain Lentur Composite SCS 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 diukur dari muka kolom, adalah :

$$y = (4000 \text{ mm} - 700 \text{ mm}) / 2 = 1650 \text{ mm},$$

#### 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 = 270 mm

$b$  = 1000 mm

$f'_c$  = 35 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

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

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

#### Shear Connector

tipe 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* =  $(h_c/2) + d_b = (270/2) + 10 = 145 \text{ mm}$

$$\frac{h_s}{d} = \frac{145}{10} = 14,5 > 4, \text{ maka } \gamma_v = 1,0$$

$\gamma_v$  = *partial safety factor for connection* = 1,25 (*recommended*)

Kuat geser *shear connector* diambil nilai terbesar dari persamaan (2.29) dan persamaan (2.30) seperti diatur pada *Eurocode 4*, sebagai berikut :

$$1. V_R = 0,8 \cdot \dagger_{ult} \frac{\left( \frac{f \cdot d^2}{4} \right)}{x_v}$$

$$= 0,8 \cdot 400 \frac{\left( \frac{f \cdot 10^2}{4} \right)}{1,25} = 20106,19 \text{ N}$$

$$2. V_R = 0,29 \cdot r \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c' \cdot E_c}}{x_v}$$

$$= 0,29 \cdot 1,0 \cdot 10^2 \cdot \frac{\sqrt{35 \cdot 27806}}{1,25} = 22887,13 \text{ N (yang digunakan selanjutnya)}$$

#### ➤ Pelat Arah-x dan Arah -y

Perencanaan kapasitas lentur dari struktur komposit *slab* dengan pelat baja ditinjau terhadap arah-x dan arah-y. Karena struktur bangunan merupakan struktur simetris dan teratur, maka perencanaan kapasitas lentur struktur arah-x dan arah-y adalah sama. Untuk perhitungan akan dihitung kapasitas lentur jalur kolom interior yang paling menentukan.

#### **Jalur Kolom Interior**

##### **Lantai Atap**

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 123,32 + 6,3 = 129,62 \text{ kn.m/m} = 129620000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 129620000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 125,97 \text{ kn} = 125970 \text{ N}$$

##### **Kondisi 1**

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \dagger_y \cdot b \cdot t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5 x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{125970}{22887,13} = 5,5 \sim 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{y}{n_p} = \frac{1650}{6} = 275 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 1650 mm = 90 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 90 \cdot 22887,13 \cdot (270 + 6) \\ &= 568516309,2 \text{ N.mm} = 568,52 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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  $M_{pl} = 521,64 \text{ kN.m} > M_u = 129,62 \text{ kN.m}$

Lantai Tipikal

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 184,02 + 41,58 = 225,6 \text{ kN.m/m} = 225600000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 225600000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 176,59 \text{ kN} = 176590 \text{ N}$$

Kondisi 1

$$\begin{aligned} M_{pl} &= t_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_i}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

Kondisi 2

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{176590}{22887,13} = 7,72 \sim 8 \text{ buah}$$



$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{y}{n_p} = \frac{1650}{8} = 207 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 1650 mm = 160 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 160 \cdot 22887,13 \cdot (270 + 6) \\ &= 1010695661 \text{ N.mm} = 1010,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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  $M_{pl} = 521,64 \text{ kN.m} > M_u = 225,6 \text{ kN.m}$

- ***Punching Shear Resistance Composite SCS Sandwich Pelat***

Kontribusi geser pada beton

$$C_c = \frac{0,18}{\alpha_c} \text{ untuk beton normal} = \frac{0,18}{1,5} = 0,120$$

$$k_c = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86$$

$$= \text{berat jenis beton (kg/m}^3) = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_1 = 0,4 + \frac{0,6 \dots}{2200} = 0,4 + \frac{0,6 \cdot 2400}{2200} = 1,055 > 1,0 \text{ maka digunakan } \gamma_1 = 1,0$$

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

$$= \left[ C_c \cdot k_c \cdot \gamma_1 \cdot (100 \dots \cdot f_c')^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot h_c$$

$$= \left[ 0,120 \cdot 1,86 \cdot 1,0 \cdot (100 \cdot 2400 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \cdot 270$$

$$= 12250422 \text{ N}$$

$$= 12250,42 \text{ kN}$$

## Jalur Kolom Interior

### Lantai Atap

#### Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 125,97 \text{ kN} = 125970 \text{ N}$$

$$c_1 = c_2 = 0,7 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.44) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= n_{CP} \cdot F_t \\ &= 90 \cdot 22000 = 1980000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{maka, } V_{pun} = 12250422 + 1980000 = 14230422 \text{ N} > V_u = 125970 \text{ N}$$

### Lantai Tipikal

#### Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 176,59 \text{ kN} = 176590 \text{ N}$$

$$c_1 = c_2 = 0,7 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$

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

dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.44) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= n_{CP} \cdot F_t \\ &= 160 \cdot 22000 = 3520000 \text{ N} \end{aligned}$$

maka,  $V_{pun} = 12250422 + 3520000 = 15770422 \text{ N} > V_u = 176590 \text{ N}$

- **Desain Kolom**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Kolom**

Tabel 4.117 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-FCFP-3lt

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	16D20	4D13-100
	Exterior Column	16D20	4D13-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	12D25	4D13-100
	Exterior Column	16D25	4D13-100

#### 4.3.3.2 GEDUNG 6 LANTAI

- **Desain Lentur Pelat**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Penulangan Lentur Pelat**

Tabel 4.118 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur pelat pada PB-FCFP-6lt

Lt Atap	Direction- x	Design		Lentur
		Interior Column Strip	Top	D19-125
			Bottom	D19-250
	Middle Strip	Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	
	Lt Tipikal	Direction- y	Design	
Interior Column Strip			Top	D19-150
			Bottom	D19-250
Middle Strip		Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	
Lt Tipikal		Direction- x	Design	
	Interior Column Strip		Top	D22-125
			Bottom	D22-125
	Middle Strip	Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	
	Lt Tipikal	Direction- y	Design	
Interior Column Strip			Top	D19-100
			Bottom	D19-150
Middle Strip		Top	D16-250	
		Bottom	D16-250	

- **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 diukur dari muka kolom, adalah :

$$y = (4000 \text{ mm} - 800 \text{ mm}) / 2 = 1600 \text{ mm},$$

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 = 270 mm

$b$  = 1000 mm

$f_c'$  = 35 Mpa

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

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

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

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

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

Shear Connector

tipe J-Hook *connector*

$d_b$  = 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* =  $(h_c/2) + d_b = (270/2) + 10 = 145$  mm

$$\frac{h_s}{d} = \frac{145}{10} = 14,5 > 4, \text{ maka } \gamma_v = 1,0$$

$\gamma_v$  = *partial safety factor for connection* = 1,25 (*recommended*)

Kuat geser *shear connector* diambil nilai terbesar dari persamaan (2.29) dan persamaan (2.30) seperti diatur pada *Eurocode 4*, sebagai berikut :

$$1. V_R = 0,8 \cdot \frac{F_t \cdot d^2}{\gamma_v \cdot X_v}$$

$$= 0,8.400 \frac{\left(\frac{f \cdot 10^2}{4}\right)}{1,25} = 20106,19 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} 2. V_R &= 0,29 \cdot r \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c' \cdot E_c}}{x_v} \\ &= 0,29 \cdot 1,0 \cdot 10^2 \cdot \frac{\sqrt{35 \cdot 27806}}{1,25} = 22887,13 \text{ N (yang digunakan selanjutnya)} \end{aligned}$$

➤ **Pelat Arah-x dan Arah -y**

Perencanaan kapasitas lentur dari struktur komposit *slab* dengan pelat baja ditinjau terhadap arah-x dan arah-y. Karena struktur bangunan merupakan struktur simetris dan teratur, maka perencanaan kapasitas lentur struktur arah-x dan arah-y adalah sama. Untuk perhitungan akan dihitung kapasitas lentur jalur kolom interior yang paling menentukan.

**Jalur Kolom Interior**

**Lantai Atap**

$$M_{y-y} + M_{x-x} = 115,71 + 37,97 = 153,68 \text{ kN.m/m} = 153680000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 153680000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 99,76 \text{ kN} = 99760 \text{ N}$$

**Kondisi 1**

$$\begin{aligned} M_{pl} &= f_y \cdot b \cdot t_i \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_i}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

**Kondisi 2**

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{99760}{22887,13} = 4,36 \sim 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{y}{n_p} = \frac{1600}{5} = 320 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 1600 mm = 65 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= n_p \cdot P_R \cdot (h_c + t) \\ &= 65 \cdot 22887,13 \cdot (270 + 6) \\ &= 410,59 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari kedua kondisi tersebut, nilai yang paling mempengaruhi yaitu pada kondisi 2 dimana *shear connector capacity* akan terjadi leleh terlebih dahulu sehingga,  $M_{pl} = 410,59 \text{ kN.m} > M_u = 153,68 \text{ kN.m}$

### Lantai Tipikal

$$M_{y-y} + M_{x-y} = 180,85 + 41,0 = 221,86 \text{ kN.m/m} = 221860000 \text{ N.mm/m}$$

$$M_{tumpuan} = M_{lapangan} = 221860000 \text{ N.mm/m}$$

$$V_u = 150,3 \text{ kN} = 150300 \text{ N}$$

### Kondisi 1

$$\begin{aligned} M_{pl} &= \uparrow_y \cdot b \cdot t_t \left( h_c + \frac{t_c}{2} + \frac{t_t}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot f_c'}{x_c} \cdot b \cdot x_c \left( 0,5x_c + \frac{t_c}{2} \right) \\ &= 315 \cdot 1000 \cdot 6 \left( 270 + \frac{6}{2} + \frac{6}{2} \right) - \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \cdot 1000 \cdot 0 \left( 0,5 \cdot 0 + \frac{6}{2} \right) \\ &= 521640000 \text{ N.mm} = 521,64 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### Kondisi 2

$$n_p = \frac{V_u}{V_R} = \frac{150300}{22887,13} = 6,57 \sim 7 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar } shear \text{ connector} = \frac{y}{n_p} = \frac{1600}{7} = 229 \text{ mm}$$

Total jumlah *shear connector* dengan lebar pemasangan 1600 mm = 126 buah, maka *plastic moment resistance* pada penampang *partially composite* bisa ditentukan dengan menggunakan persamaan (2.39) sebagai berikut :

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

$$\begin{aligned}
 &= 126.22887,13.(270 + 6) \\
 &= 795,92 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

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  $M_{pl} = 521,64 \text{ kN.m} > M_u = 221,86 \text{ kN.m}$

- ***Punching Shear Resistance Composite SCS Sandwich Pelat***

Kontribusi geser pada beton

$$C_c = \frac{0,18}{x_c} \text{ untuk beton normal} = \frac{0,18}{1,5} = 0,120$$

$$k_c = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86$$

$$= \text{berat jenis beton (kg/m}^3) = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_1 = 0,4 + \frac{0,6 \dots}{2200} = 0,4 + \frac{0,6 \cdot 2400}{2200} = 1,055 > 1,0 \text{ maka digunakan } \gamma_1 = 1,0$$

$V_c = \text{shear resistance}$  beton didapat dari *Eurocode 2*

$$= \left[ C_c \cdot k_c \cdot \gamma_1 \cdot (100 \dots \cdot f_c')^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot h_c$$

$$= \left[ 0,120 \cdot 1,86 \cdot 1,0 \cdot (100 \cdot 2400 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \cdot 270$$

$$= 12250422 \text{ N}$$

$$= 12250,42 \text{ kN}$$

## **Jalur Kolom Interior**

### **Lantai Atap**

#### **Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )**

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 99,76 \text{ kN} = 99760 \text{ N}$$



$$c_1 = c_2 = 0,8 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.44) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= n_{CP} \cdot F_t \\ &= 65 \cdot 22000 = 1430000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{maka, } V_{pun} = 12250422 + 1430000 = 13680422 \text{ N} > V_u = 99760 \text{ N}$$

### **Lantai Tipikal**

#### **Geser kolom sejauh ( $2h_c + 2nt_c$ )**

Dari hasil analisa struktur pada sub-bab sebelumnya, maka untuk perencanaan penulangan didasarkan pada As-4 dan As-D dengan besarnya gaya geser ultimit :

$$V_u = 150,3 \text{ kN} = 150300 \text{ N}$$

$$c_1 = c_2 = 0,8 \text{ m}$$

$$2h_c + 2nt_c = 2 \cdot 0,27 + 2 \cdot 7,19 \cdot 0,006 = 0,626 \text{ m}$$

*Punching shear resistance* dari *composite sandwich slab* diperoleh dengan menjumlahkan *shear resistance* yang diberikan oleh beton dan kontribusi dari *shear connector* dengan menggunakan persamaan (2.44) sebagai berikut :

$$V_{pun} = V_c + V_s$$

dimana

$$V_c = 12250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= n_{CP} \cdot F_t \\ &= 126 \cdot 22000 = 2772000 \text{ N} \end{aligned}$$

maka,  $V_{pun} = 12250422 + 2772000 = 15022422 \text{ N} > V_u = 123010 \text{ N}$

- **Desain Kolom**

Seperti halnya desain kapasitas gedung *flat plate* 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.

- **Rekapitulasi Desain Kolom**

Tabel 4.119 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-FCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	16D25	4D16-100
	Exterior Column	16D25	4D16-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	16D32	4D16-100
	Exterior Column	16D32	4D16-100

Tabel 4.120 Rekapitulasi perhitungan penulangan struktur kolom pada PB-FCFP-6lt K90x90cm<sup>2</sup>

	Design	Lentur	Geser
Lt Atap	Interior Column	20D25	4D16-100
	Exterior Column	20D25	4D16-100
	Design	Lentur	Geser
Lt Tipikal	Interior Column	20D28	4D16-100
	Exterior Column	20D32	4D16-100

#### 4.3.4 IDEALISASI STRUKTUR 2 DIMENSI

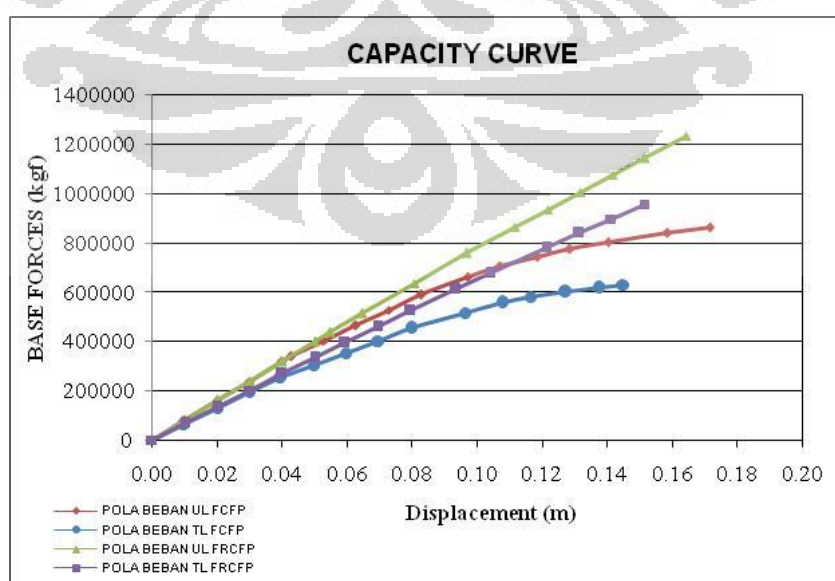
Seperti halnya gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, sebelum dilakukan analisa statik non-linier (analisa *pushover*), struktur gedung *flat plate* dengan pendetailan khusus tersebut diidealisasi menjadi struktur 2 dimensi. Elemen *slab* dimodelkan sebagai *frame* yang mempunyai lebar efektif baik pada jalur kolom interior maupun jalur kolom eksterior. Lebar efektif diambil selebar *column strip* sesuai metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*).

#### 4.3.5 ANALISA PUSHOVER

Sepertinya halnya gedung *flat plate* tanpa pendetailan khusus, 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 efektif yang diambil selebar *column strip* sesuai metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*).

##### 4.3.5.1 ANALISA GEDUNG 3 LANTAI

- Jalur Kolom Eksterior



Gambar 4.59 Grafik kurva kapasitas Jalur Kolom eksterior gedung PB-FCFP-3lt

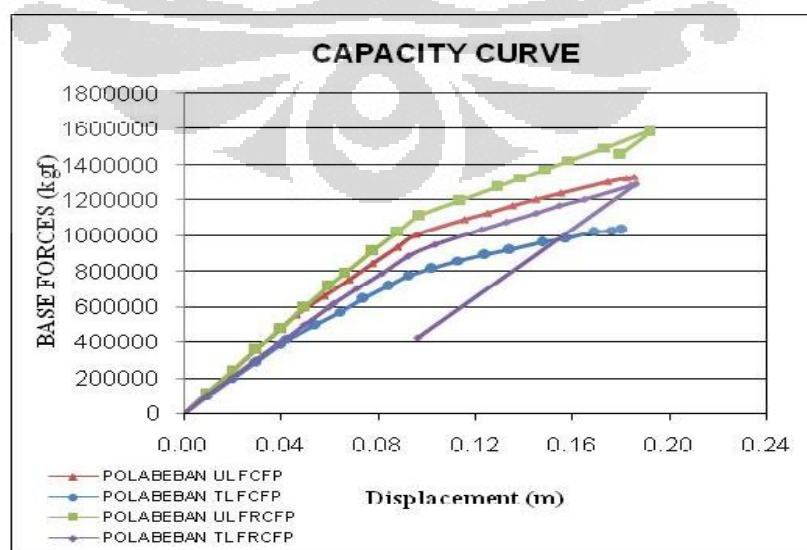
Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior pada gedung PB-FCFP-3lt ditunjukkan pada tabel 4.121 berikut ini :

Tabel 4.121 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-3lt

Parameter	PB-FCFP		PB-FRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	65816.78	65816.78	65816.78	65816.78
Vy (kgf)	317810.11	253631.45	397852.90	334713.58
y (m)	0.040	0.040	0.050	0.050
Vu (kgf)	838220.93	627843.03	1232781.08	955125.88
u (m)	0.159	0.145	0.164	0.151
$\mu$ (aktual)	3.97	3.66	3.28	3.03
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	7951216.16	6398210.186	7956421.49	6693736.101

Berdasarkan tabel 4.121, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-FCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,97 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,66 dimana nilai tersebut memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-FRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,28 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,03 dimana nilai tersebut tidak memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

- **Jalur Kolom Interior**



Gambar 4.60 Grafik kurva kapasitas jalur kolom interior gedung PB-FCFP-3lt

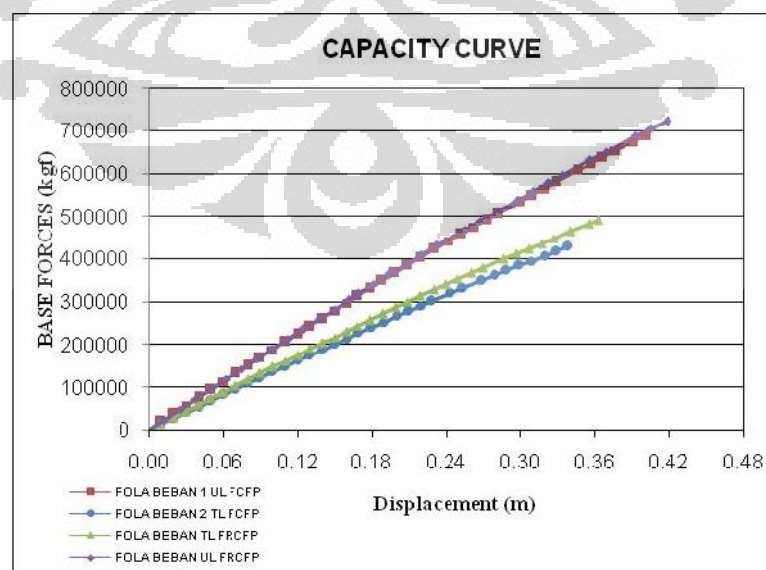
Tabel 4.122 Parameter aktual non-linier jalur kolom interior gedung PB-FCFP-3lt

Parameter	PB-FCFP		PB-FRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	117236.86	117236.86	117236.86	117236.86
Vy (kgf)	552602.52	413006.21	787418.52	598621.04
y (m)	0.046	0.043	0.066	0.060
Vu (kgf)	1304140.67	960936.74	1583498.77	1290670.20
u (m)	0.175	0.148	0.192	0.186
$\mu$ (aktual)	3.76	3.45	2.90	3.11
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	TDK MEMENUHI	TDK MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	10819238.99	8682105.746	11895078.63	9986337.915

Berdasarkan tabel 4.122, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-FCFP) pada jalur kolom interior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,76 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,45 dimana nilai tersebut memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-FRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 2,90 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,11 dimana nilai tersebut tidak memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

#### 4.3.5.2 ANALISA GEDUNG 6 LANTAI

- Jalur Kolom Eksterior K 80x80 cm<sup>2</sup>



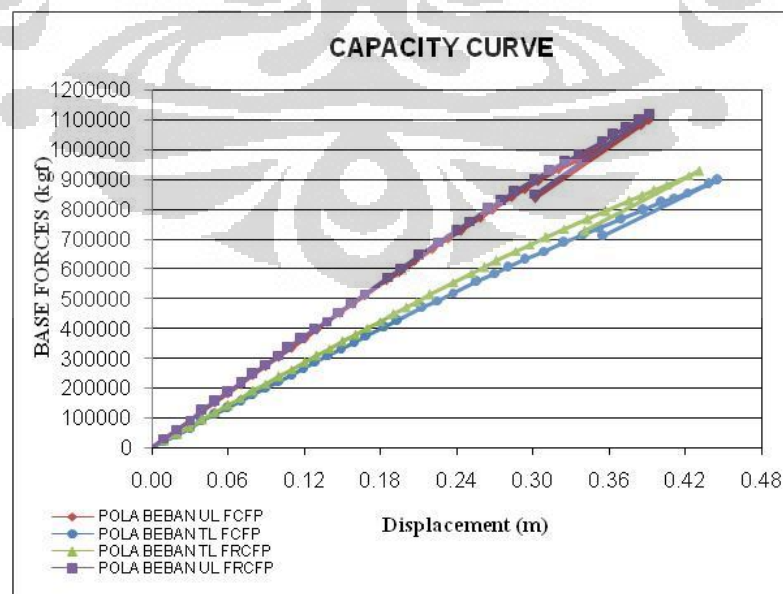
Gambar 4.61 Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2

Tabel 4.123 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm<sup>2</sup>

Parameter	PB-FCFP		PB-FRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	81330.06	81330.06	81330.06	81330.06
Vy (kgf)	206443.90	135506.24	213606.33	146473.43
y (m)	0.110	0.100	0.112	0.100
Vu (kgf)	674264.69	428955.42	686472.48	482793.90
u (m)	0.391	0.339	0.393	0.356
$\mu$ (aktual)	3.56	3.39	3.50	3.56
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	1877241.41	1355406.493	1899111.20	1465071.266

Berdasarkan tabel di atas, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-FCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,56 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,39 dimana nilai tersebut memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-FRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,50 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,56 dimana nilai tersebut memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

- Jalur Kolom Interior K 80x80 cm<sup>2</sup>

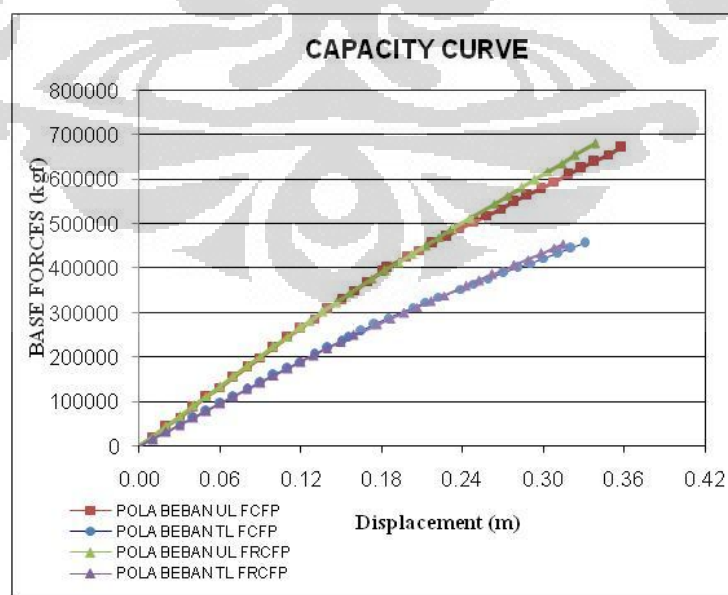
Gambar 4.62 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K 80x80cm<sup>2</sup>

Tabel 4.124 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K80x80cm2

Parameter	PB-FCFP		PB-FRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	140095.47	140095.47	140095.47	140095.47
Vy (kgf)	422084.43	265759.94	333825.20	286055.30
y (m)	0.138	0.119	0.107	0.120
Vu (kgf)	1097066.08	897598.48	1116722.28	927448.14
u (m)	0.392	0.446	0.392	0.431
$\mu$ (aktual)	3.92	3.74	3.65	3.59
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	3056319.59	2233917.519	3108097.39	2384589.03

Berdasarkan tabel di atas, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-FCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,92 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,74 dimana nilai tersebut memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-FRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,65 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,59 dimana nilai tersebut memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

- **Jalur Kolom Eksterior K 90x90 cm<sup>2</sup>**



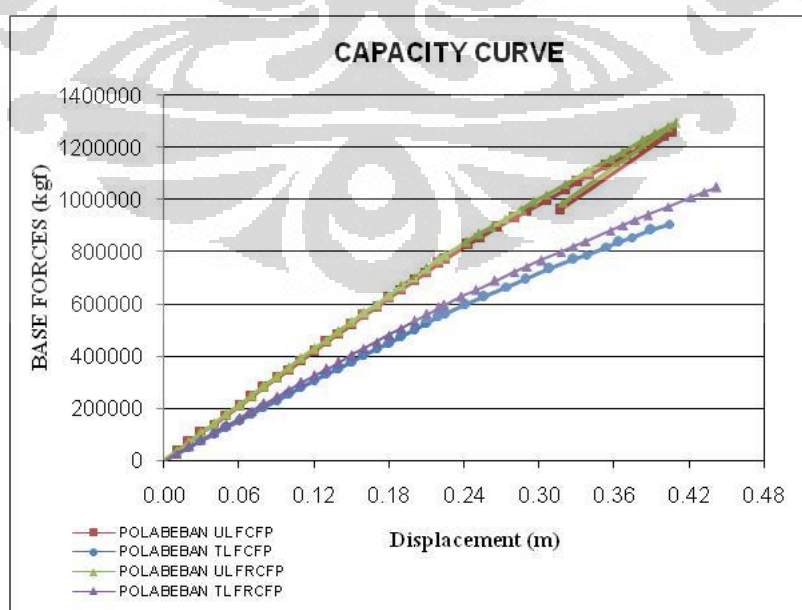
Gambar 4.63 Grafik kurva kapasitas jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K90x90cm2

Tabel 4.125 Parameter aktual non-linier Jalur kolom eksterior gedung PB-FCFP-6lt K90x90cm2

Parameter	PB-FCFP		PB-FRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	87323.79	87323.79	87323.79	87323.79
Vy (kgf)	243959.80	160025.24	202638.38	144022.50
y (m)	0.100	0.100	0.090	0.080
Vu (kgf)	656300.15	456656.38	680768.83	454374.99
u (m)	0.358	0.331	0.339	0.314
$\mu$ (aktual)	3.58	3.31	3.76	3.93
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	2218209.68	1600534.539	2251937.90	1800641.378

Berdasarkan tabel di atas, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-FCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,58 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,31 dimana nilai tersebut memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-FRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,76 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,93 dimana nilai tersebut memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

- Jalur Kolom Interior K 90x90 cm<sup>2</sup>



Gambar 4.64 Grafik kurva kapasitas Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K 90x90cm2



Tabel 4.126 Parameter aktual non-linier Jalur kolom interior gedung PB-FCFP-6lt K90x90cm2

Parameter	PB-FCFP		PB-FRCFP	
	Pola Beban UL	Pola Beban TL	Pola Beban UL	Pola Beban TL
Vn (kgf)	146089.20	146089.20	146089.20	146089.20
Vy (kgf)	419959.77	280710.79	427640.79	299349.66
y (m)	0.120	0.110	0.120	0.110
Vu (kgf)	1258569.05	882323.65	1293788.79	1009016.79
u (m)	0.406	0.389	0.409	0.422
$\mu$ (aktual)	3.39	3.54	3.41	3.83
$\mu$ (rencana)	3.3	3.3	3.3	3.3
syarat daktilitas	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI	MEMENUHI
Kekakuan (kgf/m)	3500783.36	2552733.659	3564534.68	2722078.184

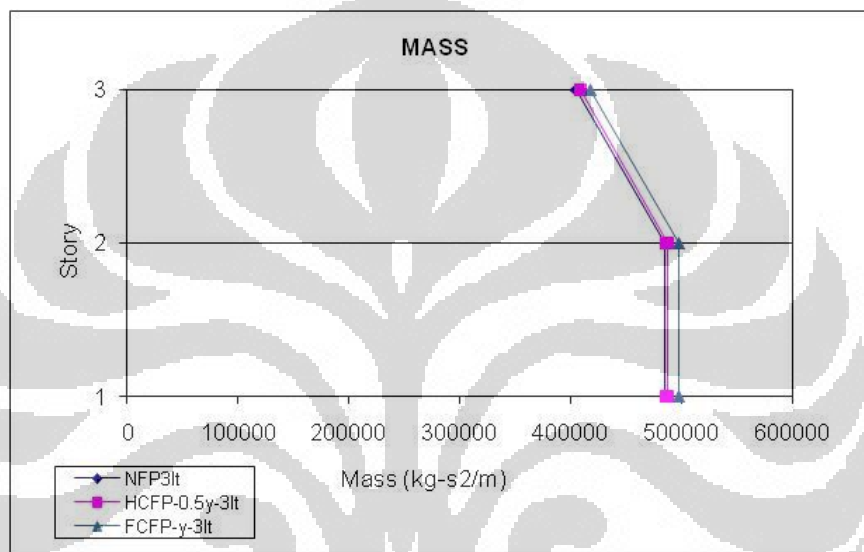
Berdasarkan tabel di atas, daktilitas aktual struktur SCS tanpa tulangan (PB-FCFP) pada jalur kolom eksterior akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,39 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,54 dimana nilai tersebut memenuhi syarat yaitu sebesar 3,3. Sementara untuk SCS dengan menggunakan tulangan (PB-FRCFP) daktilitas aktual akibat pola beban *uniform load* (UL) sebesar 3,41 dan daktilitas akibat pola beban *triangular load* (TL) sebesar 3,83 dimana nilai tersebut memenuhi persyaratan daktilitas rencana sebesar 3,3.

#### 4.4 PEMBAHASAN HASIL SIMULASI

Pada sub-bab ini akan dibahas mengenai hasil simulasi yang sudah dilakukan pada sub-bab sebelumnya, baik gedung 3 lantai maupun gedung 6 lantai.

##### 4.4.1 PEMBAHASAN GEDUNG 3 LANTAI

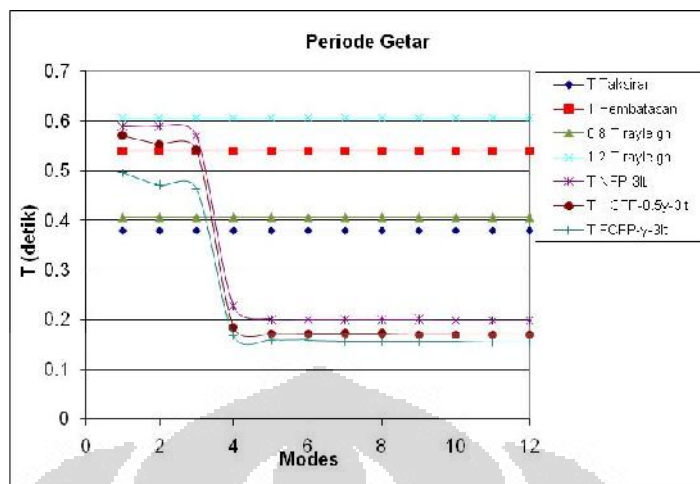
- **Massa, Titik Pusat Massa, dan Titik Pusat Kekakuan**



Gambar 4.65 Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 3lt

Pada Gambar 4.65 terlihat bahwa massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus tidak memberi pengaruh yang besar 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 0,6845% tiap lantainya. Sedangkan besarnya persentase rata – rata dengan lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 2,737% bila dibandingkan dengan gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP).

- **Periode Getar**

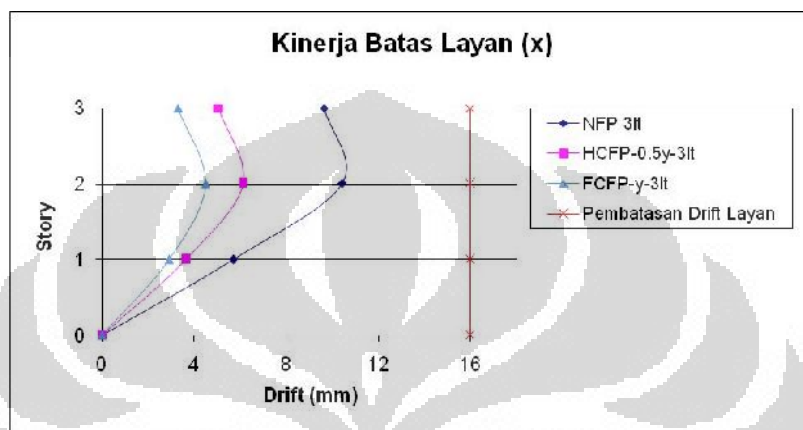


Gambar 4.66 Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 3lt

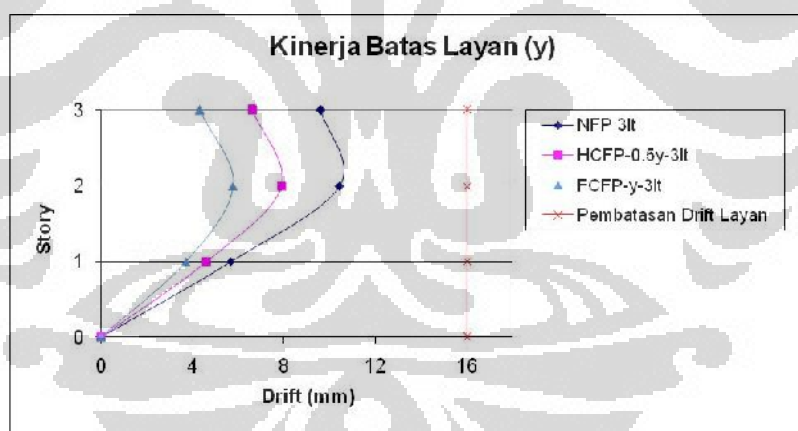
Pada Gambar diatas, terlihat bahwa massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus memberi pengaruh relatif besar terhadap periode getar gedung secara keseluruhan. Periode getar atau waktu getar struktur adalah waktu yang diperlukan oleh struktur untuk melakukan suatu goyangan lengkap. Suatu 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*). Pada Gambar 4.66, periode getar semakin kecil merupakan indikasi awal meningkatnya kekakuan dari struktur tersebut. Kekakuan meningkat karena adanya pengaruh aksi komposit pada penampang *sandwich steel-concrete-steel* dan lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* semakin besar. 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 11,78%. 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 23,25% bila dibandingkan dengan gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP). Selain itu, pada Gambar 4.66, 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.

- **Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimit**

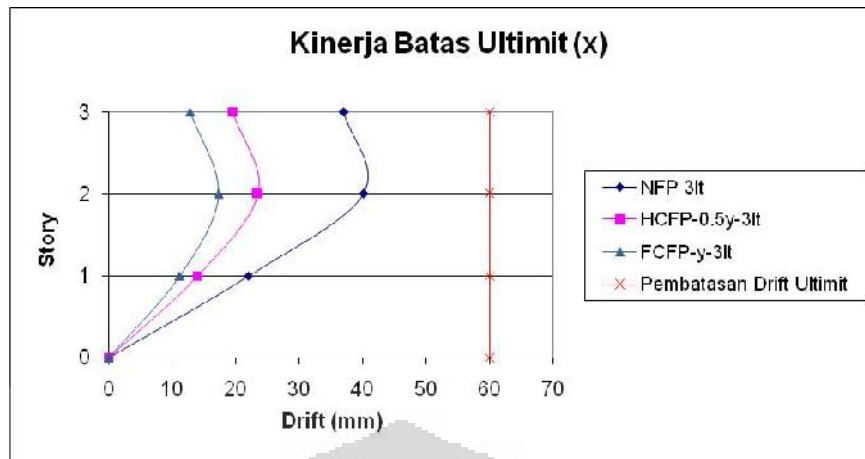


Gambar 4.67 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x gedung 3lt

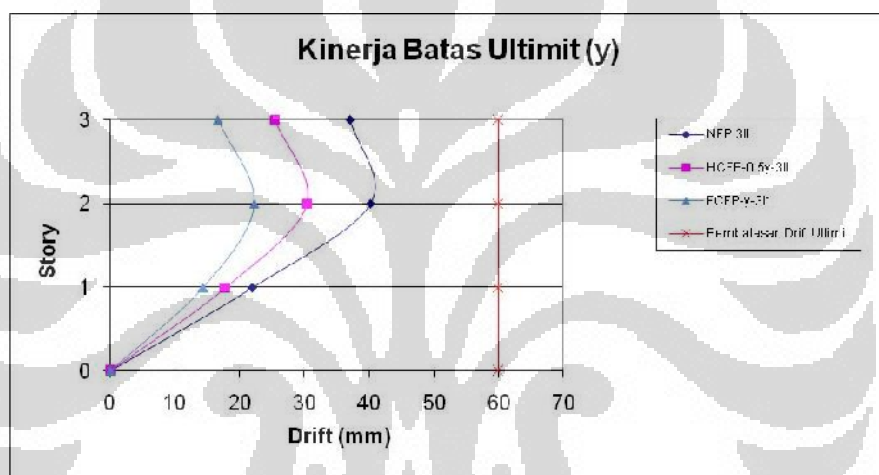


Gambar 4.68 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-y gedung 3lt

Pada Gambar 4.67 -4.68, *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.



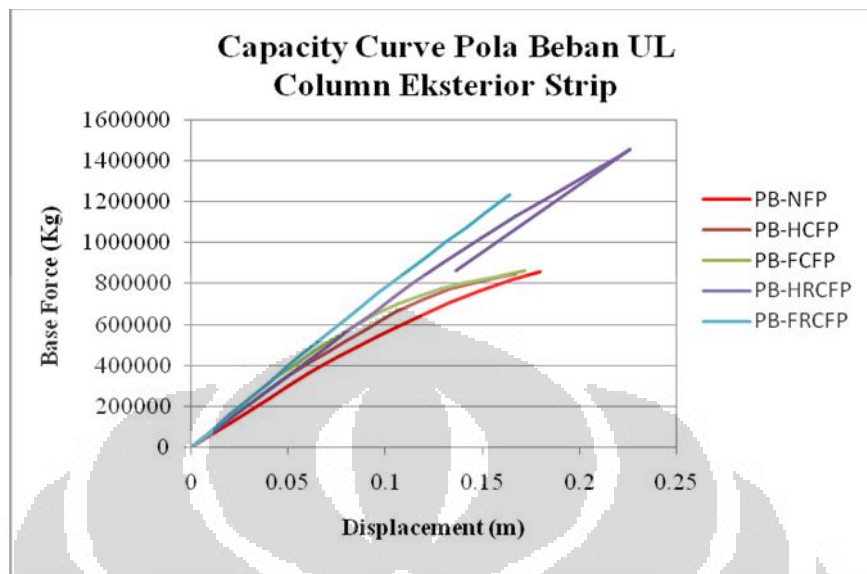
Gambar 4.69 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x gedung 3lt



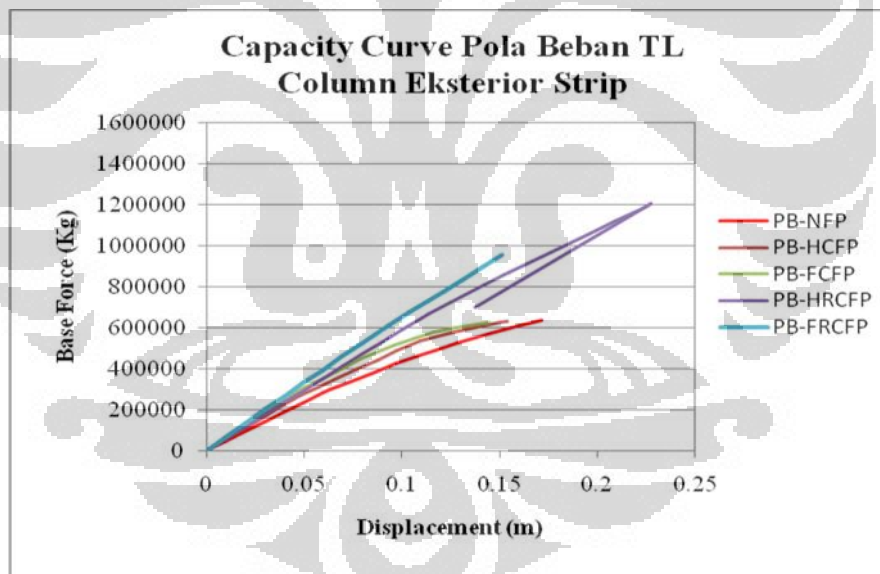
Gambar 4.70 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-y gedung 3lt

Sedangkan pada Gambar 4.69 -4.70, *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.

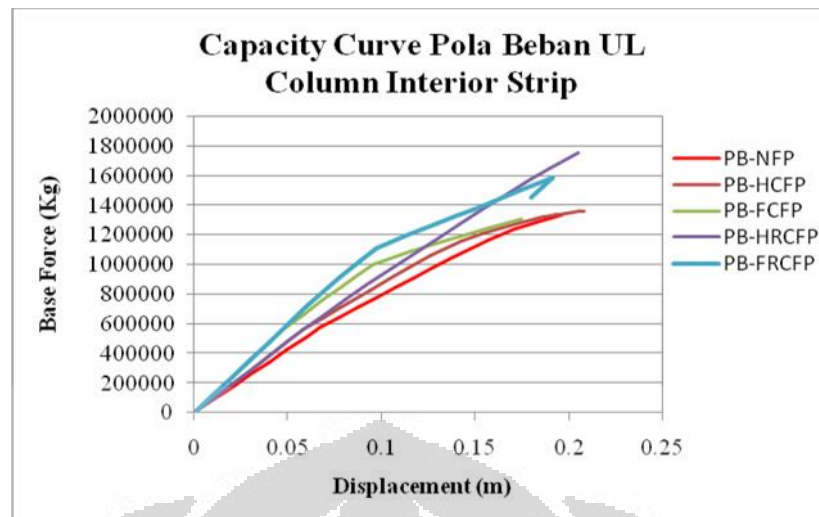
- **Parameter Non-Linier**



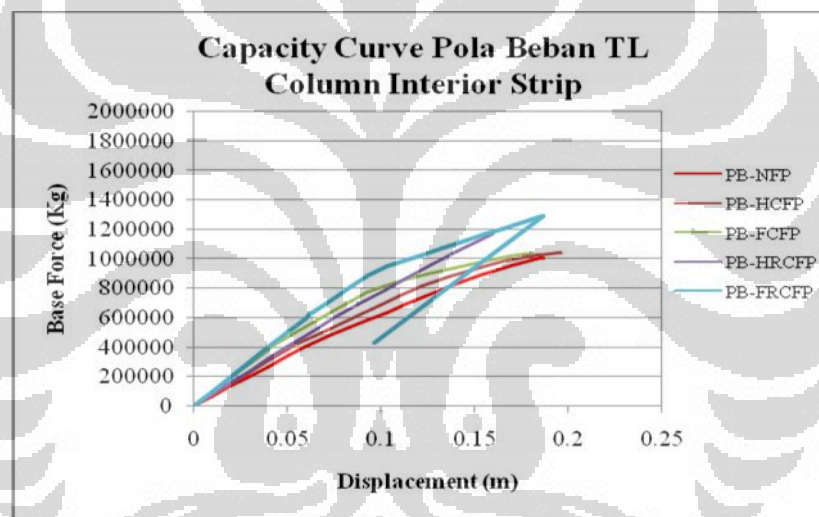
Gambar 4.71 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt Pola Beban UL



Gambar 4.72 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt Pola Beban TL



Gambar 4.73 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt Pola Beban UL

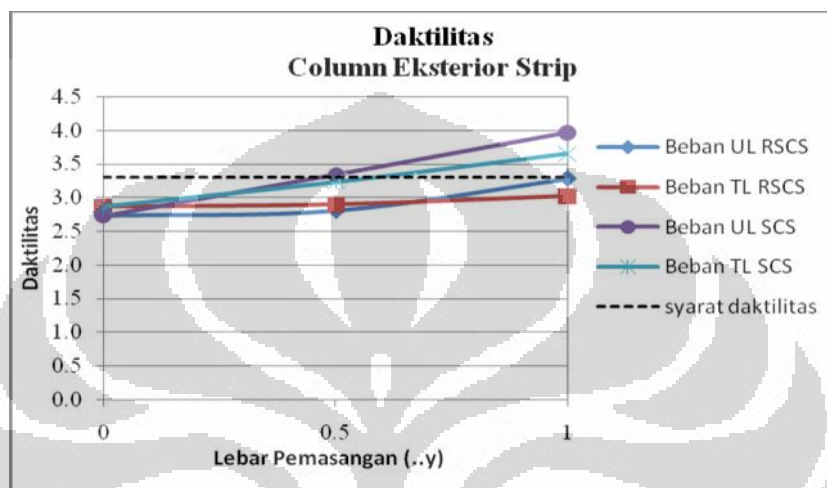


Gambar 4.74 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 3lt Pola Beban TL

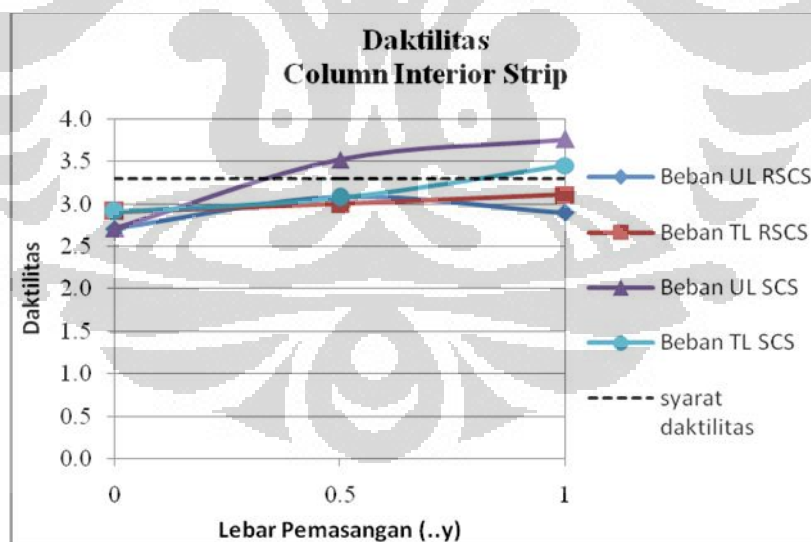
Kurva kapasitas adalah kurva yang menunjukkan perilaku non-linier struktur. Perilaku non-linier struktur adalah perilaku struktur saat leleh hingga di ambang keruntuhan. Kurva kapasitas pada penelitian ini didapat dari dua pola pembebanan yaitu *uniform load* (UL) dan *triangular load* (TL). Pada Gambar 4.71 dan 4.72 untuk jalur kolom eksterior struktur dengan pendetailan khusus sepanjang  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom terlihat kemampuan berdeformasi untuk struktur lebih panjang daripada struktur PB-NFP maupun struktur dengan pendetailan khusus sepanjang  $y$  (PB-FCFP) dan (PB-FRCFP), namun nilai daktilitas yang lebih baik terjadi pada struktur dengan pendetailan sepanjang  $y$  karena tahap deformasi ultimit dari pelelehan awal



strukturnya lebih panjang dibanding struktur PB-NFP, PB-HCFP maupun PB-HRCFP. Sama halnya dengan Gambar 4.71 ~ 4.72 pada Gambar 4.73 dan 4.74, dapat dilihat daktilitas yang baik terjadi pada struktur PB-FCFP dan PB-FRCFP baik interior maupun eksterior karena penyerapan energinya lebih besar.



Gambar 4.75 Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom Eksterior gedung 3lt



Gambar 4.76 Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom interior gedung 3lt

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. Semakin panjang rentang *displacement* atap antara

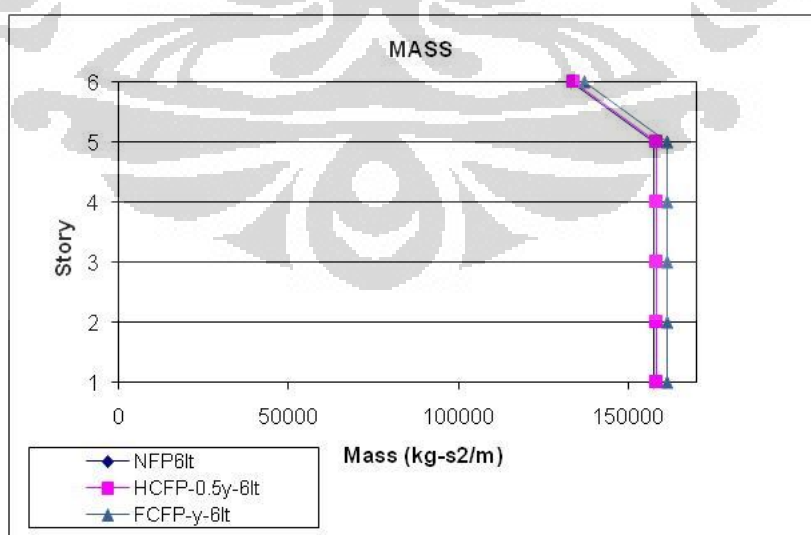


kondisi leleh dengan kondisi ultimit, maka daktilitas yang didapat semakin baik. Begitu pula sebaliknya.

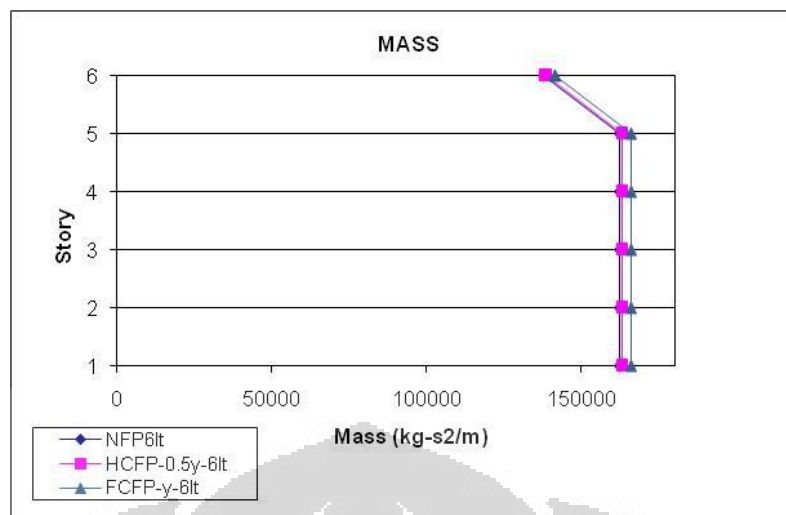
Besarnya rata-rata persentase peningkatan daktilitas pada masing-masing gedung 3 lantai dengan pendetailan khusus, baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom akibat pola pembebanan *uniform load* (UL) dan *triangular load* (TL) untuk SCS tanpa menggunakan tulangan, adalah 14,83%(Ext) & 14.2%(Int) dan 26.41%(Ext) & 21.81%(Int) bila dibandingkan dengan gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP). Sementara untuk peningkatan daktilitas baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom akibat pola pembebanan *uniform load* (UL) dan *triangular load* (TL) untuk SCS dengan menggunakan tulangan (RSCS), adalah 1,84%(Ext) & 7,51%(Int) dan 11,05%(Ext) & 6,41%(Int) bila dibandingkan dengan gedung 3 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP)

#### 4.4.2 PEMBAHASAN GEDUNG 6 LANTAI

- Massa, Titik Pusat Massa, dan Titik Pusat Kekakuan



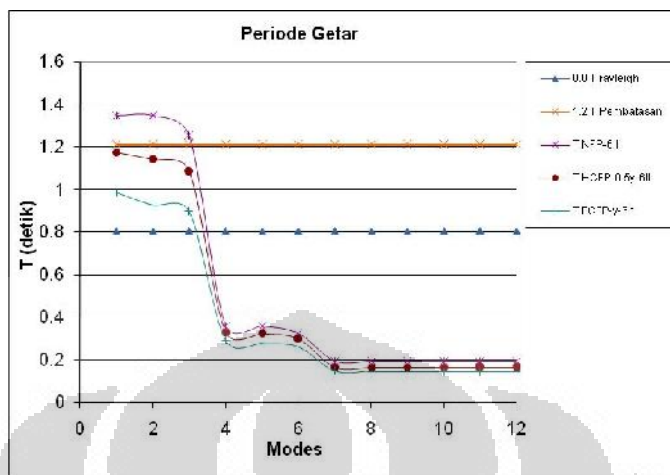
Gambar 4.77 Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt K.80x80cm<sup>2</sup>



Gambar 4.78 Grafik Perbandingan Massa tiap lantai pada gedung 6lt K.90x90cm<sup>2</sup>

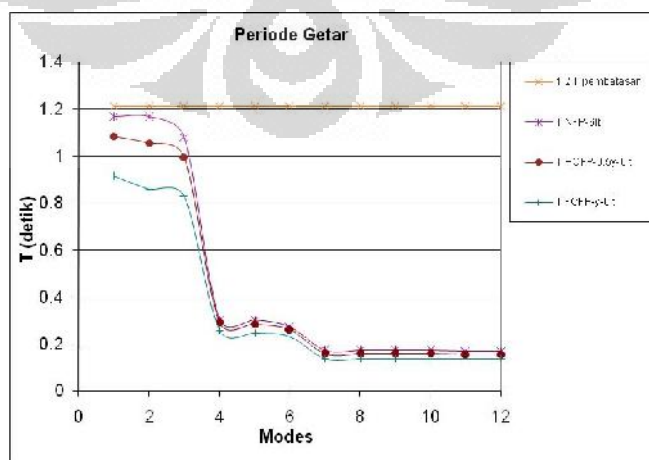
Sama halnya pada gedung 3 lantai untuk struktur gedung 6 lantai baik menggunakan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> dan 90x90 cm<sup>2</sup>, massa dari pelat baja sebagai material pendetailan khusus tidak memberi pengaruh yang besar terhadap massa tiap-tiap lantai pada gedung secara keseluruhan. Besarnya persentase rata – rata penambahan massa akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom untuk gedung 6 lantai dengan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> adalah 0,623% dan gedung 6 lantai dengan dimensi kolom 90x90 cm<sup>2</sup> adalah 0,606% tiap lantainya. Sedangkan besarnya persentase rata – rata dengan lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom adalah 2,45% gedung 6 lantai dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> dan 2,37% untuk gedung 6 lantai dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> bila dibandingkan dengan gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP).

- **Periode Getar**



Gambar 4.79 Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 6lt K 80x80 cm<sup>2</sup>

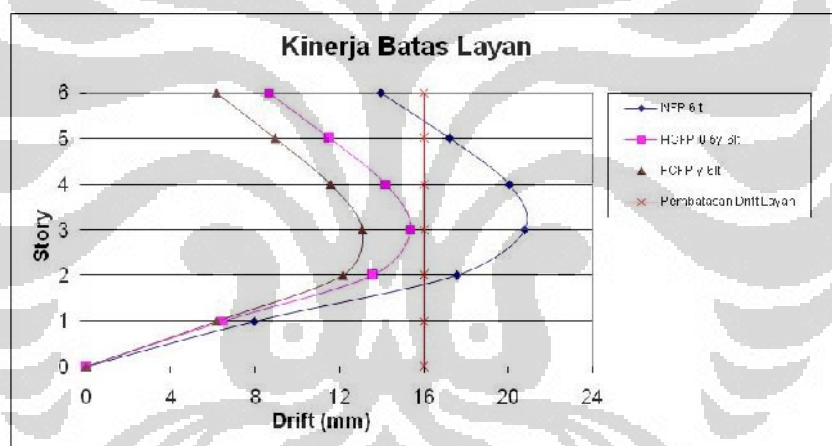
Pada Gambar 4.79 Terlihat periode getar *modes 1* untuk gedung PB-NFP 6 lantai dengan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> tidak memenuhi persyaratan yang disyaratkan oleh SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 hal 26. Namun dengan pemasangan pelat baja selebar  $\frac{1}{2}y$  dan pemasangan selebar  $y$  memberikan peningkatan kekakuan yang relatif cukup besar dan menurunkan periode getar *modes 1* pada gedung PB-HCFP dan PB-FCFP. Persentase penurunan periode getar untuk pemasangan pelat baja selebar  $\frac{1}{2}y$  adalah 12,89% dan 26,9% untuk pemasangan sepanjang  $y$  dibandingkan gedung tanpa pelat baja (PB-NFP).



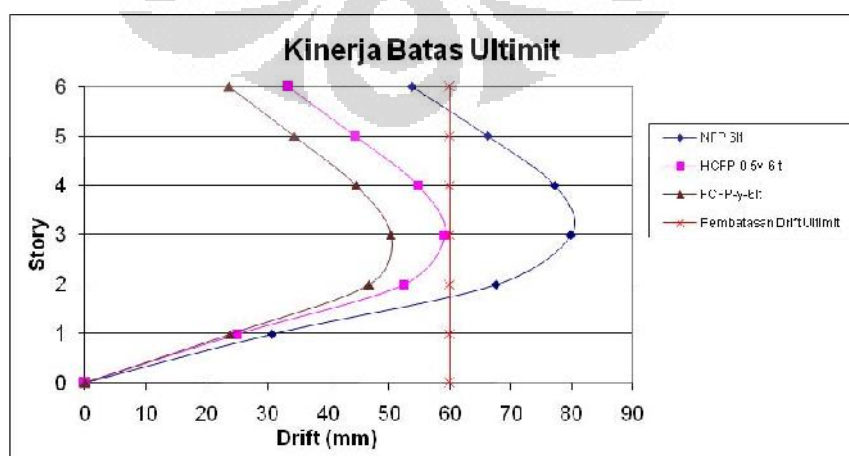
Gambar 4.80 Grafik Perbandingan Periode Getar gedung 6lt K 90x90 cm<sup>2</sup>

Pada Gambar 4.80 Terlihat periode getar *modes 1* untuk gedung PB-NFP 6 lantai dengan dimensi kolom 90x90 cm<sup>2</sup> memenuhi persyaratan yang disyaratkan oleh SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 hal 26. Hal yang sama pada gedung 6 lantai dengan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup>, dengan pemasangan pelat baja selebar ½y dan pemasangan selebar y memberikan peningkatan kekakuan yang relatif cukup besar dan menurunkan periode getar *modes 1* pada gedung PB-HCFP dan PB-FCFP. Persentase penurunan periode getar untuk pemasangan pelat baja selebar ½y adalah 7,35% dan 21,91% untuk pemasangan sepanjang y dibandingkan gedung tanpa pelat baja (PB-NFP).

- **Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimit**

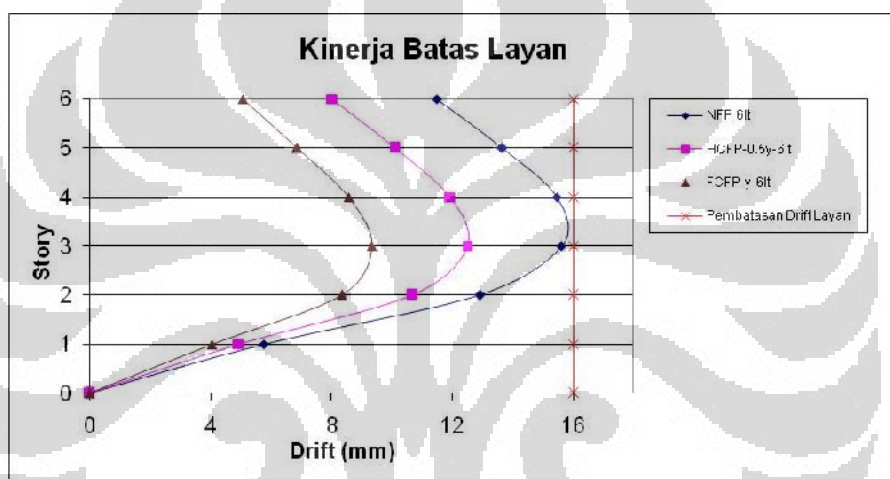


Gambar 4.81 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x dan arah-y gedung 6lt K80x80cm2

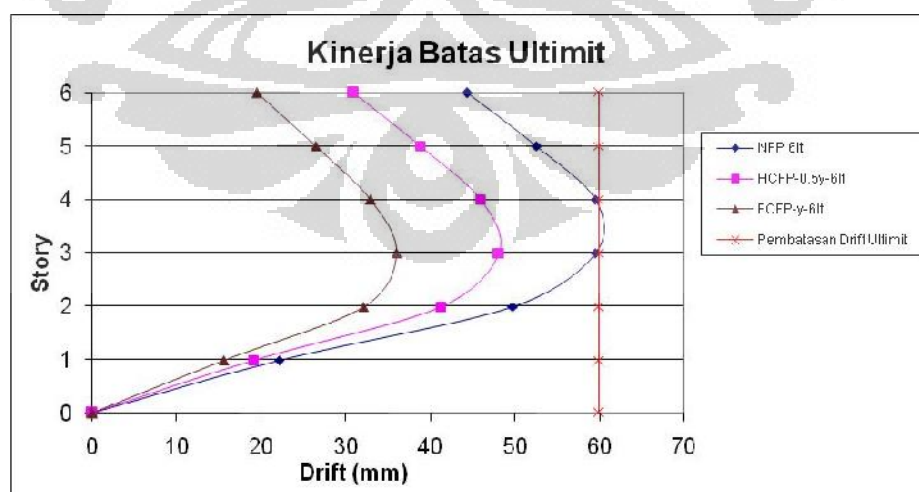


Gambar 4.82 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x dan arah-y gedung 6lt K80x80cm2

Pada Gambar 4.81-4.82 dapat dilihat *drift* untuk kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit yang terjadi pada gedung 6 lantai tanpa penggunaan pelat baja yaitu PB-NFP dengan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> tidak memenuhi batas persyaratan yang diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2 hal 31 dan pasal 8.2.2 hal 31. Namun dengan penambahan pelat baja baik pemasangan selebar  $\frac{1}{2}y$  dan pemasangan sepanjang  $y$ , *drift* yang terjadi mengalami penurunan relatif cukup besar yaitu rata-rata penurunan tiap lantai nya sebesar 28,37% pemasangan  $\frac{1}{2}y$  dan 40,42% pemasangan pelat baja selebar  $y$ .



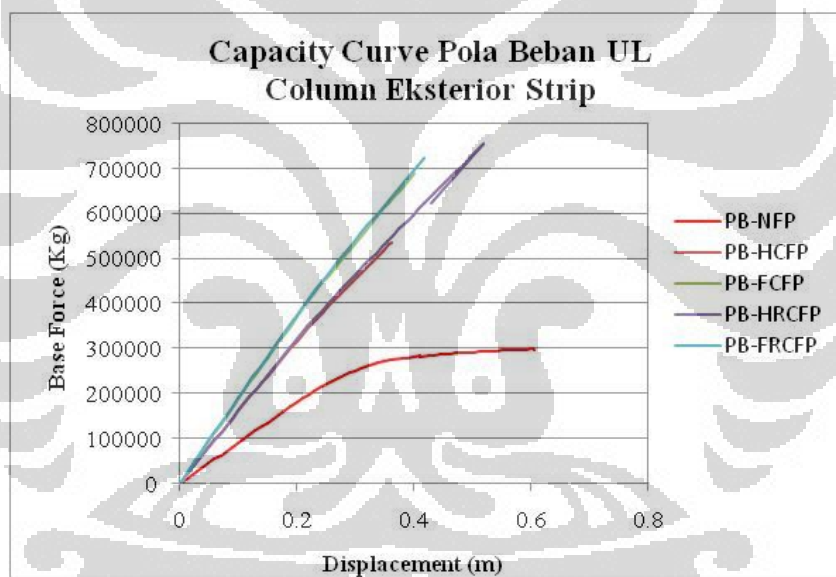
Gambar 4.83 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Layan arah-x dan arah-y gedung 6lt K90x90cm2



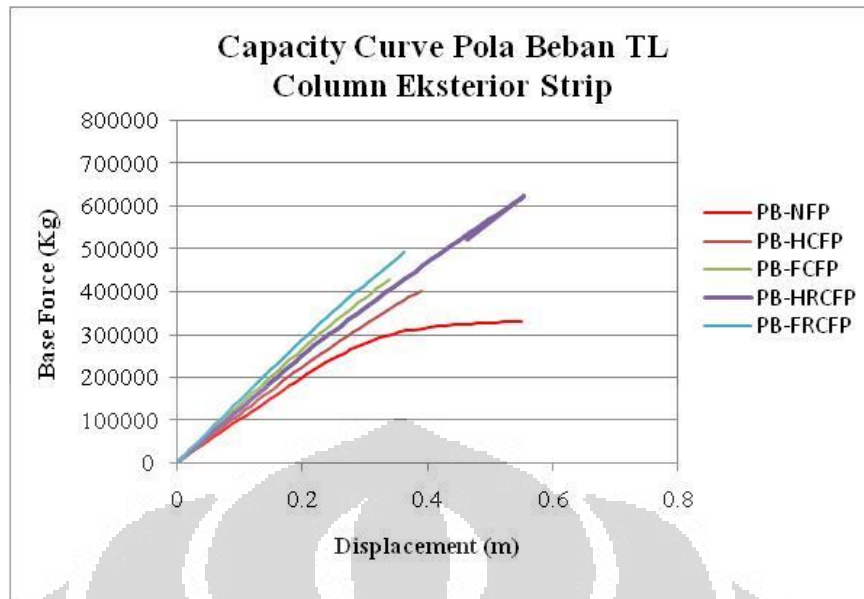
Gambar 4.84 Grafik Perbandingan Kinerja Batas Ultimit arah-x dan arah-y gedung 6lt K90x90cm2

Pada Gambar 4.83-4.84 dapat dilihat *drift* untuk kinerja batas layanan dan kinerja batas ultimit yang terjadi pada gedung 6 lantai tanpa penggunaan pelat baja yaitu PB-NFP dengan dimensi kolom 90x90 cm<sup>2</sup> memenuhi batas persyaratan yang diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2 hal 31 dan pasal 8.2.2 hal 31. Dengan penambahan pelat baja baik pemasangan selebar  $\frac{1}{2}y$  dan pemasangan sepanjang  $y$ , memberi kekakuan yang relatif besar sehingga *drift* yang terjadi mengalami penurunan relatif cukup besar yaitu rata-rata penurunan tiap lantai nya sebesar 22,33% pemasangan  $\frac{1}{2}y$  dan 43,69% pemasangan pelat baja selebar  $y$ .

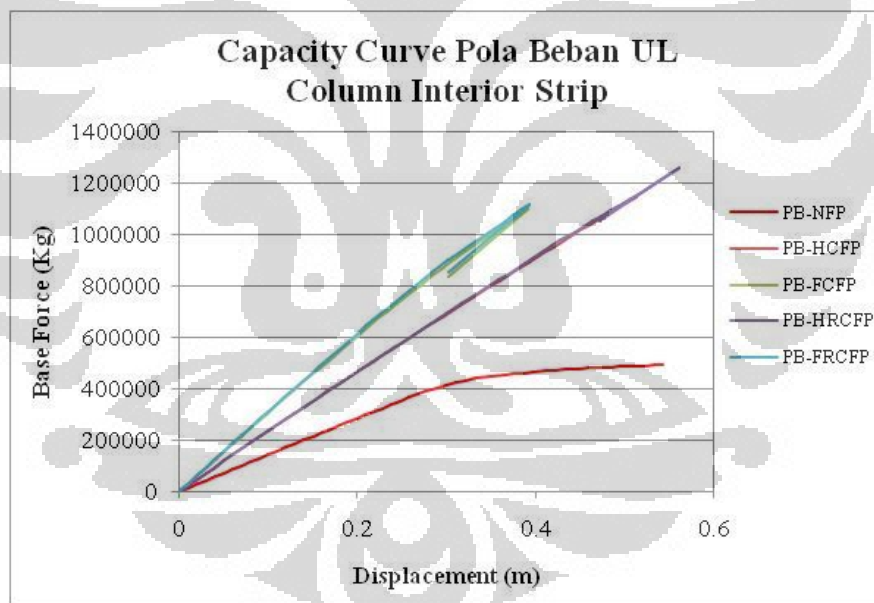
- **Parameter Non-Linier**



Gambar 4.85 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban UL K80x80cm<sup>2</sup>

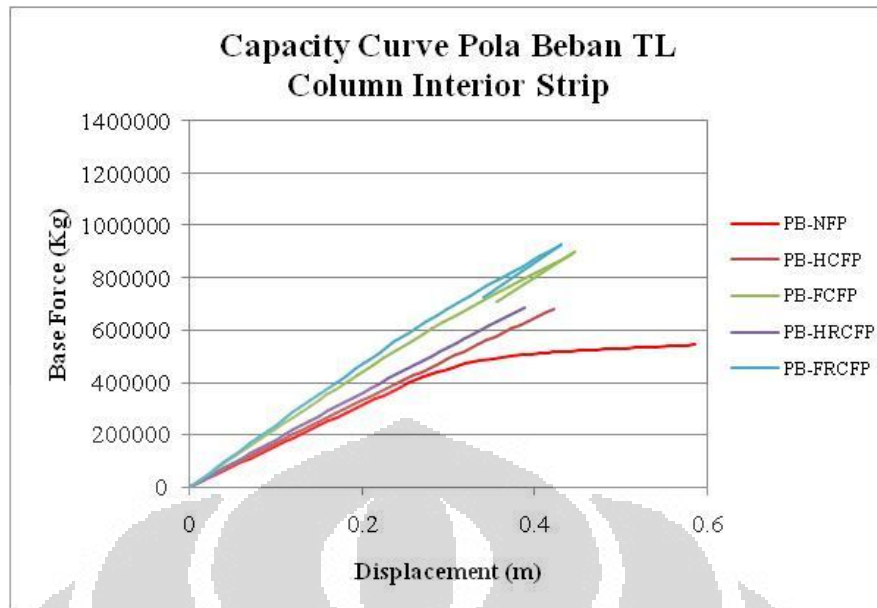


Gambar 4.86 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban TL  
K80x80cm<sup>2</sup>

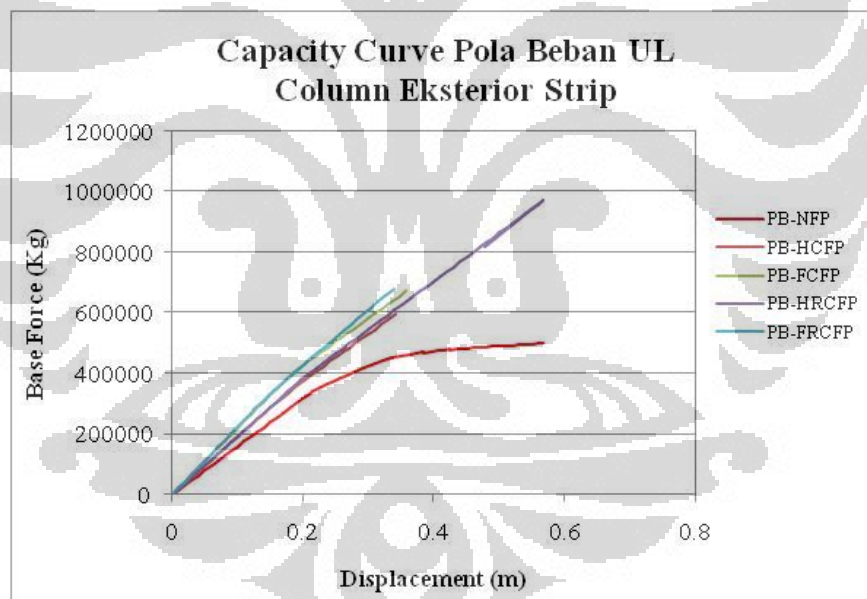


Gambar 4.87 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban UL  
K80x80cm<sup>2</sup>



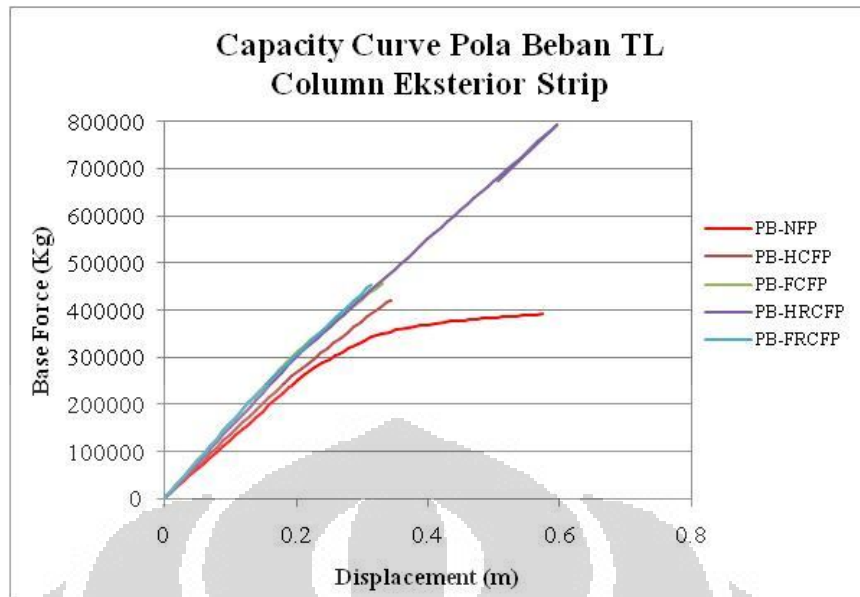


Gambar 4.88 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban TL K80x80cm2

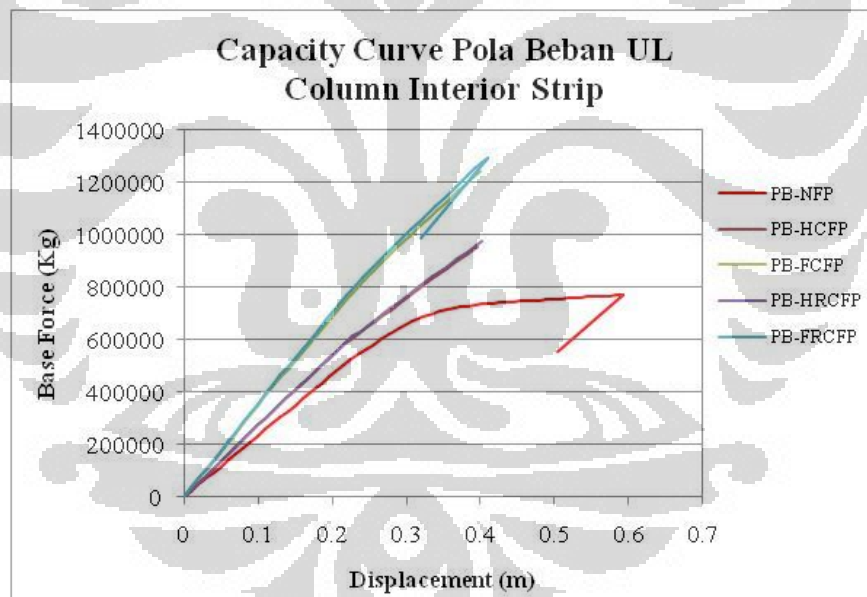


Gambar 4.89 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban UL K90x90cm2

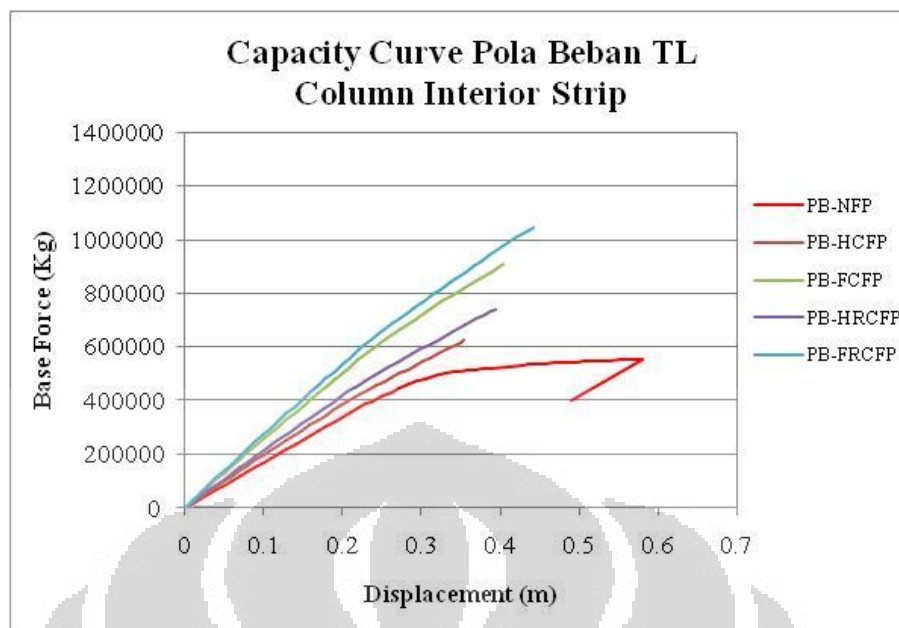




Gambar 4.90 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt Pola Beban TL  
K90x90cm<sup>2</sup>

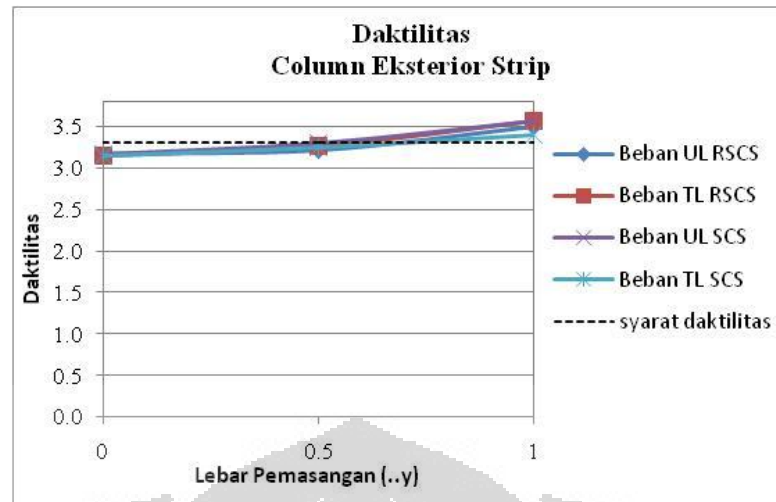


Gambar 4.91 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban UL  
K90x90cm<sup>2</sup>

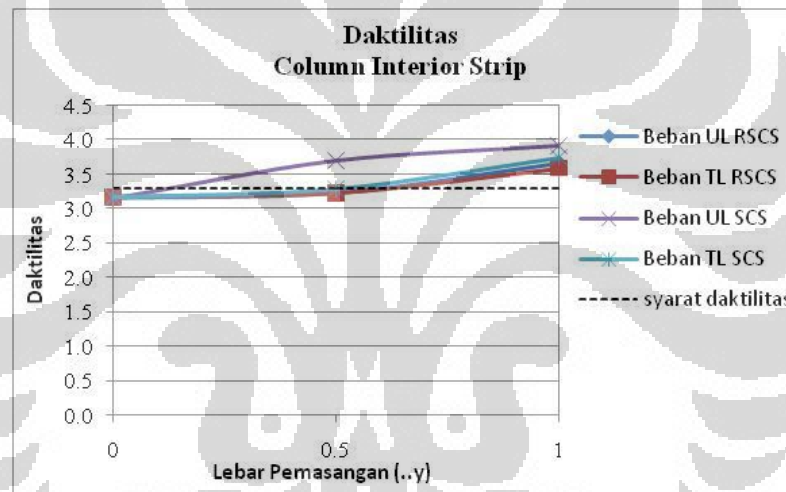


Gambar 4.92 Grafik Kurva Kapasitas Jalur Kolom Interior gedung 6lt Pola Beban UL K90x90cm2

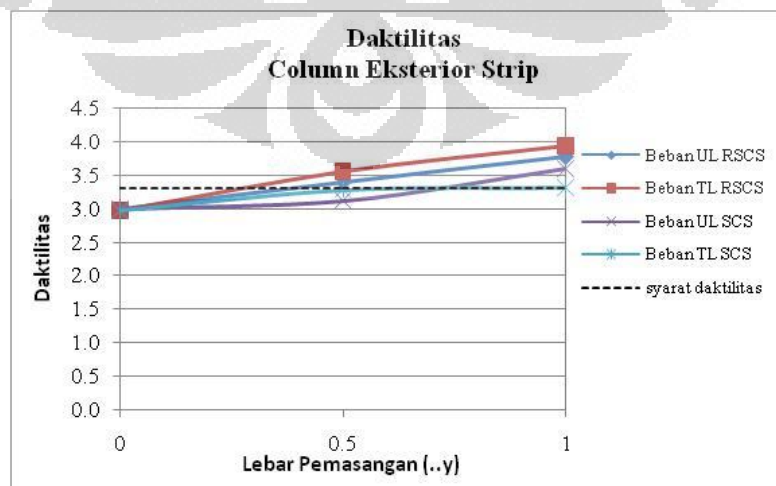
Seperti pada pembahasan gedung 3 lantai, pada Gambar 4.85~4.92, terlihat bahwa gedung 6 lantai dengan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> dan gedung 6 lantai dengan dimensi kolom 90x90 cm<sup>2</sup> tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP) rentang *displacement* atap saat terjadi kondisi leleh pertama lebih panjang bila diukur dari gaya geser dasar nominal dibanding dengan gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus (baik dengan lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom). Namun, gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP) memiliki rentang *displacement* atap antara kondisi leleh dengan kondisi ultimit lebih pendek dibanding dengan gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus. Hal ini mengindikasikan bahwa kemampuan struktur menahan respons inelastik dan menyerap energi gempa yang kecil pada gedung 6 lantai tanpa pendetailan khusus (gedung PB-NFP) dibanding dengan gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus.



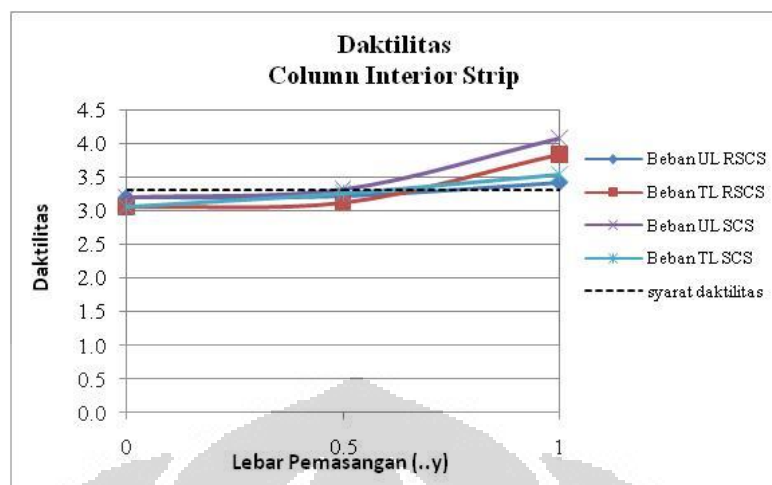
Gambar 4.93 Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt K 80x80cm<sup>2</sup>



Gambar 4.94 Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom interior gedung 6lt K 80x80cm<sup>2</sup>



Gambar 4.95 Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom Eksterior gedung 6lt K 90x90cm<sup>2</sup>



Gambar 4.96 Grafik Perbandingan Daktilitas Jalur Kolom interior gedung 6lt K 90x90cm<sup>2</sup>

Sama halnya dengan bangunan 3 lantai pada bangunan 6 lantai baik dengan menggunakan dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> dan 90x90 cm<sup>2</sup> terjadi peningkatan daktilitas akibat penambahan pelat baja. Besarnya persentase peningkatan rata-rata daktilitas pada masing-masing gedung 6 lantai dengan pendetailan khusus, baik SCS tanpa tulangan dengan lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom akibat pola pembebanan *uniform load* (UL) dan *triangular load* (TL), adalah 3,47% (Ext) & 9,2% (Int) dan 9,17% (Ext) & 17,45% (Int) untuk dimensi kolom 80x80cm<sup>2</sup>, untuk dimensi kolom 90x90 cm<sup>2</sup> yaitu sebesar 6,9% (Ext) & 13,7% (Int) dan 5% (Ext) & 17,6% (Int). Sementara untuk peningkatan daktilitas baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sejarak  $\frac{1}{2}y$  dari muka kolom maupun lebar pemasangan sejarak  $y$  dari muka kolom akibat pola pembebanan *uniform load* (UL) dan *triangular load* (TL) untuk SCS dimensi kolom 80x80 cm<sup>2</sup> dengan menggunakan tulangan (RSCS), adalah 2,42% (Ext) & 2,07% (Int) dan 10,63% (Ext) & 6,41% (Int) dan untuk kolom 90x90 cm<sup>2</sup> adalah 14,32% (Ext) & 1,37% (Int) dan 22,78% (Ext) & 13,36% (Int).

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 KESIMPULAN

Dari hasil analisa struktur *flat plate* tanpa pendetailan khusus dan struktur *flat plate* dengan pendetailan khusus *composite steel-concrete-steel* pada daerah sekitar kolom akibat pembebanan gravitasi, lateral dan pengujian *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, yaitu rata-rata peningkatan massa sebesar 0,65% untuk pemasangan setengah lebar jalur kolom dan 2,41% untuk pemasangan sepanjang lebar jalur kolom.
2. Periode getar pada pola ragam getar pertama (*modes 1*) akibat dari lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* terjadi penurunan yang relatif cukup signifikan bila dibandingkan dengan struktur *flat plate* tanpa pendetailan khusus yaitu rata-rata 25%.
3. Dengan penambahan pemasangan pelat baja (sisi atas dan sisi bawah) di sekitar kolom, penurunan simpangan antar tingkat pada masing – masing gedung yang dilakukan simulasi relatif memberikan pengaruh signifikan yaitu sebesar 33,19% untuk pemasangan setengah lebar jalur kolom dan 50,81% untuk pemasangan sepanjang lebar jalur kolom. Sehingga penurunan kinerja batas layan dan batas ultimit juga relatif besar bila dibandingkan dengan struktur *flat plate* tanpa pendetailan khusus.
4. Terjadi peningkatan daktilitas aktual pada masing-masing gedung yang dilakukan simulasi, baik lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sepanjang setengah lebar jalur kolom maupun lebar pemasangan sepanjang lebar jalur kolom bila dibandingkan dengan gedung tanpa pendetailan khusus.
5. Struktur SCS *flat plate* tanpa tulangan memberikan nilai daktilitas yang lebih besar dibandingkan SCS *flat plate* dengan menggunakan tulangan, dengan rata-rata rasio perbandingan daktilitas antara 2,16% - 2,96%.

6. Dari simulasi struktur 3 dan 6 lantai untuk *frame* eksterior dan interior, rata-rata peningkatan daktilitas SCS flat plate tanpa tulangan dari flat plate biasa adalah sebesar 10,43% dan 18,71%.
7. Lebar pemasangan penampang *sandwich steel-concrete-steel* sepanjang lebar lebar jalur kolom, 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 plate* 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. Parameter 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 plate* khususnya tanpa balok perimeter yang lebih valid.
2. Untuk penelitian selanjutnya dicoba melakukan variasi ketebalan pelat baja yang berbeda untuk melihat pengaruh daktilitas nya.
3. Dengan diterbitkannya Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung yang baru yaitu SNI 03-1726-2011, sebaiknya pada studi berikutnya menggunakan Standar tersebut untuk menyesuaikan dengan peraturan yang telah diperbaharui.
4. 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.

## DAFTAR PUSTAKA

1. ACI Committe 318. 2002. *Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318 – 02) and Commentary (318R-02)*. American Concrete Institute.
2. Anitha, M.; Rahman, B.Q.; & J.J. Vijay. 2009. *Analysis and Design of Flat Slabs using Various Code*. India. Deemed University.
3. Anonim. 2002. “**SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**”. Badan Standarisasi Nasional.
4. Anonim. 2002. “**SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung**”. Badan Standarisasi Nasional.
5. 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.
6. Bergan, P.G. & Bakken K. 2005. *Sandwich Design : A Solution for Marine Structure?*. International Confrence on Computational Methods in Marine Engineering. Eccomas Marine.
7. 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.
8. Ebead, U. & Huda Saeed. 2002. *Strengthening of Two Way Slabs using Steel Plates*. ACI Structural Journal., Vol. 198, No. 1. American Concrete Institute.

9. 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.
10. 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.
11. El Sayed, W.E.; Ebead, U. & K.W. Neale. *Modelling of Debonding Failures in FRP – Strengthened Two Way Slabs*. Canada. Universite Sherbooke Quebec.
12. Eurocode 2. 2004. *Design of Concrete Structure – Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings BS EN 1992-1-1-2004*.
13. Eurocode 4. 2004. *Design of Composite Steel and Concrete – Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings BS EN 1992-1-1-2004*.
14. Ferguson, P.M.; Sutanto, B (Penerjemah) & Kris Setianto (Penerjemah). 1991. **Dasar – Dasar Beton Bertulang versi SI**. Edisi Keempat. Jakarta. Erlangga.
15. 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.
16. 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.
17. 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.

18. Kim, H.-S. & D.-G. Lee. 2004. *Efficient Analysis of Flat Slab Structures Subjected to Lateral Loads*. Republic of Korea. Syungkyunkwan University. Elsevier Ltd.
19. Liew, J.Y. Richard.; Soheli, 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.
20. 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.
21. 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.
22. Mac Gregor, J.G. 1997. *Reinforced Concrete : Mechanics and Design*. 3<sup>th</sup> Ed. New Jersey. Prentice Hall.
23. Malek, N.; Machida, A.; Mutsuyoshi, H. & T. Makabe. 1983. *Steel – Concrete Sandwich Members without Shear Reinforcement*. Trans. Japan Concr. Inst.
24. Mc Cormack, J. & Sumargo (Penerjemah). 2002. **Dasar-Dasar Beton Bertulang**. Edisi Kedua. Jakarta. Erlangga.
25. Mosley, W.H. & J.H. Bungey. 1984. **Perencanaan Beton Bertulang** (Terjemahan). Edisi Kedua. Jakarta. Erlangga.

26. Naeim, F. 2002. *The Seismic Design Handbook (Companion CD-ROM)*. 2<sup>th</sup> Ed. New York. Van Nostrand Reinhold.
27. Nawy, E.G. 1998. *Reinforced Concrete : A Fundamental Approach*. 2<sup>th</sup> Ed. New Jersey. Prentice Hall.
28. 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.
29. Paulay, T. & M.J.N. Prietsley. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings*. United State of America. John Wiley & Sons, Inc.
30. Pin, T.B. 2004. *Strengthening of Concrete Slab with Opening using External Fiber Reinforced Polymer (FRP) Strips*. Malaysia. Universiti Teknologi Malaysia.
31. 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.
32. 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.
33. 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.

34. Wahyudi, L. & Syahril A. Rahim. 1992. **Metode Plastis (Analisa & Desain)**. Jakarta. Gramedia Pustaka Utama.
35. Xie, M.; Foundoukos, N. & J.C. Chapman. 2006. *Static tests on Steel – Concrete – Steel Sandwich Beams*. London. Imperial College. Elsevier Ltd.

