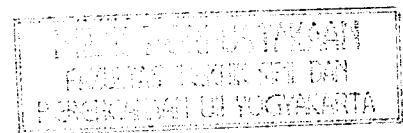


TUGAS AKHIR
PENGARUH VARIASI JUMLAH TINGKAT DAN KEKAKUAN
BALOK PONDASI PADA STRUKTUR *FRAME WALL DUCTILE*
(ANALISIS DAN DESAIN)



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
PERPUSTAKAAN NISBAH VII
HARJANABELI
TGL TERIMA : 14-3-03
NO. JUDUL : 000360
NO. INV. : 5120000360001
NO. BUKU : _____



Disusun Oleh :

Nama : DEDY HENDRA
No. Mhs : 94310151
Nirm : 940051013114120150

Nama : SRY RAHAYU MANIK
No. Mhs : 94310079
Nirm : 940051013114120078

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
JOGJAKARTA
2002

TUGAS AKHIR

**PENGARUH VARIASI JUMLAH TINGKAT DAN KEKAKUAN
BALOK PONDASI PADA STRUKTUR *FRAME WALL DUCTILE*
(ANALISIS DAN DESAIN)**

**Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh
derajat Sarjana Teknik Sipil**

**Nama : DEDY HENDRA
No. Mhs : 94310151
Nirm : 940051013114120150**

**Nama : SRY RAHAYU MANIK
No. Mhs : 94310079
Nirm : 940051013114120078**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
JOGJAKARTA
2002**

HALAMAN PENGESAHAN

**TUGAS AKHIR
PENGARUH VARIASI JUMLAH TINGKAT DAN
KEKAKUAN BALOK PONDASI PADA STRUKTUR
FRAME WALL DUCTILE**

Disusun Oleh :

**Nama : DEDY HENDRA
No. Mhs : 94310151
Nirm : 940051013114120150**

**Nama : SRY RAHAYU MANIK
No. Mhs : 94310079
Nirm : 940051013114120078**

Telah Diperiksa dan Disetujui Oleh :

**Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D.
Dosen Pembimbing I**

**Ir. H. A. Kadir Aboe, MS.
Dosen Pembimbing II**


Tanggal :


Tanggal : 01/11/02

Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan

kesanggupannya.....

(Al Baqarah: 286)

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Segala puji dan syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT atas rahmat dan karunia-Nya kepada kita semua, khususnya kepada kami sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir dengan judul **“Pengaruh Variasi Jumlah Tingkat dan Kekakuan Balok Pondasi Pada Struktur *Frame Wall Ductile*”** ini diajukan sebagai syarat untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Jogjakarta.

Penyusun menyadari bahwa dalam penyusunan Tugas Akhir ini tidak terlepas dari sumbangan pemikiran dari berbagai pihak yang sangat membantu, sehingga penyusun dapat menyelesaikan semua hambatan yang terjadi selama penyusunan hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini. Untuk itu dengan penuh hormat, penyusun mengucapkan terimakasih kepada pihak-pihak yang telah membantu, yaitu yang akan disebutkan dibawah ini.

1. Bapak Ir. H. Widodo, MSCE., Ph.D., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia sekaligus sebagai Dosen Pembimbing I.

2. Bapak Ir. H. A. Kadir Aboe, MS., selaku Dosen Pembimbing II pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Jogjakarta.
3. Bapak Ir. H. Moch. Samsudin, MT., selaku Dosen Penguji pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Jogjakarta.
4. Kedua orang tua dan saudara-saudara kami yang telah banyak memberikan bantuan dan dukungan, baik moral maupun material dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Teman-teman serta semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu, yang telah banyak membantu kami hingga terselesainya Tugas Akhir ini.

Akhirnya, semoga tulisan ini dapat menjadi sesuatu yang bermanfaat bagi semua pihak.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Jogjakarta, November 2002

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
HALAMAN MOTTO DAN PERSEMBAHAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
INTISARI	xviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	2
1.4 Manfaat Penelitian.....	3
1.5 Batasan Masalah.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Pendahuluan.....	5
2.2 Pembahasan Penelitian Terdahulu.....	6

BAB III LANDASAN TEORI	7
3.1 Pendahuluan.....	7
3.2 Analisa Beban Gempa.....	8
3.2.1 Gaya Geser Dasar (V).....	9
3.2.2 Koefisien Gempa Dasar (C).....	9
3.2.3 Faktor Keutaman Gedung (I).....	10
3.2.4 Faktor Jenis Struktur (K).....	10
3.2.5 Berat Total Bangunan (Wt).....	11
3.2.6 Distribusi Gaya Geser Horizontal (Fi)	11
3.2.7 Evaluasi Periode Getar Struktur.....	11
3.3 Perencanaan Kekakuan Balok Pondasi.....	12
3.4 Perencanaan Dinding Geser.....	13
3.5 Desain Balok.....	19
3.5.1 Persyaratan Kuat Lentur Balok Portal.....	19
3.5.2 Redistribusi Momen.....	19
3.5.3 Syarat Keseimbangan dan Batas Redistribusi Momen.....	20
3.5.4 Tujuan Redistribusi Momen.....	21
3.5.5 Pesyaratan Kuat Geser Balok Portal.....	21
3.6 Desain Kolom Tahan Gempa.....	24
3.6.1 Kondisi Beban Sentris.....	24
3.6.2 Kondisi Seimbang (balance).....	25
3.6.3 Kondisi Patah Tarik (keruntuhan tarik).....	26
3.6.4 Kondisi Patah Tekan (keruntuhan tekan).....	27

3.6.5 Kondisi Momen Murni.....	27
3.6.6 Persyaratan Kuat Lentur Kolom Portal.....	28
3.6.7 Persyaraan Kuat Geser Kolom Portal.....	31
BAB IV METODE PENELITIAN.....	34
4.1 Tempat Penelitian.....	34
4.2 Model Struktur.....	34
4.3 Mutu Bahan.....	37
4.4 Tahapan Analisa.....	37
BAB V ANALISIS STRUKTUR.....	39
5.1 Perhitungan dan Penentuan Dimensi Elemen Struktur.....	39
5.1.1 Penentuan Dimensi Balok dan Kolom.....	39
5.1.2 Perhitungan Kebutuhan Dimensi Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>)	39
5.1.3 Perhitungan Kebutuhan Dimensi Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>)	41
5.2 Perhitungan Beban Plat Atap dan Plat Lantai.....	42
5.3 Perhitungan Beban Gempa Statik Ekwivalen pada Struktur 6 Tingkat.....	43
5.4 Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi pada Struktur 6 Tingkat	48
5.4.1 Beban Merata Ekwivalen untuk Portal Arah Y pada Struktur 6 Tingkat.....	48
5.4.2 Beban Merata Ekwivalen untuk Portal Arah X pada Struktur 6 Tingkat.....	53
5.5 Waktu Getar Struktur (T) dengan Cara <i>T Rayleigh</i> pada Struktur 6 Tingkat.....	58

5.6	Perhitungan Beban Gempa Statik Ekwivalen pada Struktur 12	
	Tingkat.....	61
5.7	Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi pada Struktur 12	
	Tingkat.....	68
5.7.1	Beban Merata Ekwivalen untuk Portal Arah Y pada Struktur 12	
	Tingkat.....	68
5.7.2	Beban Merata Ekwivalen untuk Portal Arah X pada Struktur 12	
	Tingkat.....	73
5.8	Waktu Getar Struktur (T) dengan Cara <i>T Rayleigh</i> pada Struktur 12	
	Tingkat	80
5.9	Perhitungan Beban Gempa Statik Ekwivalen pada Struktur 18	
	Tingkat	84
5.10	Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi pada Struktur 18	
	Tingkat.....	94
5.10.1	Beban Merata Ekwivalen untuk Portal Arah Y pada Struktur 18 Tingkat.....	94
5.10.2	Beban Merata Ekwivalen untuk Portal Arah X pada Struktur 18 Tingkat.....	101
5.11	Waktu Getar Struktur (T) dengan Cara <i>T Rayleigh</i> pada Struktur 18	
	Tingkat.....	108

BAB VI DESAIN STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN

GEMPA	113
6.1 Desain Balok.....	113
6.1.1 Momen Rencana Balok.....	116
6.1.2 Hitungan Tulangan <i>Longitudinal</i> Balok.....	119
6.2 Desain Senggang Balok.....	125
6.2.1 Momen Kapasitas Balok.....	125
6.2.2 Gaya Geser Rencana Balok.....	125
6.2.3 Hitungan Tulangan Geser Balok.....	127
6.3 Desain Kolom.....	129
6.3.1 Desain Penulangan Kolom Akibat Beban Lentur dan Aksial.....	129
6.3.2 Gaya Aksial Rencana dan Maksimum Kolom.....	135
6.3.3 Grafik Interaksi Kolom dan Contoh Perhitungan.....	139
6.3.4 Perhitungan Penulangan Kolom.....	157
6.3.5 Gaya Geser dan Tulangan Geser Kolom.....	159
6.3.5.1 Gaya Geser Rencana dan Geser Maksimum Kolom....	159
6.3.5.2 Gaya Geser dan Tulangan Geser	162
6.4 Desain Dinding Geser.....	165
6.4.1 Perhitungan Tebal Dinding Geser (b_w).....	165
6.4.2 Perhitungan Lebar Dinding Geser (l_w).....	165
6.4.3 Perencanaan Dimensi Boundary Elements.....	166
6.4.4 Tulangan Lentur.....	169
6.4.5 Kapasitas Lentur Dinding Geser.....	170

6.4.6 Perencanaan Geser.....	172
BAB VII HASIL DAN PEMBAHASAN.....	176
7.1 Simpangan Horisontal dan <i>Interstory Drift</i> Struktur <i>Frame-Wall</i> ...	176
7.2 Gaya Geser Tingkat pada <i>Frame-Wall</i>	190
7.3 Momen pada <i>Frame-Wall</i>	195
7.4 Momen Balok	203
7.5 Desain Desain balok	208
BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN.....	210
8.1 Kesimpulan.....	210
8.2 Saran.....	211
DAFTAR PUSTAKA.....	213
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

Tabel 5.1	Dimensi balok yang direncanakan.....	39
Tabel 5.2	Dimensi kolom yang direncanakan.....	39
Tabel 5.3	Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 6 tingkat untuk tiap portal.....	47
Tabel 5.4	Beban gravitasi struktur 6 tingkat.....	57
Tabel 5.5	Waktu getar struktur 6 tingkat untuk E balok pondasi 1E10.....	58
Tabel 5.6	Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 12 tingkat untuk tiap portal.....	59
Tabel 5.7	Waktu getar struktur 6 tingkat untuk E balok pondasi 1E10.....	59
Tabel 5.8	Simpangan horizontal struktur 6 Tingkat.....	60
Tabel 5.9	Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 12 tingkat untuk tiap portal.....	66
Tabel 5.10	Beban gravitasi struktur 12 tingkat	79
Tabel 5.11	Waktu getar struktur 12 tingkat untuk E balok pondasi 1E10.....	80
Tabel 5.12	Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 12 tingkat untuk tiap portal.....	81
Tabel 5.13	Waktu getar struktur 12 tingkat untuk E balok pondasi 1E10.....	82
Tabel 5.14	Simpangan horizontal struktur 12 Tingkat.....	83
Tabel 5.15	Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 18 tingkat untuk tiap portal.....	91

Tabel 5.16	Beban gravitasi struktur 18 tingkat	108
Tabel 5.17	Waktu getar struktur 18 tingkat untuk E balok pondasi 1E10 ...	108
Tabel 5.18	Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 18 tingkat untuk tiap porta l.....	109
Tabel 5.19	Waktu getar struktur 18 tingkat untuk E balok pondasi 1E10	110
Tabel 5.20	Simpangan horizontal struktur 18 Tingkat.....	111
Tabel 6.1a	Kombinasi momen balok portal C.....	114
Tabel 6.1b	Kombinasi momen balok portal C.....	115
Tabel 6.1c	Kombinasi momen balok portal C.....	116
Tabel 6.2	Redistribusi Momen.....	118
Tabel 6.3	Tulangan dan momen nominal aktual balok portal C.....	124
Tabel 6.4	Gaya geser balok portal C.....	126
Tabel 6.5	Tulangan geser balok portal C.....	128
Tabel 6.6	Momen rencana kolom C-2 dan C-3.....	133
Tabel 6.7	Momen maksimum kolom C-2 dan C-3.....	134
Tabel 6.8	Gaya aksial rencana kolom C-2 dan C-3.....	137
Tabel 6.9	Gaya aksial maksimum kolom C-2 dan C-3.....	138
Tabel 6.10a	Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/850.....	149
Tabel 6.10b	Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/800.....	149
Tabel 6.10c	Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/750.....	149
Tabel 6.10d	Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/700.....	150
Tabel 6.10e	Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/650.....	150
Tabel 6.10f	Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/600.....	150

Tabel 6.11	Penulangan kolom.....	158
Tabel 6.12	Gaya geser rencana kolom.....	161
Tabel 6.13	Penulangan geser kolom.....	164
Tabel 6.14	Momen rencana dinding geser.....	168
Tabel 6.15	Momen rencana dinding geser.....	168
Tabel 6.16	Penulangan pada dinding geser.....	175
Tabel 7.1	Simpangan horizontal (dy) pada struktur 6 tingkat.....	177
Tabel 7.2	Simpangan horizontal (dy) pada struktur 12 tingkat.....	177
Tabel 7.3	Simpangan horizontal (dy) pada struktur 18 tingkat.....	178
Tabel 7.4	<i>Interstory drift</i> (y) pada struktur 6 tingkat.....	178
Tabel 7.5	<i>Interstory drift</i> (y) pada struktur 12 tingkat.....	179
Tabel 7.6	<i>Interstory drift</i> (y) pada struktur 18 tingkat.....	179
Tabel 7.7	Gaya geser tingkat pada struktur 6 tingkat.....	191
Tabel 7.8	Gaya geser tingkat pada struktur 12 tingkat.....	191
Tabel 7.9	Gaya geser tingkat pada struktur 18 tingkat.....	192
Tabel 7.10	Momen shear wall portal A-2 pada struktur 6 tingkat.....	195
Tabel 7.11	Momen kolom portal C-2 pada struktur 6 tingkat.....	195
Tabel 7.12	Momen shear wall portal A-2 pada struktur 12 tingkat.....	196
Tabel 7.13	Momen pada kolom portal C-2 pada struktur 12 tingkat.....	196
Tabel 7.14	Momen shear wall portal A-2 pada struktur 18 tingkat.....	197
Tabel 7.15	Momen kolom portal C-2 pada struktur 18 tingkat.....	198
Tabel 7.16	Momen tumpuan balok as 1 struktur 6 tingkat.....	204
Tabel 7.17	Momen lapangan balok as 1 struktur 12 tingkat.....	204

Tabel 7.18	Momen lapangan balok as 1 struktur 12 tingkat.....	205
Tabel 7.19	Momen tumpuan balok C struktur 18 tingkat.....	208
Tabel 7.20	Momen lapangan balok C struktur 18 tingkat.....	209

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka.....	8
Gambar 3.2	Koefisien gempa dasar C pada wilayah gempa 2.....	9
Gambar 3.3a	Rasio daktilitas.....	14
Gambar 3.3b	Hubungan daktilitas dengan ketebalan dinding.....	14
Gambar 3.4	Bidang momen (moment envelope) dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan.....	16
Gambar 3.5	Bidang gaya geser perlu pada dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perencanaan.....	18
Gambar 3.6	Metode redistribusi momen.....	20
Gambar 3.7	Balok portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok.....	23
Gambar 3.8	Pertemuan balok dan kolom dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok.....	28
Gambar 3.9	Kurva faktor pembesaran dinamik.....	30
Gambar 3.10	Koefisien portal dalam kondisi terjadinya sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom.....	32
Gambar 4.1	Denah tampak atas.....	34
Gambar 4.2	Denah tampak melintang portal as A dengan shear wall	35
Gambar 4.3	Denah tampak melintang portal as B tanpa shear wall	35
Gambar 4.4	Portal as B struktur 18 tingkat.....	36

Gambar 4.5	Portal as 1 = as 3 struktur 18 tingkat.....	36
Gambar 4.6	Portal as 2 struktur 18 tingkat.....	37
Gambar 5.1	Tembok dengan jendela.....	41
Gambar 5.2	Tembok penuh.....	41
Gambar 5.3	Distribusi beban gempa untuk portal arah y struktur 6 tingkat...	47
Gambar 5.4	Distribusi beban gempa untuk portal arah x struktur 6 tingkat...	47
Gambar 5.5	Pembagian beban merata portal A.....	48
Gambar 5.6	Pembagian beban merata ekwivalen portal A.....	48
Gambar 5.7	Beban gravitasi portal A struktur 6 tingkat.....	50
Gambar 5.8	Pembagian beban merata portal B.....	50
Gambar 5.9	Perhitungan beban merata ekwivalen portal B.....	51
Gambar 5.10	Beban gravitasi portal B – N struktur 6 tingkat.....	53
Gambar 5.11	Pembagian beban merata portal 1.....	53
Gambar 5.12	Beban gravitasi portal 1 dan portal 3 struktur 6 tingkat.....	55
Gambar 5.13	Pembagian beban merata portal 2.....	55
Gambar 5.14	Beban gravitasi portal 2 struktur 6 tingkat.....	57
Gambar 5.15	Simpangan horizontal struktur 6 tingkat.....	60
Gambar 5.16	Distribusi beban gempa untuk portal arah y struktur 12 tingkat..	67
Gambar 5.17	Distribusi beban gempa untuk portal arah x struktur 12 tingkat..	67
Gambar 5.18	Beban gravitasi portal A dan portal O struktur 12 tingkat.....	70
Gambar 5.19	Beban gravitasi portal B – N struktur 12 tingkat.....	73
Gambar 5.20	Beban gravitasi portal 1 dan portal 2 struktur 12 tingkat.....	76
Gambar 5.21	Beban gravitasi portal 2 struktur 12 tingkat.....	79

Gambar 5.22	Simpangan horizontal struktur 12 tingkat.....	83
Gambar 5.23	Distribusi beban gempa untuk portal arah y struktur 18 tingkat..	92
Gambar 5.24	Distribusi beban gempa untuk portal arah x struktur 18 tingkat..	93
Gambar 5.25	Beban gravitasi portal A dan portal O struktur 18 tingkat.....	97
Gambar 5.26	Beban gravitasi portal B – N struktur 18 tingkat.....	100
Gambar 5.27	Beban gravitasi portal 1 dan portal 3 struktur 18 tingkat.....	104
Gambar 5.28	Beban gravitasi portal 2 struktur 18 tingkat.....	107
Gambar 5.29	Simpangan horizontal struktur 18 tingkat.....	112
Gambar. 6.1	Redistribusi momen.....	117
Gambar 6.2	Gaya geser pada penampang kritis dan daerah sendi plastis.....	127
Gambar 6.3	Diagram regangan dan tegangan kondisi balance.....	140
Gambar 6.4	Diagram regangan dan tegangan kondisi patah tarik a.....	142
Gambar 6.5	Diagram regangan dan tegangan patah tarik b.....	143
Gambar 6.6	Diagram regangan dan tegangan kondisi patah tekan a.....	145
Gambar 6.7	Diagram regangan dan tegangan patah tekan b.....	146
Gambar 6.8a	Grafik interaksi kolom ukuran 500/850.....	151
Gambar 6.8b	Grafik interaksi kolom ukuran 500/800.....	152
Gambar 6.8c	Grafik interaksi kolom ukuran 500/750.....	153
Gambar 6.8d	Grafik interaksi kolom ukuran 500/700.....	154
Gambar 6.8e	Grafik interaksi kolom ukuran 500/650.....	155
Gambar 6.8f	Grafik interaksi kolom ukuran 500/600.....	156
Gambar 6.9	Dimensi dinding geser.....	166

Gambar 6.10	Grafik bidang momen rencana (moment envelopes) dinding geser	167
Gambar 6.11	Penempatan tulangan boundary element dan tulangan lentur ...	170
Gambar 6.12	Bidang gaya geser rencana (shear envelopes) dinding geser ...	173
Gambar 6.13	Penempatan tulangan sengkang pada dinding geser	175
Gambar 7.1	Simpangan horizontal (Δy) dan <i>interstory drift</i> (δ) pada struktur 6 tingkat	180
Gambar 7.2	Simpangan horizontal (Δx) dan <i>interstory drift</i> (δ) pada struktur 6 tingkat	181
Gambar 7.3	Perbandingan simpangan horizontal dan <i>interstory drift</i> pada struktur 6 tingkat	182
Gambar 7.4	Simpangan horizontal (Δy) dan <i>interstory drift</i> (δ) pada struktur 12 tingkat	183
Gambar 7.5	Simpangan horizontal (Δx) dan <i>interstory drift</i> (δ) pada struktur 12 tingkat	184
Gambar 7.6	Perbandingan simpangan horizontal dan <i>interstory drift</i> pada struktur 12 tingkat	185
Gambar 7.7	Simpangan horizontal (Δy) dan <i>interstory drift</i> (δ) pada struktur 18 tingkat	186
Gambar 7.8	Simpangan horizontal (Δx) dan <i>interstory drift</i> (δ) pada struktur 18 tingkat	187
Gambar 7.9	Perbandingan simpangan horizontal dan <i>interstory drift</i> pada struktur 18 tingkat	188

Gambar 7.10	Grafik gaya geser tingkat pada struktur 6 dan 12 tingkat.....	193
Gambar 7.11	Grafik gaya geser tingkat pada struktur 12 tingkat.....	194
Gambar 7.12	Grafik momen pada struktur 6 dan 12 tingkat.....	199
Gambar 7.13	Grafik momen pada struktur 18 tingkat.....	200
Gambar 7.14	Grafik momen <i>shear wall</i> pada struktur 18 tingkat.....	201
Gambar 7.15	Grafik momen kolom pada struktur 18 tingkat.....	202
Gambar 7.16	Momen tumpuan balok as 1 struktur 6 tingkat.....	206
Gambar 7.17	Momen tumpuan balok as 1 struktur 12 tingkat.....	206
Gambar 7.18	Momen tumpuan balok as 1 struktur 18 tingkat.....	206
Gambar 7.19	Momen tumpuan balok portal C struktur 18 tingkat.....	208
Gambar 7.20	Momen lapangan balok portal C struktur 18 tingkat.....	209

DAFTAR LAMPIRAN

1. Input analisis struktur SAP90 pada struktur 6 tingkat.
2. Input analisis struktur SAP90 pada struktur 12 tingkat.
3. Input analisis struktur SAP90 pada struktur 18 tingkat.
4. Tabel rasio tulangan balok susunan Gideon Kusuma.
5. Output SAP90 tentang momen kolom pada struktur 18 tingkat.
6. Gambar penulangan.

INTISARI

Kerusakan bangunan gedung akibat gaya gempa sering terjadi dimana kerusakan non struktur umumnya relatif kompleks, oleh karena itu evaluasi kerusakan umumnya ditajukan terhadap struktur utama dengan beberapa asumsi. Terdapat respon parameter dan model estimasi kerusakan struktur yang dapat dipakai, tetapi perlu memilih model yang tepat. Penggunaan model-model tersebut untuk penelitian dengan memperhitungkan pengaruh rotasi fondasi pada variasi jumlah tingkat struktur bangunan beton bertulang belum banyak dilakukan.

Hal ini berkaitan bahwa selama ini kita merencanakan struktur bangunan dengan anggapan dukungar: fondasi jepit. Sedang kita ketahui bahwa tanah dasar bukanlah kaku (*rigid*), tetapi mempunyai fleksibilitas yang memungkinkan terjadi interaksi antara tanah dan struktur.

Model bangunan yang dipakai pada penelitian ini adalah struktur beton bertulang daktail bertingkat 6 lantai, 12 lantai, dan 18 lantai kombinasi *frame* dan *wall* dengan memperhitungkan kekakuan balok pondasi. Bangunan ini terletak pada wilayah gempa II dengan kondisi tanah keras. Ditinjau tiga model fondasi yaitu fondasi jepit (*Fix*), fondasi diatas tanah yang fleksibel (*Flex*) dan fondasi sendi murni yang masing-masing dibebani beban mati, hidup dan gempa statis.

Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa jumlah tingkat yang berbeda memberikan pola respon struktur yang sama. Momen yang terjadi pada fondasi jepit (*Fix*) lebih kecil dibandingkan momen yang terjadi pada fondasi diatas tanah yang fleksibel (*Flex*), juga momen pada portal yang memakai dinding geser (*shear-wall*) lebih besar dibanding portal yang tidak memakai dinding geser, ini disebabkan karena adanya rotasi fondasi dan redistribusi momen.

Tugas akhir ini juga membahas tentang desain struktur beton untuk 18 tingkat dengan pengambilan momen muka kolom dengan lebih awal melakukan redistribusi momen agar menghasilkan penulangan yang lebih merata sepanjang balok.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia termasuk daerah rawan gempa yang cukup tinggi, terutama di daerah-daerah tertentu. Kerusakan yang ditimbulkan oleh gempa tidak hanya pada struktur tanah dan bangunan, bahkan sampai menimbulkan korban jiwa manusia. Kerusakan bangunan gedung akibat gaya gempa, sering terjadi pada elemen non-struktur yang relatif kompleks. Oleh karena itu evaluasi kerusakan umumnya ditujukan terhadap struktur utama dengan beberapa asumsi. Terdapat banyak respon parameter dan model estimasi kerusakan struktur yang dapat dipakai tetapi perlu dipilih model yang tepat.

Seiring dengan kebutuhan manusia akan teknologi konstruksi, penelitian-penelitian yang disertakan dengan model-model struktur terus berkembang. Dengan harapan hasil dari penelitian-penelitian tersebut dapat dijadikan acuan dalam mendesain struktur bertingkat banyak tahan gempa dengan lebih efektif.

Untuk mendesain struktur tahan gempa, salah satu cara yang dapat ditempuh yaitu menggunakan dinding geser (*shear wall*) pada struktur beton bertulang. Pemberian dinding geser pada struktur akan mengurangi defleksi lateral pada struktur vertikal dan menjamin tidak berpindahya sendi plastis yang

direncanakan pada struktur sebelum runtuh serta melindungi komponen non-struktur (Dowrick, 1987).

Apabila gaya aksial akibat gempa terlalu besar, maka perencanaan dapat memanfaatkan pondasi untuk mereduksi gaya gempa tersebut (Muto, 1993). Dalam hal ini pondasi sebagai disipasi energi dengan catatan letak sendi plastis terjadi pada ujung bawah kolom dan daktilitas pondasi di *poer* atau balok penghubung pondasi harus direncanakan dengan baik (Paulay dan Priestley, 1992)

Pada penelitian terdahulu telah dilakukan penelitian dengan jumlah tingkat yang sama yaitu hanya 10 tingkat. Sedangkan apabila bangunan semakin tinggi maka momen guling dan rotasi pondasi semakin besar. Karena itu perlu diselidiki pengaruh dari variasi tingkat terhadap momen guling dan rotasi pondasi.

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang masalah yang telah diuraikan, maka dapat dirumuskan masalah yang muncul yaitu bagaimana pengaruh kekakuan pondasi terhadap respon statik struktur menurut tinggi bangunan dan pengaruhnya terhadap desain struktur tersebut.

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah mengetahui pengaruh ketinggian bangunan dan kekakuan balok pondasi terhadap respon statik struktur *frame-wall ductile* dalam menahan beban lateral gempa.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah dapat memahami konsep penulangan geser, lentur dan analisis dinding geser pada struktur *frame-wall ductile* dengan program bantu SAP90, sehingga dapat dipakai sebagai acuan perencanaan tahan gempa.

1.5 Batasan Masalah

Batasan-batasan masalah yang digunakan dalam penyelesaian tugas akhir ini adalah:

1. dinding geser tunggal pada satu portal dan menerus dari dasar sampai tingkat atas bangunan,
2. dinding geser dirancang simetris sehingga pusat massa dan puntir dapat diabaikan,
3. analisis struktur memakai program SAP90 dan 3D dengan pembebanan statis,
4. bangunan berada pada wilayah gempa II dengan kondisi tanah keras,
5. asumsi awal dimensi dinding geser, balok, kolom dan *tie beam* ditentukan terlebih dahulu,
6. beban yang diperhitungkan adalah beban mati, beban hidup dan beban lateral gempa,
7. tata guna ruangan sebagai apartemen dengan beban hidup 250 kg/m^2 ,
8. gaya gempa dihitung berdasarkan PPTGIUG 1983,
9. pembebanan gedung dihitung berdasarkan PPIUG 1983,

10. gaya gempa diperhitungkan pada dua arah yakni gempa arah x dan gempa arah y,
11. tingkat daktilitas yang digunakan adalah daktilitas tingkat 3 (daktilitas penuh),
12. jumlah *wall* yang digunakan $1/5$ dari jumlah portal,
13. jumlah portal yang digunakan adalah 15 portal, dan
14. variasi jumlah tingkat yang digunakan adalah 6,12 dan 18 tingkat.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan

Dinding geser adalah komponen struktur yang berfungsi untuk meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya lateral (SK-SNI, 1991). Dinding geser lebih kaku daripada struktur portal biasa sehingga lebih dapat menahan gaya-gaya lateral akibat gempa bumi, mengurangi defleksi lateral tiap tingkat (*interstory drift*) dan mengurangi kemungkinan terjadinya kerusakan elemen non-struktur (Nawi, 1996).

Pemberian dinding geser pada struktur bangunan akan memperkecil momen, gaya geser dan gaya aksial yang terjadi pada balok dan kolom akibat beban lateral, sehingga dimensi balok dan kolom dapat diperkecil (Schueler, 1989). Akibatnya struktur yang memakai dinding geser ekonomis untuk gedung bertingkat sampai 50 atau lebih (Smith and Coull, 1991).

Beberapa penelitian sebelumnya yang digunakan sebagai tinjauan pustaka pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Penelitian Lepti Subandi dan Robby Dwi Hartanto (2000)

Penelitian yang dilakukan mengambil topik *Desain Struktur Frame Wall Ductile Dengan Memperhitungkan Kekakuan Balok Pondasi*. Pada penelitian ini dilakukan desain tentang perilaku struktur dengan memperhitungkan kekakuan

balok pondasi, yang dipakai dalam perancangan yaitu pada nilai $E = 1E6$ yang simpangan horizontalnya antara simpangan akibat perletakan jepit murni ($E = 1E10$) dan sendi murni ($E = 0$). Dari penelitian ini diketahui bahwa gaya geser pada dinding geser dengan dukungan jepit lebih besar dibandingkan dukungan fleksibel dan sendi murni sehingga dalam perencanaannya boros. Program analisis struktur yang digunakan adalah SAP90 dengan frame 3D.

2. Penelitian Arman Efendi S. dan Nur Anraini (2000)

Peneliti mengambil bahasan dengan judul *Pengaruh Rasio Dinding Geser-Portal Pada Analisis dan Desain Bangunan Bertingkat Tahan Gempa*. Pada penelitian ini, dilakukan analisis tentang perilaku struktur dengan rasio dinding geser yang berbeda pada struktur yang sama akibat beban lateral gempa. Program analisis struktur yang digunakan adalah SAP90 dengan frame 3D. Dari penelitian ini disimpulkan pemakaian dinding geser dengan rasio *wall frame* 1/5 atau 20% dari jumlah portal adalah yang paling menguntungkan dari segi ekonomisnya.

2.2 Pembahasan Penelitian Terdahulu

Dari hasil penelitian yang telah dilakukan beberapa peneliti di atas dapat disimpulkan bahwa struktur yang dimodelkan pada penelitian tersebut hanya menggunakan jumlah tingkat yang sama. Dengan adanya masalah tersebut, maka pada tugas akhir ini penulis akan mencoba menganalisis dan mendesain pengaruh variasi jumlah tingkat pada struktur *frame-wall ductile* dengan kekakuan balok pondasi yang berbeda.

BAB III

LANDASAN TEORI

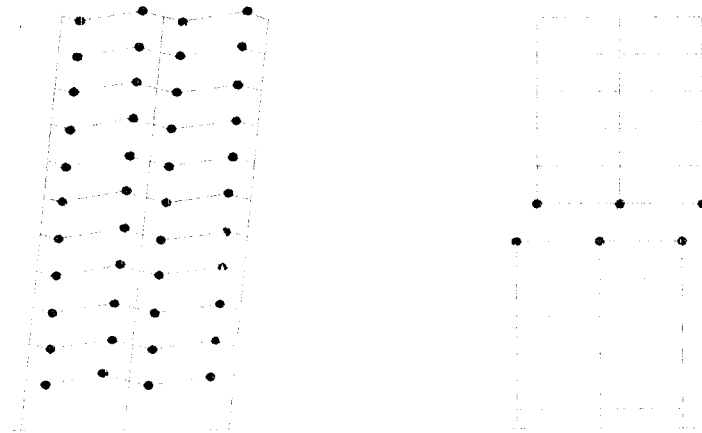
3.1 Pendahuluan

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis yang mampu memencarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk ke dalam struktur, harus dikendalikan agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtun saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan ini dikenal sebagai *Konsep Desain Kapasitas* (Vis dan Gideon, 1994). Untuk mengantisipasi kerusakan fatal dalam perencanaan struktur bangunan, dapat direncanakan desain kapasitas yang memiliki daktilitas penuh.

Menurut Paulay dan Priestley (1992), perencanaan daktil pada prinsipnya adalah mengarahkan pola keruntuhan yang tidak membahayakan. Pada perencanaan struktur daktil biasanya dipakai konsep *strong coloumn weak beam* dimana akan terjadi pemencaran energi pada banyak unsur seperti pada Gambar 3.1.

Untuk menjamin terjadinya mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok, digunakan aplikasi metode daktil agar

kolom-kolom lebih kuat dari balok-balok pada satu portal. Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi dari kegagalan akibat lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar (Paulay dan Priestley, 1992).



Sendi plastis pada balok tidak menyebabkan keruntuhan

(a)

Sendi plastis pada kolom menyebabkan keruntuhan lokal pada satu tingkat

(b)

Gambar 3.1 Mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka

3.2 Analisa Beban Gempa

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus menganalisis beban akibat gempa. Pada penelitian numeris ini, metode analisis beban gempa menggunakan analisis beban gempa ekuivalen statik yang sesuai dengan PPTGIUG (1983) sebagai berikut ini.

3.2.1 Gaya Geser Dasar (V)

Gaya geser dasar merupakan gaya geser horizontal total yang besarnya dipengaruhi oleh persamaan berikut.

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (3.1)$$

dengan : C = koefisien gempa dasar

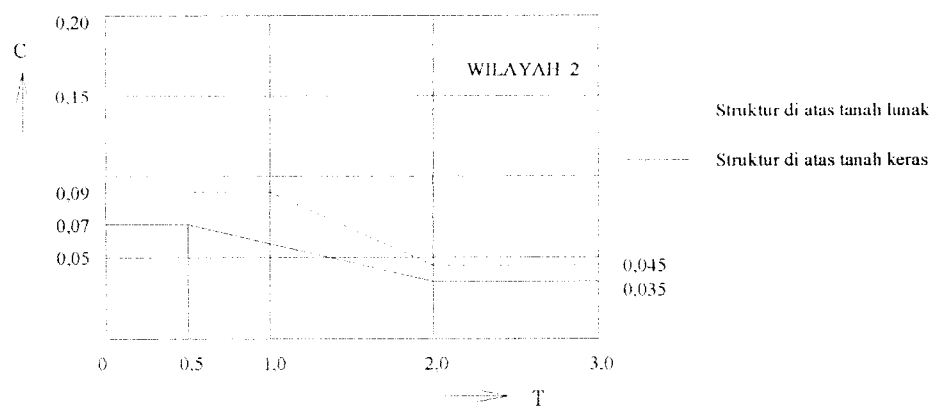
I = faktor keutamaan gedung

K = faktor jenis gedung

W_t = berat total struktur (kN)

3.2.2 Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur (T) dan kondisi tanah setempat. Di dalam penelitian numeris ini, diasumsikan letak bangunan berada pada wilayah gempa 2 sehingga koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari Gambar 3.2 berikut ini,



Gambar 3.2 Koefisien gempa dasar C pada wilayah gempa 2

Koefisien gempa dasar ditentukan sesuai dengan wilayah gempa dimana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami struktur. Untuk struktur *frame-wall*, rumus untuk mencari waktu getar alami struktur adalah sebagai berikut:

$$T = \frac{0,09Hn}{\sqrt{B}} \quad (3.2)$$

T = waktu getar alami struktur (det)

Hn = tinggi struktur permukaan yang dikekang (m)

B = lebar bangunan (m)

3.2.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Pada perencanaan struktur di daerah rawan gempa, perlu diperhatikan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting suatu bangunan semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan ini dipergunakan untuk memperbesar gempa rencana agar struktur dapat memikul beban gempa dengan periode ulang yang panjang atau struktur mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil.

3.2.4 Faktor Jenis Struktur (K)

Faktor jenis struktur K dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia pada saat terjadi gempa kuat. Semakin tinggi nilai K maka semakin rendah nilai daktilitasnya.

3.2.5 Berat Total Bangunan (Wt)

Merupakan berat total dari struktur bangunan yang direncanakan ditambah dengan beban hidup.

3.2.6. Distribusi Gaya Geser Horizontal (Fi)

Distribusi gaya geser horizontal (Fi) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut:

1. struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B < 3$, maka gaya geser horizontal (Fi) akibat gempa untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.3)$$

2. struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B \geq 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya geser horizontal (Fi) akibat gempa untuk masing-masing lantai yang dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas (atap) yang ditunjukkan oleh persamaan berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.4)$$

$$F_{atap} = 0,1 \cdot V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.5)$$

3.2.7 Evaluasi Periode Getar Struktur

Menurut Widodo (1998), di dalam analisis beban dengan gempa perlu dilakukan evaluasi terhadap periode getar struktur yang ditinjau. Pada penelitian numeris ini, evaluasi periode getar struktur yang terjadi dianalisis dengan menggunakan metode *Rayleigh*, yang besarnya menurut persamaan berikut,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.6)$$

dimana, g = gravitasi bumi (9,81 m/det²)

F_i = gaya hirizontal pada tingkat ke- i akibat gaya gempa (kN)

d_i = simpangan horisontal struktur pada tingkat ke- i (cm)

Nilai periode getar (T) dengan menggunakan metode *Rayleigh* ini harus mendekati 80% - 120% dari asumsi periode getar awal, jika tidak memenuhi maka siklus diulangi dari menghitung koefisien gempa dasar.

3.3 Perencanaan Kekakuan Balok Pondasi

Balok Pondasi disyaratkan untuk dipasang pada setiap jenis pondasi. Secara konservatif balok pondasi ini disyaratkan dapat menahan 0,1 P_c yang terjadi, dimana P_c adalah gaya aksial maksimum yang bekerja pada kolom (Paulay dan Priestley, 1992).

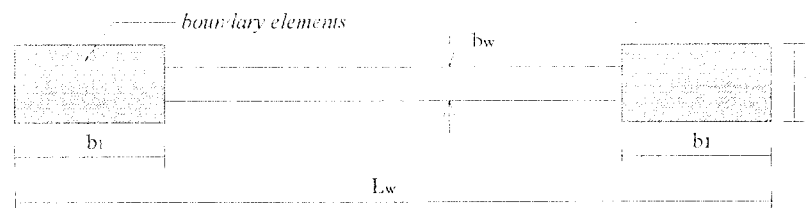
Balok pondasi merupakan elemen stabilitas struktur sehingga posisi kolom stabil dan tidak cepat rusak akibat gaya lateral. Saat terjadi gempa, berguna untuk memperkecil simpangan lateral yang terjadi. Dalam menahan gaya gempa variasi kekakuan mempengaruhi perletakan pondasi dari sendi murni ($k = 0$) sampai jepit penuh ($k = \infty$).

3.4 Perencanaan Dinding Geser

Peristiwa tekuk pada dinding geser dapat dihindari dengan memakai elemen pembatas (*boundary element*) yang berfungsi untuk mengakukan dinding geser. Elemen pembatas diperlukan bila pada batas dan sekeliling tepi bukaan dinding dimana tegangan akibat gaya terfaktor termasuk pengaruh gempa pada saat terluar mencapai nilai maksimumnya dan melampaui nilai $0,2 f_c'$ (SK-SNI, 1991). Komponen dinding pembatas dalam dinding struktural harus diproporsikan untuk memikul seluruh beban gravitasi terfaktor yang bekerja pada dinding termasuk berat sendiri dan gaya verikal yang diperlukan untuk menahan momen guling yang dihitung dari gaya berfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa.

Langkah-langkah perencanaan dinding geser adalah sebagai berikut ini.

1. Perencanaan dimensi dinding geser



Untuk menghindari terjadinya tekuk pada dinding geser, maka tebal dinding geser

diambil:

$$b_w \geq \frac{h_s}{20}$$

$$= 150 \text{ mm} \quad (3.7)$$

2. Perencanaan panjang total dinding geser (l_w)

$$h_s / l_w \leq 9 \quad (3.8)$$

3. Perencanaan dimensi *boundary elements*

$$b \geq b_w \quad b_1 \geq \frac{bc \cdot l_w}{10 \cdot b} \quad (3.9)$$

$$b \geq bc \quad b_1 \geq \frac{bc^2}{b} \quad (3.10)$$

$$b \geq h_1 / 16 \quad b_1 \geq h_1 / 16 \quad (3.11)$$

dengan nilai bc sebesar:

$$bc = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu\phi} \quad \text{jika digunakan 2 lapis tulangan} \quad (3.12)$$

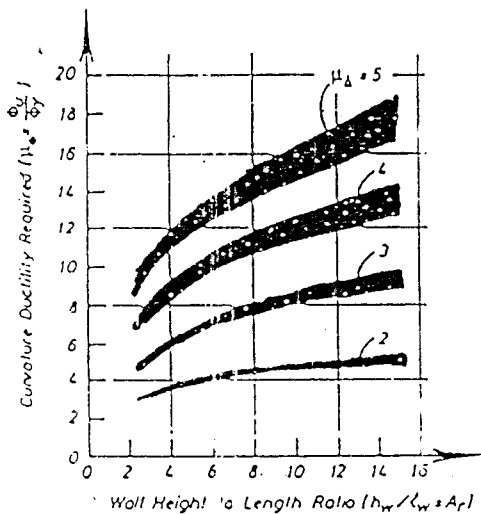
$$bc = 0,022 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu\phi} \quad \text{jika digunakan 1 lapis tulangan} \quad (3.13)$$

dimana, h_s = tinggi bangunan total (mm),

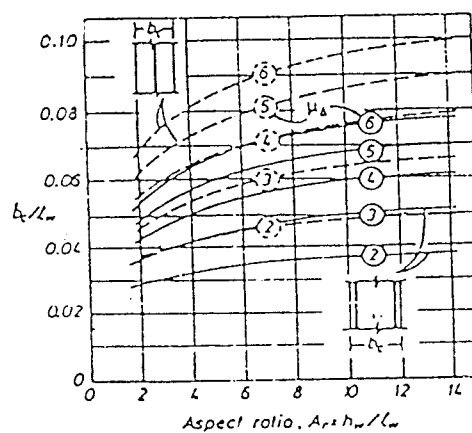
h_1 = tinggi lantai pertama (mm),

bc = ketebalan dinding geser kritis (300),

$\mu\phi$ = perbandingan rasio daktilitas.



Gambar 3.3a Rasio daktilitas



Gambar 3.3b Hubungan daktilitas dengan ketebalan dinding

Dari persamaan (3.9), (3.10), (3.11) diambil nilai b dan b_1 yang terbesar.

4. Cek luas *boundary elements* yang terjadi (A_{wb})

$$bc^2 \leq A_{wb} \leq bc.lw/10 \quad (3.14)$$

5. Persyaratan kuat lentur dinding geser

Kuat lentur perlu bagi dinding geser yang dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,d}$ harus memenuhi persyaratan kuat lentur untuk kondisi pembebanan tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa sebagai berikut ini,

$$M_{u,d} = 1,2.M_{D,d} + 1,6.M_{L,d} \quad (3.15)$$

$$M_{u,d} = 1,05 (M_{D,d} + M_{L,d} + M_{E,d}) \quad (3.16)$$

$$M_{u,b} = 0,9 (M_{D,b} + M_{E,b}) \quad (3.17)$$

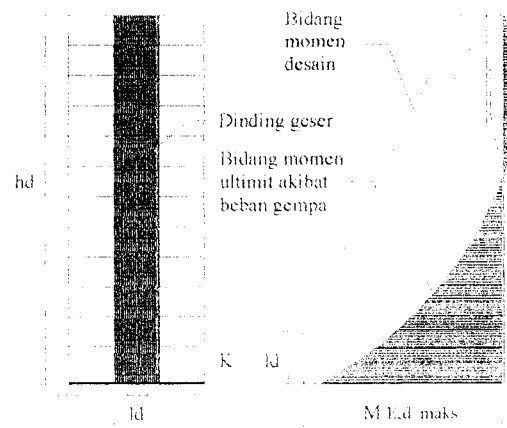
Dimana:

$M_{D,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban mati (kNm),

$M_{L,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban hidup dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya beban hidup penuh secara serempak (kNm),

$M_{E,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban gempa (kNm).

Untuk menjamin saat terjadinya gempa kuat dinding geser tetap berperilaku elastis kecuali pada penampang dasar, dimana sendi plastis dapat terbentuk, maka dinding momen akibat beban gempa harus digeser ke atas sejauh lebar horizontal dinding geser, seperti ditunjukkan Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Bidang momen (*moment envelope*) dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan

1. Perencanaan geser

Kuat geser perlu bagi dinding geser pada penampang dasar sehubungan dengan adanya pembesaran dinamik sewaktu struktur berespons inelastik terhadap gempa kuat, harus dihitung dengan persamaan di bawah ini,

$$V_u = V_{wall} = \omega_v \cdot \phi_{o,w} \cdot V_E \quad (3.18)$$

dengan: $\omega_v = 0,9 + n/10$ untuk gedung ≤ 6 lantai (3.19)

$\omega_v = 1,3 + n/30$ untuk gedung diatas 6 lantai (3.20)

$$\phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} \quad (3.21)$$

dimana: V_{wall} = gaya geser rencana dinding geser (kN),

V_E = gaya geser maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang dasar (kN),

ω_v = faktor pembesaran dinamik,

$M_{o,w}$ = momen kapasitas dinding geser pada penampang yang dihitung berdasarkan luas baja tulangan yang terpasang dengan tegangan tarik baja tulangan (kNm),

M_E = momen lentur maksimal dinding geser akibat beban tak berfaktor pada penampang dasar (kNm).

a. Tegangan geser ideal yang terjadi (v_i) adalah sebagai berikut ini,

$$v_i = \frac{V_{wall}}{bw.d} \quad ; \text{ dengan } d = 0,8.l_w \quad (3.22)$$

b. Nilai v_i ini tidak boleh lebih besar dari $v_{i,maks}$ yang nilainya sebesar:

$$v_{i,maks} \leq \left[\frac{0,22.\phi}{\mu} + 0,03 \right] f_c' < 0,16.f_c' \quad (3.23)$$

dengan, μ = daktilitas yang digunakan

atau,

$$v_{i,maks} \leq 0,16.f_c' \leq 6 \text{ MPa} \quad (3.24)$$

c. Kontribusi beton di dalam dinding geser (v_c) itu sendiri sebesar:

$$v_c = 0,6.\sqrt{Pu/Ag} \quad (\text{MPa}) \quad (3.25)$$

dengan; Pu = beban aksial minimum pada dinding geser (kN),

Ag = luas total dari dinding geser (mm).

d. Cek kebutuhan tulangan geser

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{(v_i - v_c).bw}{f_y} \quad (3.26)$$

dengan; A_v = luas tulangan geser (mm²),

v_i = tegangan geser ideal (kN/mm²),

v_c = tegangan akibat kontribusi beton (kN/mm²),

w_b = tebal dinding geser (mm),

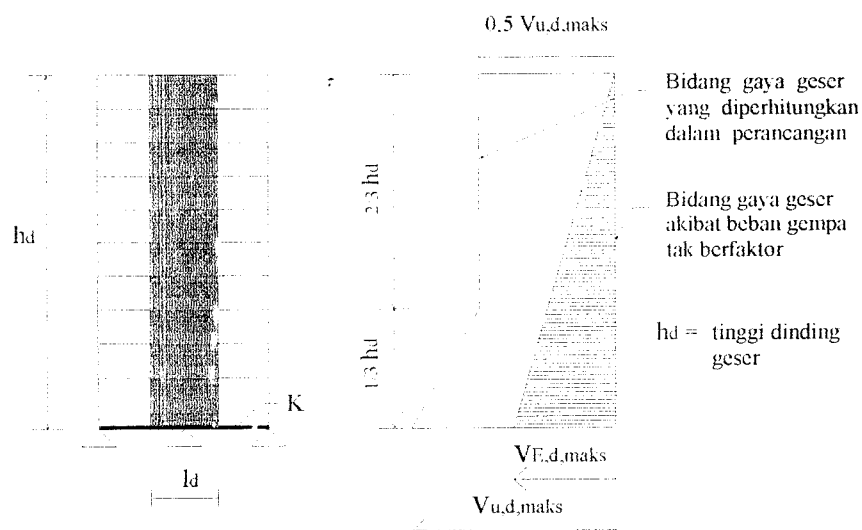
s = jarak tulangan geser (mm).

e. Cek jarak tulangan geser

$$s \leq 2.5.b_w \text{ (mm)}$$

$$\leq 450 \text{ (mm)} \quad (3.27)$$

Untuk menjamin agar dinding geser memiliki kuat geser yang cukup sepanjang tinggi dinding, maka bidang gaya geser perlu akibat beban gempa sepanjang tinggi dinding harus dimodifikasi. Dari $V_{u,d,maks}$ sampai $1/3hd$ berbentuk linier, kemudian tetap nilainya sebesar $0,5.V_{u,d,maks}$ sampai puncak dinding geser, seperti ditunjukkan pada gambar di bawah ini.



Gambar 3.5 Bidang gaya geser perlu pada dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perencanaan.

3.5 Desain Balok

3.5.1 Persyaratan Kuat Lentur Balok Portal

Kuat lentur perlu bagi balok portal yang dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,b}$ harus memenuhi persyaratan kuat lentur kondisi pembebanan tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa sebagai berikut ini,

$$M_{u,b} = 1,2.M_{D,b} + 1,6.M_{L,b} \quad (3.28)$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{L,b} + M_{E,b}) \quad (3.29)$$

$$M_{u,b} = 0,9 (M_{D,b} + M_{E,b}) \quad (3.30)$$

Dimana:

$M_{D,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban mati (kNm),

$M_{L,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban hidup dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya beban hidup penuh secara serempak (kNm),

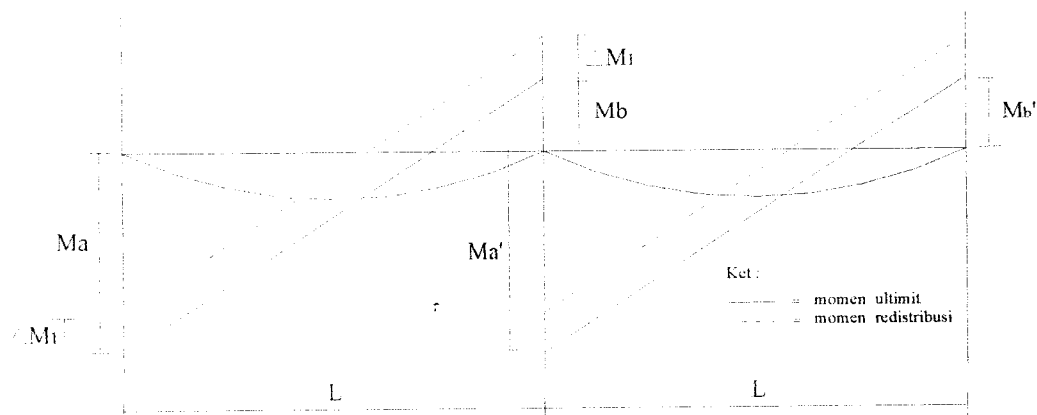
$M_{E,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban gempa (kNm).

3.5.2 Redistribusi Momen

Hasil superposisi momen akibat beban gempa dan beban gravitasi menghasilkan momen tumpuan (biasanya negatif) yang bertambah besar dan momen lapangan (biasanya positif) yang jauh lebih kecil. Tidak berimbangny momen lentur didaerah tumpuan dan lapangan sering menyebabkan pemanfaatan tinggi balok yang tidak optimal untuk memperoleh kuat lentur yang diperlukan. Momen tumpuan yang besar menyebabkan kebutuhan tulangan lentur yang berlebihan.

3.5.3 Syarat Keseimbangan dan Batas Redistribusi Momen

Syarat yang perlu diperhatikan dalam proses redistribusi momen adalah keseimbangan gaya-gaya gempa dan gaya-gaya akibat beban gravitasi harus dipertahankan. Selama proses redistribusi momen, suatu penambahan atau pengurangan momen sebesar ΔM harus disertai pula dengan penggantian, penambahan atau pengurangan momen lain dengan jumlah yang sama sebesar ΔM pada lajur balok yang sama.



Gambar 3.6 Metode redistribusi momen

Dari gambar di atas dapat dijelaskan karakteristik untuk keseimbangan redistribusi momen balok menerus. Sebagai contoh, ketika momen balok M_a dikurangi dengan ΔM_1 maka momen balok M_b ditambah dengan jumlah yang sama (ΔM_1). Dengan demikian maka jumlah total momen ujung balok pada bentang yang dimaksud akan tetap seimbang sebelum dan setelah redistribusi momen. Untuk elemen dalam satu bentang, besarnya reduksi momen (ΔM) direkomendasikan tidak lebih dari 30% dari momen maksimum pada suatu bentang.

3.5.4 Tujuan Redistribusi Momen

Didalam perencanaan balok dari portal bertulang yang efisien, masalah-masalah yang timbul karena perbedaan nilai momen tumpuan dan momen lapangan yang terlalu besar, maka dipakai teknik redistribusi momen dengan tujuan sebagai berikut.

1. Mengurangi momen maksimum nyata, biasanya pada daerah momen negatif dari balok, dan menggantikannya dengan menambah momen-momen pada daerah nonkritis (biasanya pada daerah momen positif dari balok).
2. Memanfaatkan sepenuhnya kapasitas momen positif dari bagian-bagian balok pada muka-muka kolom, paling sedikit 50% dari kapasitas momen negatif pada bagian yang sama.
3. Mengurangi besarnya momen-momen yang masuk pada kolom-kolom kritis, terutama karena desak aksial atau oleh tegangan aksial.

3.5.5 Desain Tulangan Longitudinal Balok

SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa untuk beton bertulang tahan gempa, kuat momen positif pada sisi muka joint tidak boleh kurang dari 50% kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka joint tersebut.

Untuk perencanaan struktur bangunan dengan daktilitas penuh nilai rasio tulangan yang dipakai adalah $\geq 0,5$.

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{M^+}{M^-} \geq 0,5 \quad (3.31)$$

dengan menggunakan tabel pada lampiran 3, didapat nilai ρ .

$$\text{Luas tulangan tarik, } A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.32)$$

$$\text{Luas tulangan desak, } A_s' = \rho' / \rho \cdot A_s \quad (3.33)$$

Kontrol jarak tulangan yang dipakai,

$$J_{bd} = \frac{(b - (P_b + \phi_s) \cdot 2 - n \cdot D)}{(n - 1)} \quad (3.34)$$

Check momen nominal penampang:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \quad (3.35)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 \cdot A_s' \quad (3.36)$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad (3.37)$$

Dari persamaan diatas keseimbangan gaya-gaya dalam menjadi,

$$T = C_c + C_s$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - (600 \cdot A_s' \cdot d') = 0 \quad (3.38)$$

dari persamaan (3.39) diperoleh nilai c dan a terpakai.

Periksa baja tulangan desak terpakai:

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 < f_y, \text{ berarti tulangan desak belum leleh, dipakai nilai } f_s = f_s'$$

$$\text{maka : } M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (3.39)$$

$$M_{n2} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \quad (3.40)$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 > f_y \text{ berarti tulangan desak sudah leleh, dipakai nilai } f_s = f_y$$

$$\text{maka : } M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

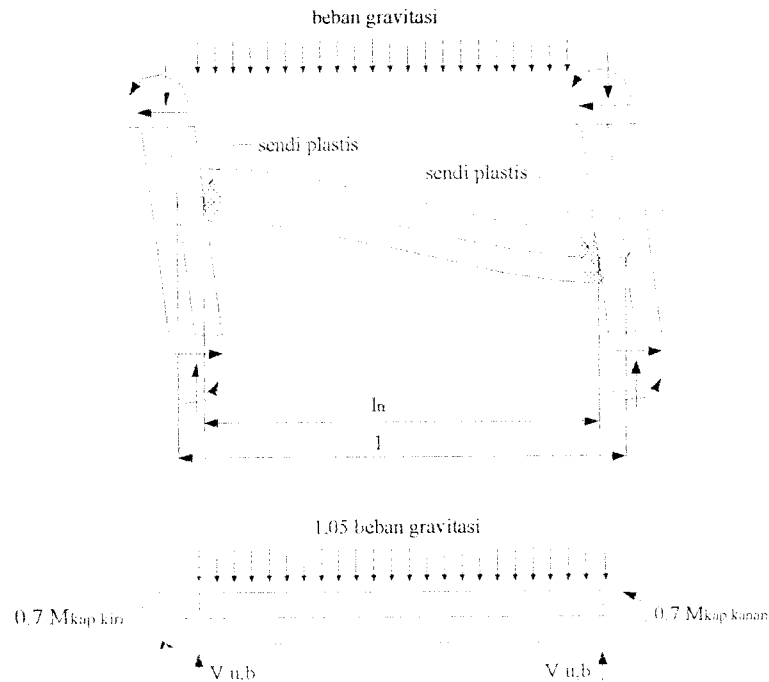
$$M_{n2} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.41)$$

$$M_{nak\ b} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.42)$$

$$M_{nak\ b'} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.43)$$

3.5.6 Pesyaratan Kuat Geser Balok Portal



Gambar 3.7 Balok portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok

Kuat geser perlu bagi balok portal yang dibebani oleh berat sendiri dan beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadinya momen-momen kapasitas di sendi plastis pada kedua ujung balok portal itu dengan tanda yang berlawanan, menurut persamaan berikut ini,

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{(M_{kap.ki} + M_{kap.ka})}{l_n} + 1,05V_g \quad (3.44)$$

dengan syarat:

$$V_{u,b} \leq V_{ultim} \text{ atau } V_{u,b} \leq \phi_{geser} V_{nominal} \quad (3.45)$$

Di daerah sendi plastis, kontribusi beton dianggap tidak ada ($V_c = 0$)

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.46)$$

dimana:

$$V_s = \frac{(A_v \cdot f_y \cdot d)}{s} \quad (3.47)$$

$$\phi_{geser} = 0,6$$

Dalam segala hal, kuat geser perlu balok tidak boleh melebihi dari persamaan ini,

$$V_{u,b} = 1,05(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K}V_{E,b}) \quad (3.48)$$

dimana:

V_g = gaya geser balok akibat berat sendiri, gravitasi dengan memperhitungkan beban hidup tereduksi (kN),

$V_{D,b}$ = gaya geser akibat beban mati (kN),

$V_{L,b}$ = gaya geser akibat beban hidup (kN),

$V_{E,b}$ = gaya geser akibat bebari gempa (kN),

K = faktor jenis bangunan.

3.6 Desain Kolom Tahan Gempa

Dalam segala hal, kuat lentur rancang kolom portal berdasarkan tulangan longitudinal yang terpasang harus dapat menampung kombinasi pembebanan berfaktor oleh beban gravitasi dan oleh beban gempa dalam dua arah yang saling tegak lurus (100% dalam satu arah, 30% dalam arah tegak lurus pada arah tersebut).

3.6.1 Kondisi Beban Sentris

Kolom dalam kondisi ini, pada awalnya pada awalnya baik beton maupun baja pada awalnya berperilaku elastis. Pada saat regangannya mencapai sekitar

0,002 sampai 0,003, beton mencapai kekuatan maksimal f_c . Secara teoritis, beban maksimum yang dapat dipikul oleh kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan f_c pada beton. Penambahan beban yang lebih lanjut bisa saja terjadi apabila *strain hardening* pada baja terjadi disekitar regangan 0,003. Dengan demikian, kapasitas beban sentris P_o dapat dinyatakan dalam persamaan dibawah ini:

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (3.49)$$

Dan tidak boleh lebih besar dari:

1. untuk kolom dengan penulangan spiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (3.50)$$

2. untuk kolom dengan penulangan sengkang:

$$\phi P_{n(max)} = 0,3 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (3.51)$$

dengan:

ϕ = faktor reduksi kekuatan

$$\phi_{\text{sengkang biasa}} = 0,65 \text{ dan } \phi_{\text{sengkang spiral}} = 0,70$$

A_g = luas kotor penampang melintang kolom (mm^2)

A_{st} = luas total penampang tulangan memanjang (mm^2)

P_n = kuat beban aksial nominal dengan eksentrisitas tertentu (kN).

3.6.2 Kondisi Seimbang (*balance*)

- Jika eksentrisitas semakin kecil, maka akan ada suatu transisi dari keruntuhan tarik utama kekeruntuhan tekan utama. Kondisi keruntuhan *balance* tercapai apabila tulangan tarik mengalami regangan lelehnya (E_y) dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batasnya (0,003) dan mulai hancur.

$$cb = \frac{600.d}{600 + Jy} \text{ dan } ab = \beta_1.cb \quad (3.52)$$

Beban aksial nominal dalam kondisi *balance*, P_{nb} dapat dihitung dengan persamaan,

$$C_c = 0,85.f_c.ab.b \quad (3.53)$$

$$C_{s1} = A_s'.f_y \quad (3.54)$$

$$C_{s2} = A_{sk1} = A_{sk}.f_s'^2$$

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s \quad (3.55)$$

$$M_{nb} = C_c.(y - ab/2) + C_{s1}.(y - d') + T_s.(d - y) \quad (3.56)$$

Beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih kecil dari eb , akan menyebabkan keruntuhan utama pada nilai batas yang lebih besar dari P_{nb} , beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih besar dari eb , menyebabkan keruntuhan tarik pada beban yang lebih kecil dari P_{nb} .

3.6.3 Kondisi Patah Tarik (keruntuhan tarik)

Awal keadaan runtuh dalam hal eksentrisitas yang besar dapat terjadi dengan lelehnya tulangan baja yang tertarik. Peralihan dari keruntuhan tekan keruntuhan tarik terjadi pada $e = eb$. Jika $e > eb$ atau $P_n < P_{nb}$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali lelehnya tulangan tarik. Dengan demikian berarti $f_s = f_y$, sedangkan pada tulangan baja tekan masih terdapat dua kemungkinan yaitu luluh atau belum.

Apabila penulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan $A_s = A_s'$ maka didapat persamaan,

$$P_n = 0,85.f_c.a.b \quad (3.57)$$

Kesetimbangan momen terhadap pisat plastis, dimana jarak eksentrisitas e ditentukan $M = 0$, menghasilkan persamaan berikut:

$$Mn = Pn.e = 0,85, f'c.a.b.\frac{1}{2}(h-a) + As'.fy\left[\frac{1}{2}h-d'\right] + As.fy\left[d-\frac{1}{2}h\right] \quad (3.58)$$

$$Pn.e = 0,85, f'c.a.b.\frac{1}{2}(h-a) + As.fy.(d-d') \quad (3.59)$$

3.6.4 Kondisi Patah Tekan (keruntuhan tekan)

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas harus lebih kecil dari e_b ($e < e_b$) dan tegangan pada tulangan tariknya lebih kecil dari tegangan lelehnya yaitu $f_s < f_y$.

Dalam proses analisa (maupun desain) diperlukan persamaan dasar keseimbangan. Selain itu diperlukan prosedur coba-coba dan adanya kesesuaian regangan diseluruh bagian penampang

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s \quad (3.60)$$

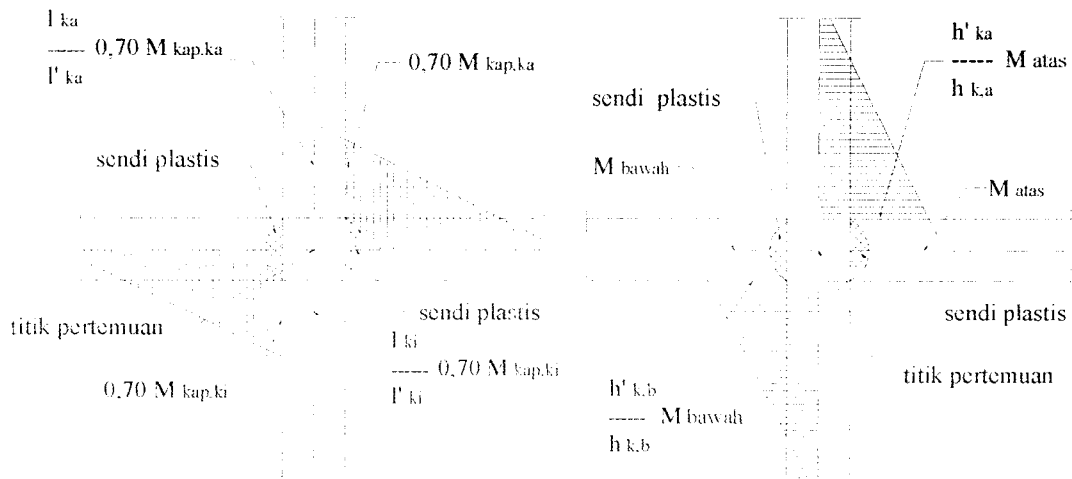
$$M_n = C_c.(y - a/2) + C_{s1}.(y - d') + C_{s2}.(0) + T_s.(d - y) \quad (3.61)$$

3.6.5 Kondisi Momen Murni

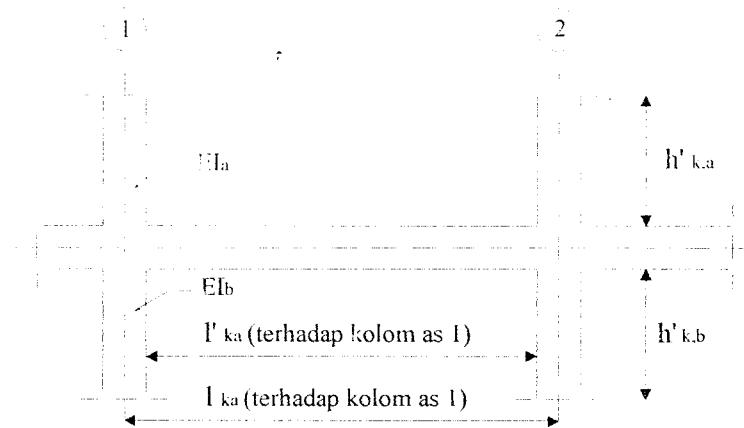
Pada kondisi momen murni gaya aksial $P = 0$, sehingga kontribusi tulangan desak A_s' dapat diabaikan dalam perhitungan, karena untuk $P = 0$, luas tulangan desak ini tidak menentukan (Nawy,1990).

$$M_{n0} = As.fy.(d - a/2) + (0,25.A_s).fy.(y - a/2) \quad (3.62)$$

3.6.6 Persyaratan Kuat Lentur Kolom Portal



Gambar 3.8 Pertemuan balok dan kolom dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok



$$K_a = \frac{EI_a}{h'_{ka}}$$

$$K_b = \frac{EI_b}{h'_{kb}}$$

$$\alpha_a = \frac{K_a}{K_a + K_b}$$

$$\alpha_b = \frac{K_b}{K_a + K_b}$$

Kuat lentur perlu bagi kolom portal dengan daktilitas penuh pada bidang muka balok berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada kedua

ujung balok yang bertemu pada kolom itu, dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,k}$ dengan gaya aksial $N_{u,k}$ yang bersangkutan, harus dihitung berturut-turut menurut persamaan-persamaan berikut ini,

$$M_{u,k} = \frac{h'_k}{h_k} \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot \left[\frac{l_{ki}}{l'_{ki}} M_{kap,k} + \frac{l_{ka}}{l'_{ka}} M_{kap,ka} \right] \quad (3.63)$$

akan tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,05 \cdot \left[M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right] \quad (3.64)$$

dengan :

$M_{u,k}$ = momen lentur perlu bagi kolom portal pada bidang muka balok,

$M_{D,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati,

$M_{L,k}$ = momen pada kolom akibat beban hidup,

$M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa dasar (tanpa faktor pengali tambahan),

h_k = tinggi kolom portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan (as ke as),

h'_k = tinggi bersih kolom portal,

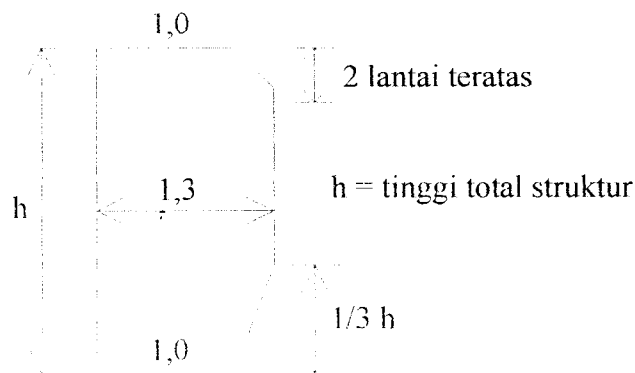
l_k = bentang balok portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan (as ke as),

l'_k = bentang bersih kolom portal,

ω_d = faktor pembesaran dinamik,

- α_k = faktor distribusi momen dari kolom portal yang ditinjau, yang nilainya dapat dihitung sebanding dengan kekakuan relatif dari unsur-unsur struktur yang bertemu di titik pertemuan tersebut,
- K = faktor jenis struktur,
- ϕ_o = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk baja tulangan dengan $f_y < 400$ Mpa dan 1,40 untuk $f_y \geq 400$ Mpa.

Nilai ω_d ditentukan sebagai berikut ini,



Gambar 3.9 Kurva faktor pembesaran dinamik

Selain menahan momen kolom juga direncanakan terhadap gaya aksial rencana $N_{u,k}$ yang bekerja pada kolom dan dihitung sebagai berikut,

$$N_{u,k} = 0,7 \cdot R_v \cdot \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki'}}{l_{ki'}} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka'}}{l_{ka'}} \right) + 1,05 \cdot N_g \quad (3.65)$$

tetapi dalam segala hal tidak boleh diambil lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \quad (3.66)$$

dengan:

R_v = faktor reduksi gaya aksial kolom untuk memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis yang tidak sama pada semua balok portal di dalam struktur,

$$R_v = 1,0 \quad \text{untuk } 1 < n \leq 4$$

$$R_v = 1,1 - 0,025n \quad \text{untuk } 4 < n \leq 20$$

$$R_v = 0,60 \quad \text{untuk } n > 20$$

n = jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau,

N_g = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat join (kN),

N_E = gaya aksial akibat beban gempa terfaktor pada pusat join (kN).

3.6.7 Persamaan Kuat Geser Kolom Portal

Kuat geser perlu bagi kolom portal berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom itu dihitung menurut persamaan berikut ini,

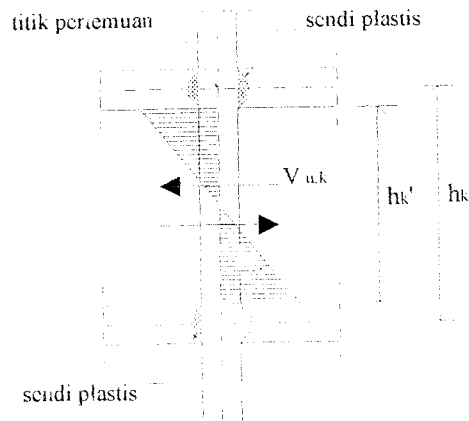
$$V_{u,k} = \frac{M_{ukol,a} + M_{ukol,b}}{h_k'} \quad (3.67)$$

dimana:

$M_{u\,kol,a}$ = momen lentur dari kolom portal pada ujung atas kolom pada bidang muka balok dihitung menurut persamaan (3.63),

$M_{u\,kol,b}$ = momen lentur dari kolom portal pada ujung bawah kolom pada bidang muka balok dihitung menurut persamaan (3.64),

h_k' = tinggi bersih kolom.



Gambar 3.10 Kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom

Dalam segala hal, kuat geser perlu bagi kolom portal tidak boleh lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4}{K} V_{E,k} \right) \quad (3.68)$$

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser kolom dihitung berdasarkan momen kapasitas dari kolom yaitu momen nominal aktual dari kolom yang dikalikan dengan faktor penambahan kekuatan (*over strength factor*), ϕ_0 sebesar 1,25.

$$V_{u,k} \text{ lantai 1} = (M_{u,k} \text{ atas lt 1} + \phi_0 M_{nak,k} \text{ lt 1}) / h_n \quad (3.69)$$

$$V_{u,k} \text{ lantai 18} = (\phi_0 \cdot 2 \cdot M_{nak,k} \text{ lt 18}) / h_n \quad (3.70)$$

Besar gaya geser yang disumbangkan oleh beton (V_c), dihitung dengan persamaan,

$$V_c = (1 + N_u / 14 \cdot A_g) \cdot (\sqrt{f_c' / 6}) \cdot b \cdot d \quad (3.71)$$

Dimana, N_u = Gaya aksial minimum yang terjadi pada kolom yang ditinjau.

Tulangan geser kolom harus dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak maksimal sebagai berikut (SKSNI, 1991),

1. $\frac{1}{4}$ dimensi komponen struktur terkecil,
2. 8 kali diameter tulangan longitudinal, diambil ukuran terkecil
3. ≤ 100 mm

Khusus untuk daerah ujung kolom yang diharapkan akan terjadi sendi plastis, kemampuan geser oleh beton diabaikan sehingga semua gaya geser ditahan oleh tulangan geser ($V_c = 0$), sedangkan pada daerah-daerah lain V_c tetap diperhitungkan dalam menahan gaya geser ($V_c \neq 0$) (SKSNI, 1991).

Pada setiap muka join dan pada kedua sisi setiap penampang yang berpotensi mengalami sendi plastis akibat terjadinya perpindahan lateral *inelastic* dari struktur, harus dipasang tulangan transversal (sengkang) sepanjang l_o dari muka yang ditinjau, dimana panjang l_o tidak boleh kurang dari,

1. tinggi komponen dimensi struktur h , untuk $N_u < 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$,
2. $1,5 \cdot h$ untuk $N_u > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$,
3. $1/6$ bentang bersih komponen struktur,
4. lebih besar dari 450 mm.

BAB IV

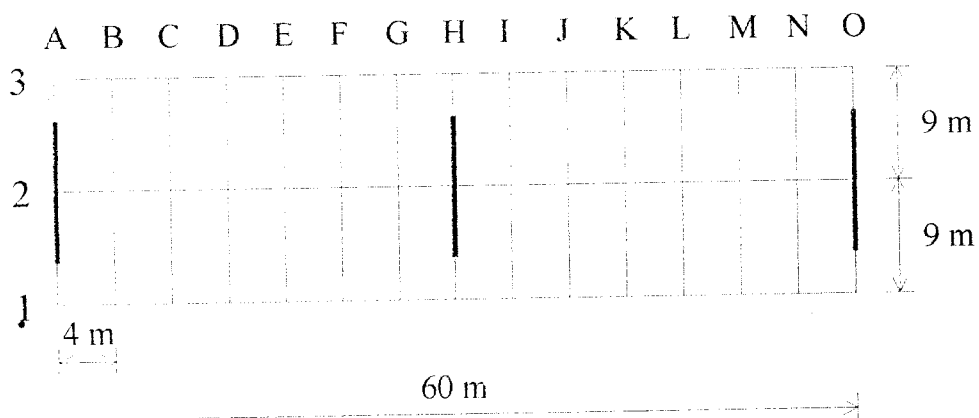
METODE PENELITIAN

4.1 Tempat Penelitian

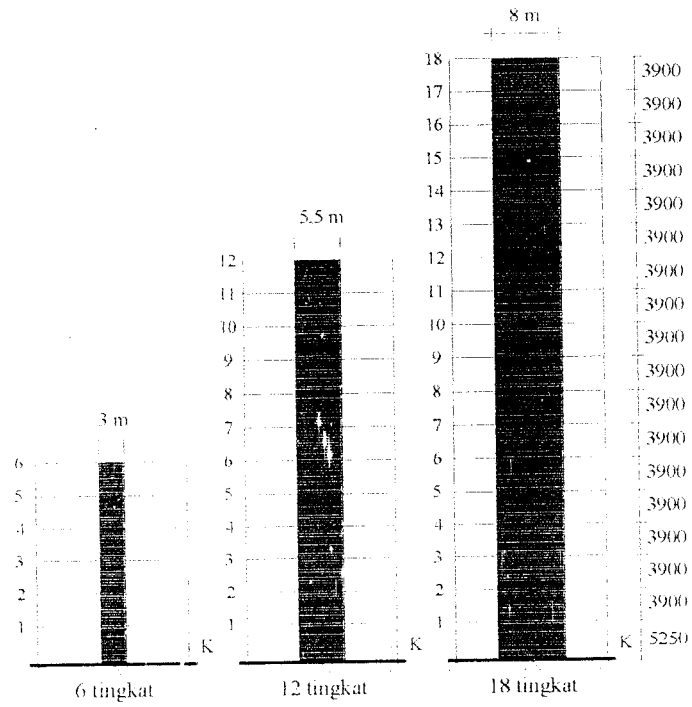
Penelitian dilaksanakan di daerah gempa 2 dan pondasi terletak pada tanah keras sehingga koefisien gempa berkisar antara 0,035 sampai 0,07.

4.2 Model Struktur

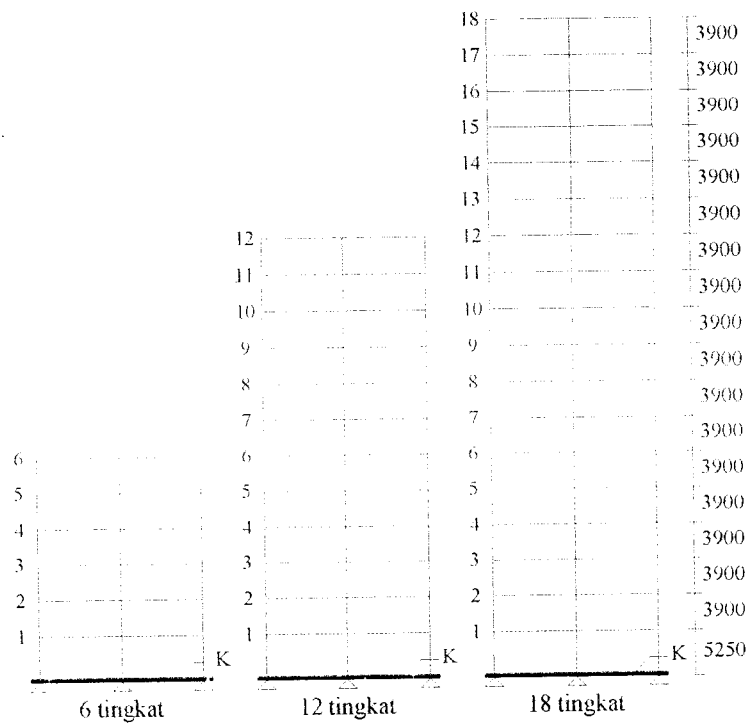
Model struktur yang digunakan dalam analisis ini yaitu struktur beton bertulang daktail bertingkat 6, 12 dan 18 lantai, dengan kombinasi antara *wall* dan *frame* dengan rasio *wall.frame* adalah 1/5 atau 20% sesuai dengan hasil penelitian sebelumnya oleh Arman Efendi dan Nur Angraini (2000) yang merupakan paling efektif. Jumlah portal yang digunakan adalah 15 portal.



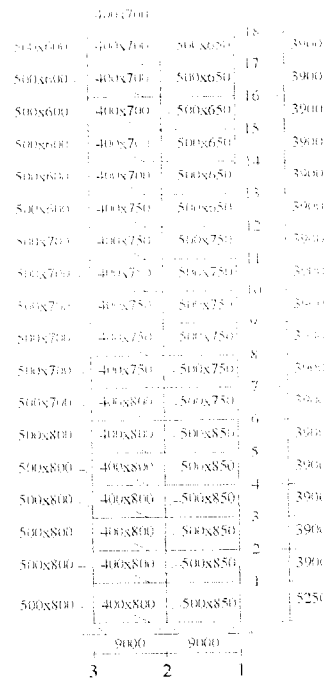
Gambar 4.1 Denah tampak atas



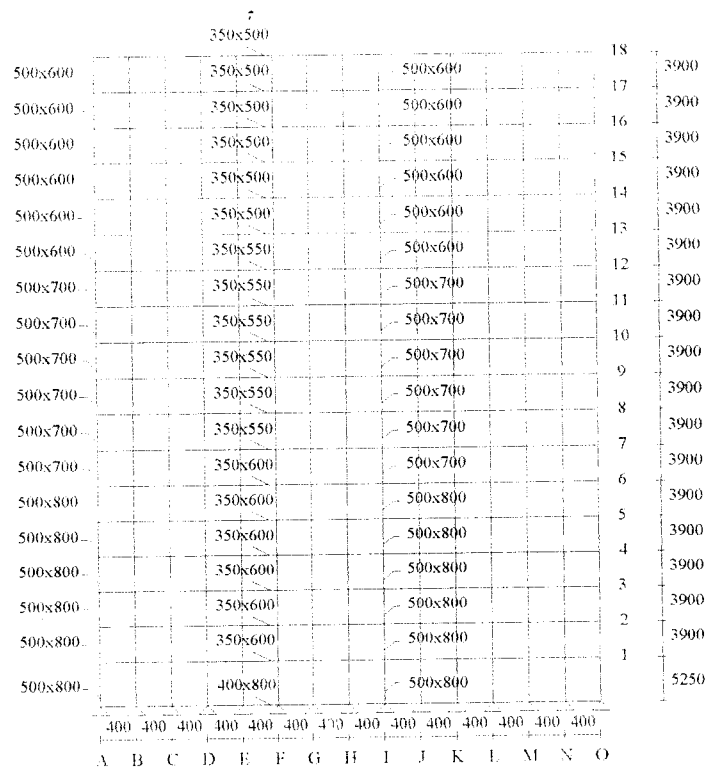
Gambar 4.2 Denah tampak melintang portal as A dengan *shear wall*



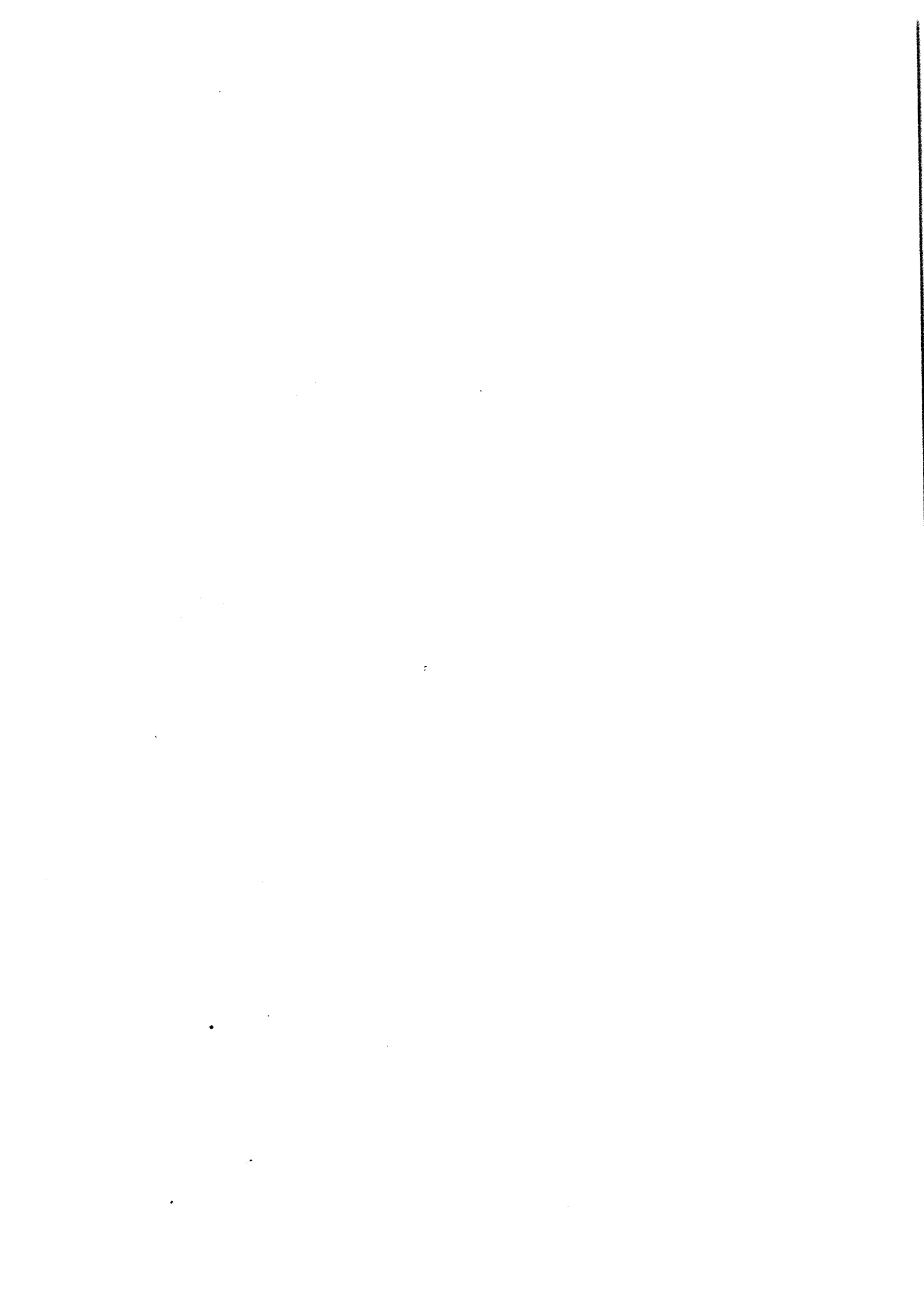
Gambar 4.3 Denah tampak melintang portal as B tanpa *shear wall*



Gambar 4.4 Portal as B pada struktur 18 tingkat



Gambar 4.5 Portal as 1 = as 3 pada struktur 18 tingkat



5. menganalisis struktur dengan 6, 12 dan 18 tingkat.
6. mendesain penulangan balok dari hasil mekanika SAP90,
7. mendesain penulangan kolom dari hasil mekanika SAP90.

BAB V
ANALISIS STRUKTUR

5.1 Perhitungan dan Penentuan Dimensi Elemen Struktur

5.1.1 Penentuan Dimensi Balok dan Kolom

- a. Dimensi balok yang direncanakan untuk struktur 6,12 dan 18 tingkat adalah:

Tabel 5.1 Dimensi balok yang direncanakan

Tingkat	18 tingkat		12 tingkat		6 tingkat	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
1 - 6	350x600	400x800	350x550	400x750	350x500	400x700
7 - 12	350x550	400x750	350x500	400x700		
13 - 18	350x500	400x700				

- b. Dimensi kolom yang direncanakan untuk struktur 6,12 dan 18 tingkat adalah:

Tabel 5.2 Dimensi kolom yang direncanakan

Tingkat	18 tingkat		12 tingkat		6 tingkat	
	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah
1 - 6	500x800	500x850	500x700	500x750	500x600	500x650
7 - 12	500x700	500x750	500x600	500x650		
13 - 18	500x600	500x650				

5.1.2 Perhitungan Kebutuhan Dimensi Dinding Geser (*Shear Wall*)

Adapun yang termasuk dalam perhitungan kebutuhan dimensi dinding geser yaitu perhitungan tebal dinding geser dan perhitungan lebar dinding geser.

a. Perhitungan tebal dinding geser (bw)

Untuk menghindari terjadinya bahaya tekuk, perlakuan dinding geser sebagai kolom merupakan anggapan yang terbaik (T. Paulay dan R. L. William 1980), maka dimensi dinding geser perlu dibatasi. Batasan pendekatan dinding geser (bw) dapat didekati dengan persamaan,

$$bw = \frac{hs}{20}$$

$$\geq 150 \text{ mm}$$

$$bw = \frac{5250}{20} = 263 \text{ mm, diambil } bw = 300 \text{ mm}$$

b. Perhitungan lebar dinding geser (lw)

Untuk menjamin bahwa dinding geser tetap berperilaku geser, menurut T. Paulay dan M.J.N. Priestley (1992), perbandingan antara tinggi total bangunan dan lebar dinding geser dapat diambil 9.

$\frac{hw}{lw} = 9$, dari Gambar 3.3a dan 3.3b dengan anggapan perencanaan daktilitas penuh

($\mu_{\Delta} = 4$) didapat rasio daktilitas (μ_{ϕ}) = 12.

Menurut Winter dan Nilson (1993), gaya geser pada dinding geser seringkali mencapai keadaan kritisnya khususnya apabila hanya dipakai tulangan yang terdistribusi secara seragam, sehingga harus diketahui batasan tebal dinding geser kritis (bc) yang nilainya didekati dengan persamaan,

$$bc = 0,017 \cdot lw \cdot \sqrt{\mu_{\phi}}$$

$$= 0,017 \cdot lw \cdot \sqrt{12}$$

$$= 0,059 \cdot lw$$

$$\frac{bc}{lw} = 0,059$$

Dari Gambar 3.3, untuk nilai $\frac{bc}{lw} = 0,059$ dengan perencanaan daktilitas penuh

($\mu_s = 4$), maka didapat nilai $\frac{hw}{lw} = 9$, sehingga;

untuk gedung 6 tingkat; $lw = 3,90.5 + 5,25 = 24,75$ m

$$lw = \frac{hw}{9} = \frac{24,75}{9} = 2,76 \text{ m, dipakai } lw = 3 \text{ m,}$$

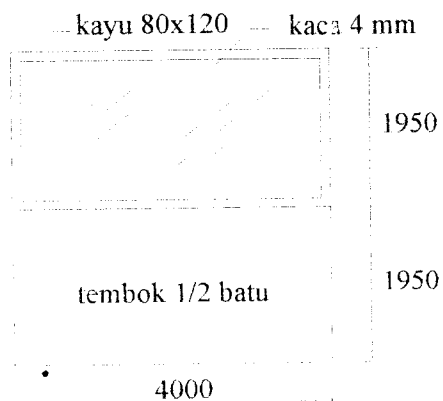
untuk gedung 12 tingkat; $hw = 3,90.11 + 5,25 = 48,15$ m

$$lw = \frac{hw}{9} = \frac{48,15}{9} = 5,35 \text{ m, dipakai } lw = 5,5 \text{ m,}$$

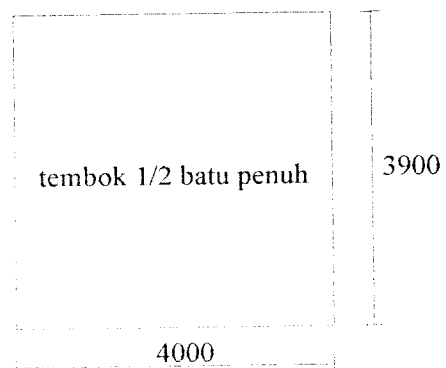
untuk gedung 18 tingkat; $lw = 3,90.17 + 5,25 = 71,55$ m

$$lw = \frac{hw}{9} = \frac{71,55}{9} = 7,95 \text{ m, dipakai } lw = 8 \text{ m.}$$

5.1.3 Konversi Berat Dinding Tembok



Gambar 5.1 Tembok dengan jendela



Gambar 5.2 Tembok penuh

a. Perhitungan berat tembok $\frac{1}{2}$ penuh (gambar 5.1)

$$\begin{array}{rcl}
 1. \text{ Kaca} & = 4,0 \cdot 1,95 \cdot 10 & = 78,00 \text{ kg} \\
 2. \text{ Kayu} & = [(4,0 \cdot 2) + (1,95 \cdot 2)] \cdot 0,08 \cdot 0,12 \cdot 1000 & = 45,12 \text{ kg} \\
 3. \text{ Tembok} & = 4,0 \cdot 1,95 \cdot 250 & = 1950,00 \text{ kg} \\
 & & \hline
 & & = 2073,12 \text{ kg}
 \end{array}$$

b. Perhitungan berat tembok penuh (gambar 5.2)

$$\text{Tembok penuh} = 4 \cdot 0,3 \cdot 9 \cdot 250 = 3900,00 \text{ kg}$$

$$\text{Nilai konversi tembok} = \frac{2073,12}{3900,00} = 0,55$$

5.2 Perhitungan Beban Plat Atap dan Plat Lantai

a. Beban mati atap:

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{ Berat plat tebal 10 cm} & = 0,1 \cdot 2400 & = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat plafon} & = 11 + 7 & = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 & & \hline
 & & = 258 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

b. Beban mati lantai:

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{ Berat plat 12 cm} & = 0,12 \cdot 2400 & = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat pasir 5 cm} & = 0,03 \cdot 1600 & = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat spesi/cm tebal, 3 cm} & = 3 \cdot 21 & = 63 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat tegel/cm tebal, 2 cm} & = 2 \cdot 24 & = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat plafon} & = 11 + 7 & = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 & & \hline
 & & = 465 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

c. Beban hidup atap = 100 kg/m^2

d. Beban hidup lantai = 250 kg/m^2

5.3 Perhitungan Beban Gempa Statik Ekwivalen pada Struktur 6 Tingkat

Pada perencanaan ini perhitungan beban gempa didasarkan pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 dan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 dengan perhitungan sebagai berikut,

A. Berat Struktur Total (Wt)

1. Berat atap:

a. Beban mati

- Pelat	$= 258.(4.14).(2.9)$	$= 260064,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.3).(3,9/2-0,7).250$	$= 87812,50 \text{ kg}$
- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2.56+2.18-2.3).(3.9/2-0,7).250.0,55$	$= 23890,63 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= (3.3).(3,9/2).0,3.2400$	$= 12636,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.(3,9/2).(0,5.0,6).2400$	$= 42120,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).(3,9/2).(0,5.0,65).2400$	$= 18252,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,5).2400$	$= 70560,00 \text{ kg}$
- Berat balok arah y	$= (15.18).(0,4.0,7).2400$	$= 181440,00 \text{ kg}$
		<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black; margin-bottom: 5px;"/> +
		$W_m = 696775,13 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup atap = 100 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.100.(18.56) = 30240 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \text{Berat total atap} &= 696775,13 + 30240 = 727015,13 \text{ kg} \\ &= 727015,13 \cdot 0,00981 = 7132,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Berat lantai 2, 3, 4 dan 5

a. Beban mati

- Pelat	$= 465.(4.14).(2.9)$	$= 468720,0 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.3).(3,9-0,7).250$	$= 224800,0 \text{ kg}$
- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2.56+2.18-2.3).(3,9-0,7).250.0,55$	$= 61160,0 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 2.3.3,9.0,3.2400$	$= 25272,0 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.3,9.(0,5.0,6).2400$	$= 84240,0 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).3,9(0,5.0,65).2400$	$= 36504,0 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,5).2400$	$= 70560,0 \text{ kg}$
- Balok arah y	$= (15.18).0,4.0,7.2400$	$= 181440,0 \text{ kg}$
		+ <hr/>
		$W_m = 1152696,0 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600 \text{ kg}$

$$\text{Berat total lantai} = 1152696,0 + 75600 = 1228296 \text{ kg}$$

$$= 1228296.0,00981 = 12049,59 \text{ kN}$$

3. Berat lantai 1

a. Beban mati

- Pelat	$= 465.(4.14).(2.9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.3).(4,575-0,7).250$	$= 272218,75 \text{ kg}$
- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2.56+2.18-2.3).(4,575-0,7).250.0,55$	$= 74060,94 \text{ kg}$

- Shear wall	= 3.3.4,575.0,3.2400	= 29646,00 kg
- Kolom tepi	= 30.(3,9/2+5,25/2).0,5.0,6.2400	= 98820,00 kg
- Kolom tengah	= (15-3).(3,9/2-5,25/2).0,5.0,65.2400	= 67392,00 kg
- Balok arah x	= (3.56).(0,35.0,5).2400	= 70560,00 kg
- Balok arah y	= (15.18).0,4.0,7.2400	= 181440,00 kg
		+ -----
		Wm = 1262857,69 kg

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600$ kg

$$\text{Berat total lantai} = 1262357,69 + 75600 = 1338457,69 \text{ kg}$$

$$= 1338457,69.0,00981 = 13130,27 \text{ kN}$$

$$\text{Berat struktur total (Wt)} = 7132,02 + 12049,58.4 + 13130,27$$

$$= 68460,62 \text{ kN}$$

B. Waktu Getar struktur (T)

Dengan rumus empiris:

$$T = \frac{0,09.H}{\sqrt{B}}, \text{ dengan } H = 24,75 \text{ m}$$

$$T = \frac{0,09.24,75}{\sqrt{18}} = 0,525 \text{ dt}$$



C. Koefisien Gempa Dasar (C)

Untuk nilai $T = 0,525$ dt, pada wilayah gempa 2 dan jenis tanah keras, dari gambar 3.2, dapat diperoleh nilai $C = 0,087$

D. Faktor Keutamaan I

Dari Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, diperoleh $I = 1,5$

E. Faktor Jenis Struktur K

Untuk struktur beton bertulang dengan daktilitas penuh, $K = 1,0$

F. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa (V)

Berat struktur total (W_t) = 68460,62 kN

$$\begin{aligned} V_x = V_y &= C.I.K.W_t \\ &= 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 68460,62 \text{ kN} \\ &= 8895,51 \text{ kN} \end{aligned}$$

G. Distribusi Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa ke Sepanjang Tinggi Gedung

Arah x ;

$$\frac{H}{B} = \frac{24,75}{56} = 0,44 < 3$$

Arah y ;

$$\frac{H}{B} = \frac{24,75}{18} = 1,38 < 3,$$

maka digunakan persamaan :

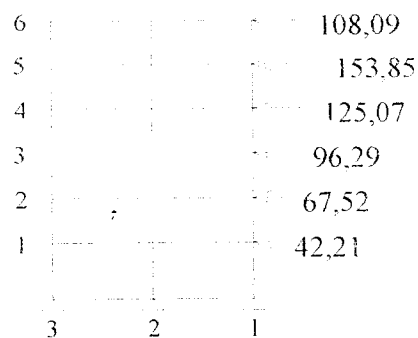
$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} \cdot V$$

Selanjutnya dihitung gaya geser horizontal seperti pada tabel 5.3 berikut,

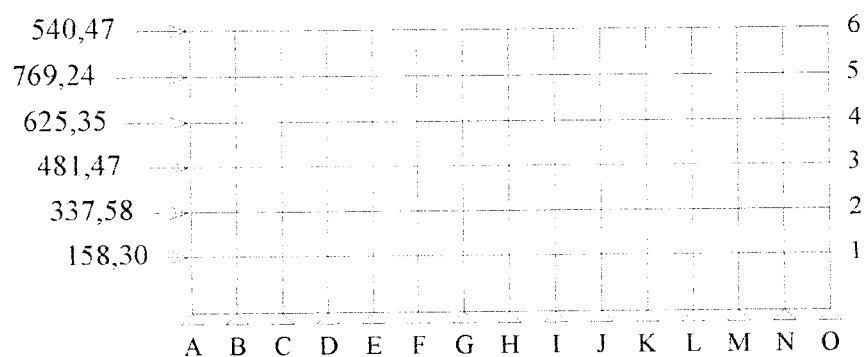
Tabel 5.3 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 6 tingkat untuk tiap portal

Tingkat	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kNm)	Fi x,y total (kN)	Fix = 1/3.Fi (kN)	Fiy = 1/15.Fi (kN)
6	24,75	7132,018	176517,455	1621,406	540,469	108,094
5	20,85	12049,534	251233,821	2307,715	769,238	153,848
4	16,95	12049,584	204240,445	1876,056	625,352	125,070
3	13,05	12049,584	157247,068	1444,397	481,466	96,293
2	9,15	12049,584	110253,691	1012,738	337,579	67,516
1	5,25	13130,270	68933,917	633,194	158,299	42,213
Jumlah		68460,623	968426,397	8895,506	2912,402	593,034

Distribusi gaya gempa ini dapat dilihat pada gambar 5.3 dan gambar 5.4.



Gambar 5.3 Distribusi beban gempa untuk portal arah y struktur 6 tingkat

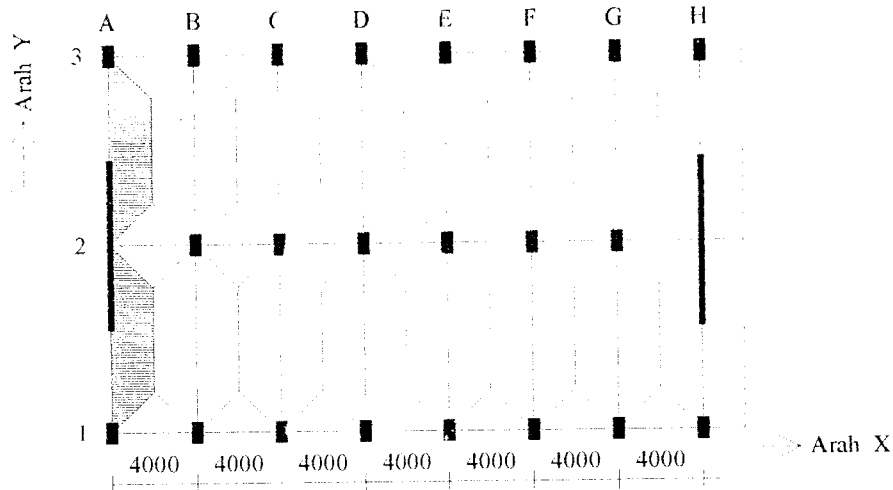


Gambar 5.4 Distribusi beban gempa untuk portal arah x struktur 6 tingkat

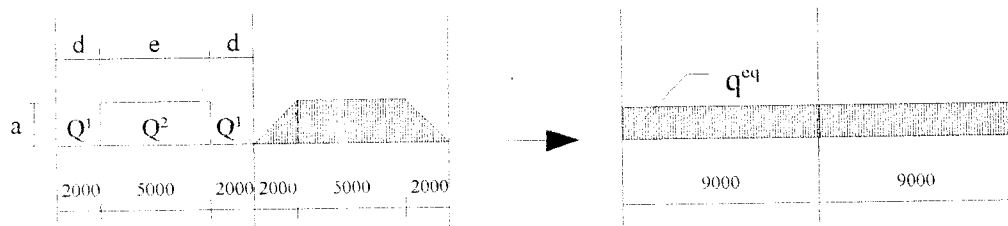
5.4 Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi pada Struktur 6 Tingkat

5.4.1 Beban merata ekuivalen untuk portal arah y pada struktur 6 tingkat

A. Portal A



Gambar 5.5 Pembagian beban merata portal A



Gambar 5.6 Pembagian beban merata ekuivalen portal A

$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 \cdot q = 2q$$

$$Q_2 = 2.5 \cdot q = 10q$$

$$R = Q_1 + \frac{1}{2} \cdot Q_2 = 2q + \frac{1}{2} \cdot 10q = 7q$$

Momen maksimum terjadi di tengah bentang, maka :

$$M = R \cdot \frac{1}{2} L - Q_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot d + \frac{1}{2} \cdot e \right) - \frac{1}{2} \cdot Q_2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot e \right)$$

$$= 7q \cdot \frac{1}{2} \cdot 9 - 2q \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot 5 \right) - 10q \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot 5 \right)$$

$$= 18,9167 \cdot q$$

$$q_{eq} = 8.M/L^2 = (8.18,9167.q)/9^2 = 1,8683.q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 6)

a. Beban mati tiap m¹

$$1. \text{ plat} = 1,8683.1.0,1.2400 = 448,39 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683.1.18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah y} = 0,4.0,7.2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 1154,02 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1154,02.0,00981 = 11,321 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m¹

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG'83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq} (\text{hidup}) = 1,8683.1.0,75.100 = 140,12 \text{ kg/m}^1$$

$$= 140,12.0,00981 = 1,375 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4 dan 5

a. Beban mati tiap m¹

$$1. \text{ plat} = 1,8683.1.0,12.2400 = 538,07 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683.1.18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,8683.1.21 = 39,23 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,8683.1.0,05.1600 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 1,8683.1.24 = 44,84 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah y} = 0,4.0,7.2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

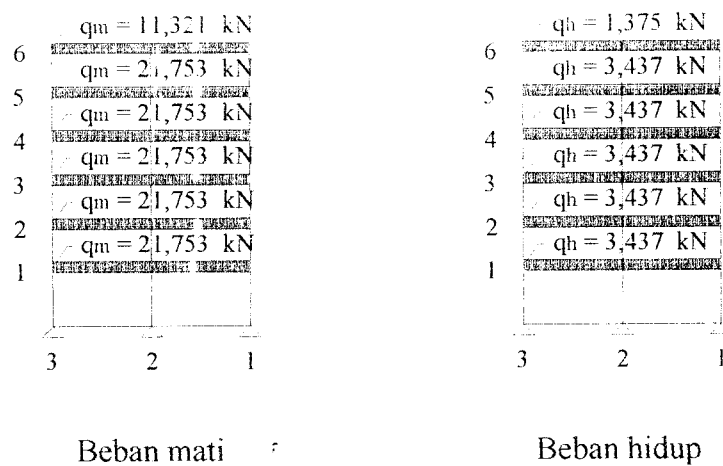
$$7. \text{ dinding} = (3,9-0,7).250 = 800,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 2217,45 \text{ kg/m}^1 = 21,753 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban tiap m^1

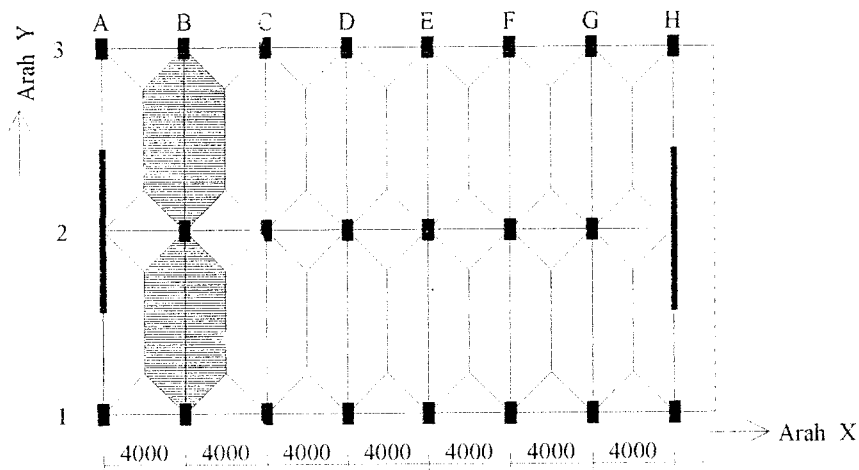
1. q_h lantai = 250 kg/m^2
2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 250 = 350,31 \text{ kg/m}^1 \\ &= 350,31 \cdot 0,00981 = 3,437 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

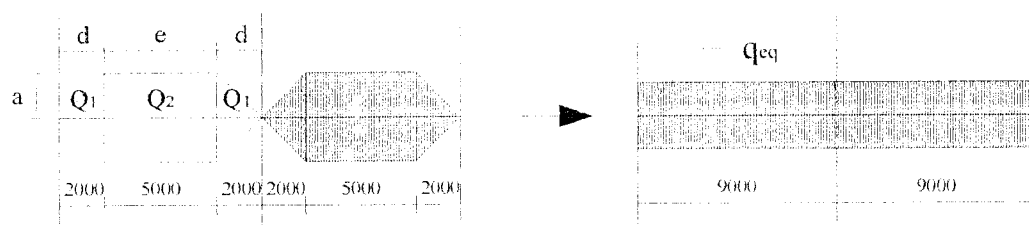


Gambar 5.7 Beban gravitasi portal A struktur 6 tingkat

B. Portal B



Gambar 5.8 Pembagian beban merata portal B



Gambar 5.9 Perhitungan beban merata ekuivalen portal B

Dari Gambar 5.8 dapat dilihat bahwa luas lantai yang dipikul portal B adalah 2 kali luas lantai portal A, sehingga $q_{eq} = 2 \cdot 1,8683 \cdot q = 3,7366 \cdot q$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 6)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 3,7366 \cdot 1,0 \cdot 1,2400 = 896,78 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 3,7366 \cdot 1,18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah y} = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 1636,04 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1636,04 \cdot 0,00981 = 16,05 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG '83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekuivalen, } q_{eq} (\text{hidup}) = 3,7366 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 100 = 280,25 \text{ kg/m}^1$$

$$= 280,25 \cdot 0,00981 = 2,749 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4 dan 5

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 3,7366 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 1076,14 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 3,7366 \cdot 1 \cdot 18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 3,7366 \cdot 1 \cdot 21 = 78,47 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 3,7366 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 1600 = 179,36 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 3,7366 \cdot 1 \cdot 24 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah y} = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,7) \cdot 250 = 800,00 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ q_{eq}(\text{mati}) = 2962,90 \text{ kg/m}^1 \end{array} +$$

$$= 2962,90 \cdot 0,00981 = 29,066 \text{ kN/m}^1$$

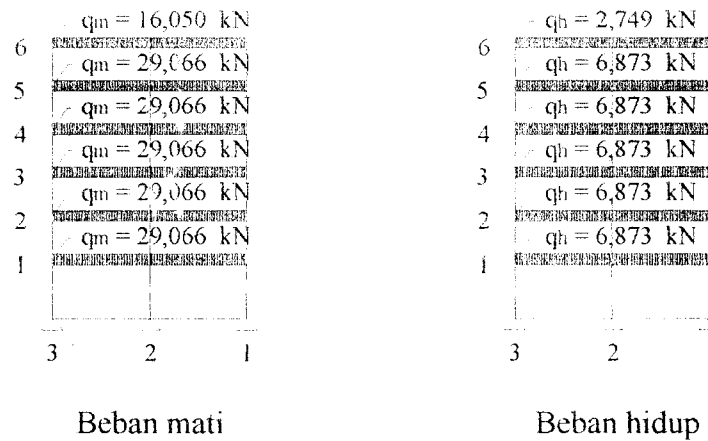
b. Beban tiap m^1

$$1. q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) = 3,7366 \cdot 1,0 \cdot 75 \cdot 250 = 700,61 \text{ kg/m}^1$$

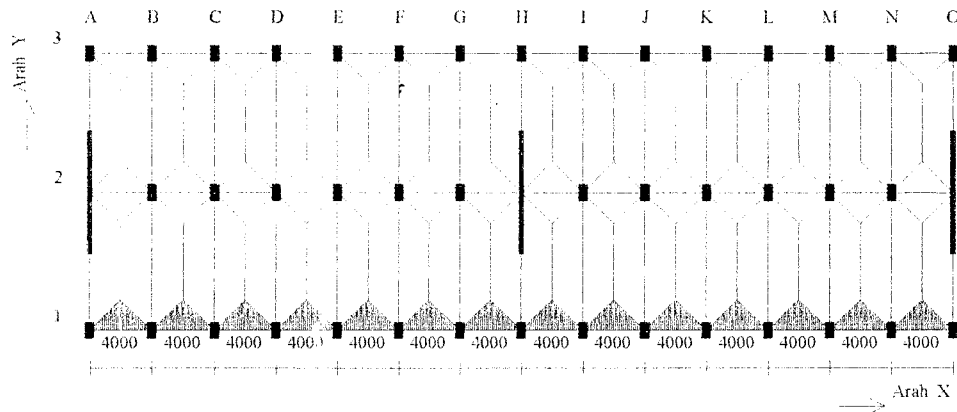
$$= 700,61 \cdot 0,00981 = 6,873 \text{ kN/m}^1$$



Gambar 5.10 Beban gravitasi portal B – N struktur 6 tingkat

5.4.2 Beban merata ekuivalen untuk portal arah x pada struktur 6 tingkat

A. Portal 1



Gambar 5.11 Pembagian beban merata portal 1

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot a$$

$$a = \frac{1}{2} q \cdot Lx = \frac{1}{2} q \cdot 4$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot q \cdot 4 = 1,3333 \cdot q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 6)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,3333.1.0,1.2400 = 319,99 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,3333.1.0,18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah x} = 0,35.0,5.2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 763,99 \text{ kg/m}^1$$

$$= 763,99.0,00981 = 7,495 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/r}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG '83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen. } q_{eq}(\text{hidup}) = 1,3333.1.0,75.100 = 100 \text{ kg/m}^1$$

$$= 100.0,00981 = 0,981 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 1,2, 3, 4 dan 5

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,3333.1.0,12.2400 = 383,99 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,3333.1.18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,3333.1.21 = 28,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,3333.1.0,03.1600 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 1,3333.1.24 = 32,00 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah x} = 0,35.0,5.2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9-0,5).250 = 850,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 1801,99 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1801,99.0,00981 = 17,677 \text{ kN/m}^1$$

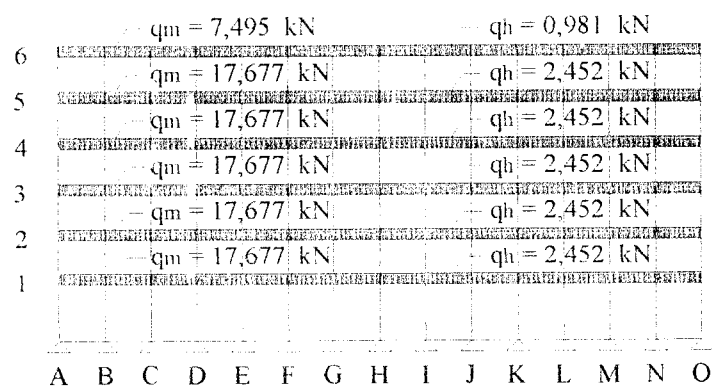
b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (FPIUG '83)} = 0,75$$

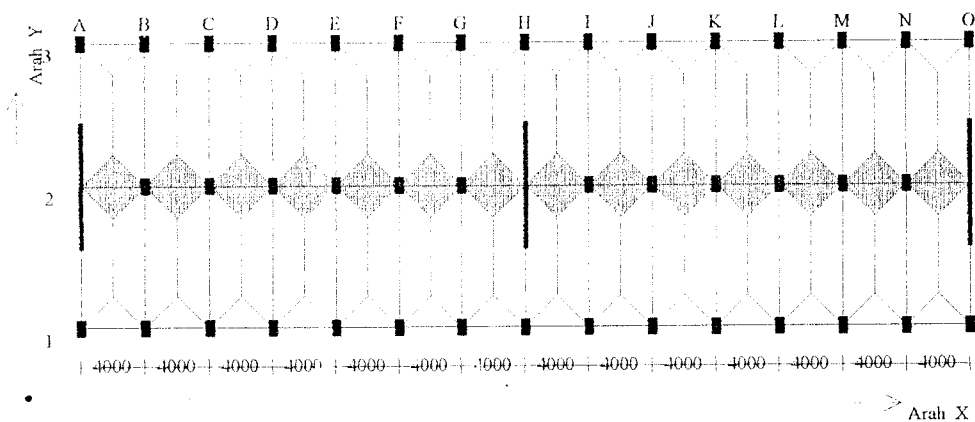
$$\text{Beban hidup ekuivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) = 1,3333 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 250 \text{ kg/m}^1$$

$$= 250 \cdot 0,00981 = 2,452 \text{ kN/m}^1$$



Gambar 5.12 Beban gravitasi portal 1 dan portal 3 struktur 6 tingkat

B. Portal 2



Gambar 5.13 Pembagian beban merata portal 2

$$q_{eq} = 2,1,3333 \cdot q = 2,6667 \cdot q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 6)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 2,6667 \cdot 1,0 \cdot 1,2400 = 639,98 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 2,6667 \cdot 1,18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 1107,98 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1107,98 \cdot 0,00981 = 10,869 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (FPIUG'83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen. } q_{eq}(\text{hidup}) = 2,6667 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 100 = 200 \text{ kg/m}^1$$

$$= 200 \cdot 0,00981 = 1,962 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4 dan 5

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 2,6667 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 767,98 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 2,6667 \cdot 1,18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 2,6667 \cdot 1,21 = 56,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 2,6667 \cdot 1,0 \cdot 0,03 \cdot 1600 = 128,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 2,6667 \cdot 1,24 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,5) \cdot 250 = 850,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 2333,97 \text{ kg/m}^1$$

$$= 2333,97 \cdot 0,00981 = 22,896 \text{ kN/m}^1$$

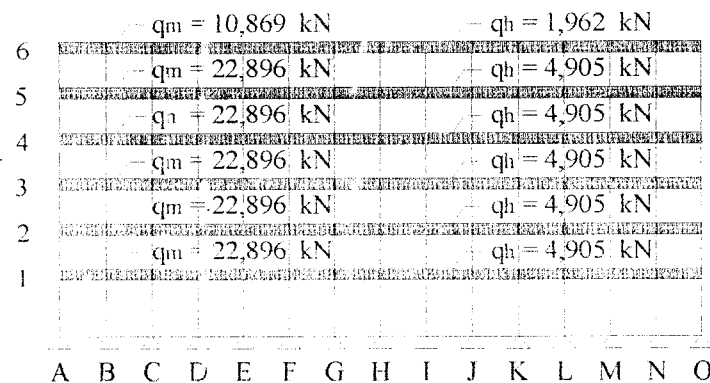
b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

Beban hidup ekivalen, $q_{eq}(\text{hidup}) = 2,6667 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 499,99 \text{ kg/m}^1$

$= 499,99 \cdot 0,00981 = 4,905 \text{ kN/m}^1$



Gambar 5.14 Beban gravitasi portal 2 struktur 6 tingkat

Hasil-hasil perhitungan beban akibat gaya gravitasi untuk semua portal pada struktur 6 tingkat dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.4 Beban gravitasi struktur 6 tingkat (kN)

Jenis Beban	Lantai	Beban portal arah y		Beban portal arah x	
		Portal A & O	Portal B - N	Portal 1 & 3	Portal 2
DL	6 (Atap)	11,321	16,050	7,495	10,869
	1 - 5	21,753	29,066	17,677	22,896
LL	6 (Atap)	1,375	2,749	0,981	1,962
	1 - 5	3,437	6,873	2,452	4,905

5.5 Waktu Getar Struktur (T) dengan Cara *T Rayleigh* pada Struktur 6

Tingkat

Waktu getar struktur dapat diketahui berdasarkan nilai simpangan horizontal (deformasi lateral) dari hasil analisis struktur. Dengan menggunakan rumus *T Rayleigh* persamaan (3.5), nilai T yang didapat harus sama dengan T yang digunakan pada awal analisis struktur, jika tidak maka siklus diulangi dari menghitung koefisien gempa dasar. Langkah ini dapat ditabelkan untuk semua tingkat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.5 Waktu getar struktur 6 tingkat untuk E balok pondasi 1E10

Tingkat	Wi (kN)	D.y (cm)	diy ² (cm ²)	Fiy (kN)	Wi.diy ² (kNcm ²)	Fiy.diy (kNcm)
6	7132,018	4,242	17,993	1621,406	128325,460	6877,679
5	12049,584	3,683	13,564	2307,715	163446,446	8499,314
4	12049,584	3,015	9,091	1876,056	109547,960	5656,684
3	12049,584	2,237	5,003	1444,397	60281,982	3230,683
2	12049,584	1,402	1,965	1012,738	23674,575	1419,555
1	13130,270	0,622	0,387	633,194	5076,625	393,720
jumlah	68460,623			8895,506	490353,048	26077,634

$$T_1 = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_{iy}^2 / g \cdot \sum F_{iy} \cdot d_{iy})} = 0,867 \text{ detik} \neq T_0 = 0,525 \text{ detik.}$$

maka dipakai nilai $T = T_1 = 0,867$ detik. Dari Gambar 3.2 untuk nilai $T = 0,867$ detik, diperoleh nilai $C = 0,061$

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t$$

$$= 0,061 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 68460,623$$

$$= 6296,479 \text{ kN}$$

Selanjutnya dihitung gaya geser horizontal seperti pada Tabel 5.6 berikut,

Tabel 5.6 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 12 tingkat untuk tiap portal

Tingkat	Hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kNm)	Fi x,y total (kN)	Fix=1/3.Fi (kN)	Fiy=1/15.Fi (kN)
6	24,75	7132,02	176517,45	1147,675	382,558	76,512
5	20,85	12049,58	251233,82	1633,463	544,488	108,898
4	16,95	12049,58	204240,44	1327,923	442,641	88,528
3	13,05	12049,58	157247,07	1022,383	340,794	68,159
2	9,15	12049,58	110253,69	716,843	238,948	47,790
1	5,25	13130,27	68933,92	448,192	149,397	29,879
Jumlah		68460,62	968426,40	6296,479	2098,826	419,765

Dari hasil perhitungan di atas maka input analisis struktur SAP90 mengalami perubahan dengan memasukkan nilai Fi yang baru, selanjutnya didapatkan nilai deformasi lateral dan nilai T baru, seperti pada Tabel 5.7 berikut,

Tabel 5.7 Waktu getar struktur 6 tingkat untuk E balok pondasi 1E10

Tingkat	Wi (kN)	diy (cm)	diy ² (cm ²)	Fiy (kN)	Wi.diy ² (kNcm ²)	Fiy.diy (kNcm)
6	7132,02	2,961	8,767	1147,675	62525,897	3398,150
5	12049,58	2,571	6,608	1633,463	79623,461	4198,980
4	12049,58	2,104	4,427	1327,923	53346,361	2794,083
3	12049,58	1,560	2,435	1022,383	29338,907	1595,327
2	12049,58	0,977	0,955	716,843	11511,097	700,643
1	13130,27	0,433	0,188	448,192	2465,194	194,202
Jumlah	68460,62			6296,48	238810,917	12881,384

$$T_2 = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum Wi \cdot diy^2 / g \cdot \sum Fiy \cdot diy)} = 0,866 \text{ detik} \approx T_1 = 0,867 \text{ detik.}$$

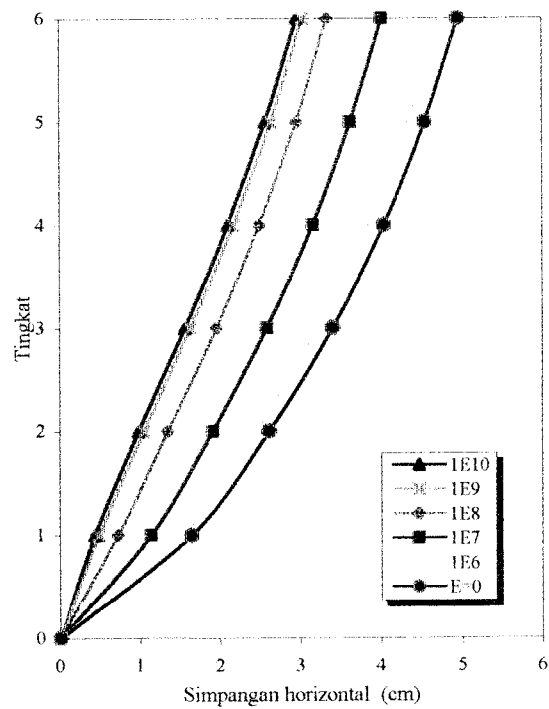
Dari Gambar 3.2 untuk nilai T = 0,866 detik, diperoleh nilai C = 0,061

Karena nilai T sudah tetap, maka nilai waktu getar tersebut dapat digunakan untuk perhitungan berikutnya. Dengan cara yang sama langkah di atas dapat dilakukan untuk variasi kekakuan balok pondasi yang lainnya.

Nilai simpangan horizontal untuk variasi kekakuan balok pondasi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.8 dan Gambar 5.15 berikut.

Tabel 5.8 Simpangan horizontal struktur 6 Tingkat

Tingkat	Simpangan horizontal (cm)					
	1E10	1E9	1E8	1E7	1E6	E=0
1	0,433	0,486	0,718	1,141	1,537	1,642
2	0,977	1,044	1,344	1,912	2,467	2,616
3	1,560	1,632	1,953	2,588	3,233	3,407
4	2,104	2,175	2,497	3,159	3,851	4,040
5	2,571	2,639	2,955	3,625	4,343	4,541
6	2,961	3,028	3,335	4,008	4,743	4,948



Gambar 5.15 Simpangan horizontal struktur 6 tingkat

5.6 Perhitungan Beban Gempa Statik Ekwivalen pada Struktur 12 Tingkat

A. Berat Struktur Total (Wt)

1. Berat atap:

a. Beban mati

$$\text{- Pelat} = 258.(4.14).(2.9) = 260064,00 \text{ kg}$$

$$\text{- Tembok penuh} = (1.56+13.18-1.5,5).(3,9/2-0,7).250 = 85468,75 \text{ kg}$$

$$\text{- Tembok } \frac{1}{2} \text{ penuh} = (2.56+2.18-2.5,5).(3.9/2-0,7).250.0,55 = 22601,56 \text{ kg}$$

$$\text{- Shear wall} = (3.5,5).(3,9/2).0,3.2400 = 23166,00 \text{ kg}$$

$$\text{- Kolom tepi} = 30.(3,9/2).(0,5.0,6).2400 = 42120,00 \text{ kg}$$

$$\text{- Kolom tengah} = (15-3).(3,9/2).(0,5.0,65).2400 = 18252,00 \text{ kg}$$

$$\text{- Balok arah x} = (3.56).(0,35.0,5).2400 = 70560,00 \text{ kg}$$

$$\text{- Berat balok arah y} = (15.18).(0,4.0,7).2400 = 181440,00 \text{ kg}$$

$$\text{Wm} = 703672,31 \text{ kg}$$

b. Beban hidup

$$\text{- Beban hidup atap} = 100 \text{ kg}$$

$$\text{- Koefisien reduksi} = 0,3$$

$$\text{- Beban hidup, } W_h = 0,3.100.(18.56) = 30240 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total atap} = 703672,31 + 30240 = 733912,31 \text{ kg}$$

$$= 733912,31 \cdot 0,00981 = 7199,680 \text{ kN}$$

2. Berat lantai 7, 8, 9, 10 dan 11

a. Beban mati

$$\text{- Pelat} = 465.(4.14).(2.9) = 468720,00 \text{ kg}$$

$$\text{- Tembok penuh} = (1.56+13.18-1.5,5).(3,9-0,7).250 = 218800,00 \text{ kg}$$

- Tembok ½ penuh	$= (2.56+2.18-2.5,5).(3,9-0,7).250.0,55$	$= 57860,00 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 3.5,5.3,9.0,3.2400$	$= 46332,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.3,9.(0,5.0,6).2400$	$= 84240,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).3,9.(0,5.0,65).2400$	$= 36504,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,5).2400$	$= 70560,00 \text{ kg}$
- Balok arah y	$= (15.18).(0,4.0,7).2400$	$= 181440,00 \text{ kg}$
		+ -----
		$W_m = 1164456,00 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \text{Berat total lantai} &= 1164456,0 + 75600 = 1240056 \text{ kg} \\ &= 1240056.0,00981 = 12164,949 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Berat lantai 6

a. Beban mati

- Pelat	$= 465.(4.14).(2.9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.5,5).(4,575-0,75).250$	$= 215381,25 \text{ kg}$
- Tembok ½ penuh	$= (2.56+2.18-2.5,5).(4,575-0,75).250.0,55$	$= 56955,94 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 3.5,5.4,575.0,3.2400$	$= 46332,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.3,9/2(0,5.0,6+0,5.0,7).2400$	$= 91260,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).3,9/2(0,5.0,65+0,5.0,75).2400$	$= 39312,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,55).2400$	$= 77616,00 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 - \text{Balok arah y} &= (15.18).0.4.0.75.2400 &= 194400,00 \text{ kg} \\
 & & \underline{\hspace{10em} +} \\
 \text{Wm} &= 1189977,19 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total lantai} &= 1189977,19 + 75600 = 1265577,19 \text{ kg} \\
 &= 1265577,19.0,00981 = 12415,312 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Berat lantai 2, 3, 4 dan 5

a. Beban mati

$$\begin{aligned}
 - \text{Pelat} &= 465.(4.14).(2.9) &= 468720,00 \text{ kg} \\
 - \text{Tembok penuh} &= (1.56+13.18-1.5,5).(3,9-0,75).250 &= 215381,25 \text{ kg} \\
 - \text{Tembok } \frac{1}{2} \text{ penuh} &= (2.56+2.18-2.5,5).(3,9-0,75).250.0,55 &= 56955,94 \text{ kg} \\
 - \text{Shear wall} &= 3.5,5.3,9.0,3.2400 &= 46332,00 \text{ kg} \\
 - \text{Kolom tepi} &= 30.3,9.(0,5.0,7).2400 &= 98280,00 \text{ kg} \\
 - \text{Kolom tengah} &= (15-3).3,9.(0,5.0,75).2400 &= 42120,00 \text{ kg} \\
 - \text{Balok arah x} &= (3.56).(0,35.0,55).2400 &= 77616,00 \text{ kg} \\
 - \text{Balok arah y} &= (15.18).(0,4.0,75).2400 &= 194400,00 \text{ kg} \\
 & & \underline{\hspace{10em} +} \\
 \text{Wm} &= 1199805,19 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}\text{Berat total lantai} &= 1199805,19 + 75600 = 1275405,19 \text{ kg} \\ &= 1275405,19 \cdot 0,00981 = 12511,725 \text{ kN}\end{aligned}$$

5. Berat lantai 1

a. Beban mati

- Pelat	$= 465 \cdot (4 \cdot 14) \cdot (2 \cdot 9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1 \cdot 56 + 13 \cdot 18 - 1 \cdot 3) \cdot (4,575 - 0,75) \cdot 250$	$= 295959,38 \text{ kg}$
- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2 \cdot 56 + 2 \cdot 18 - 2 \cdot 3) \cdot (4,575 - 0,75) \cdot 250 \cdot 0,55$	$= 69160,78 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 3 \cdot 3 \cdot 4,575 \cdot 0,3 \cdot 2400$	$= 54351,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30 \cdot (3,9/2 + 5 \cdot 25/2) \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 2400$	$= 115290,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15 - 3) \cdot (3,9/2 + 5 \cdot 25/2) \cdot 0,5 \cdot 0,75 \cdot 2400$	$= 77760,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3 \cdot 56) \cdot (0,35 \cdot 0,55) \cdot 2400$	$= 77616,00 \text{ kg}$
- Balok arah y	$= (15 \cdot 18) \cdot (0,4 \cdot 0,75) \cdot 2400$	$= 194400,00 \text{ kg}$
		+ -----
		$W_m = 1353257,16 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3 \cdot 250 \cdot (18 \cdot 56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}\text{Berat total lantai} &= 1353257,16 + 75600 = 1428857,16 \text{ kg} \\ &= 1428857,16 \cdot 0,00981 = 14017,089 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berat struktur total (W_t):

$$\begin{aligned}W_t &= 7199,680 + 12164,949 \cdot 5 + 12415,312 + 12511,725 \cdot 4 + 14017,089 \\ &= 144503,727 \text{ kN}\end{aligned}$$

B. Waktu Getar struktur (T)

Dengan rumus empiris:

$$T = \frac{0,09.H}{\sqrt{B}}, \text{ dengan } H = 48,15 \text{ m}$$

$$T = \frac{0,09.48,15}{\sqrt{18}} = 1,021 \text{ dt}$$

C. Koefisien Gempa Dasar (C)

Untuk nilai $T = 1,021 \text{ dt}$, pada wilayah gempa 2 dan jenis tanah keras, dari gambar 3.2, dapat diperoleh nilai $C = 0.058$

D. Faktor Keutamaan I

Dari Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, diperoleh $I = 1,5$

E. Faktor Jenis Struktur K

Untuk struktur beton bertulang dengan daktilitas penuh, $K = 1,0$

F. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa (V)

Berat struktur total (W_t) = 144503,727 kN

$$V_x = V_y = C.I.K.W_t$$

$$= 0,058 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 144503,727 \text{ kN}$$

$$= 12535,763 \text{ kN}$$

G. Distribusi Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa ke Sepanjang Tinggi Gedung

Arah x :

$$\frac{H}{B} = \frac{48,15}{56} = 0,86 < 3$$

Arah y :

$$\frac{H}{B} = \frac{48,15}{18} = 2,68 < 3,$$

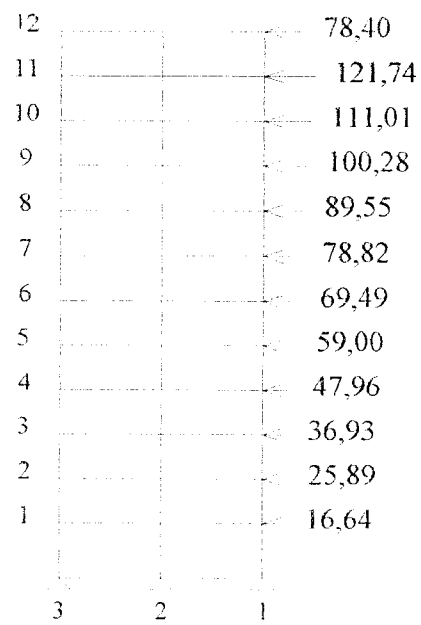
maka digunakan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} . V$$

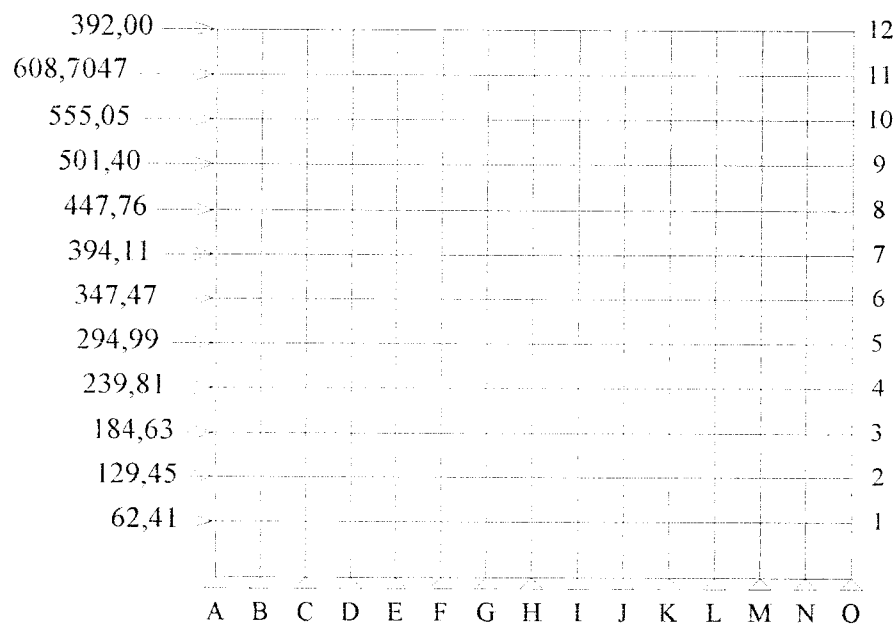
Selanjutnya dihitung gaya geser horizontal seperti pada Tabel 5.9 berikut,

Tabel 5.9 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 12 tingkat untuk tiap portal

Tingkat	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kNm)	Fi x,y total (kN)	Fix = 1/3.Fi (kN)	Fiy = 1/15.Fi (kN)
12	48,15	7199,680	346664,582	1176,009	392,003	78,401
11	44,25	12164,949	538299,009	1826,101	608,700	121,740
10	40,35	12164,949	490855,707	1665,157	555,052	111,010
9	36,45	12164,949	443412,404	1504,212	501,404	100,281
8	32,55	12164,949	395969,102	1343,268	447,756	89,551
7	28,65	12164,949	348525,799	1182,323	394,108	78,822
6	24,75	12415,312	307278,977	1042,399	347,466	69,493
5	20,85	12511,725	260869,464	884,962	294,987	58,997
4	16,95	12511,725	212073,737	719,429	239,810	47,962
3	13,05	12511,725	163278,010	553,897	184,632	36,926
2	9,15	12511,725	114482,283	388,364	129,455	25,891
1	5,25	14017,089	73589,716	249,642	62,411	16,643
Jumlah		144503,727	3695298,789	12535,763	4157,784	835,718



Gambar 5.16 Distribusi beban gempa untuk portal arah y struktur 12 tingkat



Gambar 5.17 Distribusi beban gempa untuk portal arah x struktur 12 tingkat

5.7 Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi pada Struktur 12 Tingkat

5.7.1 Beban merata ekuivalen untuk portal arah y pada struktur 12 Tingkat

A. Portal A

$$q_{eq} = 1,8683 \cdot q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 12)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 1,2400 = 448,39 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683 \cdot 1,18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah y} = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$\underline{\qquad\qquad\qquad} +$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 1154,02 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1154,02 \cdot 0,00981 = 11,321 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG'83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekuivalen, } q_{eq} (\text{hidup}) = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 100 = 140,12 \text{ kg/m}^1$$

$$= 140,12 \cdot 0,00981 = 1,375 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 7, 8, 9, 10 dan 11

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 538,07 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683 \cdot 1,18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,8683 \cdot 1,21 = 39,23 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,05 \cdot 1600 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{aligned}
5. \text{ tegel} &= 1,8683 \cdot 1,24 &= 44,84 \text{ kg/m}^1 \\
6. \text{ balok arah y} &= 0,4 \cdot 0,7 \cdot 2400 &= 672,00 \text{ kg/m}^1 \\
7. \text{ dinding} &= (3,9 - 0,7) \cdot 250 &= 800,00 \text{ kg/m}^1 \\
& & \text{-----} + \\
q_{\text{eq}}(\text{mati}) &= 2217,45 \text{ kg/m}^1 \\
& & = 2217,45 \cdot 0,00981 = 21,753 \text{ kN/m}^1
\end{aligned}$$

b. Beban tiap m^1

$$1. q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG'83)} = 0,75$$

$$\begin{aligned}
\text{Beban hidup ekivalen, } q_{\text{eq}}(\text{hidup}) &= 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 75 \cdot 250 = 350,31 \text{ kg/m}^1 \\
&= 350,31 \cdot 0,00981 = 3,437 \text{ kN/m}^1
\end{aligned}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 538,07 \text{ kN/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683 \cdot 1,18 &= 33,63 \text{ kN/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,8683 \cdot 1,21 &= 39,23 \text{ kN/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,05 \cdot 1600 = 89,68 \text{ kN/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 1,8683 \cdot 1,24 &= 44,84 \text{ kN/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah y} = 0,4 \cdot 0,75 \cdot 2400 &= 720,00 \text{ kN/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,75) \cdot 250 &= 787,50 \text{ kN/m}^1$$

$$\begin{aligned}
& \text{-----} + \\
q_{\text{eq}}(\text{mati}) &= 2252,95 \text{ kg/m}^1 \\
&= 2252,95 \cdot 0,00981 = 22,101 \text{ kN/m}^1
\end{aligned}$$

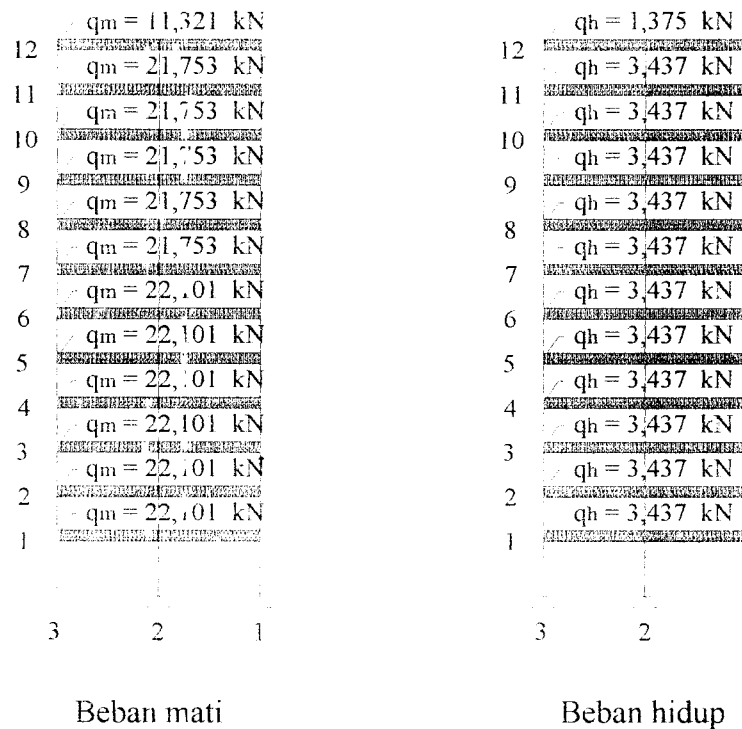
b. Beban tiap m^1

1. $q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

Beban hidup ekuivalen $q_{eq} \text{ (hidup)} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 250 = 350,31 \text{ kg/m}^1$

$= 350,31 \cdot 0,00981 = 3,437 \text{ kN/m}^1$



Gambar 5.18 Beban gravitasi portal A dan portal O struktur 12 tingkat

B. Portal B

$$q_{eq} = 2.1,8683.q = 3,7366.q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 12)

a. Beban mati tiap m¹

$$1. \text{ plat} = 3,7366.1.0,1.2400 = 896,78 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 3,7366.1.18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah y} = 0,4.0,7.2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{array}{r} \hline q_{eq}(\text{mati}) = 1636,04 \text{ kg/m}^1 \end{array} +$$

$$= 1636,04.0,00981 = 16,05 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m¹

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi } (\gamma_{PIUG} '83) = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen. } q_{eq}(\text{hidup}) = 3,7366.1.0,75.100 = 280,25 \text{ kg/m}^1$$

$$= 280,25.0,00981 = 2,749 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 7, 8, 9, 10 dan 11

a. Beban mati tiap m¹

$$1. \text{ plat} = 3,7366.1.0,12.2400 = 1076,14 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 3,7366.1.18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 3,7366.1.21 = 78,47 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 3,7366.1.0,03.1600 = 179,36 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 3,7366.1.24 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah y} = 0,4.0,7.2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{aligned}
 7. \text{ dinding} &= (3,9-0,7).250 &= 800,00 \text{ kg/m}^1 \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm}} + \\
 q_{\text{eq}} (\text{mati}) &= 2962,90 \text{ kg/m}^1 \\
 & & = 2962,90.0,00981 = 29,066 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

b. Beban tiap m^1

1. q_h lantai = 250 kg/m^2

2. koefisien reduksi = $0,75$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup ekuivalen, } q_{\text{eq}} (\text{hidup}) &= 3,7366.1.0,75.250 = 700,61 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 700,61.0,00981 = 6,873 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

1. plat = $3,7366.1.0,12.2400 = 1076,14 \text{ kg/m}^1$

2. plafon = $3,7366.1.18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$

3. spesi = $3,7366.1.21 = 78,47 \text{ kg/m}^1$

4. pasir = $3,7366.1.0,03.1600 = 179,36 \text{ kg/m}^1$

5. tegel = $3,7366.1.24 = 89,68 \text{ kg/m}^1$

6. balok arah y = $0,4.0,75.2400 = 720,00 \text{ kg/m}^1$

7. dinding = $(3,9-0,75).250 = 787,50 \text{ kg/m}^1$

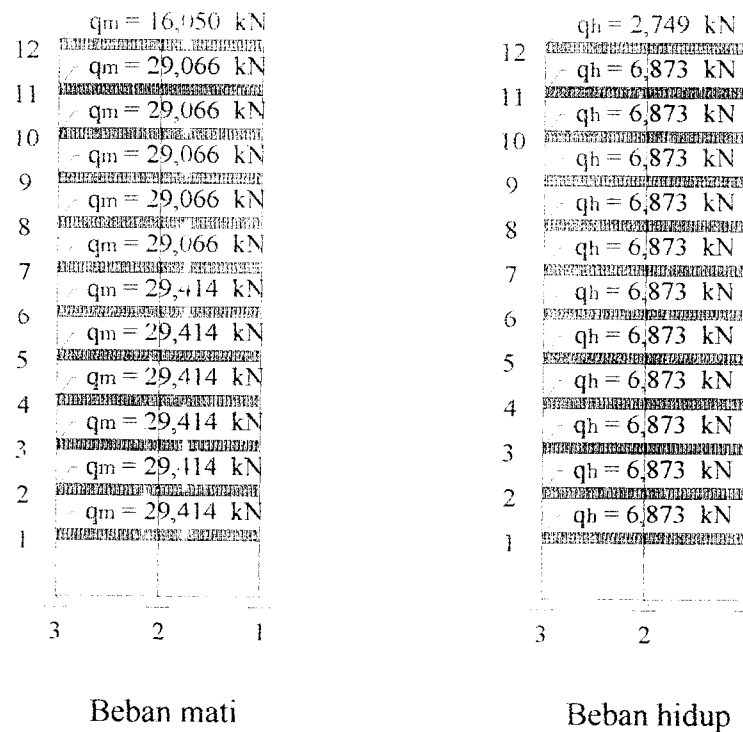
$$\begin{aligned}
 & \underline{\hspace{1.5cm}} + \\
 q_{\text{eq}} (\text{mati}) &= 2998,40 \text{ kg/m}^1 = 29,414 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

b. Beban tiap m^1

• 1. q_h lantai = 250 kg/m^2

2. koefisien reduksi = $0,75$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup ekuivalen, } q_{\text{eq}} (\text{hidup}) &= 3,7366.1.0,75.250 = 700,61 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 700,61.0,00981 = 6,873 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$



Gambar 5.19 Beban gravitasi portal B – N struktur 12 tingkat

5.7.2 Beban merata ekuivalen untuk portal arah x pada struktur 12 Tingkat

A. Portal 1

$$q_{eq} = 1,3333 \cdot q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 12)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 1,2400 = 319,99 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 0,18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 763,99 \text{ kg/m}^1$$

$$= 763,99 \cdot 0,00981 = 7,495 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG '83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 100 = 100 \text{ kg/m}^1 \\ &= 100 \cdot 0,00981 = 0,981 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 7,8, 9, 10 dan 11

a. Beban mati tiap m^1

1. plat = $1,3333 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 383,99 \text{ kg/m}^1$

2. plafon = $1,3333 \cdot 1 \cdot 18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$

3. spesi = $1,3333 \cdot 1 \cdot 21 = 28,00 \text{ kg/m}^1$

4. pasir = $1,3333 \cdot 1,0 \cdot 0,03 \cdot 1600 = 64,00 \text{ kg/m}^1$

5. tegel = $1,3333 \cdot 1 \cdot 24 = 32,00 \text{ kg/m}^1$

6. balok arah x = $0,35 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$

7. dinding = $(3,9 - 0,5) \cdot 250 = 850,00 \text{ kg/m}^1$

$$q_{eq}(\text{mati}) = \frac{383,99 + 24,00 + 28,00 + 64,00 + 32,00 + 420,00 + 850,00}{1} = 1801,99 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1801,99 \cdot 0,00981 = 17,677 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG '83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{• Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 250 = 250 \text{ kg/m}^1 \\ &= 250 \cdot 0,00981 = 2,452 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,3333 \cdot 1,0,12 \cdot 2400 = 383,99 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,3333 \cdot 1,18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,3333 \cdot 1,21 = 28,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,3333 \cdot 1,0,03 \cdot 1600 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 1,3333 \cdot 1,24 = 32,00 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,55 \cdot 2400 = 462,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,55) \cdot 250 = 837,50 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 1831,49 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1831,49 \cdot 0,00981 = 17,967 \text{ kN/m}^1$$

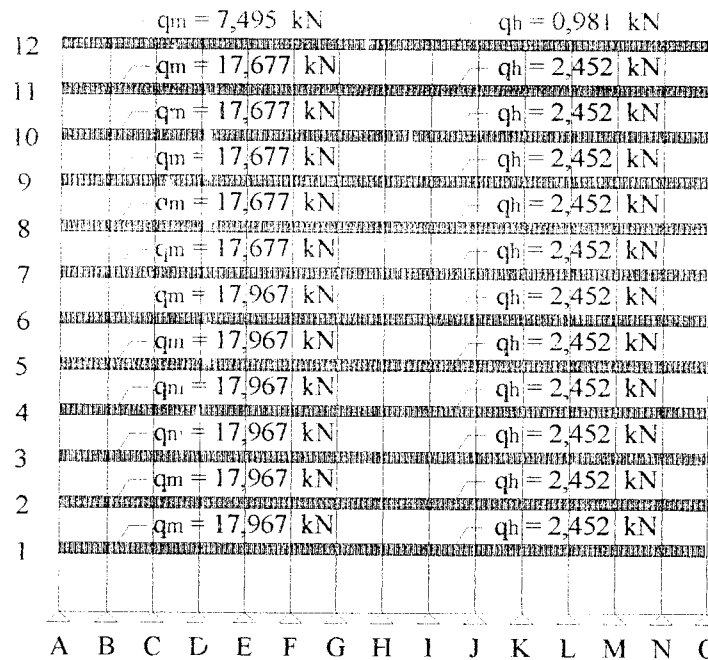
b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG '83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen. } q_{eq} (\text{hidup}) = 1,3333 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 250 \text{ kg/m}^1$$

$$= 250 \cdot 0,00981 = 2,452 \text{ kN/m}^1$$



Gambar 5.20 Beban gravitasi portal 1 dan portal 3 struktur 12 tingkat

B. Portal 2

$$q_{eq} = 2.1,3333.q = 2,6667.q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 12)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 2,6667.1.0,1.2400 = 639,98 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 2,6667.1.18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah x} = 0,35.0,5.2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 1107,98 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1107,98.0,00981 = 10,869 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 2,6667 \cdot 1,0,75 \cdot 100 = 200 \text{ kg/m}^1 \\ &= 200 \cdot 0,00981 = 1,962 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 7, 8, 9, 10 dan 11

a. Beban mati tiap m^1

1. plat = $2,6667 \cdot 1,0,12 \cdot 2400 = 767,98 \text{ kg/m}^1$

2. plafon = $2,6667 \cdot 1,18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$

3. spesi = $2,6667 \cdot 1,21 = 56,00 \text{ kg/m}^1$

4. pasir = $2,6667 \cdot 1,0,03 \cdot 1600 = 128,00 \text{ kg/m}^1$

5. tegel = $2,6667 \cdot 1,24 = 64,00 \text{ kg/m}^1$

6. balok arah x = $0,25 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$

7. dinding = $(3,9-0,5) \cdot 250 = 850,00 \text{ kg/m}^1$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 2333,97 \text{ kg/m}^1$$

$$= 2333,97 \cdot 0,00981 = 22,896 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 2,6667 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 499,99 \text{ kg/m}^1 \\ &= 499,99 \cdot 0,00981 = 4,905 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

3 Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 2,6667 \cdot 1,0,12 \cdot 2400 = 767,98 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 2,6667 \cdot 1,18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 2,6667 \cdot 1,21 = 56,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 2,6667 \cdot 1,0,03 \cdot 1600 = 128,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 2,6667 \cdot 1,24 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,55 \cdot 2400 = 462,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,55) \cdot 250 = 837,50 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq}(\text{mati}) = \frac{767,98 + 48,00 + 56,00 + 128,00 + 64,00 + 462,00 + 837,50}{1} = 2363,47 \text{ kg/m}^1$$

$$= 2363,47 \cdot 0,00981 = 23,186 \text{ kN/m}^1$$

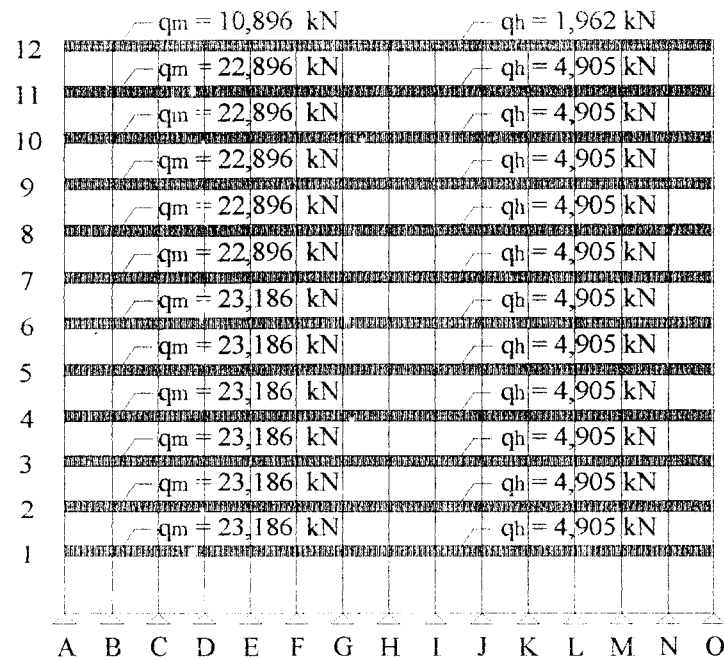
b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (FPIUG'83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) = 2,6667 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 499,99 \text{ kg/m}^1$$

$$= 499,99 \cdot 0,00981 = 4,905 \text{ kN/m}^1$$



Gambar 5.21 Beban gravitasi portal 2 struktur 12 tingkat

Hasil-hasil perhitungan beban akibat gaya gravitasi pada struktur 12 tingkat dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5.10 Beban gravitasi struktur 12 tingkat (kN)

Jenis Beban	Lantai	Beban portal arah y		Beban portal arah x	
		Portal A & O	Portal B s/d N	Portal 1 & 3	Portal 2
DL	12 (Atap)	11,321	16,050	7,495	10,869
	7 - 11	21,753	29,066	17,677	22,896
	1 - 6	22,101	29,414	17,967	23,186
LL	12 (Atap)	1,375	2,749	0,981	1,962
	1 - 11	3,437	6,873	2,452	4,905

5.8 Waktu Getar Struktur (T) dengan Cara *T Rayleigh* pada Struktur 12

Tingkat

Waktu getar struktur dapat diketahui berdasarkan nilai simpangan horizontal (deformasi lateral) dari hasil analisis struktur. Dengan menggunakan rumus *T Rayleigh* persamaan (3.5), nilai T yang didapat harus sama dengan T yang digunakan pada awal analisis struktur, jika tidak maka siklus diulangi dari menghitung koefisien gempa dasar. Langkah ini dapat ditabelkan untuk semua tingkat pada Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5.11 Waktu getar struktur 12 tingkat untuk E balok pondasi 1E10

Tingkat	Wi (kN)	diy (cm)	diy ² (cm ²)	Fiy (kN)	Wi.diy ² (kNcm ²)	Fiy.diy (kNcm)
12	7199,680	9,603	92,208	1176,009	663868,119	11292,628
11	12164,949	3,909	79,363	1826,101	965448,749	16268,004
10	12164,949	8,175	66,824	1665,157	812911,612	13611,989
9	12164,949	7,389	54,590	1504,212	664083,761	11113,871
8	12164,949	6,548	42,874	1343,268	521556,205	8795,447
7	12164,949	5,660	32,037	1182,323	389725,223	6692,067
6	12415,312	4,742	22,487	1042,399	279177,713	4943,057
5	12511,725	3,816	14,563	884,962	182203,485	3377,102
4	12511,725	2,900	8,408	719,429	105201,837	2086,129
3	12511,725	2,023	4,093	553,897	51204,597	1120,533
2	12511,725	1,226	1,504	388,364	18812,210	476,213
1	14017,089	0,562	0,316	249,642	4427,213	140,299
jumlah	144503,727			12535,763	4658620,723	79917,337

$$T_1 = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum Wi \cdot diy^2 / g \cdot \sum Fiy \cdot diy)} = 1,5357 \text{ detik} \neq T_0 = 1,021 \text{ detik.}$$

maka dipakai nilai $T = T_1 = 1,5357$ detik. Dari Gambar 3.2 untuk nilai $T = 1,5357$ detik, diperoleh nilai $C = 0,046$

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t$$

$$= 0,046 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 144503,727 = 9926,976 \text{ kN}$$

Selanjutnya dihitung gaya geser horizontal seperti pada Tabel 5.12 berikut,

Tabel 5.12 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 12 tingkat untuk tiap portal

Tingkat	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kNm)	Fi x,y total (kN)	Fix=1/3.Fi (kN)	Fiy=1/15.Fi (kN)
12	48,150	7199,630	346664,58	931,985	310,662	62,132
11	44,250	12164,949	538299,01	1447,181	482,394	96,479
10	40,350	12164,949	490855,71	1319,633	439,878	87,976
9	36,450	12164,949	443412,40	1192,085	397,362	79,472
8	32,550	12164,949	395969,10	1064,536	354,845	70,969
7	28,650	12164,949	348525,80	936,988	312,329	62,466
6	24,750	12415,312	307278,98	826,099	275,366	55,073
5	20,850	12511,725	260869,46	701,330	233,777	46,755
4	16,950	12511,725	212073,74	570,146	190,049	38,010
3	13,050	12511,725	163278,01	438,962	146,321	29,264
2	9,150	12511,725	114482,28	307,778	102,593	20,519
1	5,250	14017,089	73589,72	197,841	49,460	13,189
Jumlah		144503,73	3695298,79	9934,563	3295,034	662,304

Dari hasil perhitungan di atas maka input analisis struktur SAP90 mengalami perubahan dengan memasukkan nilai F_i yang baru, selanjutnya didapatkan nilai deformasi lateral dan nilai T baru, seperti pada Tabel 5.13 berikut,

Tabel 5.13 Waktu getar struktur 12 tingkat untuk E balok pondasi 1E10

Tingkat	Wi (kN)	diy (cm)	diy ² (cm ²)	Fiy (kN)	Wi.diy ² (kNcm ²)	Fiy.diy (kNcm)
12	7199,68	7,604	57,82	931,985	416313,26	7087,00
11	12164,95	7,055	49,77	1447,181	605417,67	10209,28
10	12164,95	6,473	41,90	1319,633	509771,08	8542,51
9	12164,95	5,851	34,23	1192,085	416443,09	6974,77
8	12164,95	5,185	26,89	1064,536	327070,47	5519,83
7	12164,95	4,482	20,09	936,988	244395,25	4199,77
6	12415,31	3,755	14,10	826,099	175065,54	3102,08
5	12511,72	3,022	9,13	701,330	114255,57	2119,35
4	12511,72	2,296	5,27	570,146	65974,25	1309,23
3	12511,72	1,602	2,57	438,962	32110,14	703,22
2	12511,72	0,971	0,94	307,778	11796,57	298,85
1	14017,09	0,445	0,20	197,841	2775,73	88,04
Jumlah	144503,73			9934,563	2921388,61	50153,93

$$T_2 = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum Wi \cdot diy^2 / g \cdot \sum Fiy \cdot diy)}, = 1,5352 \text{ detik} \approx T_1 = 1,5357 \text{ detik.}$$

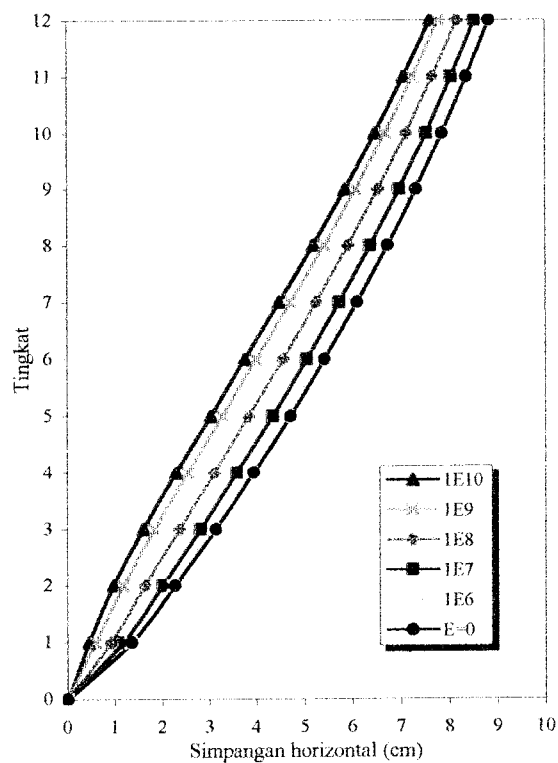
Dari Gambar 3.2 untuk nilai $T = 0,5352$ detik, diperoleh nilai $C = 0,046$

Karena nilai T sudah tetap, maka nilai waktu getar tersebut dapat digunakan untuk perhitungan berikutnya. Dengan cara yang sama langkah di atas dapat dilakukan untuk variasi kekakuan balok pondasi yang lainnya.

Nilai simpangan horizontal untuk variasi kekakuan balok pondasi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.14 dan Gambar 5.22 berikut.

Tabel 5.14 Simpangan horizontal struktur 12 Tingkat

Tingkat	Simpangan horizontal (cm)					
	1E10	1E9	1E8	1E7	1E6	E=0
1	0,445	0,585	0,906	1,173	1,322	1,352
2	0,971	1,170	1,626	2,009	2,230	2,275
3	1,602	1,833	2,362	2,816	3,084	3,139
4	2,296	2,541	3,103	3,592	3,888	3,949
5	3,022	3,270	3,835	4,337	4,645	4,709
6	3,755	3,998	4,550	5,047	5,358	5,423
7	4,482	4,715	5,244	5,726	6,033	6,096
8	5,185	5,407	5,906	6,367	6,665	6,727
9	5,851	6,060	6,528	6,966	7,252	7,312
10	6,473	6,670	7,107	7,522	7,796	7,853
11	7,055	7,239	7,648	8,040	8,302	8,357
12	7,604	7,778	8,159	8,530	8,781	8,833

**Gambar 5.22** Simpangan horizontal struktur 12 tingkat

5.9 Perhitungan Beban Gempa Statik Ekwivalen pada Struktur 18 Tingkat

A. Berat Struktur Total (Wt)

1. Berat atap:

a. Beban mati:

- Pelat	$= 258.(4.14).(2.9)$	$= 260064,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.8).(3,9/2-0,7).250$	$= 83125,00 \text{ kg}$
- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2.56+2.18-2.8).(3.9/2-0,7).250.0,55$	$= 21312,50 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= (3.8).(3,9/2).0,3.2400$	$= 33696,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 50.(3,9/2).(0,5.0,6).2400$	$= 42120,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).(3,9/2).(0,5.0,65).2400$	$= 18252,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,5).2400$	$= 70560,00 \text{ kg}$
- Berat balok arah y	$= (15.18).(0,4.0,7).2400$	$= 181440,00 \text{ kg}$
		<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black; margin-bottom: 5px;"/> +
		$W_m = 710569,50 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup atap	$= 100 \text{ kg}$
- Koefisien reduksi	$= 0,3$
- Beban hidup, W_h	$= 0,3.100.(18.56) = 30240 \text{ kg}$
Berat total atap	$= 710569,50 + 30240 = 740809,50 \text{ kg}$
	$= 740809,50 . 0,00981 = 7267,341 \text{ kN}$

2. Berat lantai 13, 14, 15, 16 dan 17

a. Beban mati

- Pelat	$= 165.(4.14).(2.9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.8).(3,9-0,7).250$	$= 212800,00 \text{ kg}$

- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2.56+2.18-2.8).(3.9-0.7).250.0.55$	$= 54560,00 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 3.8.3,9.0,3.2400$	$= 67392,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.3,9.(0,5.0,6).2400$	$= 84240,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).3,9.(0,5.0,65).2400$	$= 36504,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,5).2400$	$= 70560,00 \text{ kg}$
- Balok arah y	$= (15.18).(0,4.0,7).2400$	$= 181440,00 \text{ kg}$
		+ -----
		$W_m = 1176216,00 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \text{Berat total lantai} &= 1176216,00 + 75600 = 1251816 \text{ kg} \\ &= 1251816.0,00981 = 12280,315 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Berat lantai 12

a. Beban mati

- Pelat	$= 465.(4.14).(2.9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.8).(4,575-0,75).250$	$= 209475,00 \text{ kg}$
- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2.56+2.18-2.8).(4,575-0,75).250.0,55$	$= 53707,50 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 3.8.4,575.0,3.2400$	$= 67392,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.3,9/2(0,5.0,6+0,5.0,7).2400$	$= 91260,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).3,9/2(0,5.0,65+0,5.0,75).2400$	$= 39312,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,55).2400$	$= 77616,00 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \text{Berat total lantai} &= 1211710,50 + 75600 = 1287310,50 \text{ kg} \\ &= 1287310,50 \cdot 0,00981 = 12628,516 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Berat lantai 6

a. Beban mati

- Pelat	$= 465 \cdot (4 \cdot 14) \cdot (2 \cdot 9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1 \cdot 56 + 13 \cdot 18 - 1 \cdot 8) \cdot (4,575 - 0,8) \cdot 250$	$= 206150,00 \text{ kg}$
- Tembok $\frac{1}{2}$ penuh	$= (2 \cdot 56 + 2 \cdot 18 - 2 \cdot 8) \cdot (4,575 - 0,8) \cdot 250 \cdot 0,55$	$= 52855,00 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 2 \cdot 8 \cdot 4,575 \cdot 0,3 \cdot 2400$	$= 67392,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30 \cdot 3,9/2 \cdot (0,5 \cdot 0,7 + 0,5 \cdot 0,8) \cdot 2400$	$= 105300,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15 - 3) \cdot 3,9/2 \cdot (0,5 \cdot 0,75 + 0,5 \cdot 0,85) \cdot 2400$	$= 44928,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3 \cdot 56) \cdot (0,35 \cdot 0,6) \cdot 2400$	$= 84672,00 \text{ kg}$
- Balok arah y	$= (15 \cdot 18) \cdot (0,4 \cdot 0,8) \cdot 2400$	$= 207360,00 \text{ kg}$
		+ -----
		$W_m = 1237377,00 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3 \cdot 250 \cdot (18 \cdot 56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \text{Berat total lantai} &= 1237377,00 + 75600 = 1312977,00 \text{ kg} \\ &= 1312977,00 \cdot 0,00981 = 12880,304 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Berat lantai 2, 3, 4, dan 5

a. Beban mati

- Pelat	$= 465 \cdot (4 \cdot 14) \cdot (2 \cdot 9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1 \cdot 56 + 13 \cdot 18 - 1 \cdot 8) \cdot (3,9 - 0,8) \cdot 250$	$= 206150,00 \text{ kg}$

- Tembok ½ penuh	$= (2.56+2.18-2.8).(3,9-0,8).250.0,55$	$= 52855,00 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 3.8.3,9.0,3.2400$	$= 67392,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.3,9.(0,5.0,8).2400$	$= 112320,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).3,9.(0,5.0,85).2400$	$= 47736,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,6).2400$	$= 84672,00 \text{ kg}$
- Balok arah y	$= (15.18).(0,4.0,8).2400$	$= 207360,00 \text{ kg}$
		+ -----
		$W_m = 1247205,00 \text{ kg}$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \text{Berat total lantai} &= 1247205,00 + 75600 = 1322805,00 \text{ kg} \\ &= 1322805,00.0,00981 = 12976,717 \text{ kN} \end{aligned}$$

8. Berat lantai 1

a. Beban mati

- Pelat	$= 465.(4.14).(2.9)$	$= 468720,00 \text{ kg}$
- Tembok penuh	$= (1.56+13.18-1.8).(4,575-0,8).250$	$= 285012,50 \text{ kg}$
- Tembok ½ penuh	$= (2.56+2.18-2.8).(4,575-0,8).250.0,55$	$= 64363,75 \text{ kg}$
- <i>Shear wall</i>	$= 3.8.4,575.0,3.2400$	$= 79058,00 \text{ kg}$
- Kolom tepi	$= 30.(3,9/2+5,25/2).0,5.0,8.2400$	$= 131760,00 \text{ kg}$
- Kolom tengah	$= (15-3).(3,9/2+5,25/2).0,5.0,85.2400$	$= 88128,00 \text{ kg}$
- Balok arah x	$= (3.56).(0,35.0,6).2400$	$= 84672,00 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 - \text{Balok arah y} &= (15.18).(0,4.0,8).2400 &= 207360,00 \text{ kg} \\
 & & \underline{\hspace{10em} +} \\
 \text{Wm} &= 1409072,26 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup

- Beban hidup lantai = 250 kg
- Koefisien reduksi = 0,3
- Beban hidup, $W_h = 0,3.250.(18.56) = 75600 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total lantai} &= 1409072,26 + 75600 = 1484672,26 \text{ kg} \\
 &= 1484672,26.0,00981 = 14564,635 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat struktur total (W_t):

$$\begin{aligned}
 W_t &= 7267,341 + 12280,315.5 + 12532,103 + 12628,516.5 + 12880,304 \\
 &\quad + 12976,717.4 + 14564,635 \\
 &= 223695,407 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

B. Waktu Getar struktur (T)

Dengan rumus empiris:

$$T = \frac{0,09.H}{\sqrt{B}}, \text{ dengan } H = 71,55 \text{ m}$$

$$T = \frac{0,09.71,55}{\sqrt{18}} = 1,518 \text{ dt}$$

C. Koefisien Gempa Dasar (C)

Untuk nilai $T = 1,518 \text{ dt}$, pada wilayah gempa 2 dan jenis tanah keras, dari gambar 3.2, dapat diperoleh nilai $C = 0,052$

D. Faktor Keutamaan I

Dari Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, diperoleh $I = 1,5$

E. Faktor Jenis Struktur K

Untuk struktur beton bertulang dengan daktilitas penuh, $K = 1,0$

F. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa (V)

Berat struktur total (W_t) = 223695,407 kN

$$\begin{aligned} V_x = V_y &= C.I.K.W_t \\ &= 0,058 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 223695,407 \text{ kN} \\ &= 17406,915 \text{ kN} \end{aligned}$$

G. Distribusi Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa ke Sepanjang Tinggi Gedung

Arah x ;

$$\frac{H}{B} = \frac{71,55}{56} = 1,28 < 3, \text{ maka digunakan persamaan :}$$

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} \cdot V$$

Arah y ;

$$\frac{H}{B} = \frac{71,515}{18} = 3,98 > 3, \text{ maka digunakan persamaan :}$$

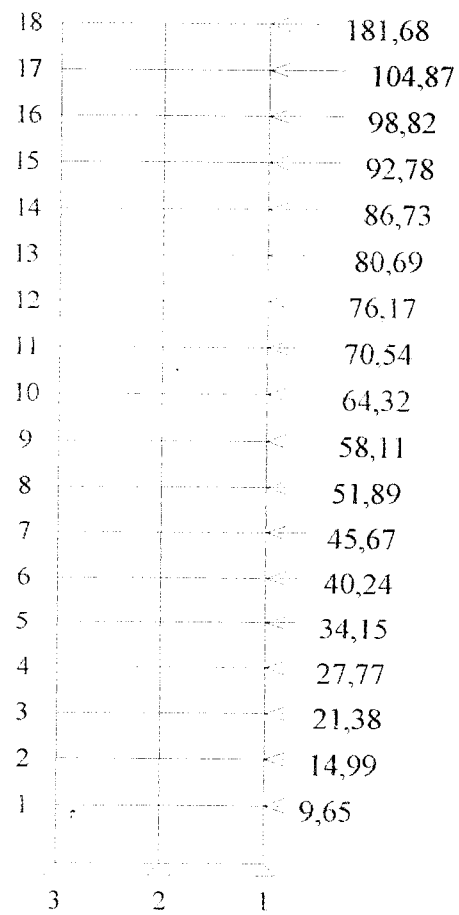
$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} \cdot 0,9 \cdot V$$

$$F_{atap} = 0,1 \cdot V + \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} \cdot 0,9 \cdot V$$

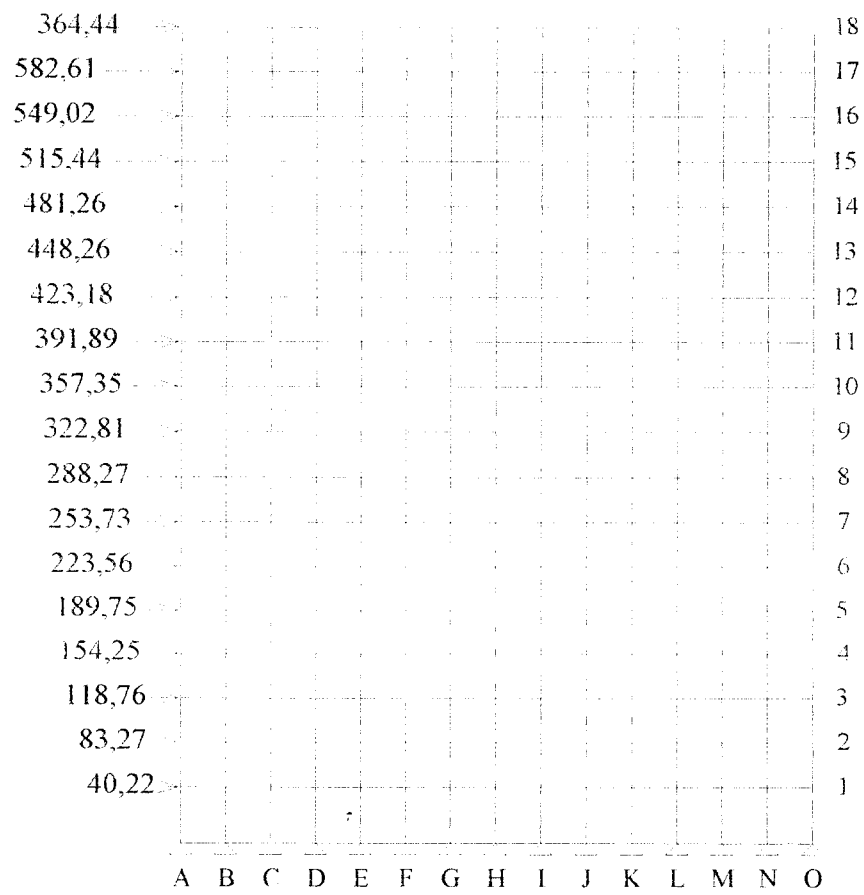
Selanjutnya dihitung gaya geser horizontal seperti pada Tabel 5.15 berikut.

Tabel 5.15 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 18 tingkat untuk tiap portal

Tingkat	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kNm)	Fix total (kN)	Fix=1/3.Fi (kN)	Fiy total (kN)	Fiy=1/15.Fi (kN)
18	71,55	7267,341	519978,263	1093,977	364,659	2725,270	181,685
17	67,65	12280,315	830763,307	1747,834	582,611	1573,050	104,870
16	63,75	12280,315	782870,079	1647,072	549,024	1482,365	98,824
15	59,85	12280,315	734976,850	1546,310	515,437	1391,679	92,779
14	55,95	12280,315	687083,622	1445,548	481,849	1300,993	86,733
13	52,05	12280,315	639190,394	1344,786	448,262	1210,307	80,687
12	48,15	12532,103	603420,775	1269,530	423,177	1142,577	76,172
11	44,25	12628,516	558811,833	1175,678	391,893	1058,110	70,541
10	40,35	12628,516	509560,621	1072,059	357,353	964,853	64,324
9	36,45	12628,516	460309,408	968,440	322,813	871,596	58,106
8	32,55	12628,516	411058,196	864,821	288,274	778,339	51,889
7	28,65	12628,516	361806,984	761,202	253,734	685,082	45,672
6	24,75	12880,304	318787,533	670,694	223,565	603,624	40,242
5	20,85	12976,717	270564,550	569,238	189,746	512,314	34,154
4	16,95	12976,717	219955,354	462,762	154,254	416,485	27,766
3	13,05	12976,717	169346,158	356,286	118,762	320,657	21,377
2	9,15	12976,717	118736,961	249,809	83,270	224,828	14,989
1	5,25	14564,635	76464,333	160,872	40,218	144,785	9,652
Jumlah		223695,407	8273685,220	17406,915	5788,899	17406,915	1160,461



Gambar 5.23 Distribusi beban gempa untuk portal arah y struktur 18 tingkat



Gambar 5.24 Distribusi beban gempa untuk portal arah x struktur 18 tingkat

5.10 Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi pada Struktur 18 Tingkat

5.10.1 Beban merata ekuivalen untuk portal arah y pada struktur 18 tingkat

A. Portal A

$$q_{eq} = 1,8683 \cdot q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 18)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 1,2400 = 448,39 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683 \cdot 1,18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah y} = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 1154,02 \text{ kg/m}^1$$

$$= 1154,02 \cdot 0,00981 = 11,321 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PIUG'83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekuivalen, } q_{eq} (\text{hidup}) = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 100 = 140,12 \text{ kg/m}^1$$

$$= 140,12 \cdot 0,00981 = 1,375 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 13, 14, 15, 16 dan 17

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 538,07 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683 \cdot 1,18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,8683 \cdot 1,21 = 39,23 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,05 \cdot 1600 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{aligned}
 5. \text{ tegel} &= 1,8683 \cdot 1,24 &= 44,84 \text{ kg/m}^1 \\
 6. \text{ balok arah y} &= 0,4 \cdot 0,7 \cdot 2400 &= 672,00 \text{ kg/m}^1 \\
 7. \text{ dinding} &= (3,9 - 0,7) \cdot 250 &= 800,00 \text{ kg/m}^1 \\
 &&+ \\
 q_{eq}(\text{mati}) &= 2217,45 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 2217,45 \cdot 0,00981 = 21,753 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

b. Beban tiap m^1

$$1. q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (FPIUG'83)} = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup ekivalen. } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 250 = 350,31 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 350,31 \cdot 0,00981 = 3,437 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 7, 8, 9, 10, 11 dan 12

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 538,07 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,8683 \cdot 1 \cdot 18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,8683 \cdot 1 \cdot 21 = 39,23 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,8683 \cdot 1,0 \cdot 0,05 \cdot 1600 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 1,8683 \cdot 1,24 = 44,84 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah y} = 0,4 \cdot 0,75 \cdot 2400 = 720,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,75) \cdot 250 = 787,50 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 2252,95 \text{ kg/m}^1$$

$$= 2252,95 \cdot 0,00981 = 22,101 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban tiap m^1

1. $q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekuivalen } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,8683 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 350,31 \text{ kg/m}^1 \\ &= 350,31 \cdot 0,00981 = 3,437 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

4. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

1. plat $= 1,8583 \cdot 1,0,12 \cdot 2400 = 538,07 \text{ kg/m}^1$

2. plafon $= 1,8683 \cdot 1,18 = 33,63 \text{ kg/m}^1$

3. spesi $= 1,8683 \cdot 1,21 = 39,23 \text{ kg/m}^1$

4. pasir $= 1,8683 \cdot 1,0,05 \cdot 1600 = 89,68 \text{ kg/m}^1$

5. tegel $= 1,8583 \cdot 1,24 = 44,84 \text{ kg/m}^1$

6. balok arah y $= 0,4 \cdot 0,8 \cdot 2400 = 768,00 \text{ kg/m}^1$

7. dinding $= (3,9 - 0,8) \cdot 250 = 775,00 \text{ kg/m}^1$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 2288,45 \text{ kg/m}^1$$

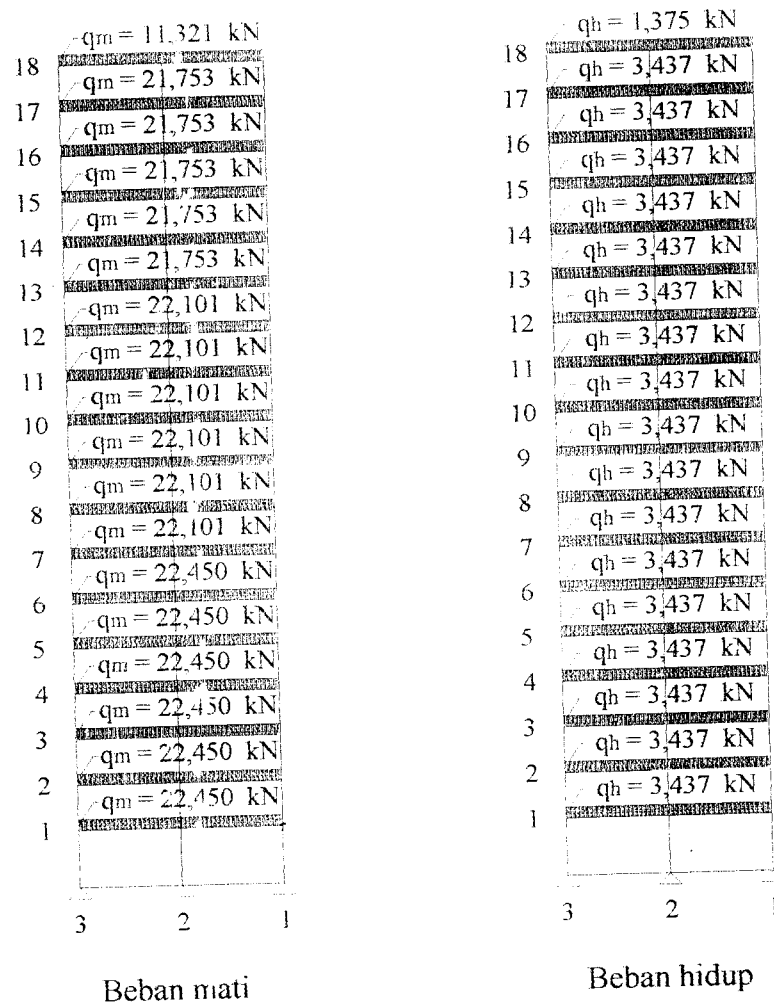
$$= 2288,45 \cdot 0,00981 = 22,450 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban tiap m^1

1. $q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{• Beban hidup ekuivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,8683 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 350,31 \text{ kg/m}^1 \\ &= 350,31 \cdot 0,00981 = 3,437 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$



Gambar 5.25 Beban gravitasi portal A dan portal O struktur 18 tingkat

B. Portal B

$$q_{eq} = 2.1,8683.q = 3,7366.$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 18)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 3,7366.1.0,1.2400 = 896,78 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 3,7366.1.18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah y} = 0,4.0,7.2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 1636,04 \text{ kg/m}^1 = 16,05 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG '83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 3,7366 \cdot 1,0,75 \cdot 100 = 280,25 \text{ kg/m}^1 \\ &= 280,25 \cdot 0,00981 = 2,749 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 13, 14, 15, 16 dan 17

a. Beban mati tiap m^1

1. plat = $3,7366 \cdot 1,0,12 \cdot 2400 = 1076,14 \text{ kg/m}^1$

2. plafon = $3,7366 \cdot 1,18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$

3. spesi = $3,7366 \cdot 1,21 = 78,47 \text{ kg/m}^1$

4. pasir = $3,7366 \cdot 1,0,03 \cdot 1600 = 179,36 \text{ kg/m}^1$

5. tegel = $3,7366 \cdot 1,24 = 89,68 \text{ kg/m}^1$

6. balok arah y = $0,4 \cdot 0,7 \cdot 2400 = 672,00 \text{ kg/m}^1$

7. dinding = $(3,9 - 0,7) \cdot 250 = 800,00 \text{ kg/m}^1$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 2962,90 \text{ kg/m}^1$$

$$= 2962,90 \cdot 0,00981 = 29,066 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban tiap m^1

1. $q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi = 0,75

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 3,7366 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 700,61 \text{ kg/m}^1 \\ &= 700,61 \cdot 0,00981 = 6,873 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 7, 8, 9, 10, 11 dan 12

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 3,7366 \cdot 1.0,12 \cdot 2400 = 1076,14 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 3,7366 \cdot 1.18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 3,7366 \cdot 1.21 = 78,47 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 3,7366 \cdot 1.0,03 \cdot 1600 = 179,36 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 3,7366 \cdot 1.24 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah y} = 0,4 \cdot 0,75 \cdot 2400 = 720,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,75) \cdot 250 = 787,50 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 2998,40 \text{ kg/m}^1$$

$$= 2998,40 \cdot 0,00981 = 29,414 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban tiap m^1

$$1. q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekuivalen, } q_{eq} (\text{hidup}) = 3,7366 \cdot 1.0,75 \cdot 250 = 700,61 \text{ kg/m}^1$$

$$= 700,61 \cdot 0,00981 = 6,873 \text{ kN/m}^1$$

4. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 3,7366 \cdot 1.0,12 \cdot 2400 = 1076,14 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 3,7366 \cdot 1.18 = 67,26 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 3,7366 \cdot 1.21 = 78,47 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 3,7366 \cdot 1.0,03 \cdot 1600 = 179,36 \text{ kg/m}^1$$

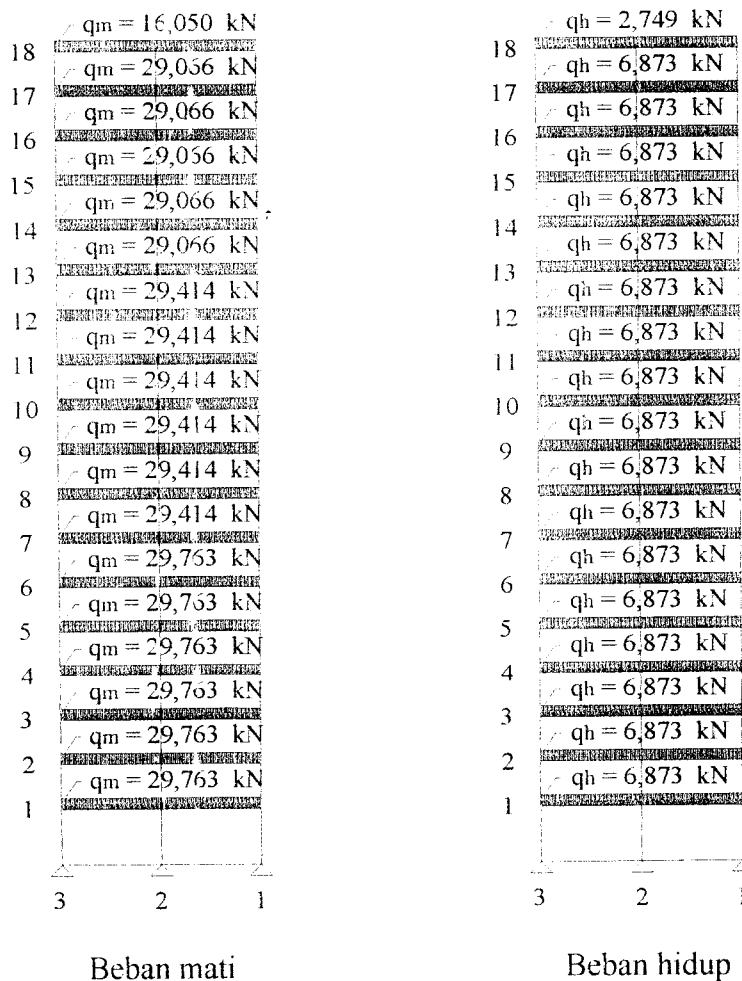
$$5. \text{ tegel} = 3,7366 \cdot 1.24 = 89,68 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{aligned}
 6. \text{ balok arah } y &= 0,4 \cdot 0,8 \cdot 2400 &= 768,00 \text{ kg/m}^1 \\
 7. \text{ dinding} &= (3,9 - 0,8) \cdot 250 &= 775,00 \text{ kg/m}^1 \\
 &&+ \\
 q_{eq} (\text{mati}) &= 3033,90 \text{ kg/m}^1 &= 29,763 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

b. Beban tiap m¹

1. q_h lantai = 250 kg/m²
2. koefisien reduksi = 0,75

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq} (\text{hidup}) &= 3,7366 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 250 = 700,61 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 700,61 \cdot 0,00981 = 6,873 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$



Gambar 5.26 Beban gravitasi portal B – N struktur 18 tingkat

5.10.2 Beban merata ekwivalen untuk portal arah x pada struktur 18 tingkat

A. Portal 1

$$q_{eq} = 1,3333 \cdot q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 18)

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 1,2400 = 319,99 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 763,99 \text{ kg/m}^1$$

$$= 763,99 \cdot 0,00981 = 7,495 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG '83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) = 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 100 = 100 \text{ kg/m}^1$$

$$= 100 \cdot 0,00981 = 0,981 \text{ kN/m}^1$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 13,14, 15, 16 dan 17

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400 = 383,99 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,3333 \cdot 1 \cdot 18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,3333 \cdot 1 \cdot 21 = 28,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,3333 \cdot 1,0 \cdot 0,03 \cdot 1600 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 1,3333 \cdot 1 \cdot 24 = 32,00 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{aligned}
 7. \text{ dinding} &= (3,9-0,5).250 &= 850,00 \text{ kg/m}^1 \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm}} + \\
 q_{eq}(\text{mati}) &= 1801,99 \text{ kg/m}^1 \\
 & & = 1801,99.0,00981 = 17,677 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG '83)} = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,3333.1.0,75.250 = 250 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 250.0,00981 = 2,452 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

3. Beban gravitasi pada blok lantai 7,8, 9, 10, 11 dan 12

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 1,3333.1.0,12.2400 = 383,99 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 1,3333.1.18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 1,3333.1.21 = 28,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 1,3333.1.0,03.1600 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 1,3333.1.24 = 32,00 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah x} = 0,35.0,55.2400 = 462,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9-0,55).250 = 837,50 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{aligned}
 & \underline{\hspace{1.5cm}} + \\
 q_{eq}(\text{mati}) &= 1831,49 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 1831,49.0,00981 = 17,967 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG '83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen. } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,3333 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 250 \text{ kg/m}^1 \\ &= 250 \cdot 0,00981 = 2,452 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

4. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

1. plat = $1,3333 \cdot 1,0,12 \cdot 2400 = 383,99 \text{ kg/m}^1$

2. plafon = $1,3333 \cdot 1,18 = 24,00 \text{ kg/m}^1$

3. spesi = $1,3333 \cdot 1,21 = 28,00 \text{ kg/m}^1$

4. pasir = $1,3333 \cdot 1,0,03 \cdot 1600 = 64,00 \text{ kg/m}^1$

5. tegel = $1,3333 \cdot 1,24 = 32,00 \text{ kg/m}^1$

6. balok arah x = $0,35 \cdot 0,6 \cdot 2400 = 504,00 \text{ kg/m}^1$

7. dinding = $(3,9 - 0,6) \cdot 250 = 825,00 \text{ kg/m}^1$

$$q_{eq}(\text{mati}) = 1860,99 \text{ kg/m}^1$$

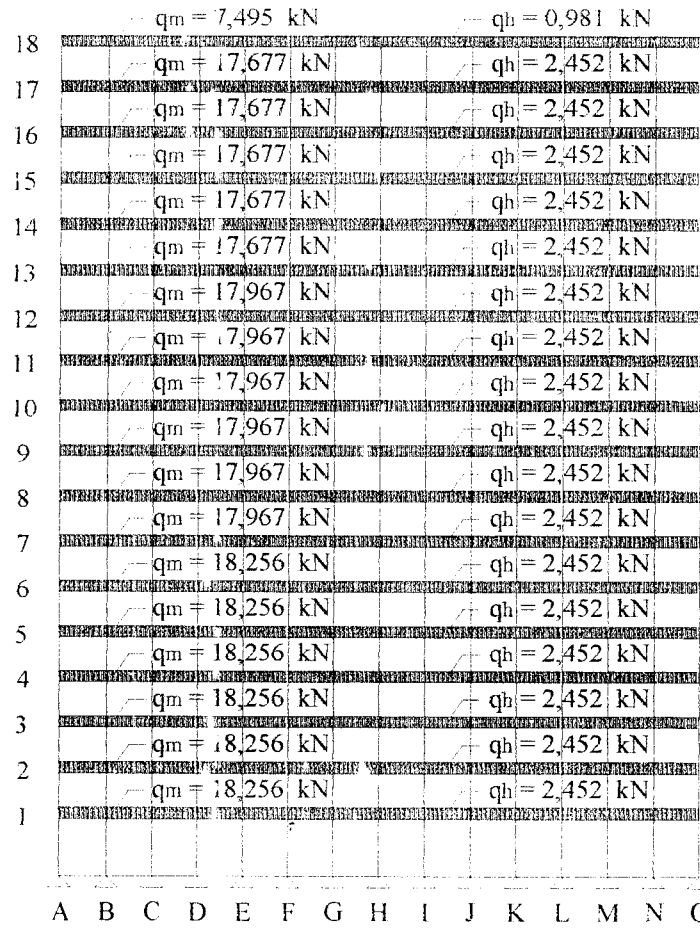
$$= 1860,99 \cdot 0,00981 = 18,256 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. $q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$

2. koefisien reduksi (PPIUG '83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 1,3333 \cdot 1,0,75 \cdot 250 = 250 \text{ kg/m}^1 \\ &= 250 \cdot 0,00981 = 2,452 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$



Gambar 5.27 Beban gravitasi portal 1 dan portal 3 struktur 18 tingkat

B. Portal 2

$$q_{eq} = 2.1,3333.q = 2,6667.q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 18)

a. Beban mati tiap m¹

1. plat = 2,6667.1.0,1.2400 = 639,98 kg/m¹

2. plafon = 2,6667.1.18 = 48,00 kg/m¹

3. balok arah x = 0,35.0,5.2400 = 420,00 kg/m¹

+

$$q_{eq} \text{ (mati)} = 1107,98 \text{ kg/m}^1 = 10,869 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. q_h atap = 100 kg/m^2

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 2,6667 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 100 = 200 \text{ kg/m}^1 \\ &= 200 \cdot 0,00981 = 1,962 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 13, 14, 15, 16 dan 17

a. Beban mati tiap m^1

1. plat = $2,6667 \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot 2400 = 767,98 \text{ kg/m}^1$

2. plafon = $2,6667 \cdot 1 \cdot 18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$

3. spesi = $2,6667 \cdot 1 \cdot 21 = 56,00 \text{ kg/m}^1$

4. pasir = $2,6667 \cdot 1 \cdot 0,03 \cdot 1600 = 128,00 \text{ kg/m}^1$

5. tegel = $2,6667 \cdot 1 \cdot 24 = 64,00 \text{ kg/m}^1$

6. balok arah x = $0,35 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 420,00 \text{ kg/m}^1$

7. dinding = $(3,9 - 0,5) \cdot 250 = 850,00 \text{ kg/m}^1$

$$\begin{aligned} &\underline{\hspace{10em} +} \\ q_{eq}(\text{mati}) &= 2333,97 \text{ kg/m}^1 \\ &= 2333,97 \cdot 0,00981 = 22,896 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

b. Beban hidup tiap m^1

1. q_h atap = 250 kg/m^2

2. koefisien reduksi (PPIUG'83) = 0,75

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Beban hidup ekivalen, } q_{eq}(\text{hidup}) &= 2,6667 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 250 = 500 \text{ kg/m}^1 \\ &= 500 \cdot 0,00981 = 4,905 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 7, 8, 9, 10, 11 dan 12

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 2,6667 \cdot 1.0,12 \cdot 2400 = 767,98 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 2,6667 \cdot 1.18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 2,6667 \cdot 1.21 = 56,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 2,6667 \cdot 1.0,03 \cdot 1600 = 128,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 2,6667 \cdot 1.24 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$6. \text{ balok arah x} = 0,35 \cdot 0,55 \cdot 2400 = 462,00 \text{ kg/m}^1$$

$$7. \text{ dinding} = (3,9 - 0,55) \cdot 250 = 837,50 \text{ kg/m}^1$$

$$q_{eq} (\text{mati}) = 2363,47 \text{ kg/m}^1$$

$$= 2363,47 \cdot 0,00981 = 23,186 \text{ kN/m}^1$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG'83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekuivalen, } q_{eq} (\text{hidup}) = 2,6667 \cdot 1.0,75 \cdot 250 = 500 \text{ kg/m}^1$$

$$= 500 \cdot 0,00981 = 4,905 \text{ kN/m}^1$$

4. Beban gravitasi pada balok lantai 1, 2, 3, 4, 5 dan 6

a. Beban mati tiap m^1

$$1. \text{ plat} = 2,6667 \cdot 1.0,12 \cdot 2400 = 767,98 \text{ kg/m}^1$$

$$2. \text{ plafon} = 2,6667 \cdot 1.18 = 48,00 \text{ kg/m}^1$$

$$3. \text{ spesi} = 2,6667 \cdot 1.21 = 56,00 \text{ kg/m}^1$$

$$4. \text{ pasir} = 2,6667 \cdot 1.0,03 \cdot 1600 = 128,00 \text{ kg/m}^1$$

$$5. \text{ tegel} = 2,6667 \cdot 1.24 = 64,00 \text{ kg/m}^1$$

$$\begin{aligned}
 6. \text{ balok arah } x &= 0,35 \cdot 0,6 \cdot 2400 &= 504,00 \text{ kg/m}^1 \\
 7. \text{ dinding} &= (3,9-0,6) \cdot 250 &= 825,00 \text{ kg/m}^1 \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm}} + \\
 q_{eq} (\text{mati}) &= 2392,97 \text{ kg/m}^1 \\
 &= 2392,97 \cdot 0,00981 = 23,475 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup tiap m^1

$$1. q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ koefisien reduksi (PPIUG'83)} = 0,75$$

$$\text{Beban hidup ekuivalen } q_{eq} (\text{hidup}) = 2,6667 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 250 = 500 \text{ kg/m}^1$$

$$= 500 \cdot 0,00981 = 4,905 \text{ kN/m}^1$$

18	$q_m = 10,896 \text{ kN}$	$q_h = 1,962 \text{ kN}$
17	$q_m = 22,896 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
16	$q_m = 22,896 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
15	$q_m = 22,896 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
14	$q_m = 22,896 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
13	$q_m = 23,186 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
12	$q_m = 23,186 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
11	$q_m = 23,186 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
10	$q_m = 23,186 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
9	$q_m = 23,186 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
8	$q_m = 23,186 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
7	$q_m = 23,475 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
6	$q_m = 23,475 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
5	$q_m = 23,475 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
4	$q_m = 23,475 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
3	$q_m = 23,475 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
2	$q_m = 23,475 \text{ kN}$	$q_h = 4,905 \text{ kN}$
1		
	A B C D E F G H I J K L M N O	

Gambar 5.28 Beban gravitasi portal 2 struktur 18 tingkat

Hasil-hasil perhitungan beban akibat gaya gravitasi untuk semua portal pada struktur 18 tingkat dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut ini.

Tabel 5.16 Beban gravitasi struktur 18 tingkat (kN)

Jenis Beban	Lantai	Beban portal arah y		Beban portal arah x	
		Portal A & O	Portal B s/d N	Portal 1 & 3	Portal 2
DL	18 (Atap)	11,321	16,050	7,495	10,869
	13 - 17	21,753	29,066	17,677	22,896
	7 - 12	22,101	29,414	17,967	23,186
	1 - 6	22,450	29,763	18,256	23,475
LL	18 (Atap)	1,375	2,749	0,981	1,962
	1 - 17	3,437	6,873	2,452	4,905

5.11 Waktu Getar Struktur (T) dengan Cara *T Rayleigh* pada Struktur 18

Tingkat

Waktu getar struktur dapat diketahui berdasarkan nilai simpangan horizontal (deformasi lateral) dari hasil analisis struktur. Dengan menggunakan rumus *T Rayleigh* persamaan (3.5), nilai T yang didapat harus sama dengan T yang digunakan pada awal analisis struktur, jika tidak maka siklus diulangi dari menghitung koefisien gempa dasar. Langkah ini dapat ditabelkan untuk semua tingkat pada Tabel 5.17 berikut,

Tabel 5.17 Waktu getar struktur 18 tingkat untuk E balok pondasi 1E10

Tingkat	Wi (kN)	diy (cm)	diy ² (cm ²)	Fiy (kN)	Wi.diy ² (kNcm ²)	Fiy.diy (kNcm)
18	7267,34	17,936	321,700	2725,270	2337904,360	48880,448
17	12280,31	16,923	286,385	1573,050	3516892,405	26620,574
16	12280,31	15,890	252,505	1482,365	3100838,622	23555,365
15	12280,31	14,834	220,051	1391,679	2702289,727	20644,301
14	12280,31	13,752	189,126	1300,993	2322523,842	17891,644
13	12280,31	12,647	159,944	1210,307	1964163,674	15306,632
12	12532,10	11,523	132,786	1142,577	1664093,422	13166,260
11	12628,52	10,389	107,935	1058,110	1363064,894	10992,919

10	12628,52	9,248	85,516	964,853	1079943,411	8922,479
9	12628,52	8,106	65,710	871,596	829825,829	7065,331
8	12628,52	6,976	48,658	778,339	614473,284	5429,302
7	12628,52	7,274	52,905	685,082	668114,884	4983,009
6	12880,30	4,799	23,034	603,624	296688,027	2897,034
5	12976,72	3,786	14,336	512,314	186035,094	1939,774
4	12976,72	2,839	8,061	416,485	104606,051	1182,486
3	12976,72	1,976	3,903	320,657	50642,939	633,458
2	12976,72	1,216	1,479	224,828	19188,101	273,391
1	14564,63	0,587	0,344	144,785	5013,393	84,945
jumlah	223695,41			17406,915	22826301,959	210469,352

$$T_1 = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2 / g \cdot \sum I_i \cdot y_i \cdot d_i^2)} = 2,095 \text{ detik} \neq T_0 = 1,518 \text{ detik.}$$

maka dipakai nilai $T = T_1 = 2,095$ detik. Dari Gambar 3.2 untuk nilai $T = 2,095$ detik, diperoleh nilai $C = 0,035$

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t$$

$$= 0,035 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 223695,41 = 11744,009 \text{ kN}$$

Selanjutnya dihitung gaya geser horizontal seperti pada Tabel 5.18 berikut,

Tabel 5.18 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi struktur 18 tingkat untuk tiap portal

Tingkat	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kNm)	Fix total (kN)	Fix=1/3.Fi (kN)	Fiy total (kN)	Fiy=1/15.Fi (kN)
18	71,55	7219,135	516529,1	733,593	244,531	1830,079	122,005
17	67,65	12183,902	824241,0	1170,616	390,205	1053,555	70,237
16	63,75	12183,902	776723,8	1103,131	367,710	992,818	66,188
15	59,85	12232,109	732091,7	1039,743	346,581	935,768	62,385
14	55,95	12280,315	687083,6	975,821	325,274	878,239	58,549
13	52,05	12280,315	639190,4	907,801	302,600	817,021	54,468
12	48,15	12483,897	601099,6	853,703	284,568	768,333	51,222
11	44,25	12532,103	554545,6	787,585	262,528	708,827	47,255
10	40,35	12532,103	505670,4	718,171	239,390	646,354	43,090
9	36,45	12580,310	458552,3	651,252	217,084	586,127	39,075
8	32,55	12628,516	411058,2	583,800	194,600	525,420	35,028

7	28,65	12628,516	361807,0	513,851	171,284	462,466	30,831
6	24,75	12832,098	317594,4	451,059	150,353	405,953	27,064
5	20,85	12880,304	268554,3	381,410	127,137	343,269	22,885
4	16,95	12880,304	218321,2	310,067	103,356	279,061	18,604
3	13,05	12928,511	168717,1	239,618	79,873	215,656	14,377
2	9,15	12976,717	118737,0	168,634	56,211	151,771	10,118
1	5,25	14564,635	76464,3	108,597	27,149	97,738	6,516
Jumlah		222827,69	8236980,9	1698,454	3890,435	11698,454	779,897

Dari hasil perhitungan di atas maka input analisis struktur SAP90 mengalami perubahan dengan memasukkan nilai F_i yang baru, selanjutnya didapatkan nilai deformasi lateral dan nilai T baru, seperti pada Tabel 5.19 berikut.

Tabel 5.19 Waktu getar struktur 18 tingkat untuk E balok pondasi $1E10$

Tingkat	W_i (kN)	d_{iy} (cm)	d_{iy}^2 (cm^2)	F_{iy} (kN)	$W_i \cdot d_{iy}^2$ ($kNcm^2$)	$F_{iy} \cdot d_{iy}$ ($kNcm$)
18	7219,13	12,35	152,55	1830,08	1101258,82	22603,31
17	12183,90	11,66	135,96	1053,55	1656583,40	12284,87
16	12183,90	10,95	119,88	992,82	1460613,53	10870,36
15	12232,11	10,22	104,51	935,77	1278374,36	9566,36
14	12280,31	9,48	89,85	878,24	1103380,71	8324,74
13	12280,31	8,72	76,01	817,02	933368,62	7122,87
12	12483,90	7,94	63,05	768,33	787168,59	6101,10
11	12532,10	7,16	51,33	708,83	643309,53	5078,53
10	12532,10	6,38	40,67	646,35	509728,04	4122,19
9	12580,31	5,59	31,27	586,13	393335,84	3277,39
8	12628,52	4,81	23,16	525,42	292502,71	2528,69
7	12628,52	4,05	16,39	462,47	207026,73	1872,48
6	12832,10	3,31	10,94	405,95	140411,41	1342,85
5	12880,30	2,62	6,84	343,27	88152,54	898,03
4	12880,30	1,96	3,85	279,06	49582,01	547,52
3	12928,51	1,37	1,87	215,66	24141,70	294,69
2	12976,72	0,84	0,71	151,77	9208,77	127,85
1	14564,63	0,41	0,17	97,74	2502,35	40,51
jumlah	222827,69			11698,45	10680649,66	97004,33

$$T_2 = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i)^2 / g \cdot \sum I_i \cdot d_i} = 2,095 \text{ detik} \approx T_1 = 2,10 \text{ detik.}$$

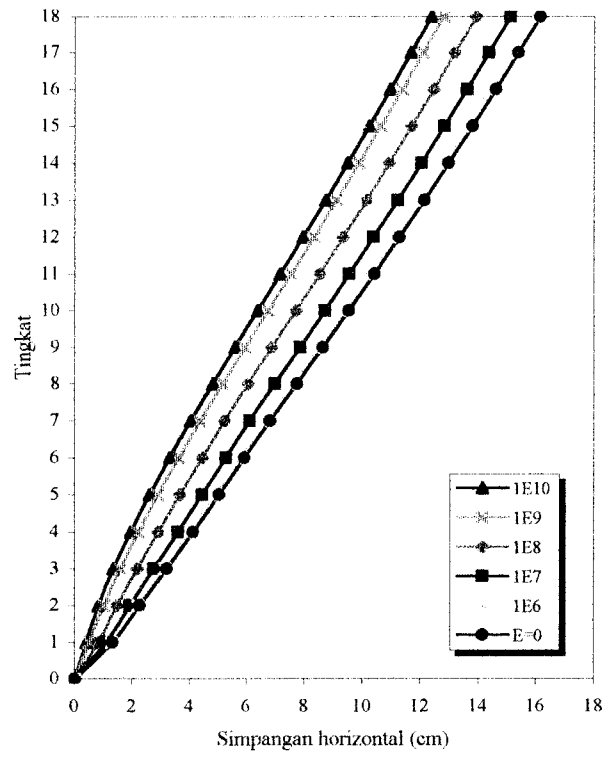
Dari Gambar 3.2 untuk nilai $T = 2,095$ detik, diperoleh nilai $C = 0,035$

Karena nilai T sudah tetap, maka nilai waktu getar tersebut dapat digunakan untuk perhitungan berikutnya. Dengan cara yang sama langkah di atas dapat dilakukan untuk variasi kekakuan balok pondasi yang lainnya.

Nilai simpangan horizontal untuk variasi kekakuan balok pondasi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.20 dan Gambar 5.29 berikut.

Tabel 5.20 Simpangan horizontal struktur 18 Tingkat

Tingkat	Simpangan horizontal (cm)					
	1E10	1E9	1E8	1E7	1E6	E=0
1	0,406	0,522	0,828	1,124	1,303	1,340
2	0,841	1,020	1,491	1,947	2,228	2,287
3	1,366	1,592	2,189	2,771	3,136	3,214
4	1,963	2,225	2,917	3,600	4,035	4,127
5	2,617	2,907	3,672	4,436	4,929	5,035
6	3,317	3,628	4,450	5,280	5,822	5,939
7	4,041	4,368	5,232	6,113	6,695	6,821
8	4,820	5,162	6,067	6,996	7,617	7,752
9	5,600	5,954	6,889	7,858	8,510	8,653
10	6,388	6,752	7,713	8,716	9,396	9,546
11	7,176	7,548	8,532	9,565	10,271	10,427
12	7,958	8,338	9,343	10,403	11,133	11,294
13	8,733	9,120	10,144	11,230	11,981	12,147
14	9,494	9,888	10,931	12,041	12,812	12,983
15	10,240	10,640	11,700	12,833	13,624	13,800
16	10,967	11,374	12,452	13,607	14,417	14,597
17	11,678	12,092	13,186	14,363	15,192	15,376
18	12,375	12,795	13,907	15,106	15,953	16,142



Gambar 5.29 Simpangan horizontal struktur 18 tingkat

BAB VI

DESAIN STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA

Desain struktur penelitian numeris ini dilakukan dengan menggunakan hasil analisis struktur dari SAP90 dan dilakukan dengan menggunakan Standar Nasional Indonesia SKSNI T-15-1991-03. Struktur yang akan didesain adalah struktur 18 tingkat.

6.1 Desain Balok

Momen balok didapatkan dari hasil analisis struktur dengan SAP90. Momen hasil analisis struktur yang didapat merupakan momen pada ujung balok atau as kolom, yang kemudian di kombinasikan berdasarkan ke-3 tipe pembebanan di bawah ini;

$$\text{Kombinasi pembebanan 1 : } Mu = 1,2 M_D + 1,6 M_D$$

$$\text{Kombinasi pembebanan 2 : } Mu = 1,05 (M_D + 0,75 M_L \pm M_E)$$

$$\text{Kombinasi pembebanan 3 : } Mu = 0,9 M_D \pm M_E$$

Kombinasi momen balok tersebut dapat dilihat pada Tabel 6.1 berikut ini.

Tabel 6.1.b Kombinasi momen balok portal C

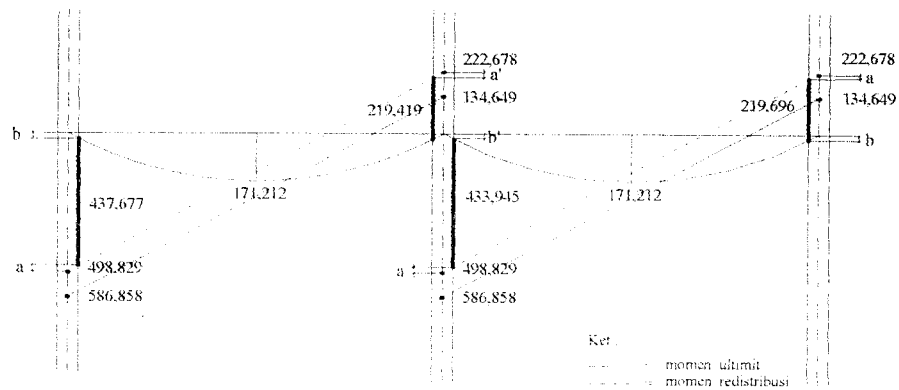
Lantai	Balok	Elm	Sect	MD (kNm)	ML (kNm)	MEx (kNm)	Mey (kNm)	1,2MD+ 1,6ML (kNm)	0,9(MD+ME)				1,05(MD+0,75ML+ME)				Mmax (kNm)	Mmin (kNm)	
									Ex ki (kNm)	Ex ka (kNm)	Ey ki (kNm)	Ey ka (kNm)	Ex ki (kNm)	Ex ka (kNm)	Ey ki (kNm)	Ey ka (kNm)			
8	1053	0.0	4.5	-254.1	-62.1	339.66	-2.6	-404.2	77.031	-534.4	-231.0	-226.3	50.772	-662.5	-308.6	-303.1	77.031	-662.5	
				109.13	25.6	7.61	0.11	171.92	105.07	91.368	98.316	98.118	138.71	122.72	130.83	130.6	171.92	91.368	
				-123.31	-25.92	-324.43	2.83	-189.44	-402.97	181.01	-108.43	-113.53	-486.46	194.85	-142.83	-148.78	194.85	-486.46	
	2-3	1068	0.0	4.5	-123.31	-25.92	324.45	2.83	-189.44	18.03	-402.98	-108.43	-113.53	194.87	-486.48	-142.83	-148.78	194.87	-486.48
					109.13	25.60	-7.57	0.11	171.92	91.40	105.03	98.32	98.12	122.77	138.66	130.83	130.60	171.92	91.40
					-254.07	-62.06	-339.58	-2.62	-404.18	-534.29	76.96	-231.02	-226.31	-662.43	50.69	-308.62	-303.12	76.96	-662.43
9	1-2	1083	0.0	-260.59	-63.80	328.99	-2.88	-414.79	61.56	-530.62	-237.12	-231.94	31.63	-659.25	-316.84	-310.79	61.56	-659.25	
				109.39	25.67	7.35	0.12	172.34	105.07	91.84	98.56	98.34	138.75	123.31	131.16	130.91	172.34	91.84	
				-116.27	-24.04	-314.29	3.12	-177.99	-387.50	178.22	-101.84	-107.45	-467.23	192.78	-133.95	-140.50	192.78	-467.23	
	2-3	1098	0.0	4.5	-116.27	-24.04	314.31	3.12	-177.99	178.24	-387.52	-101.84	-107.45	192.80	-467.25	-133.95	-140.50	192.80	-467.25
					109.39	25.67	-7.31	0.12	172.34	91.87	105.03	98.56	98.34	123.36	138.71	131.16	130.91	172.34	91.87
					-260.59	-63.80	-328.93	-2.88	-414.79	-530.57	61.51	-237.12	-231.94	-659.19	31.56	-316.84	-310.79	61.51	-659.19
10	1-2	1113	0.0	-266.32	-65.32	314.80	-3.11	-424.10	43.63	-523.01	-242.49	-236.89	9.75	-651.33	-324.05	-317.52	43.63	-651.33	
				109.64	25.74	7.07	0.13	172.75	105.04	92.31	98.79	98.56	138.76	123.91	131.47	131.20	172.75	92.31	
				-110.04	-22.38	-300.66	3.37	-167.86	-369.63	171.56	-96.00	-102.07	-445.33	186.05	-126.10	-133.18	186.05	-445.33	
	2-3	1128	0.0	4.5	-110.04	-22.38	300.69	3.37	-167.86	17.59	-369.66	-96.00	-102.07	186.08	-445.37	-126.10	-133.18	186.08	-445.37
					109.64	25.74	-7.03	0.13	172.75	92.35	105.00	98.79	98.56	123.96	138.72	131.47	131.20	172.75	92.35
					-266.32	-65.32	-314.74	-3.11	-424.10	-522.95	43.58	-242.49	-236.89	-651.26	9.69	-324.05	-317.52	43.58	-651.26
11	1-2	1143	0.0	-272.80	-67.01	298.55	-3.34	-434.58	23.18	-514.22	-248.53	-242.51	-15.18	-642.13	-332.16	-325.15	23.18	-642.13	
				109.50	25.71	6.47	0.13	172.54	104.37	92.73	98.67	98.43	137.97	124.38	131.31	131.04	172.54	92.73	
				-103.84	-20.75	-285.61	3.60	-157.81	-350.51	163.59	-90.22	-96.70	-422.00	177.79	-118.32	-125.88	177.79	-422.00	
	2-3	1158	0.0	4.5	-103.84	-20.75	285.66	3.60	-157.81	163.64	-350.55	-90.22	-96.70	177.84	-422.05	-118.32	-125.88	177.84	-422.05
					109.50	25.71	-6.42	0.13	172.54	92.77	104.33	98.67	98.43	124.43	137.91	131.31	131.04	172.54	92.77
					-272.80	-67.01	-298.50	-3.34	-434.58	-514.17	23.13	-248.53	-242.51	-642.08	-15.23	-332.16	-325.15	23.13	-642.08
12	1-2	1173	0.0	-267.51	-65.79	285.56	-3.36	-426.28	16.25	-497.76	-243.78	-237.74	-22.50	-622.17	-325.86	-318.81	16.25	-622.17	
				112.16	26.37	7.42	0.18	176.78	107.62	94.27	101.11	100.78	142.17	126.59	134.57	134.19	176.78	94.27	
				-103.80	-20.66	-270.73	3.71	-157.62	-337.08	150.24	-90.08	-96.76	-406.27	162.26	-118.11	-125.90	162.26	-406.27	
	2-3	1188	0.0	4.5	-103.80	-20.66	270.76	3.71	-157.62	150.26	-337.10	-90.08	-96.76	162.29	-406.30	-118.11	-125.90	162.29	-406.30
					112.16	26.37	-7.35	0.18	176.78	94.33	107.56	101.11	100.78	126.66	142.10	134.57	134.19	176.78	94.33
					-267.51	-65.79	-285.47	-3.36	-426.28	-497.68	16.16	-243.78	-237.74	-622.08	-22.59	-325.86	-318.81	16.16	-622.08
13	1-2	1203	0.0	-248.78	-61.34	245.34	-2.89	-396.68	-3.10	-444.71	-226.50	-221.30	-42.26	-557.47	-302.90	-296.83	-3.10	-557.47	
				110.53	26.26	6.28	0.15	174.65	105.13	93.83	99.61	99.34	139.19	126.01	132.76	132.44	174.65	93.83	
				-118.74	-25.31	-232.77	3.18	-182.98	-316.36	102.63	-104.00	-109.73	-385.03	103.79	-137.28	-143.96	103.79	-385.03	
	2-3	1218	0.0	4.5	-118.74	-25.31	232.79	3.18	-182.98	102.65	-316.38	-104.00	-109.73	103.81	-385.05	-137.28	-143.96	103.81	-385.05
					110.53	26.26	-6.23	0.15	174.65	93.87	105.08	99.61	99.34	126.06	139.14	132.76	132.44	174.65	93.87
					-248.78	-61.34	-245.25	-2.89	-396.68	-444.63	-3.18	-226.50	-221.30	-557.38	-42.35	-302.90	-296.83	-3.18	-557.38
14	1-2	1233	0.0	-252.43	-62.28	224.18	-2.99	-402.56	-25.16	-429.22	-229.88	-224.50	-68.58	-539.99	-307.43	-301.15	-25.16	-539.99	
				110.43	26.24	5.66	0.15	174.50	104.48	94.29	99.52	99.25	138.43	126.54	132.64	132.33	174.50	94.29	
				-115.29	-24.42	-213.16	3.30	-177.42	-295.61	88.08	-100.79	-106.73	-360.26	87.38	-132.97	-139.90	88.08	-360.26	
	2-3	1248	0.0	4.5	-115.29	-24.42	213.22	3.30	-177.42	88.14	-295.66	-100.79	-106.73	87.44	-360.32	-132.97	-139.90	88.14	-360.32
					110.43	26.24	-5.52	0.15	174.50	94.33	104.45	99.52	99.25	126.58	138.38	132.64	132.33	174.50	94.33
					-252.43	-62.28	-224.47	-2.99	-402.56	-429.21	-25.16	-229.88	-224.50	-539.98	-68.59	-307.43	-301.15	-25.16	-539.98

Tabel 6.1.c Kombinasi momen balok portal C

Lantai	Balok	Elm	Seet	MD (kNm)	ML (kNm)	ME _x (kNm)	ME _y (kNm)	1,2MD+ 1,6ML (kNm)	0,9(MD±ME)				1,05(MD+0,75ML±ME)				Mmax (kNm)	Mmin (kNm)
									Ex ki (kNm)	Ex ka (kNm)	Ey ki (kNm)	Ey ka (kNm)	Ex ki (kNm)	Ex ka (kNm)	Ey ki (kNm)	Ey ka (kNm)		
15	1-2	1263	0.0	-254.44	-62.79	195.48	-3.09	-405.79	-53.06	-404.93	-231.78	-226.22	-101.47	-511.97	-309.96	-303.48	-53.06	-511.97
			4.5	110.55	26.27	4.93	0.16	174.69	103.93	95.06	99.64	99.35	137.80	127.45	132.80	132.46	174.69	95.06
			9.0	-113.05	-23.85	-185.62	3.40	-173.82	-268.80	65.31	-98.69	-104.81	-328.63	61.17	-130.16	-137.30	65.31	-328.63
	2-3	1278	0.0	-113.05	-23.85	185.68	3.40	-173.82	65.37	-268.86	-98.69	-104.81	61.24	-328.69	-130.16	-137.30	65.37	-328.69
			4.5	110.55	26.27	-4.89	0.16	174.69	95.09	103.90	99.64	99.35	127.49	137.76	132.80	132.46	174.69	95.09
			9.0	-254.44	-62.79	-195.46	-3.09	-405.79	-404.91	-53.08	-231.78	-226.22	-511.95	-101.49	-309.96	-303.48	-53.08	-511.95
16	1-2	1293	0.0	-255.76	-63.16	161.23	-3.14	-407.97	-85.08	-375.29	-233.01	-227.36	-139.05	-477.63	-311.64	-305.04	-85.08	-477.63
			4.5	110.66	26.28	4.11	0.16	174.84	103.29	95.90	99.74	99.45	137.06	128.43	132.92	132.58	174.84	95.90
			9.0	-111.51	-23.45	-153.02	3.47	-171.33	-238.08	37.36	-97.24	-103.48	-292.53	28.81	-128.22	-135.50	37.36	-292.53
	2-3	1308	0.0	-111.51	-23.45	153.16	3.47	-171.33	37.49	-238.20	-97.24	-103.48	28.96	-292.68	-128.22	-135.50	37.49	-292.68
			4.5	110.66	26.28	-4.10	0.16	174.84	95.90	103.28	99.74	99.45	128.44	137.05	132.92	132.58	174.84	95.90
			9.0	-255.76	-63.16	-161.36	-3.14	-407.97	-375.41	-84.96	-233.01	-227.36	-477.77	-138.91	-311.64	-305.04	-84.96	-477.77
17	1-2	1323	0.0	-258.40	-63.28	120.33	-3.31	-411.33	-121.26	-340.86	-235.54	-229.58	-184.84	-437.53	-314.66	-307.71	-124.26	-437.53
			4.5	110.25	26.31	3.01	0.13	174.40	101.93	96.52	99.34	99.11	135.50	129.18	132.47	132.20	174.40	96.52
			9.0	-109.70	-23.29	-114.32	3.58	-168.90	-201.62	4.16	-95.51	-101.95	-249.89	-9.82	-126.10	-133.62	4.16	-249.89
	2-3	1338	0.0	-109.70	-23.29	113.98	3.58	-168.90	3.85	-201.31	-95.51	-101.95	-10.18	-249.54	-126.10	-133.62	3.85	-249.54
			4.5	110.25	26.31	-2.74	0.13	174.40	96.76	101.69	99.34	99.11	129.46	135.21	132.47	132.20	174.40	96.76
			9.0	-258.40	-63.28	-119.47	3.31	-411.33	-340.08	-125.04	-235.54	-229.58	-436.63	-185.74	-314.66	-307.71	-125.04	-436.63
18	1-2	1353	0.0	-151.05	-33.51	67.26	-2.46	-234.88	-75.41	-196.48	-138.16	-133.73	-109.09	-250.34	-182.30	-177.13	-75.41	-250.34
			4.5	71.34	12.88	3.31	0.35	106.22	67.19	61.23	64.52	63.89	86.50	79.55	83.39	82.65	106.22	61.23
			9.0	-31.29	3.60	-60.65	3.17	-31.79	-82.75	26.42	-25.31	-31.01	-94.27	33.10	-27.26	-33.92	33.10	-94.27
	2-3	1368	0.0	-31.29	3.60	60.00	3.17	-31.79	25.84	-82.16	-25.31	-31.01	32.41	-93.59	-27.26	-33.92	32.41	-93.59
			4.5	71.34	12.88	-2.88	0.35	106.22	61.61	66.80	64.52	63.89	80.00	86.05	83.39	82.65	106.22	61.61
			9.0	-151.05	-33.51	-65.76	-2.46	-234.88	-195.13	-76.76	-138.16	-133.73	-248.76	-110.67	-182.30	-177.13	-76.76	-248.76

6.1.1 Momen rencana balok

Momen rencana balok yang digunakan adalah momen pada sisi muka kolom, yaitu momen sejauh $\frac{1}{2}$ tebal kolom dari titik pusat joint, yang merupakan superposisi dari ke-3 kombinasi momen. Momen rencana balok ini dapat didistribusikan agar didapatkan hasil perencanaan yang lebih ekonomis. Hasil dari redistribusi dan superposisi momen tersebut dapat dilihat pada Tabel 6.2. Contoh perhitungan redistribusi momen sebagai berikut:



Gambar. 6.1 Redistribusi momen

1. Momen akibat beban gravitasi pada balok lantai 1

$$Mu = 171,212 \text{ kNm}$$

2. Momen akibat beban gempa pada balok lantai 1

$$Mu^- = -586,858 \text{ kNm}$$

$$Mu^+ = 134,649 \text{ kNm}$$

3. Momen redistribusi

$$Mu^- = 586,858 - (0,15 \cdot 586,858) = -498,829 \text{ kNm}$$

$$Mu^+ = 134,649 + (0,15 \cdot 586,858) = 222,678 \text{ kNm}$$

$$4. \text{ 1-2} : a = (0,4/9) \cdot (498,829 + 222,678) = 32,067 \text{ kNm}$$

$$a' = (0,425/9) \cdot (498,829 - 222,678) = 34,071 \text{ kNm}$$

$$2-3 : a = (0,4/9) \cdot (586,858 + 222,678) = 32,067 \text{ kNm}$$

$$a' = (0,425/9) \cdot (586,858 + 222,678) = 34,071 \text{ kNm}$$

$$5. \text{ 1-2} : b = (4 \cdot 171,212 \cdot 0,4 \cdot (9-0,4))/(9^2) = 29,085 \text{ kNm}$$

$$b' = (4 \cdot 171,212 \cdot 0,425 \cdot (9-0,425))/(9^2) = 30,085 \text{ kNm}$$

$$2-3 : b = (4 \cdot 171,212 \cdot 0,4 \cdot (9-0,4))/(9^2) = 29,085 \text{ kNm}$$

$$b' = (4 \cdot 171,212 \cdot 0,425 \cdot (9-0,425))/(9^2) = 30,813 \text{ kNm}$$

6. Momen balok pada muka kolom

$$1-2 : \text{Mu}^- = 498,829 - 32,067 - 29,085 = -437,677 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu}^+ = 222,678 - 34,071 + 30,813 = 219,419 \text{ kNm}$$

$$2-3 : \text{Mu}^- = 498,829 - 34,071 - 30,813 = -433,945 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu}^+ = 222,678 - 32,067 + 29,085 = 219,696 \text{ kNm}$$

Tabel 6.2 Redistribusi Momen

Lantai	Balok	M. Gempa		M. gravitasi (kNm)	Distribusi busi (kNm)	M. terdistribusi		0,5 kolom		a (tepi) (kNm)	a' (kNm)	b (tepi) (kNm)	b' (kNm)	Momen balok muka kolom	
		neg (kNm)	pos (kNm)			neg (kNm)	pos (kNm)	tepi (m)	tengah (m)					neg	pos
		1	1-2			-586,858	134,649	171,212	88,029					-498,829	222,678
	2-3	-586,858	134,649	171,212	88,029	-498,829	222,678	0,4	0,425	32,067	34,071	29,085	30,813	-433,945	219,696
2	1-2	-634,941	156,188	168,396	95,241	-539,700	251,429	0,4	0,425	35,161	37,359	28,607	30,306	-475,932	244,376
	2-3	-634,941	156,188	168,396	95,241	-539,700	251,429	0,4	0,425	35,161	37,359	28,607	30,306	-472,035	244,874
3	1-2	-655,946	177,647	169,292	85,273	-570,673	262,920	0,4	0,425	37,049	39,364	28,759	30,467	-504,865	254,024
	2-3	-655,946	177,647	169,292	85,273	-570,673	262,920	0,4	0,425	37,049	39,364	28,759	30,467	-500,841	254,630
4	1-2	-671,780	194,464	169,948	80,614	-591,166	275,078	0,4	0,425	38,500	40,906	28,870	30,585	-523,796	264,757
	2-3	-671,780	194,464	169,948	80,614	-591,166	275,078	0,4	0,425	38,500	40,906	28,870	30,585	-519,675	265,448
5	1-2	-686,057	209,612	170,192	75,466	-610,591	285,078	0,4	0,425	39,808	42,295	28,912	30,629	-541,872	273,412
	2-3	-686,057	209,612	170,192	75,466	-610,591	285,078	0,4	0,425	39,808	42,295	28,912	30,629	-537,666	274,182
6	1-2	-694,730	220,227	173,440	69,473	-625,257	289,700	0,4	0,375	40,665	43,206	29,463	31,214	-555,129	277,708
	2-3	-694,730	220,227	173,440	69,473	-625,257	289,700	0,4	0,375	40,665	43,206	29,463	31,214	-550,837	278,499
7	1-2	-654,555	186,323	171,672	78,547	-576,009	264,869	0,35	0,375	37,372	39,708	29,163	30,896	-509,473	256,057
	2-3	-654,555	186,323	171,672	78,547	-576,009	264,869	0,35	0,375	37,372	39,708	29,163	30,896	-505,405	256,660
8	1-2	-662,514	194,867	171,916	79,502	-583,013	274,369	0,35	0,375	38,106	40,487	29,204	30,940	-515,702	264,821
	2-3	-662,514	194,867	171,916	79,502	-583,013	274,369	0,35	0,375	38,106	40,487	29,204	30,940	-511,586	265,468
9	1-2	-659,253	192,797	172,340	79,110	-580,143	271,907	0,35	0,375	37,869	40,236	29,277	31,016	-512,997	262,687
	2-3	-659,253	192,797	172,340	79,110	-580,143	271,907	0,35	0,375	37,869	40,236	29,277	31,016	-508,891	263,315
10	1-2	-651,328	186,083	172,752	78,159	-573,168	264,242	0,35	0,375	37,218	39,544	29,347	31,090	-506,604	255,788
	2-3	-651,328	186,083	172,752	78,159	-573,168	264,242	0,35	0,375	37,218	39,544	29,347	31,090	-502,534	256,371
11	1-2	-642,134	177,839	172,536	83,477	-558,656	261,316	0,35	0,375	36,443	38,721	29,310	31,051	-492,903	253,646
	2-3	-642,134	177,839	172,536	83,477	-558,656	261,316	0,35	0,375	36,443	38,721	29,310	31,051	-488,884	254,182
12	1-2	-622,171	162,292	176,784	87,104	-535,067	249,396	0,35	0,375	34,865	37,044	30,031	31,816	-470,171	244,168
	2-3	-622,171	162,292	176,784	87,104	-535,067	249,396	0,35	0,375	34,865	37,044	30,031	31,816	-466,207	244,563
13	1-2	-557,470	103,807	174,652	100,345	-457,126	204,152	0,3	0,325	29,390	31,227	29,669	31,432	-398,066	204,357
	2-3	-557,470	103,807	174,652	100,345	-457,126	204,152	0,3	0,325	29,390	31,227	29,669	31,432	-394,467	204,431
14	1-2	-539,992	88,137	174,500	102,598	-437,393	190,735	0,3	0,325	27,917	29,662	29,643	31,405	-379,833	192,478
	2-3	-539,992	88,137	174,500	102,598	-437,393	190,735	0,3	0,325	27,917	29,662	29,643	31,405	-376,327	192,462

15	1-2	-511,974	65,367	174,692	107,514	-404,459	172,881	0,3	0,325	25,660	27,263	29,676	31,439	-349,124	177,057
	2-3	-511,974	65,367	174,692	107,514	-404,459	172,881	0,3	0,325	25,660	27,263	29,676	31,439	-345,757	176,898
16	1-2	-477,767	37,485	174,840	114,664	-363,103	152,149	0,3	0,325	22,900	24,331	29,701	31,466	-310,501	159,284
	2-3	-477,767	37,485	174,840	114,664	-363,103	152,149	0,3	0,325	22,900	24,331	29,701	31,466	-307,306	158,950
17	1-2	-437,533	4,158	174,396	122,509	-315,024	126,667	0,3	0,325	19,631	20,858	29,626	31,386	-265,767	137,195
	2-3	-437,533	4,158	174,396	122,509	-315,024	126,667	0,3	0,325	19,631	20,858	29,626	31,386	-262,780	136,662
18	1-2	-250,337	33,096	106,216	47,564	-202,773	80,660	0,3	0,325	12,597	13,384	18,044	19,116	-172,132	86,391
	2-3	-250,337	33,096	106,216	47,564	-202,773	80,660	0,3	0,325	12,597	13,384	18,044	19,116	-170,273	86,107

6.1.2 Hitungan Tulangan *Longitudinal* Balok

Perhitungan tulangan *longitudinal* balok didasarkan pada momen di sisi muka kolom. Untuk contoh akan didesain bentang balok C2-3 tingkat 1, sedang untuk balok-balok yang lainnya dapat dilihat pada tabel 6.3.

a. Tulangan tumpuan negatif

$$M(-) = 437,677 \text{ kNm}, \quad M_n(-) = 437,677/0,8 = 547,096 \text{ kNm},$$

$$M(+) = 219,419 \text{ kNm}, \quad M_n^+(+) = 219,419/0,8 = 274,274 \text{ kNm},$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}, \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{274,274}{547,096} = 0,5013$$

$$\text{tersedia } b = 400 \text{ mm}, \quad h = 800 \text{ mm}$$

$$\text{diambil } d_s = 70 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 800 - 70 = 730 \text{ mm}$$

$$\frac{M_n}{(b \cdot d^2)} = \frac{547,096}{(0,4 \cdot 0,73^2)} = 2566,60 \text{ kN/m}^2, \text{ dari tabel lampiran 4 didapat } \rho = 0,0086$$

Luas tulangan tarik :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0086 \cdot 400 \cdot 730 = 2506,26 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak :

$$A_s' = (\rho'/\rho) \cdot A_s = 0,5013 \cdot 2506,26 = 1256,46 \text{ mm}^2$$

b. Tulangan tumpuan positif

$$\frac{\rho}{\rho'} = \frac{547,096}{274,274} = 1,9947 \text{ dipakai } \frac{\rho'}{\rho} = 1$$

$$\frac{Mn}{(b \cdot d^2)} = \frac{274,274}{(0,4 \cdot 0,73^2)} = 1286,71 \text{ kN/m}^2, \text{ dari tabel lampiran 4 didapat } \rho = 0,00426$$

Luas tulangan tarik = luas tulangan desak

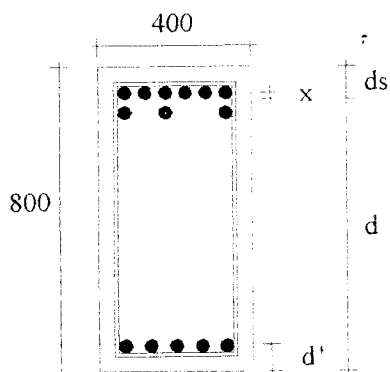
$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot d = 0,00426 \cdot 400 \cdot 730 = 1243,95 \text{ mm}^2$$

Tulangan tumpuan terpasang diambil dari nilai terbesar dari hitungan di atas yaitu:

$$A_s = 2506,26 \text{ mm}^2, \text{ dipasang tulangan } 9D_{19} \text{ dengan } A_s = 2551,76 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 1256,46 \text{ mm}^2, \text{ dipasang tulangan } 5D_{19} \text{ dengan } A_s' = 1417,64 \text{ mm}^2$$

Cek momen nominal



$$d' = P_b + \varnothing_s + \frac{1}{2} \cdot D_{19} = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 = 59,5 \approx 60 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan (λ),

$$x = \frac{4(19/2 + 25 + 19/2)}{9} = 15 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ds &= x + P_b + \varnothing_s + \frac{1}{2} \cdot D_{19} \\ &= 11 + 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 = 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = h - ds = 800 - 75 = 725 \text{ mm}$$

$$jbd = \frac{(b - (pb + 10) \cdot 2 - n \cdot D) \cdot 20}{(n - 1)} = \frac{(400 - (40 + 10) \cdot 2 - 6 \cdot 20)}{(6 - 1)} = 37,2 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Anggap tulangan baja desak belum leleh :

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

$$C_s = f_s \cdot A_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 \cdot A_s'$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam menjadi :

$$T = C_c + C_s$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - (600 \cdot A_s' \cdot d') = 0$$

$$8670 \cdot c^2 - 251327,4c - 45238934,2 = 0$$

didapat $c = 86,84 \text{ mm}$,

$$a = \beta_1 \cdot c = 73,81 \text{ mm}$$

cek baja tulangan desak :

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 = \frac{84,84 - 60}{84,84} \cdot 600 = 188,90 \text{ MPa} < f_y = 400 \text{ MPa}$$

Berarti tulangan desak belum leleh, anggapan benar.

Maka :

$$\begin{aligned} Mn_1 &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 73,81 \cdot 400 \cdot (725 - 73,81/2) \cdot 10^{-6} \\ &= 518,070 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn_2 &= A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \cdot 10^{-6} \\ &= 1417,64 \cdot 188,90 \cdot (725 - 60) \cdot 10^{-6} \\ &= 178,218 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$T = C = 10200 \cdot a = 10200 \cdot (29,33) = 299181,83 \text{ N}$$

$$\text{Luas tulangan } (A_s) = T/f_y = 747,95 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4D₁₉, dengan $A_s = 1134,11 \text{ mm}^2$

Periksa rasio tulangan :

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{(600 + f_y)} \right) = \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{(600 + 400)} \right) = 0,03251$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03251 = 0,0244$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\min} < \rho_b < \rho_{\max} \quad \dots \text{O.K}$$

Periksa penampang :

$$d_s = P_b + \varnothing_s + \frac{1}{2} \cdot D_{19} = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \approx 60 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 800 - 60 = 740 \text{ mm}$$

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1134,11 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 400} = 44,48 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot (d - a/2)$$

$$= A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 1134,11 \cdot 400 \cdot (741 - 44,48/2)$$

$$= 321,074 \text{ kNm} > 214,02 \text{ kNm} \quad \dots \text{O.K}$$

Tabel 6.3 Tulangan dan momen nominal aktual balok portal C

Lt	Ukuran Balok	Posisi	Momen Per'u (kNm)		Tulangan Atas		Tulangan Bawah		Momen Nak	
			(-)	(+)	As (mm ²)	Dipakai	As (mm ²)	Dipakai	(-)	(+)
1	400x800	Tump.	437,677	219,419	2506,26	9 D19	1256,46	5 D19	696,288	178,218
		Lap.		171,212			1256,64	4 D19		
2	400x800	Tump.	475,932	244,376	2735,53	10 D19	1404,61	5 D19	767,198	208,648
		Lap.		169,948			1256,64	4 D19		
3	400x800	Tump.	504,865	254,024	2908,93	11 D19	1463,63	6 D19	838,633	263,801
		Lap.		170,192			1256,64	4 D19		
4	400x800	Tump.	523,796	264,757	3022,39	11 D19	1527,69	6 D19	838,633	263,801
		Lap.		173,440			1256,64	4 D19		
5	400x800	Tump.	541,872	273,412	3130,72	12 D19	1579,66	6 D19	908,886	293,147
		Lap.		171,212			1256,64	4 D19		
6	400x800	Tump.	555,129	277,708	3210,17	12 D19	1605,91	6 D19	908,886	293,147
		Lap.		171,916			1256,64	4 D19		
7	400x750	Tump.	509,473	256,057	3163,20	12 D19	1589,79	6 D19	840,839	270,871
		Lap.		173,440			1256,64	4 D19		
8	400x750	Tump.	515,702	264,821	3197,55	12 D19	1641,99	6 D19	840,839	270,871
		Lap.		172,752			1256,64	4 D19		
9	400x750	Tump.	512,997	262,687	3182,63	12 D19	1629,71	6 D19	840,839	270,871
		Lap.		172,536			1256,64	4 D19		
10	400x750	Tump.	506,604	255,788	3147,37	12 D19	1589,13	6 D19	840,839	270,871
		Lap.		176,784			1256,64	4 D19		
11	400x750	Tump.	492,903	253,646	3062,45	11 D19	1575,93	6 D19	776,257	243,818
		Lap.		172,752			1256,64	4 D19		
12	400x750	Tump.	470,171	244,168	2916,20	11 D19	1514,43	6 D19	776,257	243,818
		Lap.		174,500			1256,64	4 D19		
13	400x700	Tump.	398,066	204,357	2663,55	10 D19	1367,40	5 D19	653,786	177,154
		Lap.		176,784			1256,64	4 D19		
14	400x700	Tump.	379,833	192,478	2536,93	9 D19	1285,58	5 D19	594,218	151,438
		Lap.		174,840			1256,64	4 D19		
15	400x700	Tump.	349,124	177,057	2323,67	9 D19	1178,44	5 D19	594,218	151,438
		Lap.		174,692			1256,64	4 D19		
16	400x700	Tump.	310,501	159,284	2055,46	8 D19	1054,43	4 D19	533,941	108,525
		Lap.		174,840			1256,64	4 D19		
17	400x700	Tump.	265,767	137,195	1758,35	7 D19	907,70	4 D19	473,700	81,512
		Lap.		174,500			1256,64	4 D19		
18	400x700	Tump.	172,132	86,391	1125,40	5 D19	564,82	2 D19	347,059	11,390
		Lap.		106,216			942,48	3 D19		

6.2 Desain Senggang Balok

6.2.1 Momen Kapasitas Balok

Momen kapasitas balok adalah kuat lentur nominal balok yang dihitung berdasarkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang pada penampang balok ujung yang ditinjau dikalikan dengan faktor penambah kekuatan yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk $f_y \leq 400$ MPa dan 1,40 untuk $f_y > 400$ MPa. Nilai kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan sebagai berikut:

$$M_{kap,b} = \phi \cdot M_{nak,b}$$

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada balok lantai 1.

$$M_{nak,b} = 696,288 \text{ kNm}, \quad M_{kap,b} = 1,25 \cdot 696,288 = 870,361 \text{ kNm}$$

$$M_{nak,b} = 178,218 \text{ kNm}, \quad M_{kap,b} = 1,25 \cdot 178,218 = 222,772 \text{ kNm}$$

6.2.2 Gaya Geser Rencana Balok

Gaya geser rencana balok didapatkan dari persamaan berikut:

$$V_{u,b} = 0,70 \frac{M_{kap}^- + M_{kap}^+}{l_n} + 1,05 \cdot V_g$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari

$$V_{u,b} = 1,05 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right)$$

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada pada balok lantai 1.

$$M_{kap}^- = 870,361 \text{ kNm}, \quad M_{kap}^+ = 222,772 \text{ kNm}$$

$$V_D = 121,78 \text{ kN}, \quad V_L = 28,29 \text{ kN}, \quad V_E = 73,70 \text{ kN}$$

$$l_n = 9 - \frac{(0,85 + 0,8)}{2} = 8,175 \text{ m}$$

$$V_{u,bl} = 0,7 \frac{870,361 + 222,772}{8,175} + 200,977 = 294,579 \text{ kN}$$

$$V_{u,b2} = 1,05 \cdot (121,78 + 28,29 + \frac{4}{1} \cdot 73,70) = 467,119 \text{ kN}$$

Dipakai $V_{u,b} =$

$$\left[1,05 \cdot V_g - 0,7 \left(\frac{M_{kap,b} + M_{kap,b}}{\ln} \right) + \frac{\ln - d}{\ln} \times \left(V_{u,b} - 1,05 \cdot V_g - 0,7 \left(\frac{M_{kap,b} + M_{kap,b}}{\ln} \right) \right) \right]$$

$$\left[200,977 - 0,7 \left(\frac{870,361 + 222,772}{8,175} \right) + \frac{8,175 - 0,722}{8,175} \times \left(294,579 - 200,977 - 0,7 \left(\frac{870,361 + 222,772}{8,175} \right) \right) \right]$$

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 277,976 \text{ kN}$$

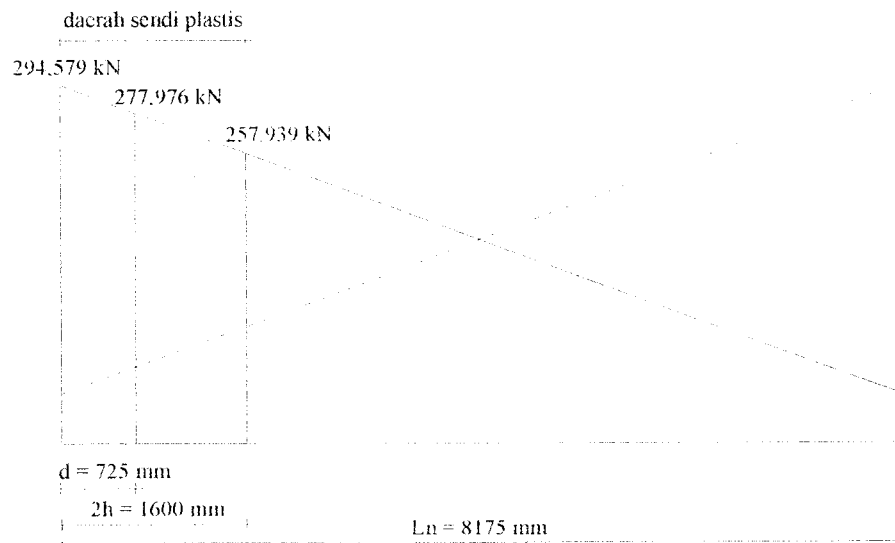
Dengan cara yang sama didapat gaya-gaya geser terpakai dari semua balok yang ditunjukkan dalam Tabel 6.4. berikut ini.

Tabel 6.4 Gaya geser balok portal C

Balok Lantai	Mkap (kN-m)		Ln (m)	VD (kN)	VL (kN)	VE (kN)	1,05 Vg (kN)	Vu,b,1 (kN)	Vu,b,2 (kN)	Vu,b terpakai
	Mkap-	Mkap+								
1	870,361	222,772	8,175	121,78	28,29	73,70	200,977	294,579	467,119	277,976
2	958,997	260,810	8,175	126,57	29,52	78,37	209,079	313,527	493,054	295,078
3	1048,292	329,752	8,175	129,51	30,30	79,45	214,094	332,092	501,497	311,320
4	1048,292	329,752	8,175	132,27	31,04	79,71	218,802	336,800	506,253	316,028
5	1136,108	366,434	8,175	134,93	31,74	79,74	223,331	351,989	509,908	329,405
6	1136,108	366,434	8,175	136,12	32,09	80,38	225,429	354,087	514,222	331,503
7	1051,049	338,589	8,275	134,82	32,06	74,11	223,735	341,288	486,486	322,323
8	1051,049	338,589	8,275	136,60	32,53	73,79	226,768	344,321	487,505	325,356
9	1051,049	338,589	8,275	138,10	32,94	71,48	229,359	346,911	479,818	327,947
10	1051,049	338,589	8,275	139,43	33,29	68,38	231,623	349,175	468,562	330,210
11	970,321	304,772	8,275	140,84	33,66	64,91	234,021	341,884	455,857	324,429
12	970,321	304,772	8,275	140,26	33,53	61,81	233,060	340,923	442,082	323,468
13	817,233	221,442	8,375	136,52	32,87	53,12	227,234	314,048	400,962	301,153
14	742,773	189,298	8,375	137,31	33,08	48,63	228,582	306,486	383,154	294,859
15	742,773	189,298	8,375	137,79	33,19	42,34	229,372	307,276	357,355	295,649
16	667,426	135,656	8,375	138,10	33,28	34,92	229,913	297,037	326,611	286,958
17	592,125	101,890	8,375	138,60	33,31	26,07	230,594	288,602	289,998	279,825
18	433,824	14,238	8,375	80,72	15,67	14,21	128,019	165,469	160,881	159,745

6.2.3 Hitungan Tulangan Geser Balok

Ditinjau pada balok lantai 1



Gambar 6.2 Gaya geser pada penampang kritis dan daerah sendi plastis

a. Sepanjang daerah sendi plastis

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 277,976 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = \frac{Vu,b}{\Phi} = \frac{277,976}{0,6} = 463,294 \text{ kN}$$

$$V_{\text{maks}} = 2/3 \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d = 2/3 \cdot \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 725 = 1966,384 \text{ kN}$$

Dipakai sengkang $\emptyset 10$ mm dengan mutu baja $f_y = 240$ MPa

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 240 \cdot 725}{459,90 \cdot 10^3} = 58,99 \text{ mm} < d/4 = 180,5 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang $\emptyset 10 - 50$ mm

b. Di luar daerah sendi plastis

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 257,939 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 725 = 264,733 \text{ kN}$$

$$V_s = V_{u,b}/\phi - V_c = 257,939/0,6 - 264,733 = 165,166 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 240 \cdot 725}{165,166 \cdot 10^3} = 165,48 \text{ mm} < d/2 = 362,5 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang \emptyset_{10-160} mm

Hasil perhitungan tulangan geser untuk semua balok disajikan pada Tabel 6.5 berikut ini.

Tabel 6.5 Tulangan geser balok portal C

Balok Lantai	Sepanjang daerah sendi plastis				Diluar daerah sendi plastis				
	Vu,b (kN)	Vs (kN)	S (mm)	Terpakai \emptyset 10 - S	Vu,b (kN)	Vc (kN)	Vs (kN)	S (mm)	Terpakai \emptyset 10 - S
1	277,976	463,294	58,99	50	257,939	264,733	165,166	165,48	160
2	295,078	491,796	55,35	50	272,642	263,637	190,766	142,68	140
3	311,320	518,867	52,28	50	285,903	262,741	213,765	126,90	120
4	316,028	526,714	51,50	50	290,611	262,741	221,611	122,40	120
5	329,405	549,008	49,27	40	301,627	261,994	240,718	112,37	110
6	331,503	552,506	48,96	40	303,726	261,994	244,216	110,76	110
7	322,323	537,205	46,84	40	298,671	243,737	254,048	99,05	90
8	325,356	542,260	45,41	40	301,704	243,737	259,103	97,12	90
9	327,947	546,578	46,04	40	304,294	243,737	263,420	95,53	90
10	330,210	550,351	45,72	40	306,558	243,737	267,193	94,18	90
11	324,429	540,715	46,68	40	302,779	244,483	260,149	97,03	90
12	323,468	539,114	46,82	40	301,819	244,483	258,548	97,63	90
13	301,153	501,922	46,72	40	285,024	227,122	247,918	94,58	90
14	294,859	491,432	47,95	40	280,441	228,218	239,184	98,51	90
15	295,649	492,748	47,82	40	281,231	228,218	240,500	97,97	90
16	286,958	478,264	49,56	40	274,596	229,587	228,072	103,93	100
17	279,825	466,375	51,21	50	269,208	231,348	217,333	109,90	100
18	159,745	266,241	90,62	80	152,948	233,695	21,218	1137,10	200

6.3 Desain Kolom

6.3.1 Desain Penulangan Kolom Akibat Beban Lentur dan Aksial

Momen rencana kolom dihitung berdasarkan pada anggapan bahwa sendi plastis terjadi pada ujung-ujung balok pada pertemuan antara balok dan kolom. Dalam hal ini momen kapasitas balok diperhitungkan sebagai momen rencana yang bekerja pada kolom setelah sebelumnya dikalikan dengan beberapa faktor.

Momen rencana kolom dapat dihitung berdasarkan persamaan dibawah ini,

$$M_{nk} = \frac{h}{h_n} \cdot 0,7 \cdot \omega \cdot \phi_c \cdot \alpha_k \cdot \left[\frac{I_{ki}}{I_{nki}} \cdot M_{nak, b_{ki}} + \frac{I_{ku}}{I_{nku}} \cdot M_{nak, b_{ku}} \right]$$

dimana,

$$\alpha_k = \frac{Ka_{\text{atas/atasbawah}}}{Ka_{\text{bawah}} + Kb_{\text{atas/atasbawah}}}$$

dengan,

- h = tinggi kolom dari titik pertemuan ke pertemuan
- h_n = tinggi bersih kolom
- I_{ki} = bentang balok sebelah kiri, diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan
- I_{nki} = bentang bersih balok sebelah kiri
- I_{ku} = bentang balok sebelah kanan, diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan
- I_{nku} = bentang bersih balok sebelah kanan
- M_{nak} = kuat momen lentur nominal
- α_k = faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau

Gaya aksial dan momen rencana untuk kolom harus diperhitungkan pula terhadap 30% arah tegak lurus nya sesuai dengan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung. Dalam tugas akhir ini, 30% arah tegak lurus dari sumbu utama yang ditinjau dijumlahkan secara aljabar agar dapat memudahkan perhitungan dengan tetap menggunakan rumus-rumus uniaxial (Gideon 1994).

1. Momen rencana kolom

Momen rencana kolom lantai 1 interior

$$\phi_o = 1,25 \text{ untuk } f_y \leq 400 \text{ Mpa}$$

$$K = 1$$

$$\omega_d = 1 \text{ kecuali untuk lantai 2 sampai lantai 17 } \omega_d = 1,3$$

$$l_{bx} = 4,00 \text{ m}$$

$$l_{nbx} = 3,5 \text{ m}$$

$$l_{bx}/l_{nbx} = 4/3,5 = 1,1429 \text{ m}$$

$$l_{by} = 9,00 \text{ m}$$

$$l_{nby} = 8,175 \text{ m}$$

$$l_{by}/l_{nby} = 9/8,175 = 1,1009 \text{ m}$$

$$h_{kolom} = 5,25 \text{ m}$$

$$h_{n\text{ kolom}} = 4,45 \text{ m}$$

$$h_k/h_{nk} = 5,25/4,45 = 1,1798 \text{ m}$$

Contoh hitungan kolom tengah lantai 1,

K lantai 1 atas = 148,028 kN-m

K lantai 2 bawah = 212,492 kN-m

Nilai distribusi momen kolom portal α_k menurut Gideon (1994) adalah sebagai berikut:

$$\alpha_{katas} = \frac{148,028}{148,028 + 212,492} = 0,41$$

Momen perlu kolom dihitung dengan cara berikut :

$$M_{uk} = \frac{h}{h_n} \cdot 0,7 \cdot \omega d \cdot \phi_c \cdot \alpha_k \cdot \left[\frac{l_{kx}}{l_{nkx}} \cdot M_{mak, b_{kx}} + \frac{l_{ky}}{l_{nky}} \cdot 30\% \cdot M_{mak, b_{ky}} \right]$$

$$\begin{aligned} M_{u,kx} \text{ lt}_{1atas} &= 1,1798 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 0,41 \cdot (1,1429 \cdot 838,633 + 1,1009 \cdot 0,3 \cdot 696,288) \\ &= 503,717 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u,ky} \text{ lt}_{1atas} &= 1,1798 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 0,41 \cdot (1,1429 \cdot 0,3 \cdot 838,633 + 1,1009 \cdot 696,288) \\ &= 446,785 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

Khusus untuk kolom lantai 1 bawah dimana sendi plastis dimungkinkan terjadi maka $\alpha_{kbawah} = 0$. Untuk itu, momen rencana kolom lantai 1 dihitung berdasarkan besar gaya gempa yang diperoleh dari hasil SAP90, yang besarnya,

$$M_{u,k} \text{ lt}_{1bawah x} = M_{E,kx} + 0,3 \cdot M_{E,ky}$$

$$M_{u,k} \text{ lt}_{1bawah x} = 265,020 + 0,3 \cdot 766,280 = 494,904 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,k} \text{ lt}_{1bawah y} = 0,3 \cdot 265,020 + 766,280 = 845,786 \text{ kN-m}$$

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 dalam segala hal nilai momen rencana kolom ini tidak boleh melampaui momen maksimal pada kolom. Apabila momen rencana kolom nilainya melebihi momen maksimum yang terjadi, maka yang dipakai

dalam perhitungan adalah momen maksimum kolom yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

2. Momen maksimum kolom

a. Momen maksimum kolom 1 atas dan bawah arah x

$$M_{u,k_x} It_{atas} = 1,05.(0 + 0 + 4.(265,020 + 0,3.766,280)) = 2078,600 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,k_x} It_{bawah} = 1,05.(0 + 0 - 4.(265,020 + 0,3.766,280)) = -2078,600 \text{ kN-m}$$

b. Momen maksimum kolom 1 atas dan bawah arah y

$$M_{u,k_y} It_{atas} = 1,05.(8,29 + 1,98 + 4.(0,3.265,020 + 766,280)) = 3563,085 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,k_y} It_{bawah} = 1,05.(8,29 + 1,98 - 4.(0,3.265,020 + 766,280)) = -3550,222 \text{ kN-m}$$

Perhitungan momen rencana kolom dan momen maksimum kolom lainnya dihitung dengan cara yang sama dan hasilnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 6.6 Momen rencana kolom C-2 dan C-3

Ting kat	Ko lom	K		a		Mnak, b-x (k-Nm)		Mnak, b-y (k-Nm)		Mu,k-x		Mu,k-y	
		atas	bawah	ka	kb	Neg	Pos	Neg	Pos	Atas	Bwh	Atas	Bwh
1	2	148,028	148,028	0,41	1,00	838,633	263,801	696,288	178,218	503,717	494,904	446,785	845,786
	3	123,412	123,412	0,41	1,00	838,633	263,801	696,288		503,717	376,084	446,785	808,320
2	2	212,492	212,492	0,50	0,59	838,633	263,801	767,198	208,648	867,090	283,809	810,083	270,036
	3	177,156	177,156	0,50	0,59	838,633	263,801	767,198		867,090	231,007	810,083	76,288
3	2	212,492	212,492	0,50	0,50	838,633	263,801	838,633	263,801	883,971	252,599	866,355	272,521
	3	177,156	177,156	0,50	0,50	838,633	263,801	838,633		883,971	195,967	866,355	64,716
4	2	212,492	212,492	0,50	0,50	776,257	243,818	838,633	263,801	832,964	252,599	851,053	272,521
	3	177,156	177,156	0,50	0,50	776,257	243,818	838,633		832,964	181,122	851,053	59,814
5	2	212,492	212,492	0,50	0,50	776,257	243,818	908,886	293,147	849,566	244,054	906,393	290,735
	3	177,156	177,156	0,50	0,50	776,257	243,818	908,886		849,566	181,122	906,393	59,814
6	2	212,492	212,492	0,60	0,50	776,257	243,818	908,886	293,147	1013,772	244,054	1081,583	290,735
	3	177,156	177,156	0,60	0,50	776,257	243,818	908,886		1022,439	181,122	1087,262	59,814
7	2	143,655	143,655	0,50	0,40	767,198	208,648	840,839	270,871	810,601	192,458	829,190	214,840
	3	116,797	116,797	0,50	0,40	767,198	208,648	840,839		810,601	123,169	829,190	40,030
8	2	143,655	143,655	0,50	0,50	767,198	208,648	840,839	270,871	810,601	212,443	829,190	257,823
	3	116,797	116,797	0,50	0,50	767,198	208,648	840,839		810,601	154,996	829,190	50,374
9	2	143,655	143,655	0,50	0,50	767,198	208,648	840,839	270,871	810,601	212,443	829,190	257,823
	3	116,797	116,797	0,50	0,50	767,198	208,648	840,839		810,601	154,996	829,190	50,374
10	2	143,655	143,655	0,50	0,50	594,218	151,438	840,839	270,871	671,394	212,443	787,427	257,823
	3	116,797	116,797	0,50	0,50	594,218	151,438	840,839		671,394	112,497	787,427	36,562
11	2	143,655	143,655	0,50	0,50	594,218	151,438	776,257	243,818	656,556	164,207	737,966	223,292
	3	116,797	116,797	0,50	0,50	594,218	151,438	776,257		656,556	112,497	737,966	36,562
12	2	143,655	143,655	0,61	0,50	594,218	151,438	776,257	243,818	800,291	164,207	899,525	223,292
	3	116,797	116,797	0,52	0,50	594,218	151,438	776,257		809,291	112,497	906,718	36,562
13	2	92,053	92,053	0,50	0,39	533,941	108,525	653,786	177,154	569,081	116,865	613,895	131,182
	3	72,402	72,402	0,50	0,38	533,941	108,525	653,786		569,081	61,702	613,895	19,740
14	2	92,053	92,053	0,50	0,50	533,941	108,525	594,218	151,438	555,770	112,353	569,523	138,597
	3	72,402	72,402	0,50	0,50	533,941	108,525	594,218		555,770	80,619	569,523	25,792
15	2	92,053	92,053	0,50	0,50	533,941	108,525	594,218	151,438	555,770	112,353	569,523	138,597
	3	72,402	72,402	0,50	0,50	533,941	108,525	594,218		555,770	80,619	569,523	25,792
16	2	92,053	92,053	0,50	0,50	473,700	81,512	533,941	108,525	494,578	103,360	510,306	106,631
	3	72,402	72,402	0,50	0,50	473,700	81,512	533,941		494,578	60,552	510,306	19,372
17	2	92,053	92,053	0,50	0,50	473,700	81,512	473,700	81,512	481,116	77,633	465,434	80,090
	3	72,402	72,402	0,50	0,50	473,700	81,512	473,700		481,116	60,552	465,434	19,372
18	2	92,053	92,053	1,00	0,50	473,700	81,512	347,059	11,390	696,640	48,414	570,922	21,428
	3	72,402	72,402	1,00	0,50	473,700	81,512	347,059		696,640	46,578	570,922	14,901

Tabel 6.7 Momen maksimum kolom C-2 dan C-3

Ting Kat	Ko lom	MDk-x (kNm)	MDk-y (kNm)	MLk-x (kNm)	MLk-y (kNm)	MEk-x (kNm)	MEk-y (kNm)	Muk-x (kN-m)		Muk-y (kN-m)	
								Atas	Bwh	Atas	Bawah
1	2	0	8,290	0	1,980	265,020	766,280	2078,597	-2078,597	3563,085	-3550,222
	3	0	74,710	0	17,460	146,800	764,280	1579,553	-1579,553	3491,723	-3376,611
2	2	0	11,120	0	2,680	332,010	560,090	2100,155	-2100,155	2785,201	-2767,897
	3	0	106,010	0	25,040	166,500	518,420	1352,509	-1352,509	2524,757	-2360,862
3	2	0	17,590	0	4,220	340,220	534,240	2102,066	-2102,066	2695,386	-2668,054
	3	0	111,710	0	26,590	175,050	513,190	1381,829	-1381,829	2521,176	-2348,042
4	2	0	23,510	0	5,640	344,650	525,010	2109,043	-2109,043	2669,909	-2633,379
	3	0	117,730	0	28,200	177,310	505,130	1381,166	-1381,166	2498,183	-2315,347
5	2	0	29,190	0	7,000	343,800	511,080	2087,921	-2087,921	2617,724	-2572,374
	3	0	122,200	0	29,420	178,620	491,850	1369,935	-1369,935	2450,032	-2259,940
6	2	0	33,280	0	7,950	348,960	500,560	2096,338	-2096,338	2585,333	-2533,694
	3	0	140,450	0	33,950	170,580	477,940	1318,640	-1318,640	2405,399	-2186,631
7	2	0	33,770	0	8,080	316,570	490,950	1948,191	-1948,191	2504,811	-2452,384
	3	0	120,780	0	29,370	163,910	473,810	1285,423	-1285,423	2354,186	-2165,690
8	2	0	37,950	0	9,090	328,690	447,580	1944,449	-1944,449	2343,377	-2284,441
	3	0	125,870	0	30,720	172,760	429,330	1266,548	-1266,548	2185,283	-1988,608
9	2	0	40,850	0	9,780	323,150	418,450	1884,477	-1884,477	2217,821	-2154,390
	3	0	129,180	0	31,600	170,720	400,290	1221,389	-1221,389	2065,144	-1863,145
10	2	0	44,290	0	10,600	312,600	386,880	1800,389	-1800,389	2076,407	-2007,642
	3	0	132,310	0	32,430	165,570	369,660	1161,166	-1161,166	1934,167	-1727,139
11	2	0	47,650	0	11,400	297,420	352,790	1693,679	-1693,679	1918,470	-1844,497
	3	0	133,060	0	32,670	159,250	336,270	1092,550	-1092,550	1787,006	-1578,686
12	2	0	48,980	0	11,700	286,090	320,980	1606,013	-1606,013	1772,303	-1696,304
	3	0	151,950	0	37,350	144,980	302,410	989,953	-989,953	1651,562	-1413,579
13	2	0	43,880	0	10,490	243,720	287,630	1386,038	-1386,038	1572,222	-1504,119
	3	0	122,240	0	30,120	130,620	274,830	894,890	-894,890	1478,845	-1287,241
14	2	0	45,500	0	10,880	234,350	229,120	1272,961	-1272,961	1316,784	-1246,161
	3	0	125,790	0	31,030	126,930	216,750	806,211	-806,211	1234,943	-1037,700
15	2	0	45,680	0	10,920	210,990	181,480	1114,823	-1114,823	1087,493	-1016,597
	3	0	126,710	0	31,270	115,320	170,310	698,935	-698,935	1026,484	-827,772
16	2	0	47,010	0	11,230	183,290	131,400	935,382	-935,382	843,977	-771,034
	3	0	127,730	0	31,460	101,200	122,450	579,327	-579,327	808,952	-608,769
17	2	0	52,380	0	12,500	150,290	77,010	728,251	-728,251	580,931	-499,682
	3	0	126,120	0	31,680	86,630	70,550	452,739	-452,739	571,154	-372,200
18	2	0	39,410	0	9,470	119,260	26,780	534,635	-534,635	314,068	-252,800
	3	0	150,170	0	33,310	64,600	17,970	293,962	-293,962	349,524	-121,895

6.3.2 Gaya aksial rencana dan maksimum kolom

Gaya aksial kolom dihitung sama seperti pada perhitungan momen rencana kolom diatas yaitu 100% sumbu utama + 30% arah tegak lurus sumbu utama.

1. Gaya aksial rencana kolom

Persamaan diatas dapat juga ditulis dalam bentuk,

$$N_{u,k} = 1,05.N_{g,k} + 0,7.R_v \cdot \frac{\phi_o}{l_b} \left[\sum_{i=1}^Q (M_{nak,bxki} - M_{nak,bxka}) + 0,3 \cdot \sum_{i=1}^Q (M_{nak,byki} - M_{nak,byka}) \right]$$

dengan,

$M_{nak,bki}$ = momen nominal aktual balok sebelah kiri yang masuk kedalam kolom,

$M_{nak,bka}$ = momen nominal aktual balok sebelah kanan yang masuk kedalam kolom.

Dimana,

$$\phi_o = 1,25 \text{ untuk } f_y \leq 400 \text{ Mpa}$$

$$l_{b-x} = 4,00 \text{ m}$$

$$l_{b-y} = 9,00 \text{ m}$$

$$\frac{\phi_o}{l_{b-x}} = \frac{1,25}{4,00} = 0,3125$$

$$\frac{\phi_o}{l_{b-y}} = \frac{1,25}{9,00} = 0,1389$$

$$R_v = 1,1 - 0,025 \cdot 17 = 0,675$$

a. Gaya aksial rencana kolom tengah tingkat 1 arah x

$$N_{gk} = N_{DK} + N_{LK} + \sum \text{berat sendiri kolom}$$

$$= 6032,97 + 1197,14 + 631,80$$

$$= 7861,91 \text{ kN}$$

$$N_{u,k1-x \text{ atas}} = (1,05 \cdot 7861,91) + 0,7 \cdot 0,675 \cdot 0,3125 \cdot (11951,841 - 3173,227) + 0,3 \cdot (13071,319 - 3753,341) = 9963,980 \text{ kN}$$

$$N_{u,k1-x \text{ bwh}} = (1,05 \cdot 7861,91) - 0,7 \cdot 0,675 \cdot 0,3125 \cdot (11951,841 - 3173,227) + 0,3 \cdot (13071,319 - 3753,341) = 6546,031 \text{ kN}$$

b. Gaya aksial rencana kolom tengah tingkat 1 arah y

$$N_{u,k1-y \text{ atas}} = (1,05 \cdot 7861,91) + 0,7 \cdot 0,675 \cdot 0,1389 \cdot 0,3 \cdot (11951,841 - 3173,227) + (13071,319 - 3753,341) = 9039,327 \text{ kN}$$

$$N_{u,k1-y \text{ bwh}} = (1,05 \cdot 7861,91) + 0,7 \cdot 0,675 \cdot 0,1389 \cdot 0,3 \cdot (11951,841 - 3173,227) + (13071,319 - 3753,341) = 7470,684 \text{ kN}$$

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 dalam segala hal nilai gaya aksial rencana kolom, tidak boleh melebihi nilai gaya aksial maksimum kolom. Apabila nilai gaya aksial rencana melebihi gaya aksial maksimum, maka yang dipakai dalam perhitungan adalah nilai gaya maksimum. Gaya aksial maksimum tersebut diperoleh dari perhitungan sebagai berikut ini.

2. Gaya aksial maksimum kolom

a. Gaya aksial maksimum kolom tengah tingkat 1 arah x

$$N_{u,k1-x \text{ atas}} = 1,05 \cdot 7861,91 + 4 \cdot (-0,47 + 0,3 \cdot 25,16) = 8284,733 \text{ kN}$$

$$N_{u,k1-x \text{ bwh}} = 1,05 \cdot 7861,91 - 4 \cdot (-0,47 + 0,3 \cdot 25,16) = 8225,278 \text{ kN}$$

b. Gaya aksial maksimum kolom tengah tingkat 1 arah y

$$N_{u,k1-y \text{ atas}} = 1,05 \cdot 7861,91 + 4 \cdot (0,3 \cdot (-0,47) + 25,16) = 8360,085 \text{ kN}$$

$$N_{u,k1-y \text{ bwh}} = 1,05 \cdot 7861,91 - 4 \cdot (0,3 \cdot (-0,47) + 25,16) = 8149,926 \text{ kN}$$

Gaya aksial rencana dan gaya aksial maksimum kolom untuk semua tingkat dihitung dengan cara yang sama dan ditabelkan pada Tabel 6.8 dan Tabel 6.9.

Tabel 6.8 Gaya aksial rencana kolom C-2 dan C-3

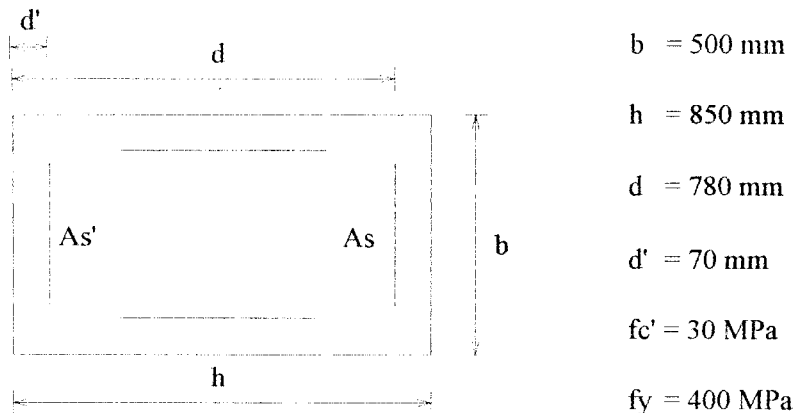
Tingkat	Kolom	Ng,k (KN)	Rv	Mnak,b-x (kN-m)		Mnak,b-y (kN-m)		Nu,k-x (KN)		Nu,k-y (KN)	
				Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Atas	Bwh	Atas	Bwh
1	2	7861,910	0,675	838,633	263,801	696,288	178,218	9963,980	6546,031	9039,327	7470,684
	3	5512,060	0,675	838,633	263,801	696,288		7662,899	3912,427	6943,243	4757,029
2	2	7337,510	0,700	838,633	263,801	767,198	208,648	9364,835	6043,936	9076,178	6938,009
	3	5186,590	0,700	838,633	263,801	767,198		7270,602	3621,237	6574,405	4436,236
3	2	6836,510	0,725	838,633	263,801	838,633	263,801	8780,348	5576,323	8507,025	6436,114
	3	4863,680	0,725	838,633	263,801	838,633		6869,047	3344,681	6198,263	4127,352
4	2	6347,090	0,750	776,257	243,818	838,633	263,801	8199,098	5129,791	7934,449	5951,118
	3	4539,190	0,750	776,257	243,818	838,633		6453,512	3078,787	5809,917	3826,587
5	2	5868,710	0,775	776,257	243,818	908,886	293,147	7628,453	4695,838	7368,360	5480,389
	3	4213,280	0,775	776,257	243,818	908,886		6034,635	2813,253	5416,257	3528,286
6	2	5401,150	0,800	776,257	243,818	908,886	293,147	7059,312	4283,103	6799,039	5027,773
	3	3886,010	0,800	776,257	243,818	908,886		5602,066	2558,555	5010,141	3238,875
7	2	4940,860	0,825	767,198	208,648	840,839	270,871	6489,961	3885,845	6230,021	4586,561
	3	3560,540	0,825	767,198	208,648	840,839		5162,581	2314,553	4600,009	2956,549
8	2	4489,660	0,850	767,198	208,648	840,839	270,871	5920,008	3508,278	5671,776	4155,527
	3	3247,000	0,850	767,198	208,648	840,839		4725,757	2092,943	4203,217	2686,968
9	2	4045,410	0,875	767,198	208,648	840,839	270,871	5349,374	3145,987	5114,003	3735,376
	3	2932,500	0,875	767,198	208,648	840,839		4279,057	1879,193	3799,907	2421,281
10	2	3607,660	0,900	594,218	151,438	840,839	270,871	4777,585	2798,501	4556,227	3325,636
	3	2617,490	0,900	594,218	151,438	840,839		3822,954	1673,775	3390,551	2159,960
11	2	3175,670	0,925	594,218	151,438	776,257	243,818	4227,290	2441,617	4003,882	2922,405
	3	2302,040	0,925	594,218	151,438	776,257		3380,946	1453,338	2981,433	1899,956
12	2	2749,630	0,950	594,218	151,438	776,257	243,818	3678,869	2095,354	3459,756	2525,372
	3	1986,000	0,950	594,218	151,438	776,257		2934,743	1235,857	2572,485	1638,101
13	2	2323,690	0,975	533,941	108,525	653,786	177,154	3123,964	1755,785	2909,690	2131,678
	3	1672,680	0,975	533,941	108,525	653,786		2484,006	1028,622	2161,532	1383,521
14	2	1897,200	1,000	533,941	108,525	594,218	151,438	2569,351	1414,769	2374,397	1734,708
	3	1372,420	1,000	533,941	108,525	594,218		2051,427	830,655	1774,349	1134,659
15	2	1473,200	1,025	533,941	108,525	594,218	151,438	2013,413	1080,307	1845,242	1339,916
	3	1071,460	1,025	533,941	108,525	594,218		1615,322	634,744	1388,251	882,925
16	2	1051,410	1,050	473,700	81,512	533,941	108,525	1453,690	754,271	1313,845	950,218
	3	770,430	1,050	473,700	81,512	533,941		1172,541	445,362	998,254	634,627
17	2	631,060	1,075	473,700	81,512	473,700	81,512	898,412	426,814	792,920	561,948
	3	469,340	1,075	473,700	81,512	473,700		735,160	250,454	613,404	382,433
18	2	213,640	1,100	473,700	81,512	347,059	11,390	342,923	105,721	280,469	175,841
	3	168,600	1,100	473,700	81,512	347,059		296,454	57,606	231,959	127,331

Tabel 6.9 Gaya aksial maksimum kolom C-2 dan C-3

Ting kat	Ko lom	Ng,k (kN)	Nekx (kN)	Neky (kN)	Nu,k-x (kN)		Nu,k-y (kN)	
					Atas	Bwh	Atas	Bwh
1	2	7861,910	-0,470	25,160	8284,733	8225,278	8360,085	8149,926
	3	5512,060	-1254,910	61,630	594,695	10980,631	4465,322	7110,004
2	2	7337,510	-0,440	19,950	7727,675	7681,097	7787,621	7621,150
	3	5186,590	-1180,010	58,340	563,386	10328,453	4204,135	6687,704
3	2	6836,510	-0,420	21,210	7203,296	7153,375	7266,888	7089,783
	3	4863,680	-1093,910	58,460	565,102	9648,626	3967,769	6245,959
4	2	6347,090	-0,390	21,110	6689,405	6639,484	6752,615	6576,274
	3	4539,190	-1015,400	57,460	573,869	8958,430	3728,078	5804,222
5	2	5868,710	-0,380	21,740	6187,942	6136,349	6252,975	6071,316
	3	4213,280	-930,280	56,420	587,857	8260,031	3488,755	5359,133
6	2	5401,150	-0,360	22,890	5698,537	5643,878	5766,892	5575,523
	3	3886,010	-843,790	55,120	605,844	7554,777	3248,639	4911,982
7	2	4940,860	-0,340	23,300	5215,833	5159,973	5285,335	5090,471
	3	3560,540	-756,110	53,440	630,239	6846,895	3010,316	4466,818
8	2	4489,660	-0,330	23,170	4741,951	4686,335	4811,041	4617,245
	3	3247,000	-673,940	50,800	642,810	6175,890	2773,546	4045,154
9	2	4045,410	-0,330	22,650	4274,834	4220,528	4342,395	4152,966
	3	2932,500	-591,250	47,680	655,952	5502,298	2534,406	3623,844
10	2	3607,660	-0,320	21,760	3814,117	3761,969	3879,032	3697,054
	3	2617,490	-509,920	44,010	662,153	4834,576	2290,707	3206,022
11	2	3175,670	-0,320	20,350	3358,751	3310,157	3419,520	3249,387
	3	2302,040	-430,830	39,780	657,779	4176,505	2041,372	2792,912
12	2	2749,630	-0,330	18,770	2909,376	2864,847	2965,530	2808,693
	3	1986,000	-354,420	35,130	641,000	3529,600	1786,277	2384,323
13	2	2323,690	-0,320	16,630	2459,484	2420,265	2509,317	2370,432
	3	1672,680	-281,310	30,420	613,141	2899,487	1529,627	1983,001
14	2	1897,200	-0,320	14,180	2008,583	1975,537	2051,213	1932,907
	3	1372,420	-217,650	25,570	559,129	2322,953	1274,196	1607,886
15	2	1473,200	-0,330	11,400	1559,838	1533,882	1594,324	1499,396
	3	1071,460	-158,250	20,470	486,175	1763,891	1011,612	1238,454
16	2	1051,410	-0,330	8,400	1113,179	1094,783	1138,845	1069,116
	3	770,430	-104,760	15,110	387,998	1229,905	740,416	877,487
17	2	631,060	-0,370	5,120	667,510	657,716	683,651	641,575
	3	469,340	-58,380	9,500	259,581	726,033	459,148	526,466
18	2	213,640	-0,240	1,140	224,750	223,894	228,808	219,836
	3	168,600	-20,450	2,970	94,882	259,178	163,737	190,323

6.3.3 Grafik Interaksi Kolom dan Contoh Perhitungan

Sebagai contoh perhitungan grafik interaksi kolom digunakan kolom lantai 1 dengan mutu bahan dan dimensi kolom adalah:



$$\begin{aligned}
 b &= 500 \text{ mm} \\
 h &= 850 \text{ mm} \\
 d &= 780 \text{ mm} \\
 d' &= 70 \text{ mm} \\
 f_c' &= 30 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Luas tulangan total yang digunakan disebar ke empat sisi kolom sesuai persyaratan ketahanan gempa. Karena kolom menahan beban gempa secara siklis yang arahnya merupakan kombinasi dari arah x dan y, sehingga $A_s = A_s' = 0,25.A_{st}$. Dicoba luas tulangan minimum 1% dari luas bruto (A_g).

$$A_{st} = 1\% \cdot 500 \cdot 850 = 4250 \text{ mm}^2$$

1. Kondisi beban sentris

Gaya desak P berimpit dengan sumbu memanjang kolom sehingga tegangan desak terjadi diseluruh penampang kolom yang menyebabkan seluruh tulangan mengalami gaya desak. Karena itu luas tulangan yang digunakan adalah luas tulangan total (A_{st}).

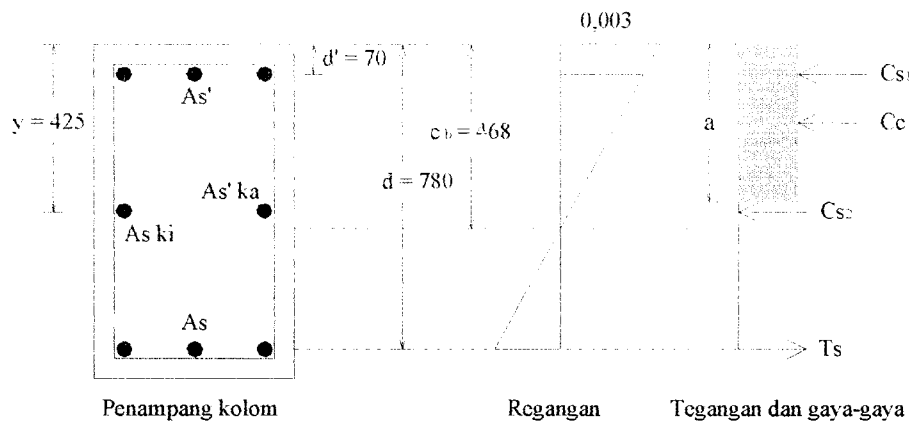
$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$= (0,85 \cdot 30 \cdot (425000 - 4250) + 400 \cdot 4250) \cdot 10^{-3} = 12429,13 \text{ kN.}$$

Nilai P_o ditunjukkan pada Gambar 6.8a sebagai titik **A** ($0, P_o$)

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ maks} &= 0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot (\Delta g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \\
 &= 0,8 \cdot 12429,13 = 10283,3 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0,65 \cdot 10283,3 = 6684,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Kondisi *balance*



Gambar 6.3 Diagram regangan dan tegangan pada kondisi *balance*

Letak garis netral dalam kondisi seimbang adalah,

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 780}{600 + 400} = 468 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,85 \cdot 468 = 397,8 \text{ mm}$$

Cek regangan yang terjadi,

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0,002$$

$$\epsilon_{s'1} = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot 0,003 = \frac{468 - 70}{468} \cdot 0,003 = 0,00255 > \epsilon_y = 0,002, \text{ baja desak leleh.}$$

$$\epsilon_{s'2} = \frac{c_b - y}{c_b} \cdot 0,003 = \frac{468 - 425}{468} \cdot 0,003 = 0,00028 < \epsilon_y = 0,002,$$

baja desak belum leleh

$$\epsilon_s = \frac{d - c_b}{c_b} \cdot 0,003 = \frac{780 - 468}{468} \cdot 0,003 = 0,002 = \epsilon_y = 0,002, \text{ baja tarik leleh.}$$

Tegangan pada bagian baja desak yang belum leleh adalah,

$$f_s'2 = E_s \cdot \frac{C_b - y}{c_b} \cdot 0,003 = E_s \cdot \epsilon_s'2 = 200000 \cdot 0,00028 = 55,13 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \cdot 10^{-3} = 0,85 \cdot 30 \cdot 397,8 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 5071,95 \text{ kN}$$

Tulangan yang berada dekat garis netral mempunyai tegangan-tegangan yang lebih kecil dari tegangan luluh baja, sehingga dari sumbu netral C dapat dicari tegangan baja yang terjadi pada penampang kolom tersebut. Berdasarkan gambar tersebut, maka luas tulangan $A_s = A_s'$.

$$A_s = A_s' = (0,25 + (0,25/2)) \cdot A_{st} = 0,375 \cdot 4250 = 1593,8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pada sisi, } A_{sk1} = A_{sk2} = 0,25 \cdot A_{st} = 0,25 \cdot 4250 = 1062,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tegangan desak baja, } C_{s1} = A_s' \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$C_{s2} = A_{sk1} = A_{sk2} \cdot f_s'2 = 1062,5 \cdot 55,13 \cdot 10^{-3} = 58,57 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s$$

$$= 5071,95 + 637,5 + 58,57 - 637,5 = 5130,52 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = C_c \cdot (y - a_b/2) + C_{s1} \cdot (y - d') + C_{s2} \cdot (0) + T_s \cdot (d - y)$$

$$= 5071,95 \cdot (425 - 397,8) + 637,5 \cdot (425 - 70) + 58,57 \cdot (0) - 637,5 \cdot (780 - 425)$$

$$= 1599,39 \text{ kNm}$$

Nilai P_{nb} dan M_{nb} ditunjukkan pada Gambar 6.8a sebagai titik **B** (M_{nb} , P_{nb}).

$$e_b = M_{nb}/P_{nb} = 1599,39/5130,52 = 0,3117 \text{ m} = 311,7 \text{ mm}$$

$$\Phi P_{nb} = 0,65 \cdot 5130,52 = 3334,84 \text{ kN}$$

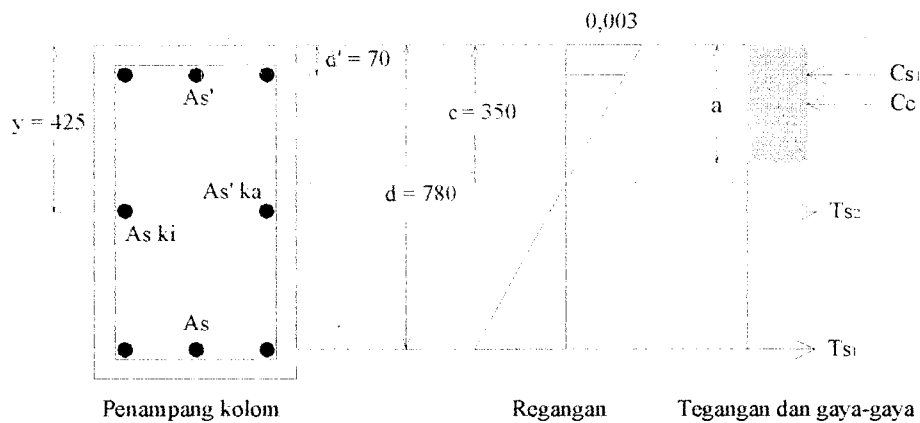
$$\Phi M_{nb} = 0,65 \cdot 1599,39 = 1039,61 \text{ kNm}$$

3. Kondisi patah tarik (keruntuhan tarik)

Syarat keruntuhan tarik, $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$

a. Diambil $c = 350 \text{ mm} < c_b = 468 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 350 = 297,5 \text{ mm}$$



Gambar 6.4 Diagram regangan dan tegangan pada kondisi patah tarik

Cek regangan yang terjadi,

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0,002$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{c - d'}{c} \cdot 0,003 = \frac{350 - 70}{350} \cdot 0,003 = 0,0024 > \epsilon_y = 0,002$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{780 - 350}{350} \cdot 0,003 = 0,0037 > \epsilon_y = 0,002.$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{y - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{425 - 350}{350} \cdot 0,003 = 0,0006 < \epsilon_y = 0,002$$

$$f_{s2} = E_s \cdot \epsilon_{s2} = 200000 \cdot 0,0006 = 128,57 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} = 0,85 \cdot 30 \cdot 297,5 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 3793,13 \text{ kN}$$

$$C_{s1} = A_{s'} \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = A_{s_{ki}} = A_{s_{ka}} \cdot f_{s2} = 1062,5 \cdot 128,57 \cdot 10^{-3} = 136,61 \text{ kN}$$

$$T_{s1} = A_s \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_{s1} - T_{s2} - T_{s1}$$

$$= 3793,13 + 637,5 - 136,61 - 637,5 = 3656,52 \text{ kN} < P_{nb} = 5130,52 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \cdot (y - a/2) + C_{s1} \cdot (y - d') + T_{s2} \cdot (0) + T_{s1} \cdot (y - d')$$

$$= 5071,95 \cdot (425 - 297,5) + 637,5 \cdot (425 - 70) + 136,61 \cdot (0) - 637,5 \cdot (425 - 70)$$

$$= 1500,48 \text{ kNm}$$

Nilai P_n dan M_n ditunjukkan pada Gambar 6.8a sebagai titik C (M_{n1trk} , P_{n1trk}).

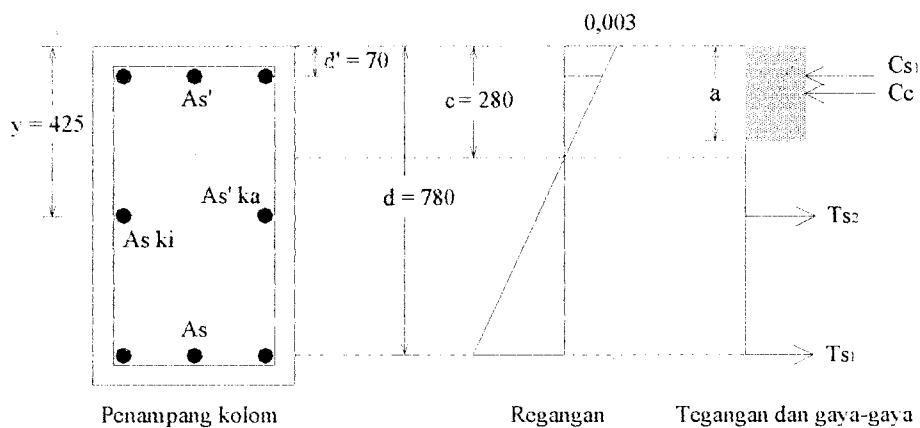
$$e = M_n/P_n = 1500,48/3656,52 = 0,4104 \text{ m} = 410,4 \text{ mm} > e_b = 311,7 \text{ mm}$$

$$\Phi P_n = 0,65 \cdot 3656,52 = 2376,74 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n = 0,65 \cdot 1500,48 = 975,31 \text{ kNm}$$

b. Diambil $c = 280 \text{ mm} < c_1 = 468 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 280 = 238 \text{ mm}$$



Gambar 6.5 Diagram regangan dan tegangan pada kondisi patah tarik

Cek regangan yang terjadi,

$$\epsilon_y = f_y/E_s = 400/200000 = 0,002$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 0,003 = \frac{280 - 70}{280} \cdot 0,003 = 0,00225 > \epsilon_y = 0,002$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{780-280}{280} \cdot 0,003 = 0,00536 > \varepsilon_y = 0,002.$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{y-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{425-280}{280} \cdot 0,003 = 0,00155 < \varepsilon_y = 0,002$$

$$f_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 200000 \cdot 0,00155 = 310,71 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} = 0,85 \cdot 30 \cdot 238 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 3034,50 \text{ kN}$$

$$C_{s1} = A_s \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = A_{sk} = A_{ska} \cdot f_{s2} = 1062,5 \cdot 310,71 \cdot 10^{-3} = 330,13 \text{ kN}$$

$$T_{s1} = A_s \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_{s1} - T_{s2} - T_{s1}$$

$$= 3034,50 + 637,5 - 330,13 - 637,5 = 2704,37 \text{ kN} < P_{nb} = 5130,52 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \cdot (y - a/2) + C_{s1} \cdot (y - d') + T_{s2} \cdot (0) + T_{s1} \cdot (y - d')$$

$$= 3034,50 \cdot (425 - 238/2) + 637,5 \cdot (425 - 70) + 330,13 \cdot (0) + 637,5 \cdot (425 - 70)$$

$$= 1381,18 \text{ kNm}$$

Nilai P_n dan M_n ditunjukkan pada Gambar 6.8a sebagai titik **D** (M_{n2trk} , P_{n2trk}).

$$e = M_n/P_n = 1381,18/2704,37 = 0,51072 \text{ m} = 510,72 \text{ mm} > e_b = 311,7 \text{ mm}$$

$$\Phi P_n = 0,65 \cdot 2704,37 = 1757,84 \text{ kN}$$

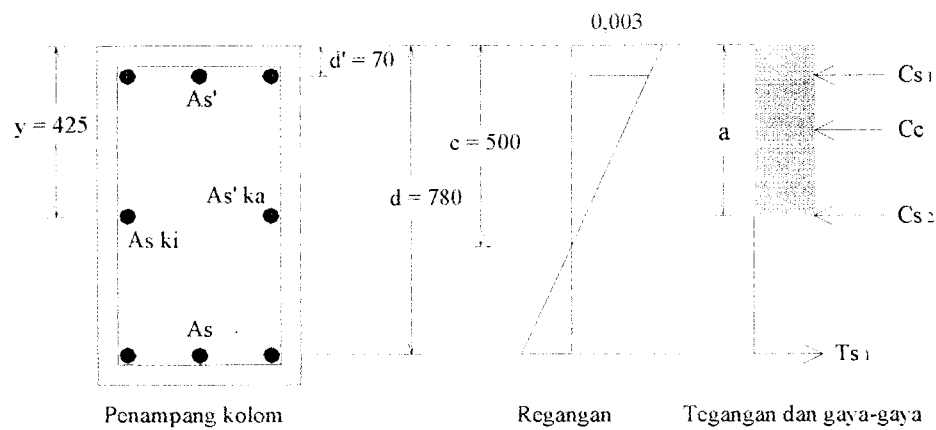
$$\Phi M_n = 0,65 \cdot 1381,18 = 897,77 \text{ kNm}$$

4. Kondisi patah tekan (keruntuhan tekan)

Syarat keruntuhan tekan, $e < e_b$ atau $P_n > P_{nb}$

a. Diambil $c = 500 \text{ mm} > c_i = 468 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 500 = 425 \text{ mm}$$



Gambar 6.6 Diagram regangan dan tegangan pada kondisi patah tekan

Cek regangan yang terjadi,

$$\varepsilon_y = f_y/E_s = 400/200000 = 0,002$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{c-d'}{c} \cdot 0,003 = \frac{500-70}{500} \cdot 0,003 = 0,00258 > \varepsilon_y = 0,002$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{c-y}{y} \cdot 0,003 = \frac{500-425}{425} \cdot 0,003 = 0,00045 < \varepsilon_y = 0,002$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{780-500}{500} \cdot 0,003 = 0,00168 < \varepsilon_y = 0,002$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E_s = 0,00045 \cdot 200000 = 90 \text{ MPa}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,00168 \cdot 200000 = 336 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} = 0,85 \cdot 30 \cdot 425 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 5418,75 \text{ kN}$$

$$C_{s1} = A_{s'} \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$C_{s2} = 0,25 \cdot A_{st} \cdot f_{s2} = 0,25 \cdot 4250 \cdot 90 \cdot 10^{-3} = 95,63 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1593,75 \cdot 336 \cdot 10^{-3} = 535,50 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s$$

$$= 5418,75 + 637,5 + 95,63 - 535,50 = 5616,38 \text{ kN} > P_{nb} = 5130,52 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \cdot (y - a/2) + C_{s1} \cdot (y - d') + C_{s2} \cdot (0) + T_s \cdot (d - y) \\
 &= 5071,95 \cdot (425 - 297,5) + 637,5 \cdot (425 - 70) + 95,63 \cdot (0) + 535,50 \cdot (780 - 425) \\
 &= 1567,90 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Nilai P_n dan M_n ditunjukkan pada Gambar 6.8a sebagai titik **E** ($M_{n,dsk}$, $P_{n,dsk}$).

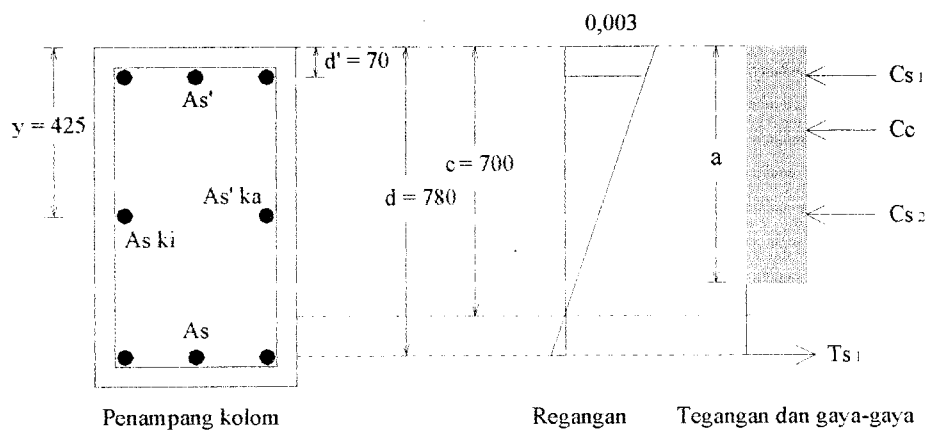
$$e = M_n/P_n = 1567,90/5616,38 = 0,27917 \text{ m} = 279,17 \text{ mm} < e_b = 311,7 \text{ mm}$$

$$\Phi P_n = 0,65 \cdot 5616,38 = 3650,64 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n = 0,65 \cdot 1567,90 = 101 \text{ kNm}$$

b. Diambil $c = 700 \text{ mm} > c_b = 468 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 700 = 595 \text{ mm}$$



Gambar 6.7 Diagram regangan dan tegangan pada kondisi patah tekan

Cek regangan yang terjadi,

$$\varepsilon_y = f_y/E_s = 400/200000 = 0,002$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{c - d'}{c} \cdot 0,003 = \frac{700 - 70}{700} \cdot 0,003 = 0,00270 > \varepsilon_y = 0,002$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{c - y}{y} \cdot 0,003 = \frac{700 - 425}{425} \cdot 0,003 = 0,00118 < \varepsilon_y = 0,002$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{780-700}{700} \cdot 0,003 = 0,00034 < \varepsilon_y = 0,002.$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E_s = 0,00118 \cdot 200000 = 235,71 \text{ MPa}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,00034 \cdot 200000 = 68,57 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} = 0,85 \cdot 30 \cdot 595 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 7586,25 \text{ kN}$$

$$C_{s1} = A_s' \cdot f_y = 1593,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 637,5 \text{ kN}$$

$$C_{s2} = 0,25 \cdot A_{st} \cdot f_{s2} = 0,25 \cdot 4250 \cdot 235,71 \cdot 10^{-3} = 250,45 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1593,75 \cdot 68,57 \cdot 10^{-3} = 109,29 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s$$

$$= 7586,25 + 637,5 + 250,45 - 109,29 = 8364,91 \text{ kN} > P_{nb} = 5130,52 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \cdot (y - a/2) + C_{s1} \cdot (y - d') + C_{s2} \cdot (0) + T_s \cdot (d - y)$$

$$= 7586,25 \cdot (425 - 595/2) + 637,5 \cdot (425 - 70) + 250,45 \cdot (0) + 109,29 \cdot (780 - 425)$$

$$= 1232,36 \text{ kNm}$$

Nilai P_n dan M_n ditunjukkan pada Gambar 6.8a titik **F** (M_{n2dsk} , P_{n2dsk}).

$$e = M_n/P_n = 1567,90/5616,38 = 0,14732 \text{ m} = 147,32 \text{ mm} < e_b = 311,7 \text{ mm}$$

$$\Phi P_n = 0,65 \cdot 8364,91 = 5437,19 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n = 0,65 \cdot 1232,36 = 801,03 \text{ kNm}$$

5. Kondisi momen murni

Pada kondisi momen murni gaya aksial $P = 0$, sehingga kontribusi tulangan desak A_s' dapat diabaikan dalam perhitungan, karena untuk $P = 0$, luas tulangan desak tidak menentukan (Nawy, 1990).

$A_s = 1593,8 \text{ mm}^2$, dianggap tulangan tarik telah leleh, sehingga;

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1593,8 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 400} = 50,0 \text{ mm}$$

$$c = a/\beta_1 = 50/0,85 = 58,8 \text{ mm}$$

Cek regangan yang terjadi,

$$\epsilon_{s2} = \frac{y-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{425-58,8}{58,8} \cdot 0,003 = 0,01868 > \epsilon_y = 0,002$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{780-58,8}{58,3} \cdot 0,003 = 0,03678 > \epsilon_y = 0,002.$$

$$\begin{aligned} M_{no} &= A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) + (0,25 \cdot A_{st}) \cdot f_y \cdot (y - a/2) \\ &= (1593,8 \cdot 400)(780 - 50) + 0,25 \cdot 4250 \cdot 400 \cdot (425 - 50/2) \cdot 10^{-6} \\ &= 651,31 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

Nilai M_{no} ditunjukkan pada Gambar 6.8a sebagai titik **G** (M_{no} , 0).

Perhitungan grafik interaksi kolom selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama dengan luas tulangan yang digunakan masing-masing setelah 1% adalah 2%, 3%, 4%, 5% dan 6% yang disajikan dalam bentuk tabel sebelum diplotkan dalam bentuk grafik interaksi kolom. Persyaratan luas tulangan terhadap luas tampang yang digunakan harus memenuhi $1\% \leq A_s \leq 6\%$.

Tabel 6.10.a Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/850

R (%)	Po (kN)	Pn (maks) (kN)	Pnb (kN)	Mnb (kNm)	Pn tarik a (kN)	Mn tarik a (kNm)	Pn tarik b (kN)	Mn tarik b (kNm)	Pn tekan a (kN)	Mn tekan a (kNm)	Pn tekan b (kN)	Mn tekan b (kNm)	Mo (kNm)
1	12429,13	10283,30	5130,52	1599,39	3656,52	1500,48	2704,37	1381,18	5616,38	1567,90	8364,91	1232,36	651,31
2	14020,75	11896,60	5189,10	2052,02	3519,91	1953,10	2574,23	1833,81	5814,00	1984,31	9143,57	1497,46	1249,50
3	15612,38	13509,90	5247,67	2504,64	3383,30	2405,73	2044,10	2286,43	6011,63	2400,73	9922,23	1762,57	1794,56
4	17204,00	15123,20	5306,24	2957,27	3246,70	2858,35	1713,96	2739,06	6209,25	2817,14	10700,89	2027,68	2286,50
5	18795,63	16736,50	5364,82	3409,89	3110,09	3310,98	1383,83	3191,68	6406,88	3233,56	11479,55	2292,79	2725,31
6	20387,25	18349,80	5423,39	3802,52	2973,48	3763,60	1053,70	3644,31	6604,50	3649,97	12288,21	2557,90	3111,00

Tabel 6.10.b Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/800

R (%)	Po (kN)	Pn (maks) (kN)	Pnb (kN)	Mnb (kNm)	Pn tarik a (kN)	Mn tarik a (kNm)	Pn tarik b (kN)	Mn tarik b (kNm)	Pn tekan a (kN)	Mn tekan a (kNm)	Pn tekan b (kN)	Mn tekan b (kNm)	Mo (kNm)
1	11698,00	9678,40	4798,88	1411,11	3707,41	1349,02	2777,36	1248,69	5724,75	1350,64	8404,82	988,32	574,47
2	13196,00	11196,80	4850,93	1807,11	3621,70	1745,02	2520,21	1644,69	6030,75	1685,26	9223,39	1199,05	1101,88
3	14694,00	12715,20	4902,99	2203,11	3535,98	2141,02	2263,07	2040,69	6336,75	2019,88	10041,96	1409,78	1582,24
4	16192,00	14233,60	4955,04	2599,11	3450,27	2537,02	2005,93	2436,69	6642,75	2354,50	10860,54	1620,50	2015,53
5	17690,00	15752,00	5007,10	2995,11	3364,55	2933,02	1748,79	2832,69	6948,75	2689,12	11679,11	1831,23	2401,76
6	19188,00	17270,40	5059,15	3391,11	3278,84	3329,02	1491,64	3228,69	7254,75	3023,74	12497,68	2041,96	2740,94

Tabel 6.10.c Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/750

R (%)	Po (kN)	Pn (maks) (kN)	Pnb (kN)	Mnb (kNm)	Pn tarik a (kN)	Mn tarik a (kNm)	Pn tarik b (kN)	Mn tarik b (kNm)	Pn tekan a (kN)	Mn tekan a (kNm)	Pn tekan b (kN)	Mn tekan b (kNm)	Mo (kNm)
1	10966,88	9073,50	4467,20	1234,54	3752,95	1201,32	2843,65	1119,96	5101,88	1199,22	7805,91	879,07	502,44
2	12371,25	10497,00	4512,69	1577,66	3712,77	1544,44	2652,80	1463,08	5326,88	1502,31	8567,45	1062,51	963,53
3	13775,63	11920,50	4558,19	1920,79	3672,59	1887,57	2461,96	1806,21	5551,88	1805,41	9328,99	1245,95	1383,25
4	15180,00	13344,00	4603,69	2263,91	3632,41	2230,69	2271,11	2149,33	5776,88	2108,50	10090,53	1429,39	1761,62
5	16584,38	14767,50	4649,18	2607,04	3592,23	2573,82	2080,26	2492,46	6001,88	2411,59	10852,07	1612,83	2098,62
6	17988,75	16191,00	4694,68	2950,16	3552,05	2916,94	1889,41	2835,58	6226,88	2714,69	11613,61	1796,27	2394,26

Tabel 6.10.d Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/700

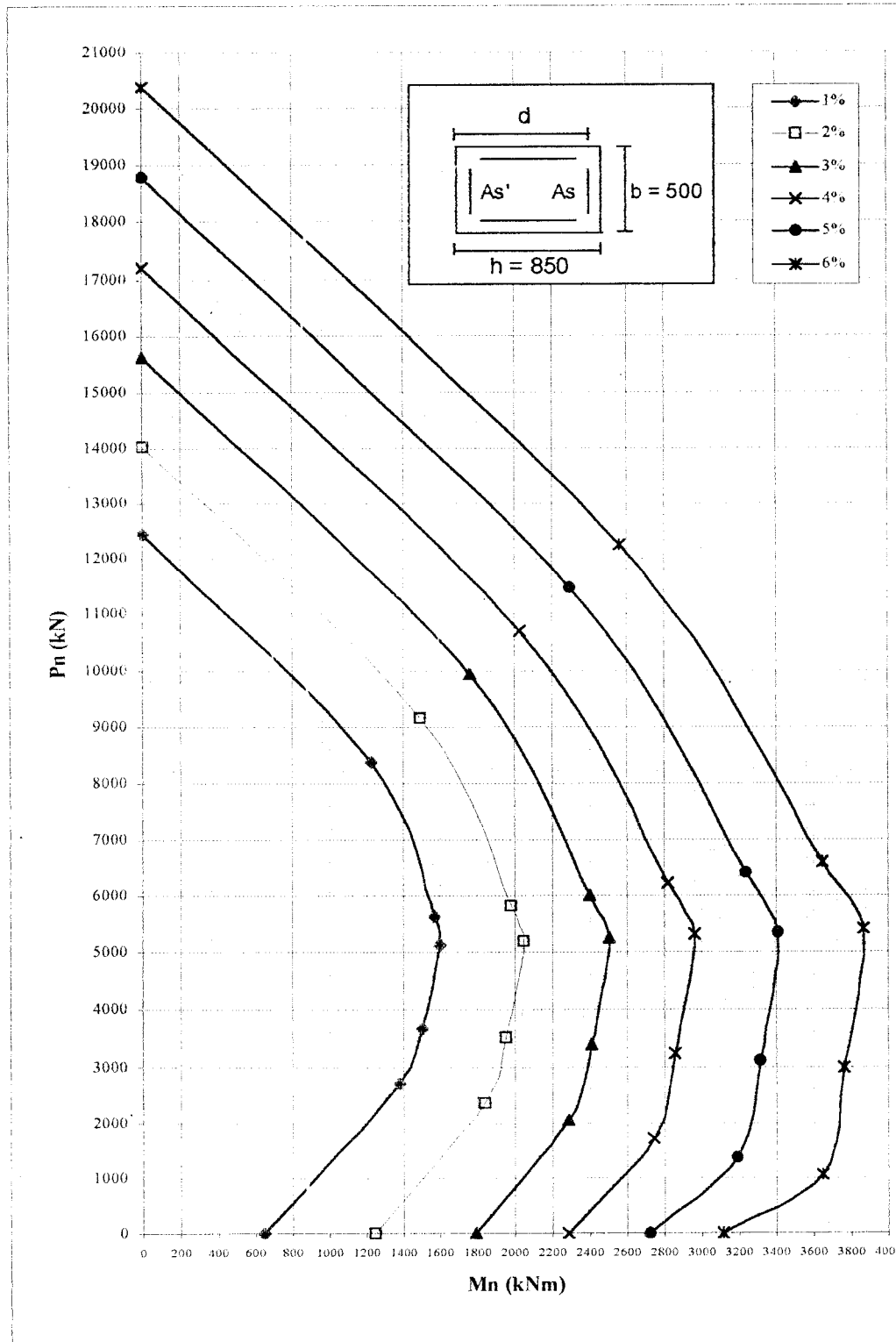
R (%)	Po (kN)	Pn (maks) (kN)	Pnb (kN)	Mnb (kNm)	Pn tarik a (kN)	Mn tarik a (kNm)	Pn tarik b (kN)	Mn tarik b (kNm)	Pn tekan a (kN)	Mn tekan a (kNm)	Pn tekan b (kN)	Mn tekan b (kNm)	Mo (kNm)
1	10235,75	8468,60	4135,46	1069,69	3163,75	1017,40	2499,38	954,41	5203,54	1009,40	7835,91	659,74	435,24
2	11546,50	9797,20	4174,35	1363,69	3076,25	1311,40	2289,38	1248,41	5530,21	1244,60	8627,45	799,95	834,44
3	12857,25	11125,80	4213,24	1657,69	2988,75	1605,40	2079,38	1542,41	5856,88	1479,80	9418,99	940,17	1197,62
4	14168,00	12454,40	4252,13	1951,69	2901,25	1899,40	1869,38	1836,41	6183,54	1715,00	10210,53	1080,38	1524,76
5	15478,75	13783,00	4291,02	2245,69	2813,75	2193,40	1659,38	2130,41	6510,21	1950,20	11002,07	1220,60	1815,88
6	16789,50	15111,60	4329,91	2539,69	2726,25	2487,40	1449,38	2424,41	6836,88	2185,40	11793,61	1360,81	2070,97

Tabel 6.10.e Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/650

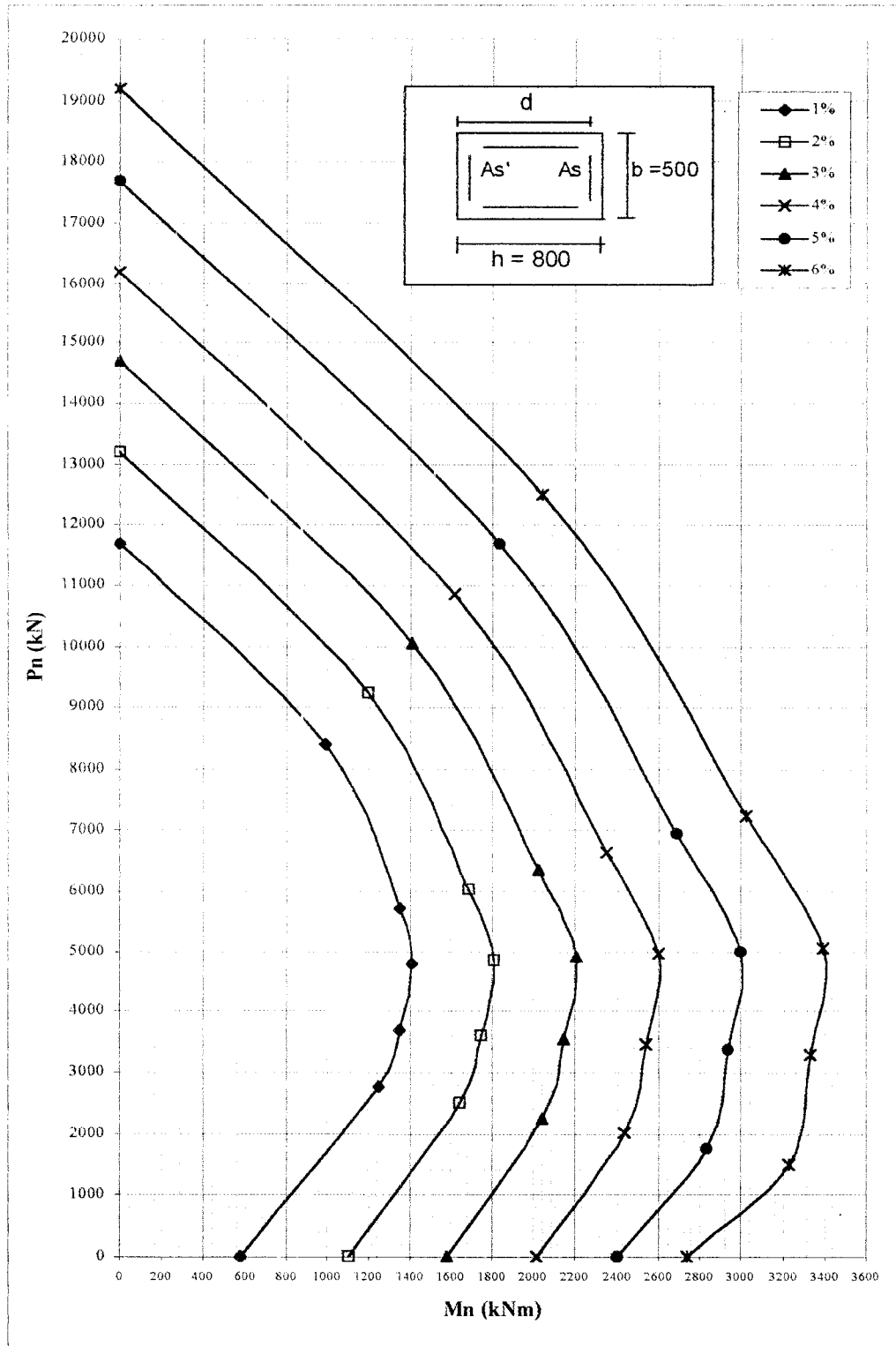
R (%)	Po (kN)	Pn (maks) (kN)	Pnb (kN)	Mnb (kNm)	Pn tarik a (kN)	Mn tarik a (kNm)	Pn tarik b (kN)	Mn tarik b (kNm)	Pn tekan a (kN)	Mn tekan a (kNm)	Pn tekan b (kN)	Mn tekan b (kNm)	Mo (kNm)
1	9504,63	7863,70	3803,67	916,55	3210,63	890,75	2563,13	841,30	4584,84	880,15	7237,81	573,27	372,84
2	10721,75	9097,40	3835,89	1165,17	3170,00	1139,37	2416,88	1089,93	4834,69	1088,37	7973,13	691,37	714,62
3	11938,88	10331,10	3868,11	1413,80	3129,38	1388,00	2270,63	1338,55	5084,53	1296,60	8708,44	809,47	1025,33
4	13156,00	11564,80	3900,33	1662,42	3088,75	1636,62	2124,38	1587,18	5334,38	1504,82	9443,75	927,56	1304,97
5	14373,13	12798,50	3932,55	1911,05	3048,13	1885,25	1978,13	1835,80	5584,22	1713,04	10179,06	1045,66	1553,55
6	15590,25	14032,20	3964,77	2159,67	3007,50	2133,87	1831,88	2084,43	5834,06	1921,27	10914,38	1163,76	1771,06

Tabel 6.10.f Hasil perhitungan grafik interaksi kolom ukuran 500/600

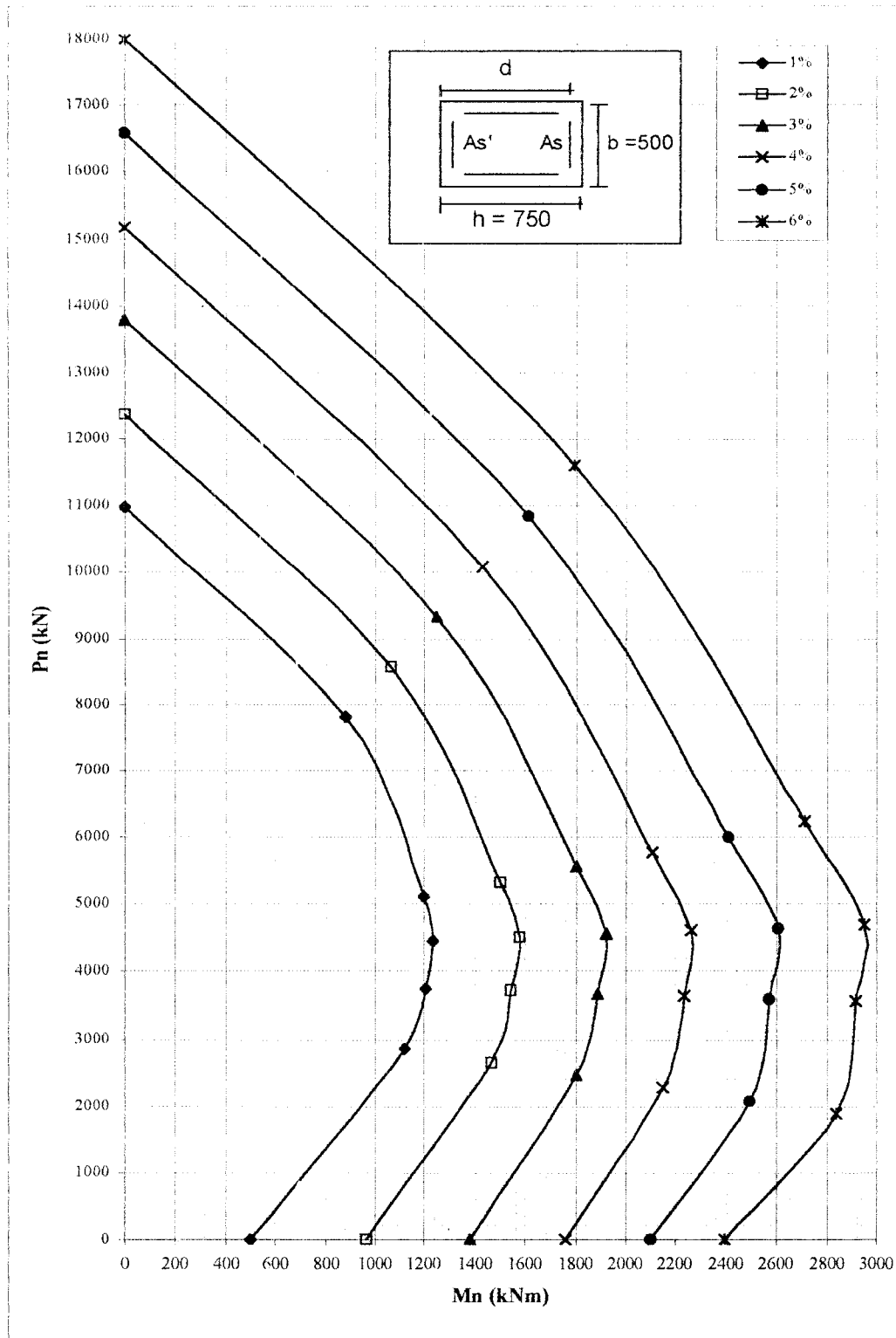
R (%)	Po (kN)	Pn (maks) (kN)	Pnb (kN)	Mnb (kNm)	Pn tarik a (kN)	Mn tarik a (kNm)	Pn tarik b (kN)	Mn tarik b (kNm)	Pn tekan a (kN)	Mn tekan a (kNm)	Pn tekan b (kN)	Mn tekan b (kNm)	Mo (kNm)
1	8773,50	7258,80	3471,80	775,13	2619,38	731,94	1942,50	673,01	3960,27	757,05	7256,25	378,00	315,26
2	9897,00	8397,60	3497,27	982,13	2529,38	938,94	1717,50	880,01	4127,41	940,40	8010,00	463,39	604,06
3	11020,50	9536,40	3522,74	1189,13	2439,38	1145,94	1492,50	1087,01	4294,55	1123,74	8763,75	548,78	866,38
4	12144,00	10675,20	3548,21	1396,13	2349,38	1352,94	1267,50	1294,01	4461,70	1307,08	9517,50	634,16	1102,24
5	13267,50	11814,00	3573,68	1603,13	2259,38	1559,94	1042,50	1501,01	4628,84	1490,42	10271,25	719,55	1311,62
6	14391,00	12952,80	3599,16	1810,13	2169,38	1766,94	817,50	1708,01	4795,98	1673,77	11025,00	804,94	1494,53



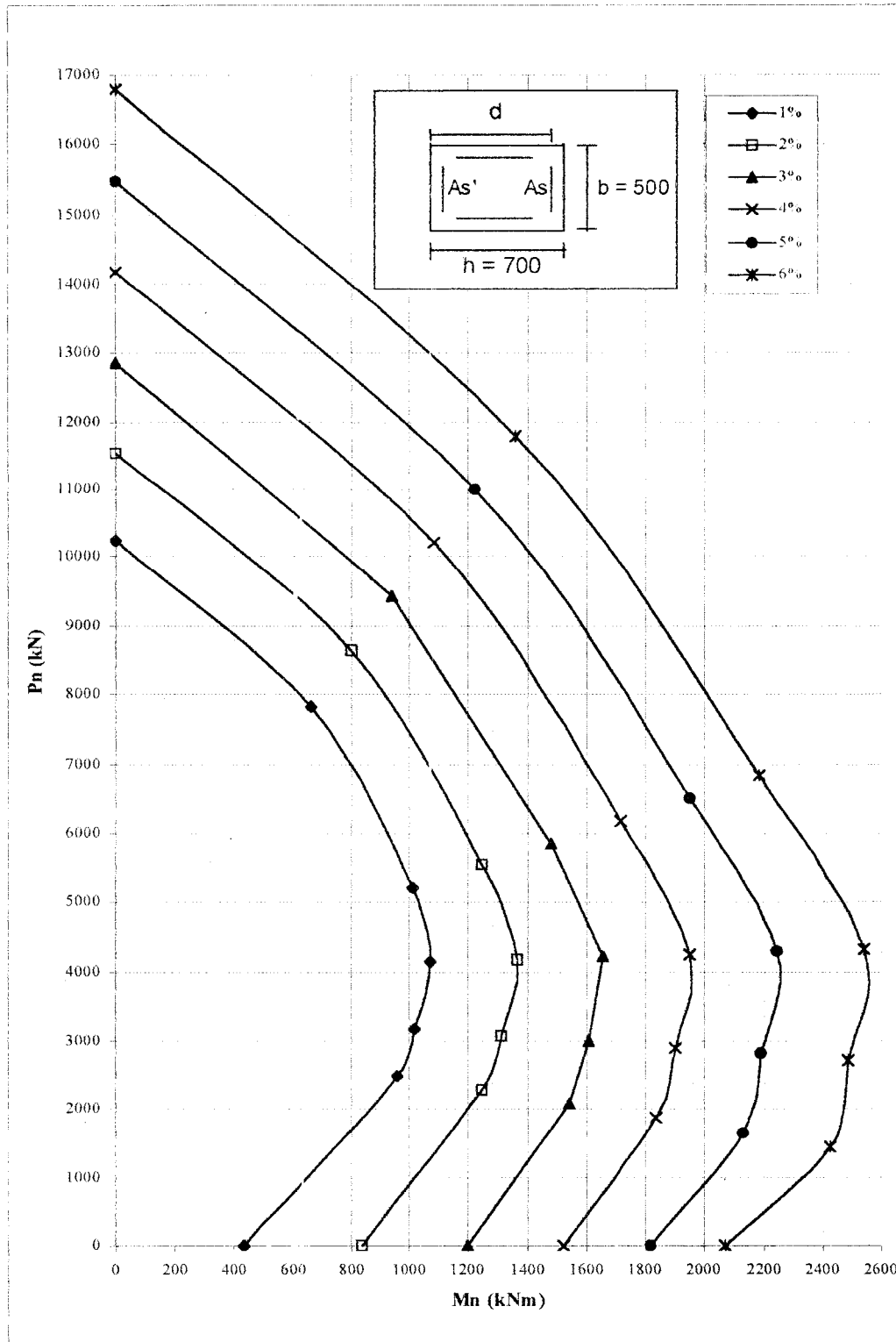
Gambar 6.8.a Grafik interaksi kolom ukuran 500/850



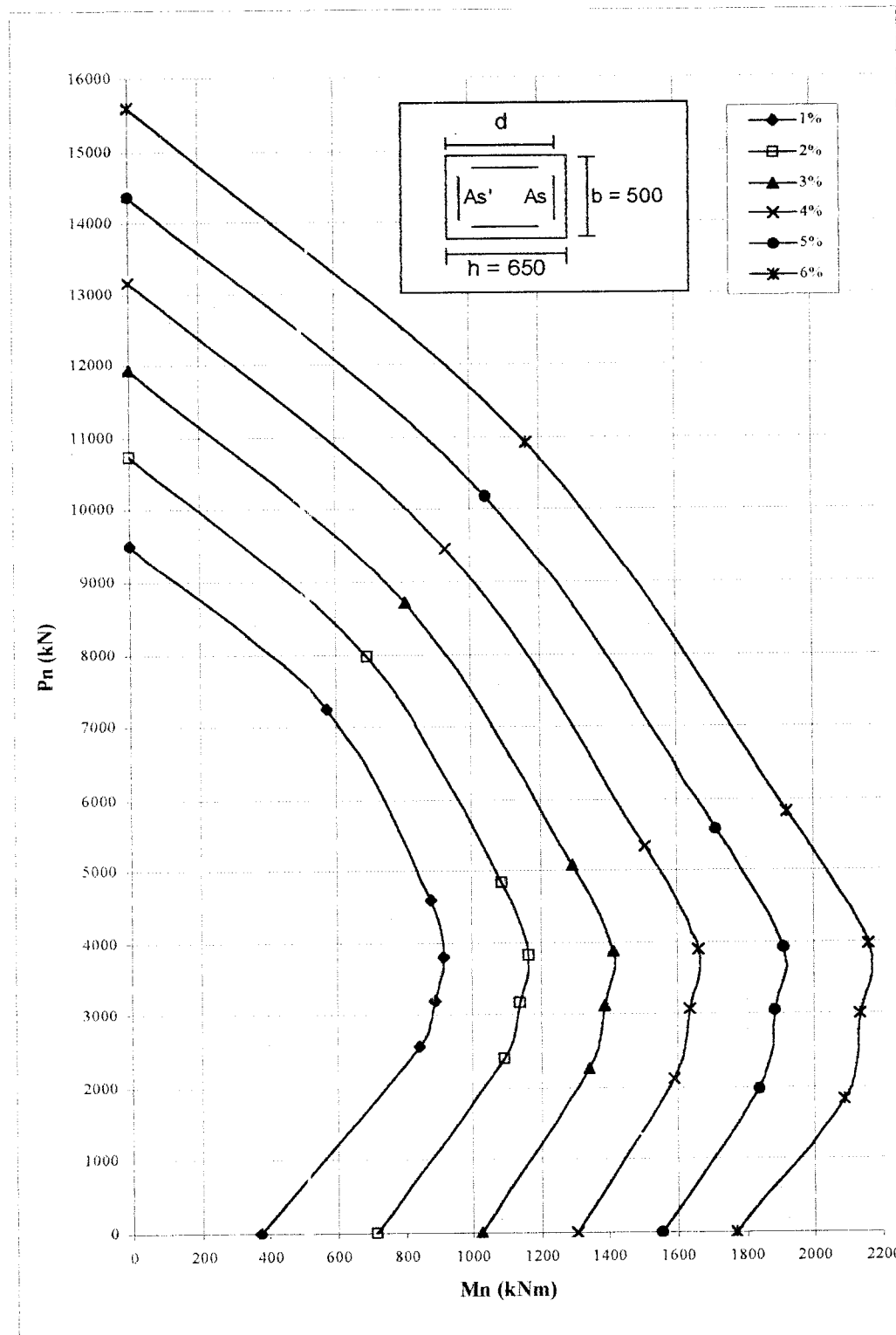
Gambar 6.8.b Grafik interaksi kolom ukuran 500/800



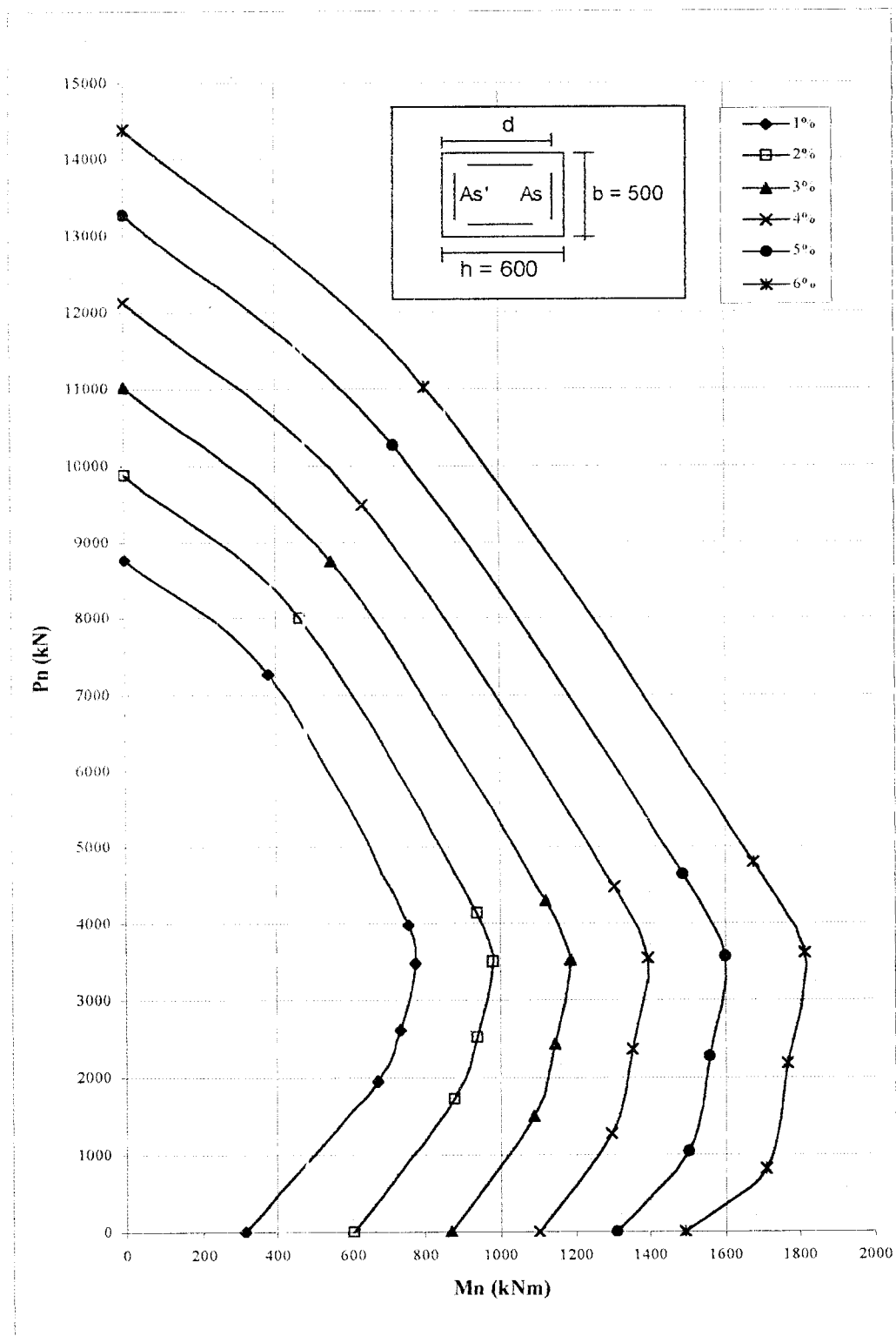
Gambar 6.8.c Grafik interaksi kolom ukuran 500/750



Gambar 6.8.d Grafik interaksi kolom ukuran 500/700



Gambar 6.8.e Grafik interaksi kolom ukuran 500/650



Gambar 6.8.f Grafik interaksi kolom ukuran 500/600

6.3.4 Perhitungan Penulangan Kolom

Untuk penulangan kolom, $M_{u,k}$ yang dipergunakan adalah $M_{u,k}$ yang terbesar antara $M_{u,k}$ atas dan bawah. Sebagai contoh perhitungan kolom, digunakan kolom tengah lantai 1:

$$M_{u,k} = 845,786 \text{ kN-m}$$

$$N_{u,k} = P_u = 8149,926 \text{ kN}$$

$$M_{n,k} = M_{u,k} / \phi = 845,786 / 0,65 = 1301,209 \text{ kN-m}$$

$$N_{n,k} = P_n = N_{u,k} / \phi = 8149,926 / 0,65 = 12538,347 \text{ kN}$$

$$e = M_{n,k} / P_n = 1301,209 / 12538,347 = 103,778 \text{ mm}$$

Karena eksentrisitas yang didapat $e = 103,778 \text{ mm}$ lebih kecil dari $e_b = 311,741 \text{ mm}$, maka keruntuhan kolom adalah keruntuhan desak.

Luas tulangan dicoba $3,19\% \cdot 500 \cdot 850 = 13539,68 \text{ mm}^2$

Dicoba dengan 22D28 = 13539,68 mm²

Kontrol gaya aksial yang terjadi pada keruntuhan desak berdasarkan pendekatan Whitney.

$$P_n = \frac{As' \cdot fy}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot fc'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

$$= \frac{13539,68 \cdot 400}{\frac{103,778}{730 - 70} + 0,5} + \frac{500 \cdot 850 \cdot 30}{\frac{3 \cdot 850 \cdot 103,778}{730^2} + 1,18} = 16276,430 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 16276,430 = 10579,680 \text{ kN} > P_u = 8149,926 \text{ kN}$$

$$M_n = P_n \cdot e = 16276,430 \cdot 0,103778 = 1689,141 \text{ kN-m} > M_{n,k} = 1301,209 \text{ kN-m}$$

Dengan cara yang sama pada semua kolom didapatkan dimensi dan jumlah tulangan kolom terpakai yang ditunjukkan dalam Tabel 6.11 berikut ini.

Tabel 6.11 Penulangan kolom

Tingkat	Kolom	Ukuran Kolom (mm)	Mu, k/ ϕ (kN)	Nu, k/ ϕ (kN)	e (mm)	ρ (%)	As Perlu (mm)	Tulangan terpakai
1	2	500x850	1301,209	12538,347	103,78	3,19	13539,68	22D28
	3	500x800	1243,569	10938,467	113,69	3,08	12308,80	20D28
2	2	500x850	1246,281	11724,846	106,29	3,19	13539,68	22D28
	3	500x800	1246,281	10288,776	121,13	3,08	12308,80	20D28
3	2	500x850	1332,854	10907,358	122,20	3,19	13539,68	22D28
	3	500x800	1332,854	9609,167	138,71	3,08	12308,80	20D28
4	2	500x850	1309,312	10117,344	129,41	3,19	13539,68	22D28
	3	500x800	1309,312	8929,572	146,63	3,08	12308,80	20D28
5	2	500x850	1394,451	9340,487	149,29	3,19	13539,68	22D28
	3	500x800	1394,451	8244,820	169,13	3,08	12308,80	20D28
6	2	500x850	1663,974	8577,728	193,99	3,19	13539,68	22D28
	3	500x800	1672,711	7556,895	221,35	3,08	12308,80	20D28
7	2	500x750	1275,676	7831,494	162,89	2,95	11077,92	18D28
	3	500x700	1275,676	6872,027	185,63	2,81	9847,04	16D28
8	2	500x750	1275,676	7103,454	179,59	2,95	11077,92	18D28
	3	500x700	1275,676	6223,314	204,98	2,81	9847,04	16D28
9	2	500x750	1275,676	6389,179	199,66	2,95	11077,92	18D28
	3	500x700	1275,676	5575,145	228,81	2,81	9847,04	16D28
10	2	500x750	1211,427	5687,776	212,99	2,95	11077,92	18D28
	3	500x700	1211,427	4932,341	245,61	2,81	9847,04	16D28
11	2	500x750	1135,333	4999,056	227,11	2,95	11077,92	18D28
	3	500x700	1135,333	4296,787	264,23	2,81	9847,04	16D28
12	2	500x750	1383,884	4321,067	320,26	2,95	11077,92	18D28
	3	500x700	1394,951	3668,190	380,28	2,81	9847,04	16D28
13	2	500x700	944,454	3646,818	258,98	2,46	8616,16	14D28
	3	500x600	944,454	3050,770	309,58	2,05	6154,40	10D28
14	2	500x700	876,189	2973,703	294,65	2,46	8616,16	14D28
	3	500x600	876,189	2473,671	354,21	2,05	6154,40	10D28
15	2	500x700	876,189	2306,763	379,84	2,46	8616,16	14D28
	3	500x600	876,189	1905,314	459,87	2,05	6154,40	10D28
16	2	500x700	785,087	1644,794	477,32	2,46	8616,16	14D28
	3	500x600	785,087	1349,980	581,55	2,05	6154,40	10D28
17	2	500x700	716,052	987,039	725,45	2,46	8616,16	14D28
	3	500x600	716,052	809,947	884,07	2,05	6154,40	10D28
18	2	500x700	878,342	338,210	2597,03	2,46	8616,16	14D28
	3	500x600	878,342	292,805	2999,75	2,05	6154,40	10D28

6.3.5 Gaya geser dan tulangan geser kolom

Gaya geser kolom diperoleh dari persamaan

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,k-atas} + M_{u,k-bawah})}{ln}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4,0}{K} V_{E,k} \right), \text{ dengan harga } K = 1$$

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana kolom dihitung berdasarkan momen kapasitas dari kolom yaitu momen nominal aktual dari kolom yang dikalikan dengan faktor penambah kekuatan (*over strength faktor*), $\phi_o = 1,25$.

6.3.5.1 Gaya geser rencana dan geser maksimum kolom

1. Gaya geser rencana kolom

Untuk mencari momen kapasitas kolom dilakukan interpolasi linier berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang pada kolom. Momen kapasitas kolom diperoleh dari pengalihan momen nominal aktual dengan faktor penambah kekuatan atau dengan kata lain :

$$M_{\text{kapasitas kolom}} = \phi_o \cdot M_{\text{nominal kolom}}$$

Kolom lantai 1 tengah,

Tulangan yang digunakan pada kolom tengah lantai 1 adalah 22D28, dengan

$$A_{s_{\text{total}}} = 13539,68 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio tulangan, } \rho = A_{s_{\text{total}}} / A_g = 13539,68 / (500.850) = 3,19 \%$$

$$N_{u,k} \text{ yang dianggap bekerja} = N_{u,k} / \phi = 8149,926 / 0,65 = 12538,35 \text{ kN}$$

Dari grafik interaksi kolom, didapat :

$$M_n = 1931,026 > M_{u,k} / 0,65 = 845,786 / 0,65 = 1301,209 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{kapasitas kolom}} = 1,25 \cdot 1931,026 = 2413,783 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,k\text{-atas}} = 845,786 \text{ kN-m}$$

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k\text{-atas}} + M_{\text{kap.kolom}}}{h_k'}$$

$$V_{u,k} = \frac{845,786 + 2413,783}{4,45} = 732,487 \text{ kN}$$

2. Gaya geser maksimum kolom

Gaya geser maksimum yang dihitung merupakan penjumlahan dari gaya geser akibat beban mati, gaya geser akibat beban hidup dan gaya geser akibat beban gempa yang dikalikan dengan faktor daktilitas yang direncanakan.

1. Gaya geser maksimum kolom lantai 1 tengah arah X

$$V_{u,k-x} = 1,05 \cdot (2,84 + 0,7 + 4 \cdot (154,1 + 0,3 \cdot 252,75)) = 969,318 \text{ kN}$$

2. Gaya geser maksimum kolom lantai 1 tengah arah Y

$$V_{u,k-y} = 1,05 \cdot (2,84 + 0,7 + 4 \cdot (0,3 \cdot 154,1 + 252,75)) = 1259,408 \text{ kN}$$

Dengan cara yang sama didapat gaya geser kolom yang lain dan hasilnya disusun dalam bentuk tabel berikut ini.

Tabel 6.12 Gaya geser rencana kolom

Ting kat	Kolom	Mu,k atas (kN-m)	Mu,k bwh (kN-m)	Hn.klm (m)	VD,k (kN)	VL,k (kN)	VE,k-x (kN)	VE,k-y (kN)	Vu,k (kN)	Vu,k-x maks (kN)	Vu,k-y maks (kN)
1	2	845,786	2413,783	4,45	2,84	0,70	154,08	252,75	732,487	969,318	1259,408
	3	808,320	2314,414	4,45	21,47	4,99	107,46	254,99	701,738	800,402	1234,141
2	2	810,083	2537,571	3,1	5,25	1,26	182,85	289,39	1079,888	1139,437	1452,665
	3	810,083	2477,499	3,1	57,04	13,44	92,74	269,01	1060,510	802,465	1320,698
3	2	866,355	2745,773	3,1	8,93	2,15	179,51	276,29	1165,202	1113,701	1398,235
	3	866,355	2574,824	3,1	56,46	13,41	94,62	264,33	1110,058	803,823	1302,771
4	2	851,053	2921,935	3,1	12,09	2,91	180,61	271,10	1217,093	1115,898	1381,939
	3	851,053	2595,509	3,1	59,78	14,28	94,22	260,32	1111,794	801,490	1289,824
5	2	906,393	3105,118	3,1	15,08	3,63	179,65	263,95	1294,036	1106,753	1354,595
	3	906,393	2694,033	3,1	62,45	14,99	94,12	253,83	1161,428	796,442	1265,989
6	2	1081,583	3215,328	3,1	17,30	4,15	181,21	258,24	1386,100	1108,987	1335,455
	3	1087,262	2788,006	3,1	69,01	16,63	91,58	246,31	1250,085	784,909	1239,815
7	2	829,190	2359,666	3,15	18,22	4,39	172,23	242,53	1012,335	1052,694	1259,376
	3	829,190	1995,802	3,15	60,12	14,56	92,97	234,24	896,823	764,030	1179,364
8	2	829,190	2380,918	3,15	19,85	4,80	169,57	231,74	1019,082	1030,069	1212,849
	3	829,190	2000,914	3,15	64,37	15,66	89,49	222,34	898,446	740,038	1130,617
9	2	829,190	2386,330	3,15	21,40	5,17	164,28	218,70	1020,800	993,437	1153,431
	3	829,190	1996,228	3,15	65,93	16,07	86,27	209,07	896,958	711,862	1072,894
10	2	787,427	2328,226	3,15	23,33	5,64	157,72	203,21	989,096	948,887	1082,628
	3	787,427	1941,992	3,15	67,55	16,50	82,68	193,99	866,482	679,936	1007,187
11	2	737,966	2256,111	3,15	25,04	6,05	149,48	185,96	950,501	894,770	1002,021
	3	737,966	1897,751	3,15	68,40	16,74	78,69	177,21	836,736	643,180	932,828
12	2	899,525	2204,504	3,15	25,73	6,21	142,72	169,64	985,406	846,707	925,852
	3	906,718	1803,005	3,15	74,71	18,31	72,47	159,61	860,230	603,154	859,345
13	2	613,895	1441,211	3,2	24,08	5,82	127,17	145,07	642,220	748,297	800,923
	3	613,895	1100,294	3,2	60,86	14,94	69,12	138,58	535,684	544,505	748,717
14	2	569,523	1398,333	3,2	24,00	5,80	116,24	123,81	614,955	675,499	697,754
	3	569,523	1039,781	3,2	64,60	15,89	61,61	117,01	502,908	490,709	653,585
15	2	569,523	1311,616	3,2	24,14	5,83	102,63	100,98	587,856	589,749	584,898
	3	569,523	965,432	3,2	64,85	15,97	54,25	94,56	479,673	431,867	550,379
16	2	510,306	1263,005	3,2	25,00	6,04	87,42	76,10	554,160	495,642	462,361
	3	510,306	904,077	3,2	65,40	16,08	46,13	70,74	441,995	368,432	440,786
17	2	465,434	1173,410	3,2	26,54	6,40	69,40	48,41	512,139	387,064	325,353
	3	465,434	828,846	3,2	65,06	16,19	37,25	44,56	404,462	297,908	319,400
18	2	570,922	1082,738	3,2	18,62	4,54	50,02	21,14	516,769	261,038	176,131
	3	570,922	791,570	3,2	72,33	16,61	24,58	15,89	425,779	216,644	191,096

6.3.5.2 Gaya geser dan tulangan geser

a. Tulangan geser kolom lantai 1_{bawah}

Sebagai contoh hitungan digunakan kolom lantai 1 tengah. Digunakan sengkang deform D_{14} dengan mutu baja 400 Mpa, dengan luas 1 sengkang (A_v) menurut SKSNI (1991) adalah 2 kali luas dari diameter tulangan sengkang yang digunakan, sehingga

$$A_v = 2 \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot d^2) = 2 \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot 14^2) = 307,72 \text{ mm}^2$$

Pada lantai 1_{bawah}, $V_c = 0$ sehingga seluruh gaya geser yang terjadi ditahan oleh tulangan sengkang sehingga $V_{u,k}$ desain tidak direduksi dengan nilai V_c .

$$\begin{aligned} V_{u,k} \text{ desain} &= V_{u,k} / \phi \\ &= 732,487 / 0,6 = 1220,812 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak sengkang perlu adalah:

$$S = \frac{307,72 \cdot 400 \cdot 730}{1220,812 \cdot 10^3} = 78,643 \text{ mm}$$

Digunakan jarak spasi sengkang, $S = 75 \text{ mm}$, sehingga gaya geser yang mampu ditahan oleh sengkang adalah :

$$V = \frac{307,72 \cdot 400 \cdot 730}{75} = 1280,115 \text{ kN} > V_{u,k} / \phi = 1220,812 \text{ kN}$$

b. Tulangan geser kolom lantai 1_{atas}

Pada lantai 1 atas kontribusi V_c diperhitungkan dalam memberikan tahanan geser. V_c dihitung dengan persamaan,

$$\begin{aligned} V_c &= (1 + N_u / 14 \cdot A_g) \cdot (\sqrt{f_c'} / 6) \cdot b \cdot d \\ &= (1 + 8149,926) / (14 \cdot 500 \cdot 850) \cdot (\sqrt{30} / 6) \cdot 500 \cdot 730 = 356,507 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser yang digunakan dalam perhitungan adalah gaya geser yang didapat dari pengurangan gaya geser rencana ($V_{u,k}$) dengan gaya geser yang mampu disumbangkan oleh beton (V_c), sehingga:

$$V_{u,k} \text{ desain} = V_{u,k} / \phi = 732,487 / 0,6 = 1220,812 \text{ kN}$$

$$V_{u,kr} = 1220,812 - 356,507 = 846,305 \text{ kN}$$

Jarak sengkang perlu adalah

$$S = \frac{307,72 \cdot 400 \cdot 730}{846,305 \cdot 10^3} = 111,082 = 110 \text{ mm}$$

Gaya geser yang mampu ditahan :

$$V_s = \frac{307,72 \cdot 400 \cdot 730}{110} = 872,806 \text{ kN}$$

Sehingga gaya geser aktual yang mampu ditahan oleh sengkang dan beton adalah:

$$V_c + V_s > V_{u,k} / \phi$$

$$356,507 + 872,806 = 1229,313 \text{ kN} > 1220,812 \text{ kN}$$

Dengan cara yang sama didapatkan sengkang dan jarak antar sengkang untuk kolom yang lain dan hasilnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 6.13 Penulangan geser kolom

Tingkat	Kolom	Vu,k (kN)	Nu,k (kN)	Vc (kN)	Tulangan Geser	Vs (kN)	Vs aktual (kN)
1	2b	732,487	8149,926	0	D14 - 75	1280,115	1280,115
	3b	800,402	7110,004	0	D14 - 65	1283,632	1382,373
	2a	732,487	8149,926	356,507	D14 - 110	872,806	1280,115
	3a	800,402	7110,004	333,621	D14 - 85	1057,109	1382,373
2	2	1079,888	7621,150	356,476	D14 - 85	1129,513	1600,144
	3	802,465	6687,704	333,596	D14 - 85	1057,109	1382,373
3	2	1165,202	7089,783	356,444	D14 - 75	1280,115	1600,144
	3	803,823	6245,959	333,570	D14 - 85	1057,109	1382,373
4	2	1217,093	6576,274	356,413	D14 - 75	1280,115	1745,612
	3	801,490	5804,222	333,543	D14 - 85	1057,109	1382,373
5	2	1294,036	6071,316	356,383	D14 - 75	1280,115	1745,612
	3	796,442	5359,133	333,517	D14 - 90	998,380	1382,373
6	2	1386,100	5575,523	356,353	D14 - 70	1371,552	1745,612
	3	784,909	4911,982	333,490	D14 - 90	998,380	1382,373
7	2	1012,335	5090,471	310,677	D14 - 80	1046,248	1394,997
	3	896,823	4466,818	287,816	D14 - 85	912,299	1193,007
8	2	1019,082	4617,245	310,649	D14 - 80	1046,248	1394,997
	3	898,446	4045,154	287,792	D14 - 90	861,616	1107,792
9	2	1020,800	4152,966	310,622	D14 - 80	1046,248	1287,690
	3	896,958	3623,844	287,767	D14 - 90	861,616	1033,939
10	2	989,096	3697,054	310,595	D14 - 80	1046,248	1287,690
	3	866,482	3206,022	287,742	D14 - 95	816,268	1033,939
11	2	950,501	3249,387	310,568	D14 - 80	1046,248	1287,690
	3	836,736	2792,912	287,718	D14 - 95	816,268	1033,939
12	2	985,406	2808,693	310,542	D14 - 80	1046,248	1287,690
	3	603,154	2384,323	287,694	D14 - 100	775,454	969,318
13	2	642,220	2370,432	287,693	D14 - 120	646,212	861,616
	3	535,684	1983,001	242,025	D14 - 130	501,820	686,701
14	2	614,955	1932,907	287,668	D14 - 130	596,503	816,268
	3	502,908	1607,886	242,003	D14 - 150	434,911	652,366
15	2	587,856	1499,396	287,642	D14 - 150	516,970	775,454
	3	479,673	1238,454	241,982	D14 - 170	383,745	593,060
16	2	554,160	1069,116	287,617	D14 - 160	484,659	704,959
	3	441,995	877,487	241,961	D14 - 180	362,426	593,060
17	2	325,353	641,575	287,592	D14 - 300	258,485	516,970
	3	297,908	526,466	241,941	D14 - 250	260,947	465,976
18	2	176,131	219,836	287,567	D14 - 500	155,091	408,134
	3	191,096	190,323	241,922	D14 - 500	130,473	343,351

6.4 Desain Dinding Geser

6.4.1 Perhitungan Tebal Dinding Geser (bw)

Untuk menghindari terjadinya bahaya tekuk, perlakuan dinding geser sebagai kolom merupakan anggapan yang terbaik (T. Paulay dan R. L. William 1980), maka dimensi dinding geser perlu dibatasi. Batasan pendekatan dinding geser (bw) dapat didekati dengan persamaan,

$$bw = \frac{hs}{20} \geq 150 \text{ mm}$$

$$bw = \frac{5250}{20} = 263 \text{ mm, diambil } bw = 300 \text{ mm}$$

6.4.2 Perhitungan Lebar Dinding Geser (lw)

Untuk menjamin bahwa dinding geser tetap berperilaku geser, menurut T. Paulay dan M.J.N. Priestley (1992), perbandingan antara tinggi total bangunan dan lebar dinding geser dapat diambil 8.

$$\frac{hw}{lw} = 8, \text{ dari Gambar 3. dengan anggapan perencanaan daktilitas penuh } (\mu_{\Delta} = 4)$$

didapat rasio daktilitas (μ_{ϕ}) = 12.

Menurut Winter dan Nilson (1993), gaya geser pada dinding geser seringkali mencapai keadaan kritisnya khususnya apabila hanya dipakai tulangan yang terdistribusi secara seragam, sehingga harus diketahui batasan tebal dinding geser kritis (bc) yang nilainya didekati dengan persamaan,

$$bc = 0,017 \cdot lw \cdot \sqrt{\mu_{\phi}} = 0,017 \cdot lw \cdot \sqrt{12} = 0,059 \cdot lw$$

$$\frac{bc}{lw} = 0,059$$

Dari Gambar 3.3, untuk nilai $\frac{bc}{lw} = 0,059$ dengan perencanaan daktilitas penuh

($\mu_v = 4$), maka didapat nilai $\frac{hw}{lw} = 9$, sehingga untuk gedung 18 tingkat;

$$hw = 3,90 \cdot 17 + 5,25 = 71,55 \text{ m}$$

$$lw = \frac{hw}{9} = \frac{71,55}{9} = 7,95 \text{ m, dipakai } lw = 8 \text{ m}$$

6.4.3 Perencanaan Dimensi *Boundary Elements*

$$lw = 8000 \text{ mm, maka } bc = 0,059 \cdot 8000 = 472 \text{ mm}$$

$$b \geq b_w \rightarrow b \geq 300 \text{ mm}$$

$$b \geq bc \rightarrow b \geq 472 \text{ mm}$$

$$b \geq h_f/16 \rightarrow b \geq 5250/16 \geq 328 \text{ mm}$$

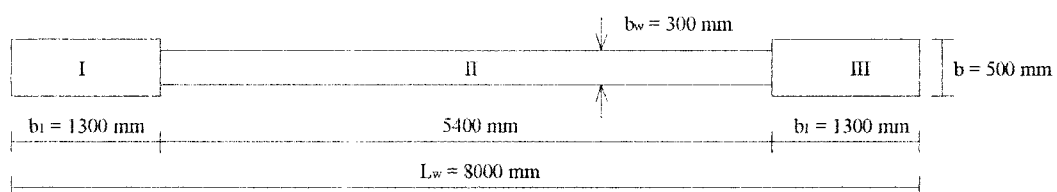
dipakai $b = 500 \text{ mm}$

$$b_1 \geq \frac{bc \cdot lw}{10 \cdot bw} \rightarrow b_1 \geq \frac{472 \cdot 8000}{10 \cdot 300} = 1258,67 \text{ mm}$$

$$b_1 \geq \frac{bc^2}{bw} \rightarrow b_1 \geq \frac{472^2}{300} = 742,6 \text{ mm}$$

$$b_1 \geq \frac{h_f}{16} \rightarrow b_1 \geq \frac{5250}{16} = 328,1 \text{ mm}$$

dipakai $b_1 = 1300 \text{ mm}$



Gambar 6.9 Dimensi dinding geser

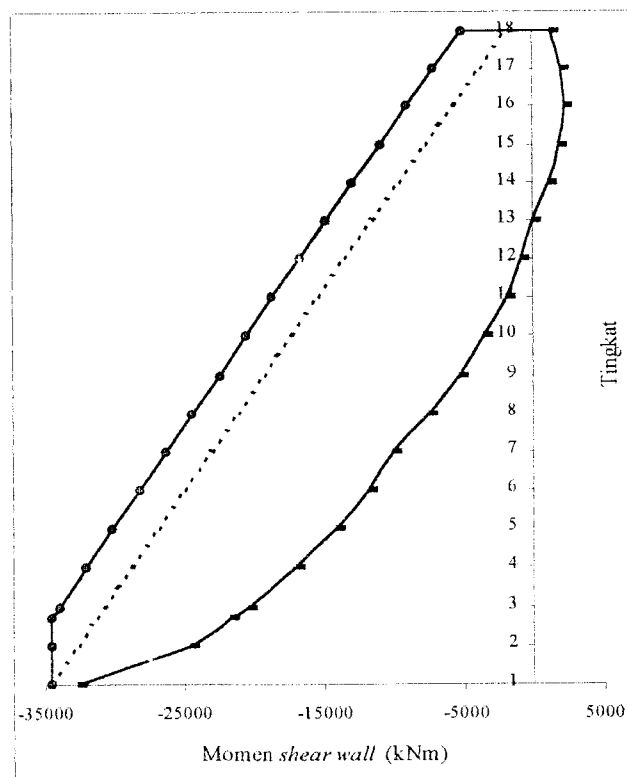
Titik berat dinding geser = $l_w/2 = 8000/2 = 4000$ mm

Dari hasil analisa struktur dengan bantuan SAP90 dapat dibuatkan *moment envelopes* untuk menentukan momen rencana pada dinding geser dan dapat dilihat pada Gambar 6.8.

Pada tingkat 1 didapat nilai;

$$M_u = 34616,54 \text{ kNm}, \quad M_{11} = M_u/\phi = 34616,54/0,65 = 53256,31 \text{ kNm}$$

$$P_u = 12733,80 \text{ kN}, \quad P_n = P_u/\phi = 12733,80/0,65 = 19590,46 \text{ kN}$$



Gambar 6.10 Grafik bidang momen rencana (*moment envelopes*) dinding geser

Tabel 6.14 Momen rencana dinding geser

Tkt	M dari SAP90 (kNm)	M rencana (kNm)
1	-32723.34	-34616.540
2	-24567.48	-34616.540
3	-20424.05	-34616.540
4	-16961.98	-34048.941
5	-14108.40	-32124.038
6	-11799.36	-30199.136
7	-9948.54	-28274.234
8	-7484.71	-26349.331
9	-5315.45	-24424.429
10	-3489.34	-22499.526
11	-2001.54	-20574.624
12	-866.31	-18649.722
13	-63.79	-16724.819
14	1111.07	-14799.917
15	1893.20	-12875.015
16	2211.57	-10950.112
17	2021.47	-9025.210
18	1256.83	-7100.308

Tabel 6.15 Momen rencana dinding geser

Tingkat	Gaya aksial rencana (kN)
1	12733,80
2	12089,09
3	11455,06
4	10794,89
5	10111,43
6	9407,45
7	8687,12
8	7977,18
9	7250,06
10	6506,90
11	5749,62
12	4980,35
13	4204,94
14	3463,99
15	2716,29
16	1962,45
17	1204,57
18	445,12

6.4.4 Tulangan Lentur

a. Pada badan dinding geser (daerah II)

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

$$\rho_{\min} = 0,7/f_y = 0,7/400 = 0,00175$$

diambil nilai terbesar $\rho_{\min} = 0,0025$

$$A_s = 0,0025 \cdot 300 \cdot 5400 = 4050 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan maksimum;

$$D_{\max} < \frac{bw}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D_{12} dipakai 2 lapis tulangan

$$\text{Jarak antar tulangan (s)} = \frac{2 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 12^2)}{0,0025 \cdot 300} = 301,1 \text{ mm, dipakai } s = 300 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan (n) = $5400/300 = 18$ dipakai tulangan $18D_{12}$

$$A_{s \text{ aktual}} = 18 \cdot 2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 12^2 = 4071,5 \text{ mm}^2 > 4050 \text{ mm}^2$$

Anggap semua tulangan sudah leleh, maka gaya aksial yang bekerja,

$$T_2 = A_{s \text{ aktual}} \cdot f_y = 4071,5 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 1628,602 \text{ kN}$$

b. Pada ujung dinding geser (daerah I)

Diameter tulangan maksimum,

$$D_{\max} < \frac{b}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ mm}$$

$$A_{v, \min} = 0,001 \cdot bw \cdot lw = 0,001 \cdot 300 \cdot 8000 = 2400 \text{ mm}^2$$

$$A_{v, \max} = 0,06 \cdot \text{Luas daerah ujung} = 0,06 \cdot 500 \cdot 1300 = 39000 \text{ mm}^2$$

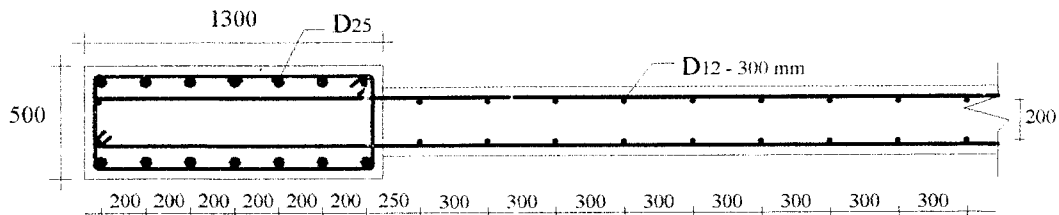
Statis momen terhadap T_1

$$19590,46 \cdot 3,35 + T_2 \cdot 3,35 + T_3 \cdot 6,7 - 53256,54 = 0$$

didapat $T_3 = 2660,84 \text{ kNm}$

$$A_{s3} = \frac{2660,84 \cdot 10^3}{400} = 6652,11 \text{ mm}^2 \text{ dipakai tulangan } 14D_{25}$$

$$A_v \text{ ujung} = 14 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 25^2 = 6872,234 \text{ mm}^2 > 6652,11 \text{ mm}^2$$



Gambar 6.11 Penempatan tulangan *boundary element* dan tulangan lentur

6.4.5 Kapasitas lentur dinding geser

a. Desak daerah I



Dengan cara coba-coba garis netral dinding geser dari tulangan yang terpasang dapat ditentukan, sehingga gaya desak dikurangi gaya tarik akan kira-kira sama dengan P_n . Kemudian momen yang didapat berdasarkan tulangan tampang dapat ditentukan.

Dengan menganggap seluruh tulangan D12 telah leleh maka tulangan D12 diberikan gaya sebesar $= (2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 400) / 300 = 301,593 \text{ N/mm}$

Iterasi I:

$$\text{Dicoba } c = 0,3 \cdot 8000 = 2400 \text{ mm}$$

$$\text{Daerah desak: } C_c = 0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 2400 \cdot 500 = 26101,00 \text{ kN}$$

$$C_{s1} = 14.1/4.\pi.25^2.400 = 2748,894 \text{ kN}$$

$$C \text{ total} = 28758,894 \text{ kN}$$

Daerah tarik: $T_{s1} = 14.1/4.\pi.25^2.400 = 2748,894 \text{ kN}$

$$T_{s2} = (8000 - 1300 - 2400).301,593 = 1296,849 \text{ kN}$$

$$T \text{ total} = 4045,743 \text{ kN}$$

$$C - T = 28758,894 - 4049,743 = 24713,151 \text{ kN} > 19590,462 \text{ kN}$$

Maka daerah desak harus dikurangi sebesar:

$$\Delta = \frac{(24713,151 - 19590,462).10^3}{0,85.30.300} = 669,633 \text{ mm}$$

Iterasi 2:

$$c = 2400 - 669,633/0,85 = 1612,197 \text{ mm}$$

Daerah desak: $C_c = 0,85.30.0,85.1612,197.500 = 17472,185 \text{ kN}$

$$C_{s1} = 14.1/4.\pi.25^2.400 = 2748,894 \text{ kN}$$

$$C \text{ total} = 20221,079 \text{ kN}$$

Daerah tarik: $T_{s1} = 14.1/4.\pi.25^2.400 = 2748,894 \text{ kN}$

$$T_{s2} = (8000 - 1300 - 1612,197).301,593 = 1534,445 \text{ kN}$$

$$T \text{ total} = 4283,339 \text{ kN}$$

$$C - T = 20221,079 - 4283,339 = 15937,740 \text{ kN} < 19590,462 \text{ kN}$$

Maka daerah desak harus ditambah sebesar:

$$\Delta = \frac{(19590,462 - 15937,740).10^3}{0,85.30.300} = 477,48 \text{ mm}$$

iterasi dapat dilakukan hingga nilai $C-T \approx P_n$, sehingga,

$$c = 1928,974 \text{ mm}$$

Daerah desak: $C_c = 0,85.30.0,85.1928,974.500 = 20905,260 \text{ kN}$

$$C_{s1} = 14.1/4.\pi.25^2.400 = 2748,894 \text{ kN}$$

$$C \text{ total} = 23654,154 \text{ kN}$$

Daerah tarik: $T_{s1} = 14.1/4.\pi.25^2.400 = 2748,894 \text{ kN}$

$$T_{s2} = (8000 - 1300 - 1928,974).301,593 = 1438,907 \text{ kN}$$

$$T \text{ total} = 4187,801 \text{ kN}$$

$$C - T = 23654,154 - 4187,801 = 19466,353 \text{ kN} \approx 19590,462 \text{ kN}$$

$$\Sigma Mn = 20779,984.(4 - 0,5.0.85.1928,974) + 2748,894.(4 - 0,5.1,3)$$

$$+ 2748,894.(8 - 4 - 0,5.1,3) = 84900,20 \text{ kNm}$$

b. Desak daerah III

Karena bentuk dinding geser dan tulangan yang digunakan pada dinding geser simetris, maka perhitungan untuk desak daerah III sama dengan desak daerah I.

6.4.6 Perencanaan Geser

Untuk menjamin agar dinding geser yang cukup sepanjang tinggi dinding geser, maka bidang geser perlu akibat beban gempa sepanjang tinggi dinding harus dimodifikasi, sehingga berjalan linier dari $V_{u,d \text{ maks}}$ pada dasar dinding geser sampai $0,5.V_{u,d \text{ maks}}$ pada puncak dinding geser.

$$V_{u,d \text{ maks}} = V_{wall} = \omega_v.\phi_o.V_E$$

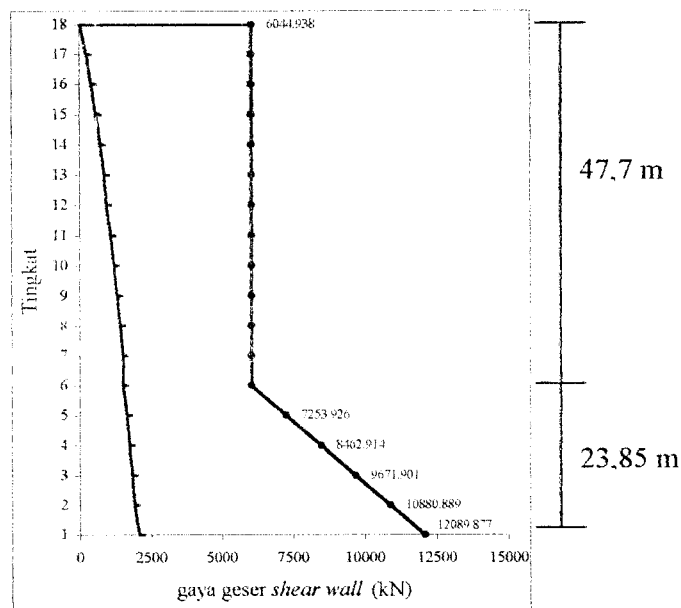
$$\omega_v = 1,3 + 18/30 = 1,90$$

$$\phi_o = \frac{M_{kap,w}}{M_{E,w}} = \frac{1,25.84900,20}{34616,54} = 3,066$$

$$V_E = 2075,55 \text{ kN}$$

$$V_{u,d \text{ maks}} = V_{wall} = 1,90.3,066. 2075,55 = 12089,877 \text{ kN}$$

$$0,5.V_{u,d \text{ maks}} = 6044,938 \text{ kN}$$



Gambar 6.12 Bidang gaya geser rencana (*shear envelopes*) dinding geser

$$v_i = \frac{V_{wall}}{b_w \cdot d} = \frac{12089,877 \cdot 10^3}{300 \cdot 0,8 \cdot 8000} = 6,297 \text{ MPa.}$$

tetapi tidak lebih besar dari:

$$\begin{aligned} v_{i \text{ maks}} &= \left(\frac{0,22 \cdot \phi}{\mu} + 0,03 \right) \cdot f_c' \leq 0,16 \cdot f_c' \\ &= \left(\frac{0,22 \cdot 3,066}{4} + 0,03 \right) \cdot 30 = 5,958 \text{ MPa} \leq 0,16 \cdot 30 = 4,80 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

maka dipakai $v_i = 4,80 \text{ MPa}$.

kontribusi beton pada dinding geser sebesar:

$$v_c = 0,6 \cdot \sqrt{\frac{P_i}{A_g}} = 0,6 \cdot \sqrt{\frac{19590,46 \cdot 10^3}{292 \cdot 10^4}} = 1,554 \text{ MPa.}$$

Digunakan sengkang 2D₁₂ dengan $A_v = 226,2 \text{ mm}^2$

$$v_s = v_i - v_c = 4,8 - 1,554 = 3,246 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{v_s \cdot b_w}{f_y}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{v_s \cdot b_w} = \frac{226,2 \cdot 400}{3,246 \cdot 300} = 92,92 \text{ mm}$$

dipakai D₁₂₋₉₀ untuk tulangan geser horizontal.

Kontrol efek tekuk pada tulangan daerah II:

$$\begin{aligned} \rho_e &= \frac{\Sigma A}{b \cdot s} < \frac{2}{f_y} \\ &= \frac{2 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 12^2)}{500 \cdot 300} = 0,0015 < 0,005 \end{aligned}$$

sehingga tulangan pada daerah II tidak perlu dikekang.

Pengekangan tulangan pada daerah I dan III:

Dipakai sengkang tertutup, dengan jarak;

$$sh \leq 6 \cdot D_b = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm},$$

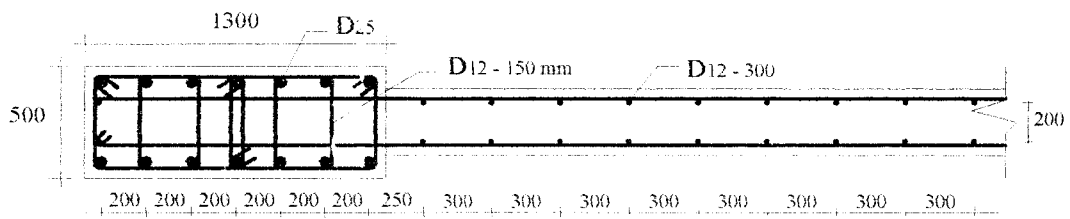
$$sh \leq 0,5 \cdot lw = 0,5 \cdot 1300 = 650 \text{ mm},$$

$$sh \leq 150 \text{ mm}, \text{ dipakai sengkang tertutup } D_{12-150 \text{ mm}}$$

$$s = \frac{(1300 - 40 \cdot 2 - 10 - 2 - 7 \cdot 25)}{(7-1)} = 170,83 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}.$$

$$\begin{aligned} \rho_e &= \frac{\Sigma A}{b \cdot s} < \frac{2}{f_y} \\ &= \frac{2 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 25^2)}{500 \cdot 170,83} = 0,0115 > 0,005 \end{aligned}$$

sehingga tulangan pada daerah I dan III perlu dikekang, digunakan sengkang tertutup.



Gambar 6.13 Penempatan tulangan sengkang pada dinding geser

Dengan cara yang sama penulangan dinding geser untuk tingkat lainnya dapat dihitung dan hasilnya dapat ditabelkan sebagai berikut,

Tabel 6.16 Penulangan pada dinding geser

Tingkat	Tulangan lentur	Tulangan geser vertikal	Tulangan boundary element
1	18D12	14D25	D12-150
2	18D12	12D25	D12-150
3	18D12	12D22	D12-150
4	18D12	10D22	D12-150
5	18D12	8D22	D12-150
6	18D12	8D22	D12-150
7	18D12	8D22	D12-150
8	18D12	6D22	D12-150
9	18D12	6D22	D12-150
10	18D12	6D22	D12-150
11	18D12	4D22	D12-150
12	18D12	4D22	D12-150
13	18D12	4D22	D12-150
14	18D12	4D20	D12-150
15	18D12	4D20	D12-150
16	18D12	4D20	D12-150
17	18D12	4D20	D12-150
18	18D12	4D20	D12-150

BAB VII

HASIL DAN PEMBAHASAN

Tanah dasar yang mendukung pondasi secara umum bukanlah suatu material yang sangat *rigid*, tetapi mempunyai fleksibilitas, sehingga memungkinkan interaksi antara struktur dan tanah. Apalagi bila lantai dasar struktur hanya terdiri dari lantai tegel diatas tanah atau lantai kerja seadanya. Pada kondisi ini, lantai tingkat dasar tidak mempunyai kemampuan yang cukup untuk berfungsi sebagai jepit, karena antara tanah dan kolom tidak berhubungan secara *rigid*. Tanah tidak mampu menahan tegangan tarik, sehingga apabila kolom bergoyang maka massa tanah disekitar kolom tidak dapat mengikatnya. Dengan demikian sistem penjepitan lateral pada muka tanah juga kurang tepat.

Pembahasan meliputi tinjauan hasil simpangan horizontal struktur *frame-wall*, simpangan antar tingkat *frame-wall*, gaya geser tingkat *frame-wall*, momen pada *frame-wall*, momen pada balok, dan desain balok dan kolom.

7.1 Simpangan Horisontal dan *Interstory Drift* Struktur *Frame-Wall*

Simpangan horisontal dan *intersory drift* struktur *frame-wall* akibat beban gempa akan ditampilkan oleh Tabel 7.1 sampai Tabel 7.6 dan diperjelas dengan Gambar 7.1 sampai Gambar 7.9 merupakan simpangan horisontal dan *interstory drift* arah Y dan arah X pada struktur *frame-wall* untuk 6 tingkat, 12 tingkat dan

18 tingkat. Tabel simpangan horisontal dan *intersory drift* arah X ditampilkan pada lampiran dari tugas akhir ini.

Tabel 7.1 Simpangan horisontal (dy) pada struktur 6 tingkat

Tingkat	Simpangan horz. <i>shear wall</i> A-2 (cm)				Simpangan horz. kolom C-2 (cm)			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.433	0.718	1.141	1.642	0.965	1.098	1.655	2.733
2	0.977	1.344	1.912	2.616	1.781	1.944	2.523	3.603
3	1.560	1.953	2.588	3.407	2.514	2.693	3.251	4.258
4	2.104	2.497	3.159	4.040	3.114	3.302	3.840	4.784
5	2.571	2.955	3.625	4.541	3.533	3.726	4.249	5.154
6	2.961	3.335	4.008	4.948	3.750	3.946	4.463	5.349

Tabel 7.2 Simpangan horisontal (dy) pada struktur 12 tingkat

Tingkat	Simpangan horz. <i>shear wall</i> A-2 (cm)				Simpangan horz. kolom C-2 (cm)			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.445	0.906	1.173	1.352	0.874	1.070	1.626	2.455
2	0.971	1.626	2.009	2.275	1.711	1.983	2.552	3.356
3	1.602	2.362	2.816	3.139	2.562	2.885	3.412	4.117
4	2.296	3.103	3.592	3.949	3.406	3.763	4.244	4.853
5	3.022	3.835	4.337	4.709	4.230	4.605	5.043	5.571
6	3.755	4.550	5.047	5.423	5.025	5.403	5.803	6.262
7	4.482	5.244	5.726	6.096	5.889	6.259	6.617	7.010
8	5.185	5.906	6.367	6.727	6.710	7.064	7.383	7.719
9	5.851	6.528	6.966	7.312	7.424	7.758	8.043	8.334
10	6.473	7.107	7.522	7.853	7.998	8.314	8.573	8.828
11	7.055	7.648	8.040	8.357	8.406	8.710	8.950	9.181
12	7.604	8.159	8.530	8.833	8.643	8.942	9.172	9.390

Tabel 7.3 Simpangan horizontal (d_y) pada struktur 18 tingkat

Tingkat	Simpangan horz. <i>shear wall</i> A-2 (cm)				Simpangan horz. kolom C-2 (cm)			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.406	0.828	1.124	1.340	0.641	0.893	1.513	2.389
2	0.841	1.491	1.947	2.287	1.301	1.701	2.413	3.349
3	1.366	2.189	2.771	3.214	2.001	2.530	3.276	4.186
4	1.963	2.917	3.600	4.127	2.723	3.370	4.141	5.020
5	2.617	3.672	4.436	5.035	3.462	4.214	5.012	5.871
6	3.317	4.450	5.280	5.939	4.218	5.062	5.890	6.739
7	4.041	5.232	6.113	6.821	5.073	6.006	6.867	7.716
8	4.820	6.067	6.996	7.752	5.967	6.981	7.876	8.730
9	5.600	6.889	7.858	8.653	6.857	7.941	8.868	9.732
10	6.388	7.713	8.716	9.546	7.729	8.874	9.831	10.707
11	7.176	8.532	9.565	10.427	8.578	9.773	10.758	11.649
12	7.958	9.343	10.403	11.294	9.398	10.639	11.649	12.554
13	8.733	10.144	11.230	12.147	10.285	11.568	12.604	13.525
14	9.494	10.931	12.041	12.983	11.149	12.471	13.531	14.468
15	10.240	11.700	12.833	13.800	11.945	13.299	14.380	15.332
16	10.967	12.452	13.607	14.597	12.653	14.035	15.134	16.101
17	11.678	13.186	14.363	15.376	13.257	14.662	15.777	16.754
18	12.375	13.907	15.106	16.142	13.727	15.151	16.279	17.265

Tabel 7.4 *Interstory drift* (arah y) pada struktur 6 tingkat

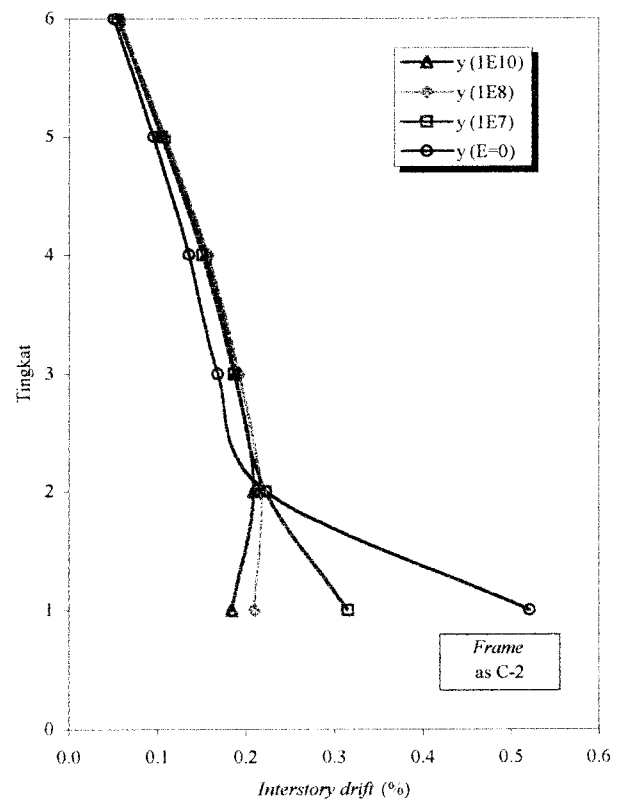
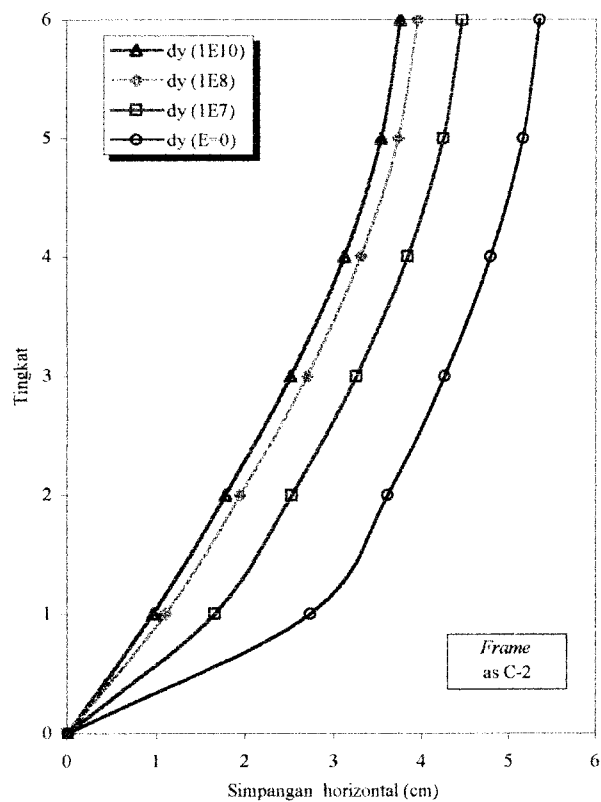
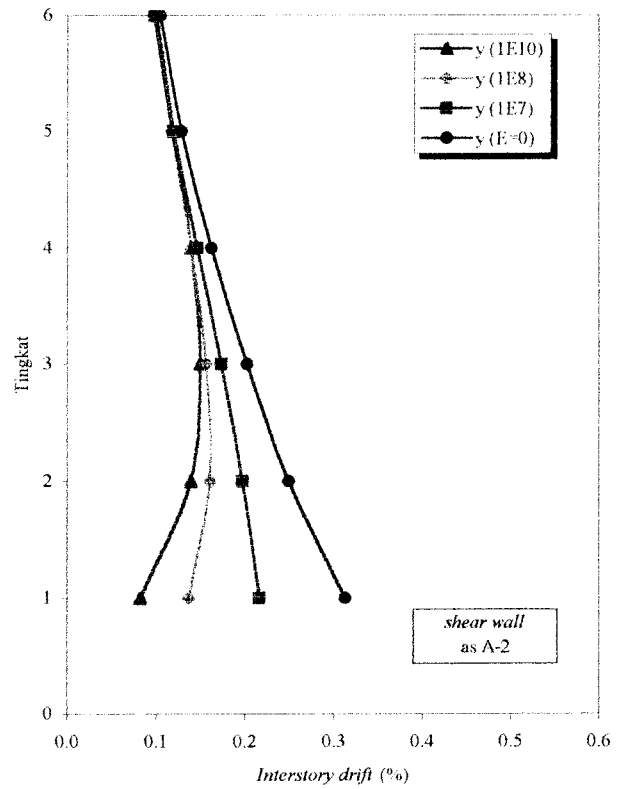
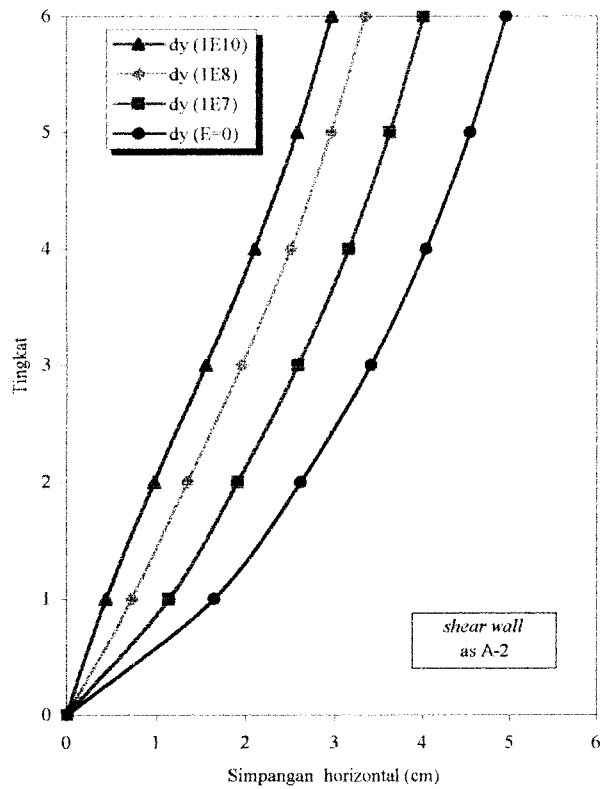
Tkt	<i>Interstory drift shear wall</i> A-2 (%)				<i>Interstory drift</i> kolom C-2 (%)			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.083	0.137	0.217	0.313	0.184	0.209	0.315	0.521
2	0.140	0.160	0.198	0.250	0.209	0.217	0.223	0.223
3	0.149	0.156	0.174	0.203	0.188	0.192	0.187	0.168
4	0.139	0.140	0.146	0.162	0.154	0.156	0.151	0.135
5	0.120	0.117	0.120	0.128	0.107	0.109	0.105	0.095
6	0.100	0.098	0.098	0.104	0.056	0.056	0.055	0.050

Tabel 7.5 *Interstory drift* (arah y) pada struktur 12 tingkat

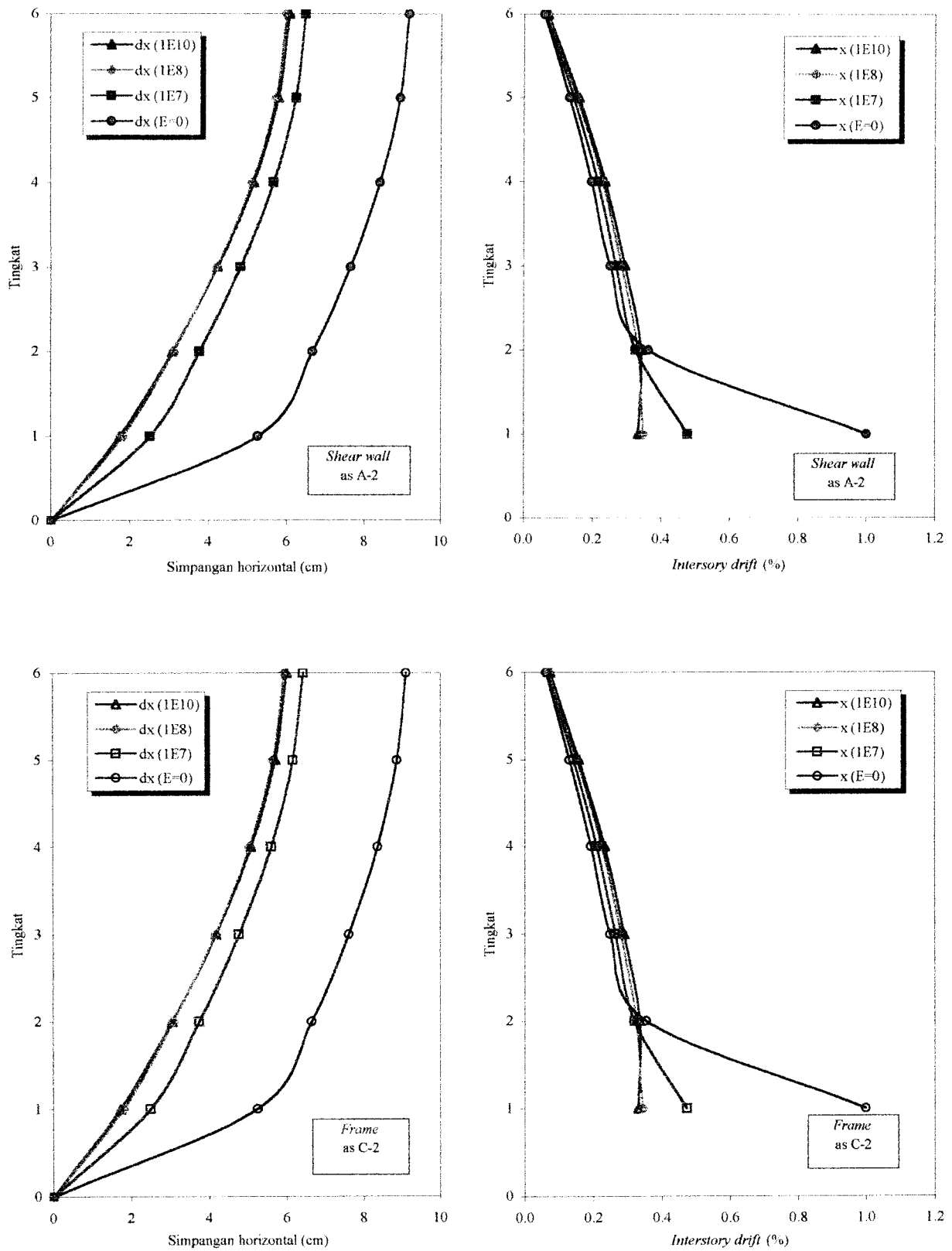
Tkt	<i>Interstory drift shear wall A-2 (%)</i>				<i>Interstory drift kolom C-2 (%)</i>			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.085	0.173	0.223	0.258	0.167	0.204	0.310	0.468
2	0.135	0.185	0.214	0.237	0.215	0.234	0.237	0.231
3	0.162	0.189	0.207	0.222	0.218	0.231	0.221	0.195
4	0.178	0.190	0.199	0.208	0.217	0.225	0.213	0.189
5	0.186	0.188	0.191	0.195	0.211	0.216	0.205	0.184
6	0.188	0.183	0.182	0.183	0.204	0.205	0.195	0.177
7	0.186	0.178	0.174	0.173	0.222	0.219	0.209	0.192
8	0.180	0.170	0.164	0.162	0.211	0.206	0.196	0.182
9	0.171	0.160	0.154	0.150	0.183	0.178	0.169	0.158
10	0.160	0.149	0.143	0.139	0.147	0.143	0.136	0.127
11	0.149	0.139	0.133	0.129	0.105	0.101	0.097	0.091
12	0.141	0.131	0.126	0.122	0.061	0.060	0.057	0.054

Tabel 7.6 *Interstory drift* (arah y) pada struktur 18 tingkat

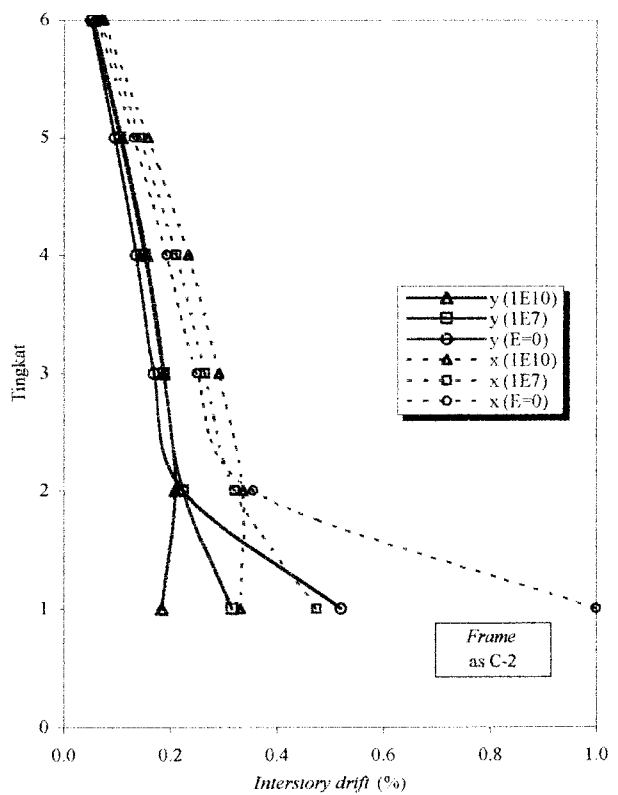
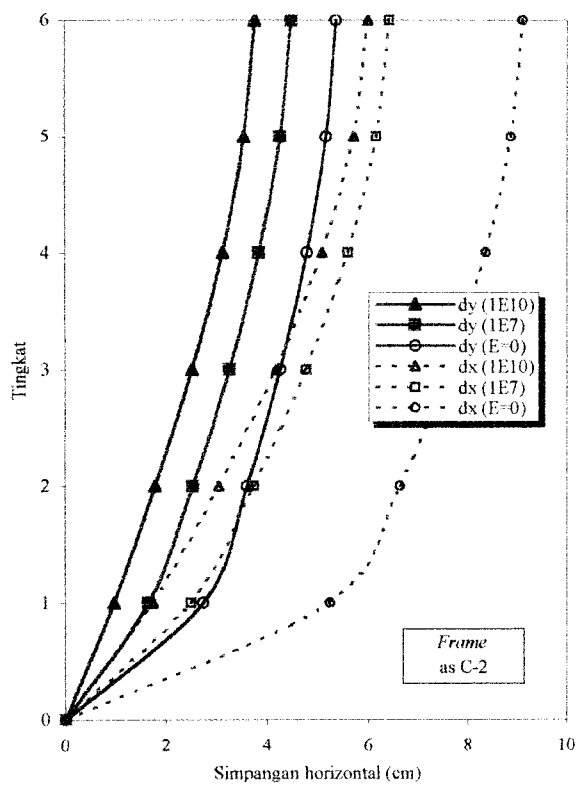
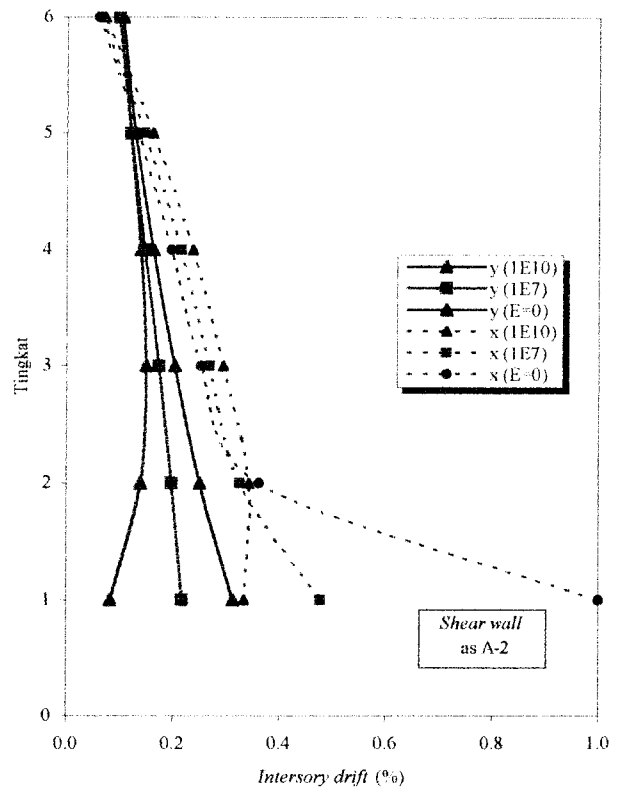
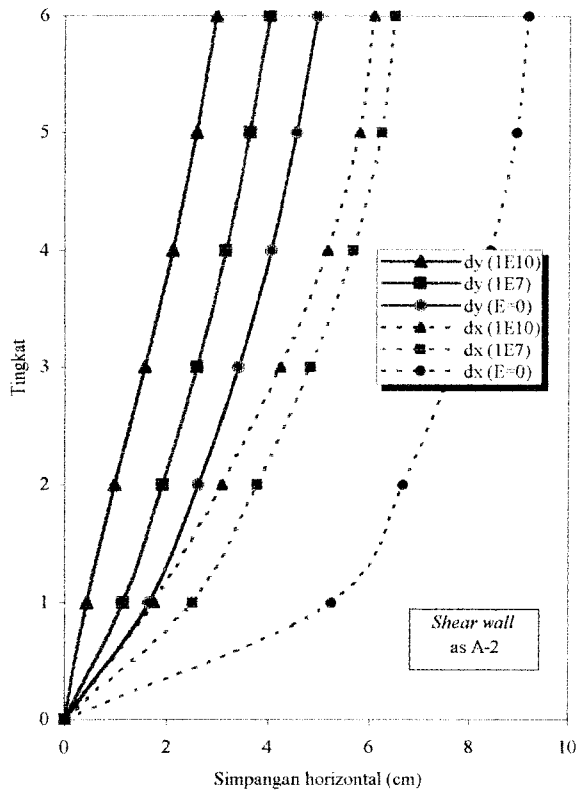
Tkt	<i>Interstory drift shear wall A-2 (%)</i>				<i>Interstory drift kolom C-2 (%)</i>			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.077	0.158	0.214	0.255	0.122	0.170	0.288	0.455
2	0.112	0.170	0.211	0.243	0.169	0.207	0.231	0.246
3	0.135	0.179	0.211	0.238	0.179	0.213	0.221	0.215
4	0.153	0.187	0.213	0.234	0.185	0.215	0.222	0.214
5	0.168	0.194	0.214	0.233	0.190	0.216	0.223	0.218
6	0.179	0.200	0.216	0.232	0.194	0.218	0.225	0.223
7	0.186	0.200	0.214	0.226	0.219	0.242	0.251	0.251
8	0.200	0.214	0.227	0.239	0.229	0.250	0.259	0.260
9	0.200	0.211	0.221	0.231	0.228	0.246	0.254	0.257
10	0.202	0.211	0.220	0.229	0.224	0.239	0.247	0.250
11	0.202	0.210	0.218	0.226	0.218	0.231	0.238	0.241
12	0.201	0.208	0.215	0.222	0.211	0.222	0.228	0.232
13	0.199	0.205	0.212	0.219	0.227	0.238	0.245	0.249
14	0.195	0.202	0.208	0.214	0.222	0.231	0.238	0.242
15	0.191	0.197	0.203	0.209	0.204	0.212	0.218	0.222
16	0.187	0.193	0.198	0.204	0.182	0.189	0.194	0.197
17	0.182	0.188	0.194	0.200	0.155	0.161	0.165	0.168
18	0.179	0.185	0.191	0.196	0.121	0.126	0.129	0.131



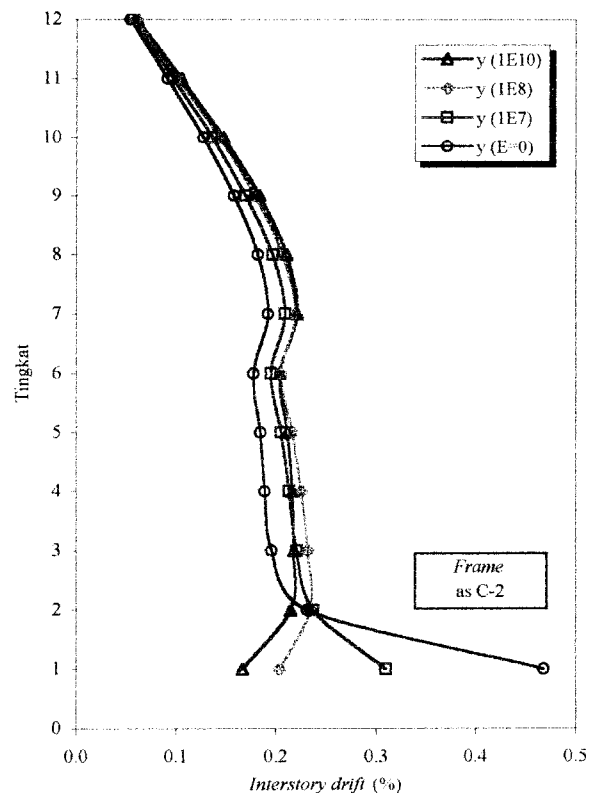
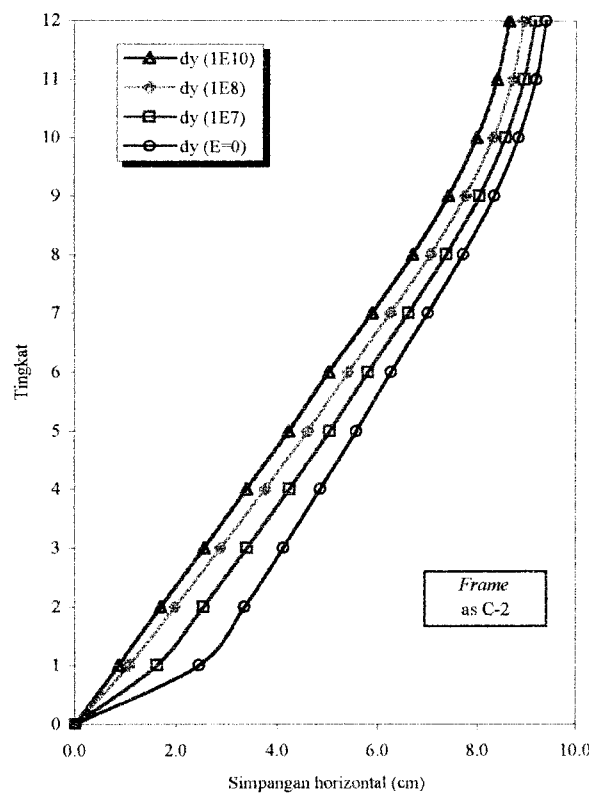
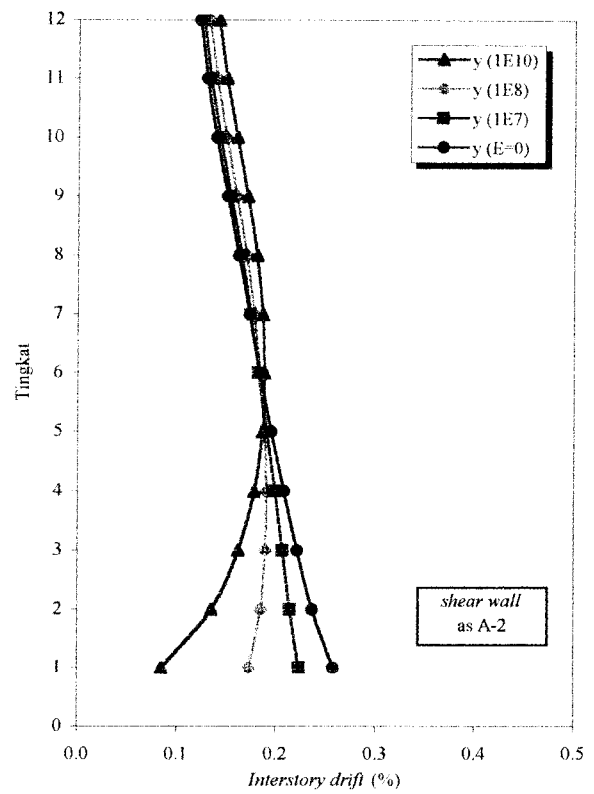
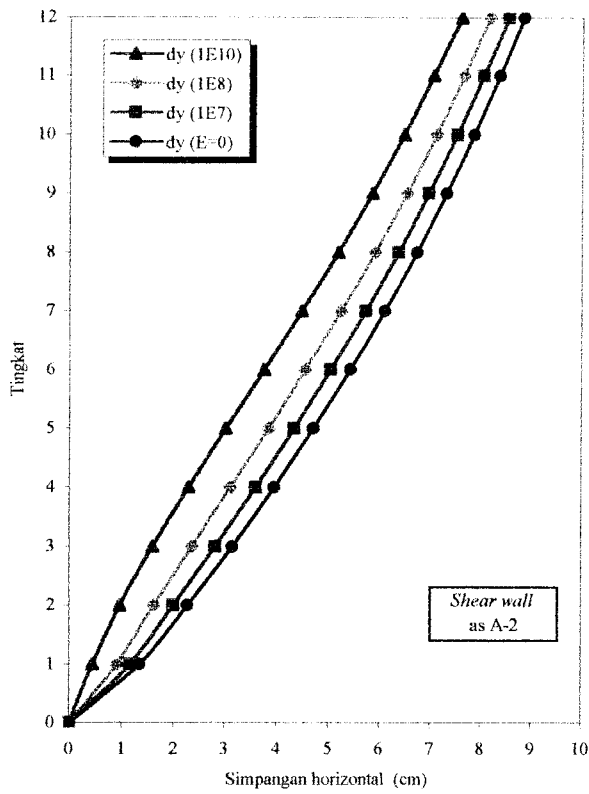
Gambar 7.1 Simpangan horzontal (dy) dan interstory drift (y) struktur 6 tingkat



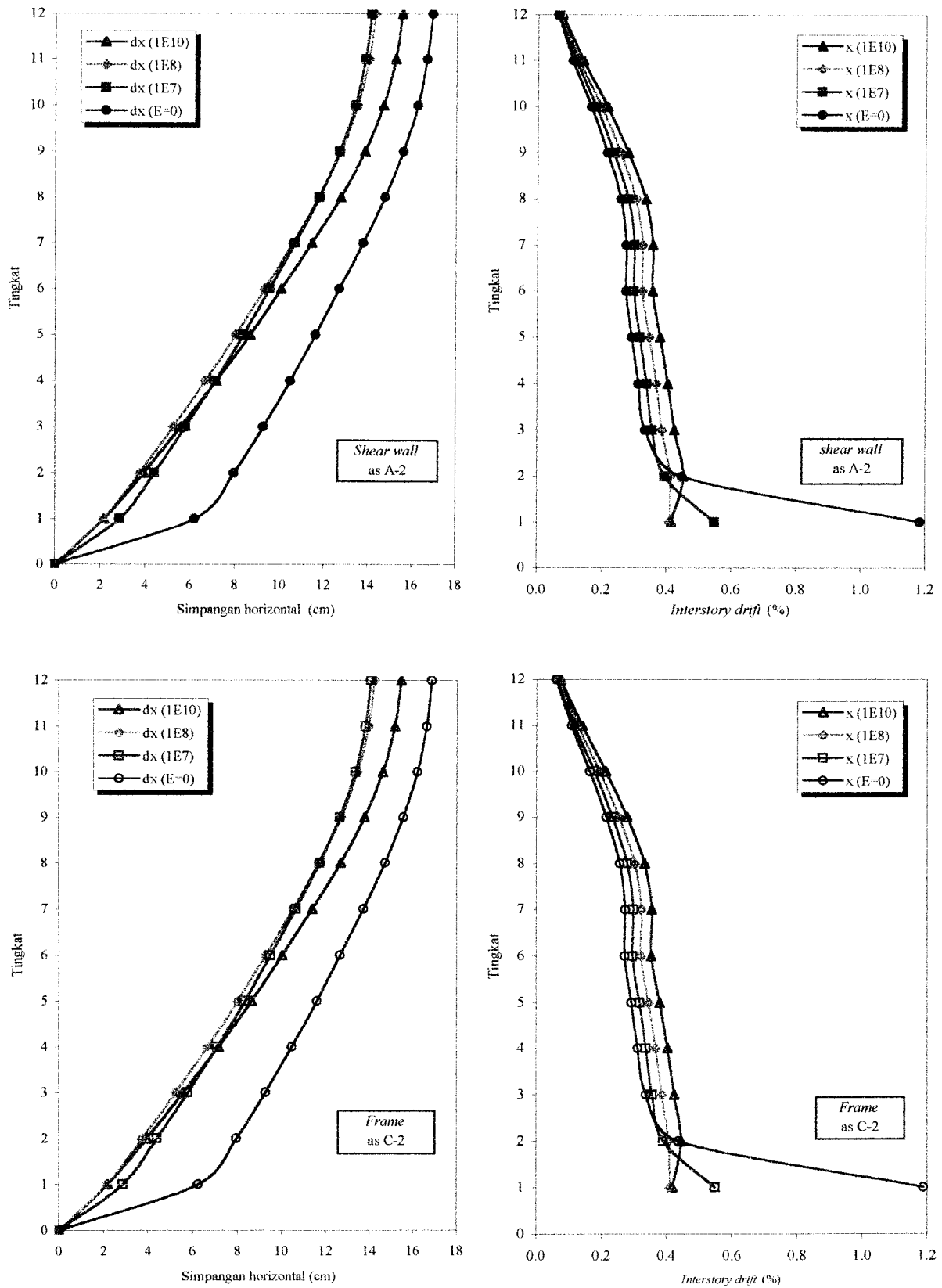
Gambar 7.2 Simpangan horzontal (dx) dan interstory drift (x) struktur 6 tingkat



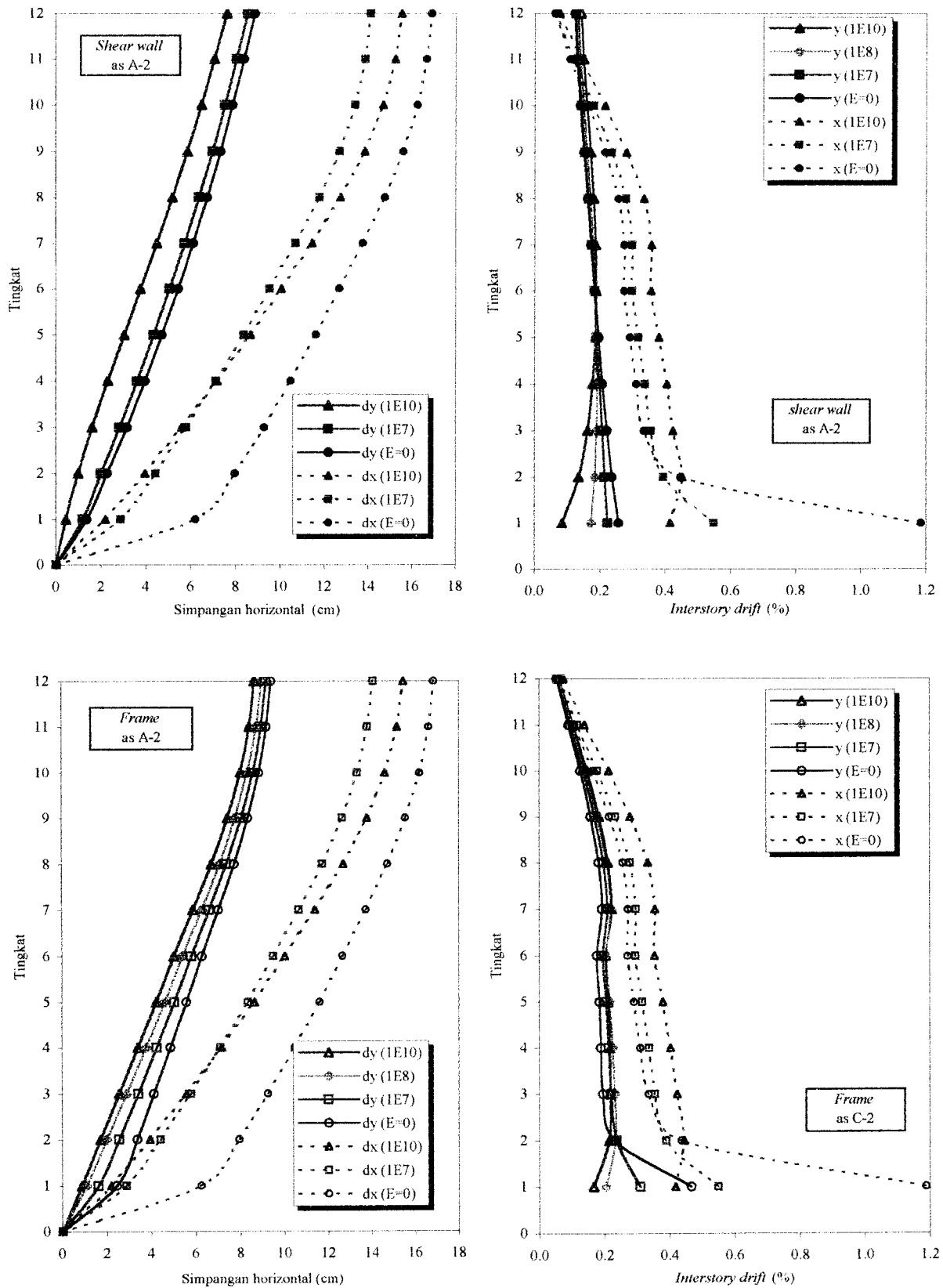
Gambar 7.3 Perbandingan simpangan horz. dan perbandingan interstory drift struktur 6 tingkat



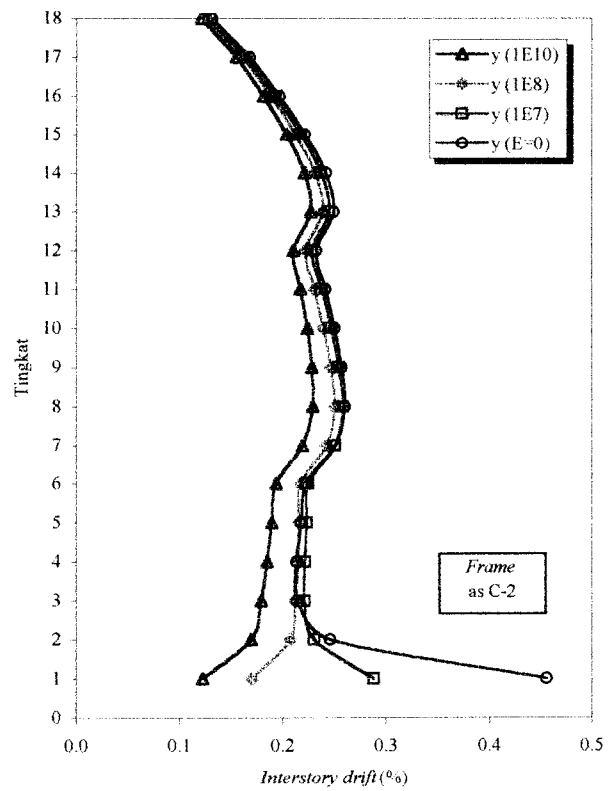
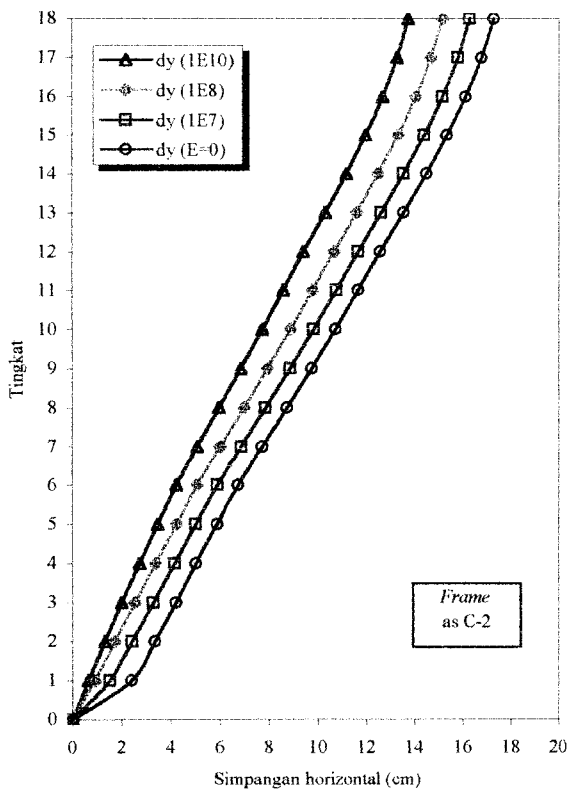
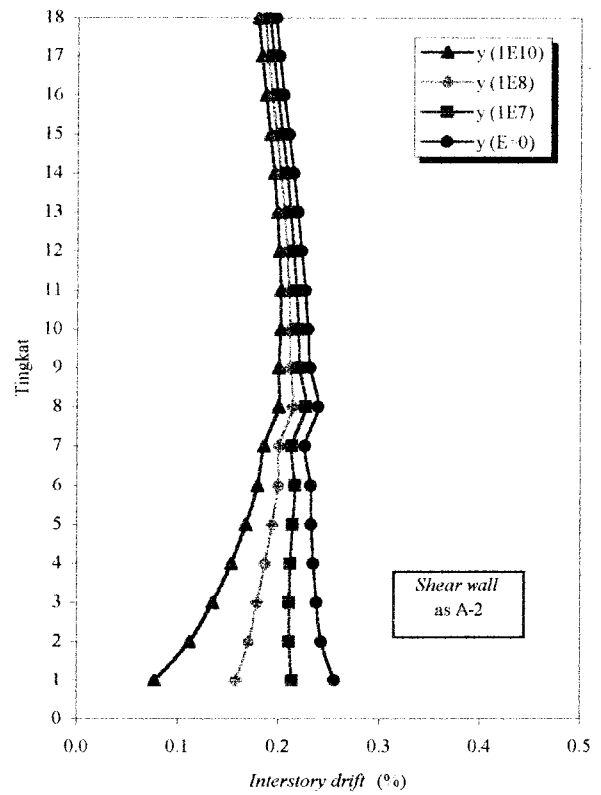
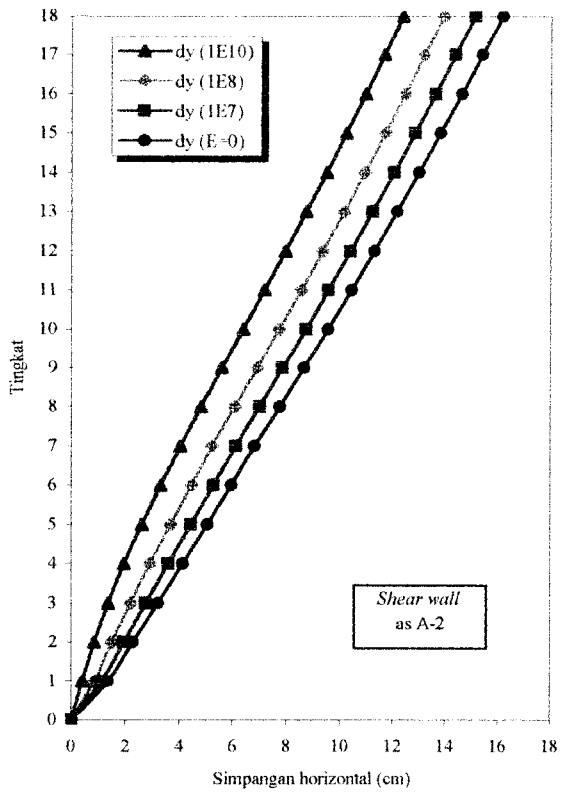
Gambar 7.4 Simpangan horizontal (dy) dan interstory drift (y) struktur 12 tingkat



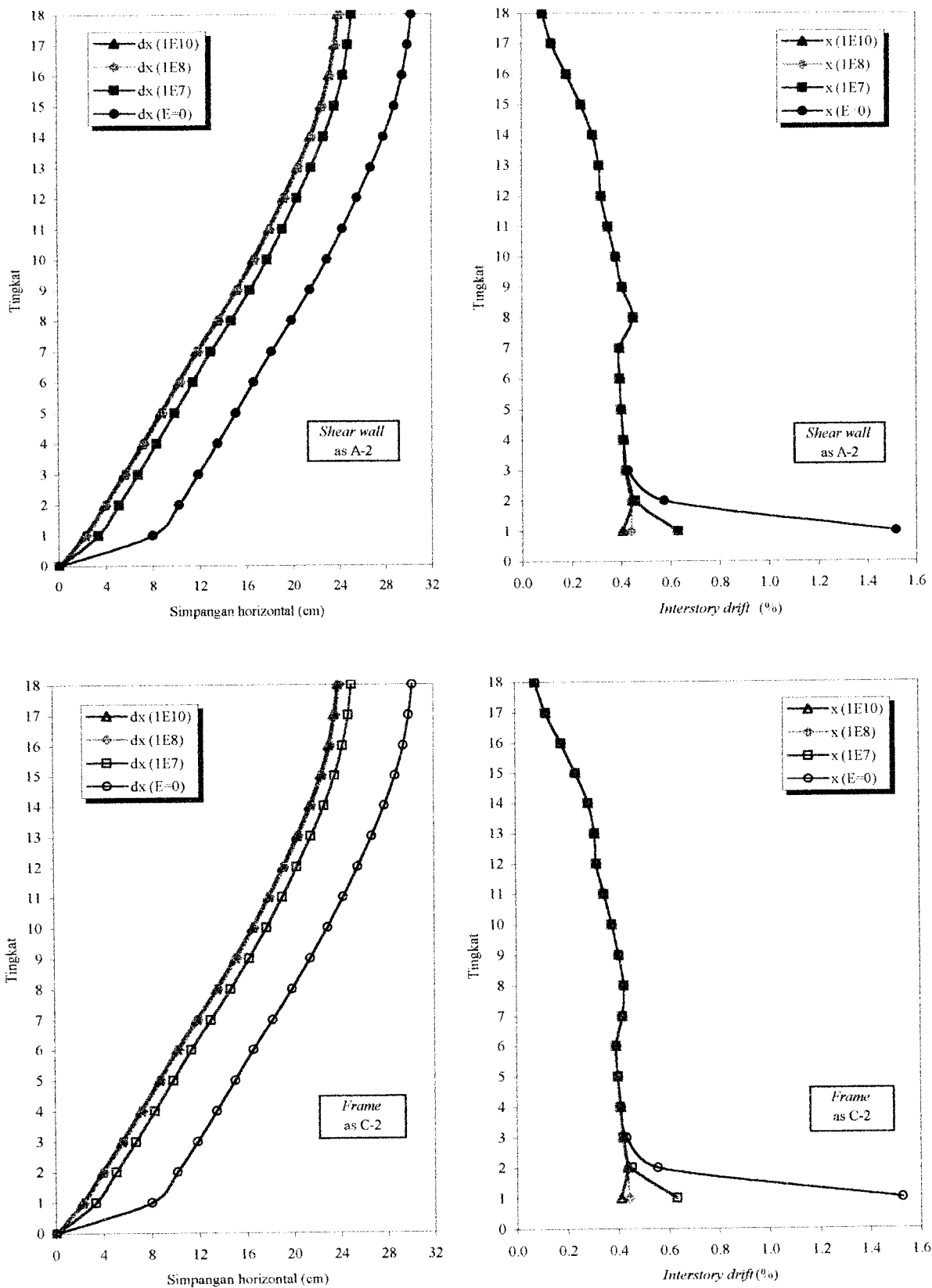
Gambar 7.5 Simpangan horizontal (dx) dan interstory drift (x) struktur 12 tingkat



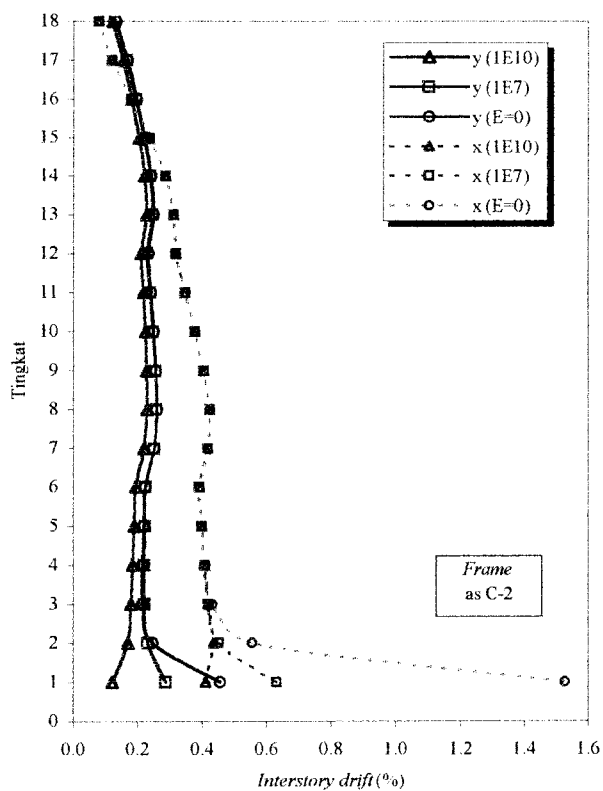
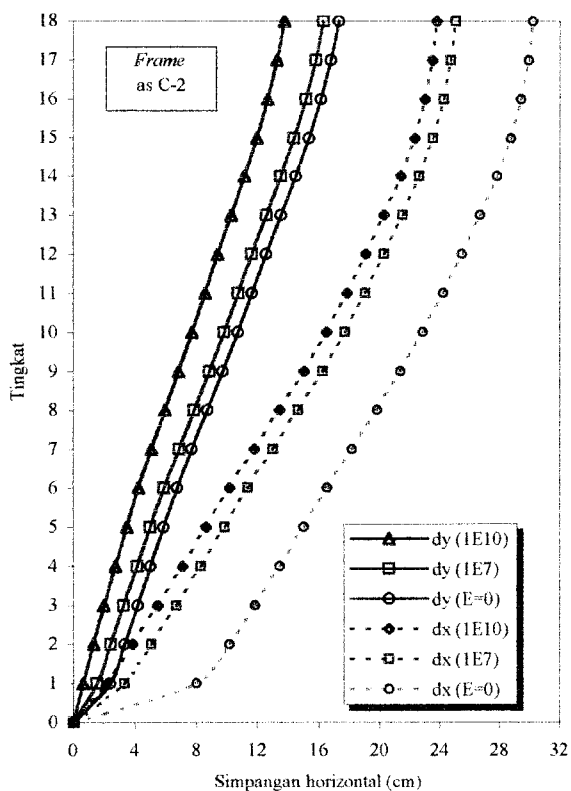
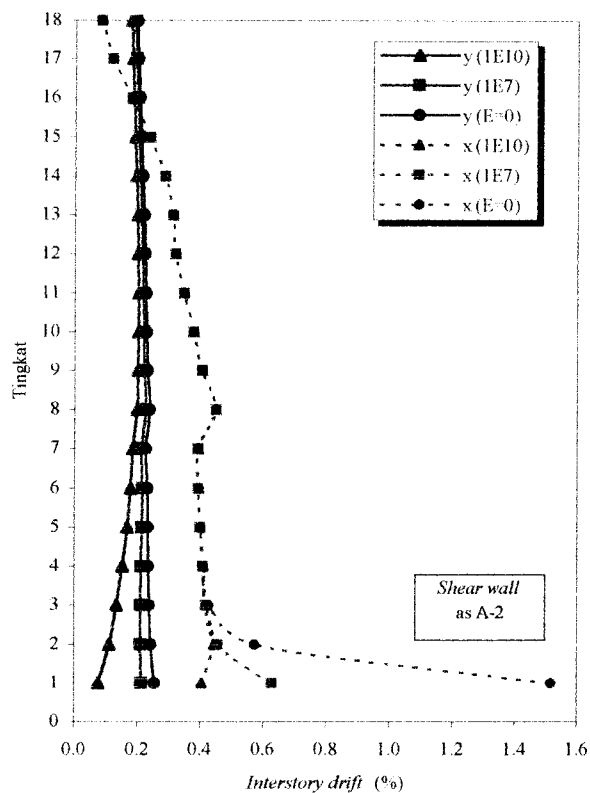
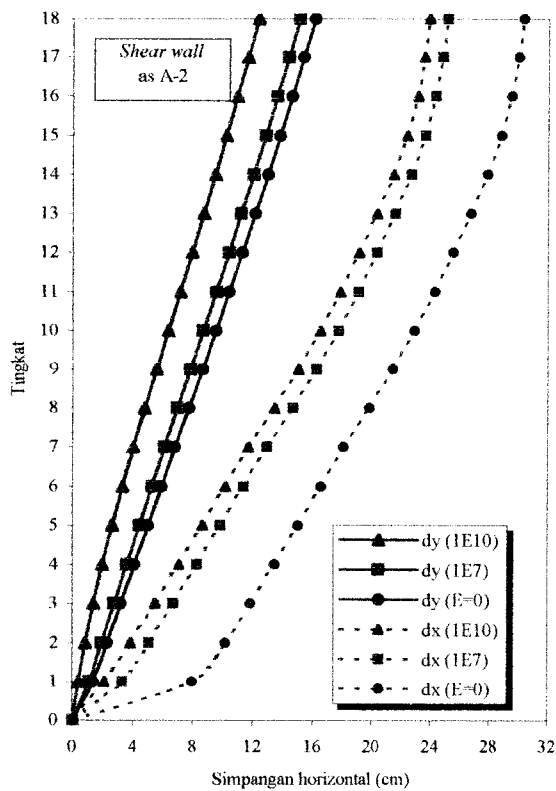
Gambar 7.6 Perbandingan simpangan horz. dan perbandingan *interstory drift* struktur 12 tingkat



Gambar 7.7 Simpangan horizontal (dy) dan *interstory drift* (y) struktur 18 tingkat



Gambar 7.8 Simpangan horizontal (dx) dan *interstory drift* (x) struktur 18 tingkat



Gambar 7.9 Perbandingan simpangan horz dan perbandingan *interstory drift* struktur 18 tingkat

Simpangan horisontal arah X memberikan nilai yang lebih besar dibandingkan dengan simpangan arah Y. Terdapat kecenderungan yang jelas bahwa semakin besar simpangan horisontal suatu struktur, rotasi sendi plastik total yang terjadi pada struktur akan semakin besar pula. Hal ini terjadi karena simpangan horisontal yang besar akan menimbulkan *drift* yang besar dan *drift* yang besar akan menimbulkan momen yang besar.

Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa simpangan yang terjadi berbentuk cembung. Hal ini dikarenakan struktur masih didominasi oleh *frame* daripada *shear wall*, sedangkan pada pondasi dukungan jepit untuk tingkat-tingkat bawah simpangan yang terjadi berbentuk cekung dan cembung pada tingkat berikutnya. Hal ini dikarenakan kekakuan tingkat bawah itu besar dan semakin tinggi bangunan maka kekakuannya semakin kecil. Variasi tingkat memberikan pola simpangan yang sama tetapi besar simpangannya berbeda, semakin besar kekakuan pondasi semakin kecil simpangan yang terjadi dan semakin tinggi tingkat/bangunan semakin besar nilai simpangannya.

Nilai *interstory drift* atau simpangan antar tingkat tiap lantai tidak boleh melebihi 0,5% (PPTGIUG, 1983), tampak pada gambar Gambar 7.1 sampai Gambar 7.9, bahwa *drifts* pada tingkat-tingkat atas untuk struktur *frames* (kolom) dengan pondasi *flex* lebih besar dari struktur dengan pondasi *fix*. Hal yang sebaliknya terjadi pada struktur *shear walls*, bahwa *drifts* pada tingkat-tingkat atas dengan pondasi *fix* lebih besar dari struktur dengan pondasi *flex*.

Rotasi pondasi dapat mempengaruhi *drift* dan juga berpengaruh terhadap periode getar struktur. Hal inilah yang menjadi penyebab hasil-hasil tersebut. Dari

Tabel 7.2 sampai Tabel 7.2.c dan Gambar 7.2.a sampai Gambar 7.2.c menunjukkan bahwa adanya rotasi pondasi akan memperbesar *drift*.

7.2 Gaya Geser Tingkat pada *Frame-Wall*

Gaya geser tingkat untuk variasi tingkat dan variasi kekakuan balok pondasi disajikan pada Tabel 7.7 sampai Tabel 7.10 dan Gambar 7.11 sampai Gambar 7.11. Gaya geser tingkat dipengaruhi oleh simpangan relatif dan kekakuan tingkat. Pola gaya geser tingkat untuk semua beban gempa relatif sama dimana gaya geser semakin besar pada lantai yang lebih rendah karena gaya geser tingkat ditahan oleh tingkat dibawahnya.

Dari Gambar 7.10 menunjukkan, gaya geser yang terjadi pada struktur 6 tingkat untuk struktur dinding (*wall*), gaya geser maximum dengan dukungan jepit (*fix*) dan minimum terjadi pada dukungan fleksibel (*flex*). Sedangkan untuk struktur kolom (*frame*), gaya geser maximum terjadi pada dukungan fleksibel (*flex*) dan minimum terjadi pada dukungan sendi (*pinned*).

Gaya geser yang terjadi pada struktur 12 tingkat untuk struktur dinding (*wall*), gaya geser maximum terjadi pada dukungan jepit (*fix*) dan gaya geser minimum terjadi pada dukungan fleksibel (*flex*). Sedangkan untuk struktur kolom (*frame*), gaya geser maximum terjadi pada dukungan fleksibel (*flex*) dan gaya geser minimum terjadi pada dukungan sendi (*pinned*).

Dari Gambar 7.11 menunjukkan, gaya geser yang terjadi pada struktur 18 tingkat untuk struktur dinding geser (*wall*), gaya geser maximum terjadi pada dukungan jepit (*fix*) dan gaya geser minimum terjadi pada dukungan fleksibel (*flex*). Sedangkan untuk struktur kolom (*frame*), gaya geser maximum terjadi pada

dukungan fleksibel (*flex*) dan gaya geser minimum terjadi pada dukungan jepit (*fix*).

Untuk gedung 6 tingkat dan 12 tingkat nilai gaya geser yang terjadi pada struktur *wall* dan struktur *frame* sama. Sedangkan untuk 18 tingkat nilai gaya geser yang terbesar pada struktur *wall* akan mejadi nilai terkecil pada kolom, atau dengan kata lain bila terjadi rotasi pondasi maka nilai gaya geser dasar yang terbesar pada dinding geser akan menjadi nilai terkecil pada kolom.

Tabel 7.7 Gaya geser tingkat pada struktur 6 tingkat

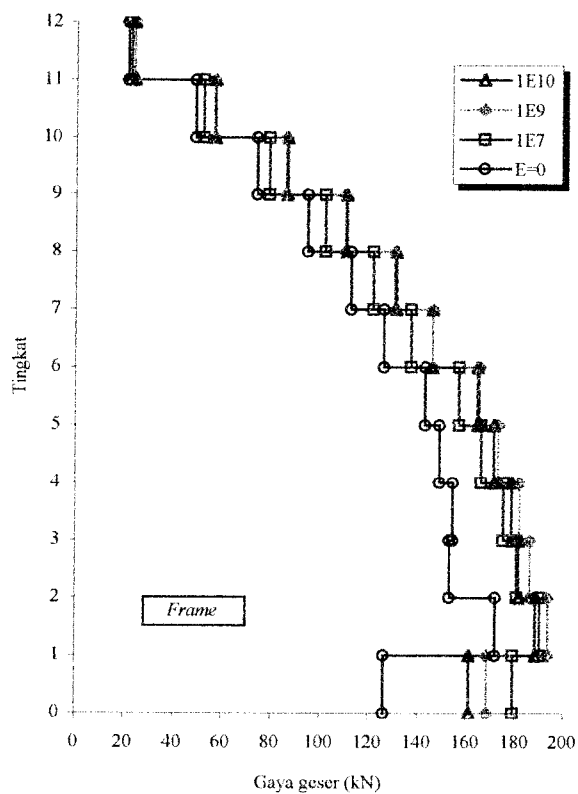
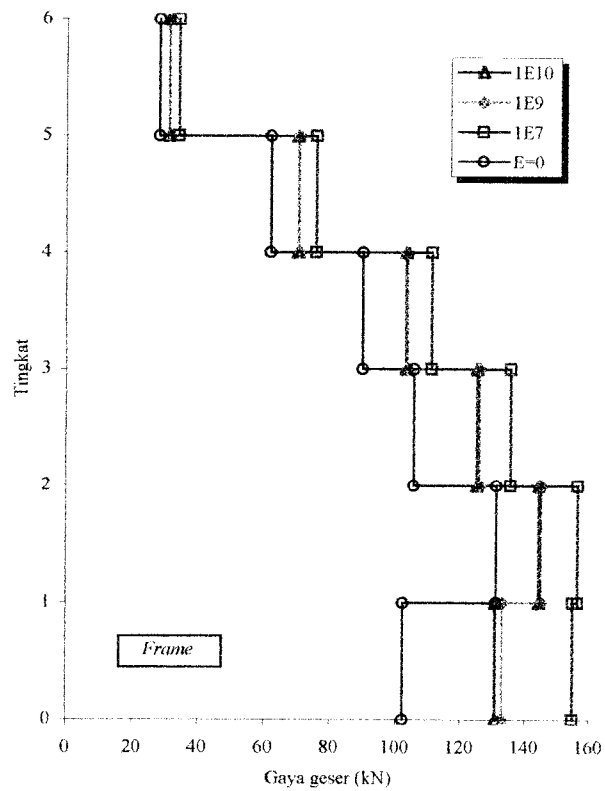
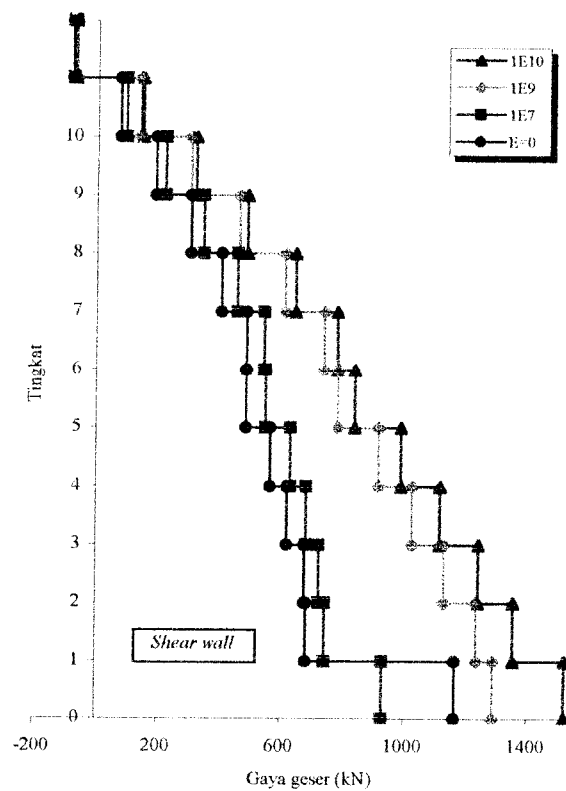
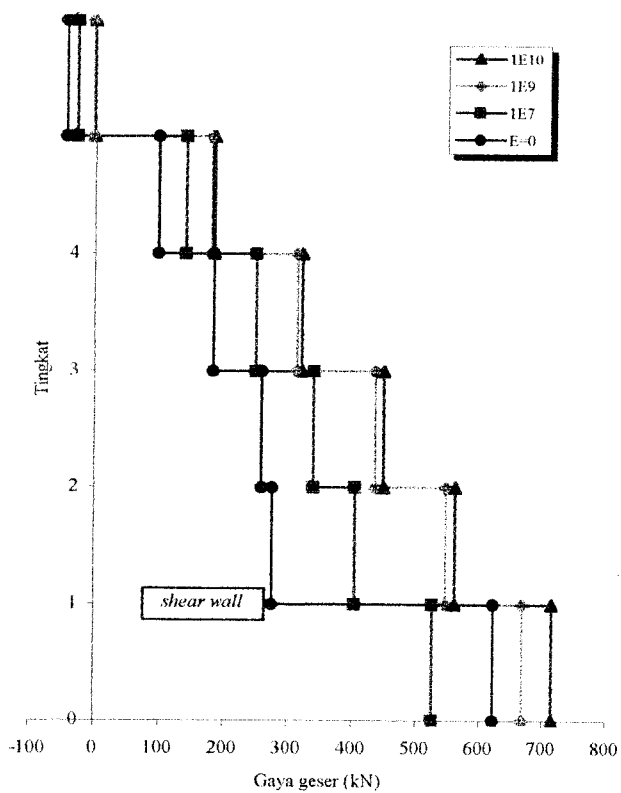
Tingkat	Gaya geser <i>shear wall</i> (kN)				Gaya geser kolom (kN)			
	1E10	1E9	1E7	E=0	1E10	1E9	1E7	E=0
1	714.89	667.60	525.88	621.84	130.94	132.87	154.86	102.18
2	561.15	546.00	404.16	275.77	144.32	145.03	156.40	130.97
3	448.08	434.41	339.43	258.51	125.14	125.81	135.54	105.50
4	320.88	312.51	249.58	182.33	102.97	103.33	110.96	89.68
5	183.81	178.99	139.80	96.17	70.11	70.31	75.58	61.76
6	-1.71	-3.35	-27.81	-43.33	30.75	30.88	33.70	27.83

Tabel 7.8 Gaya geser tingkat pada struktur 12 tingkat

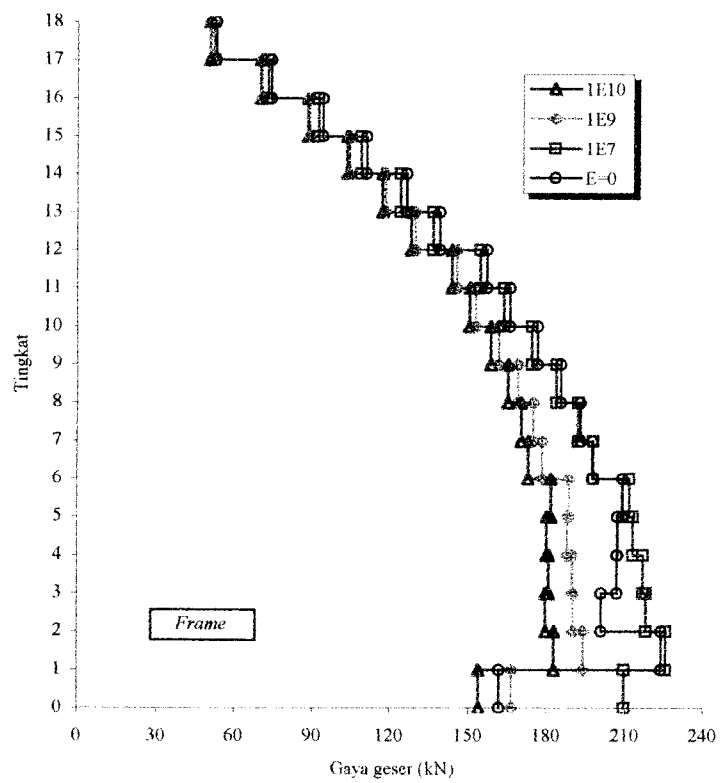
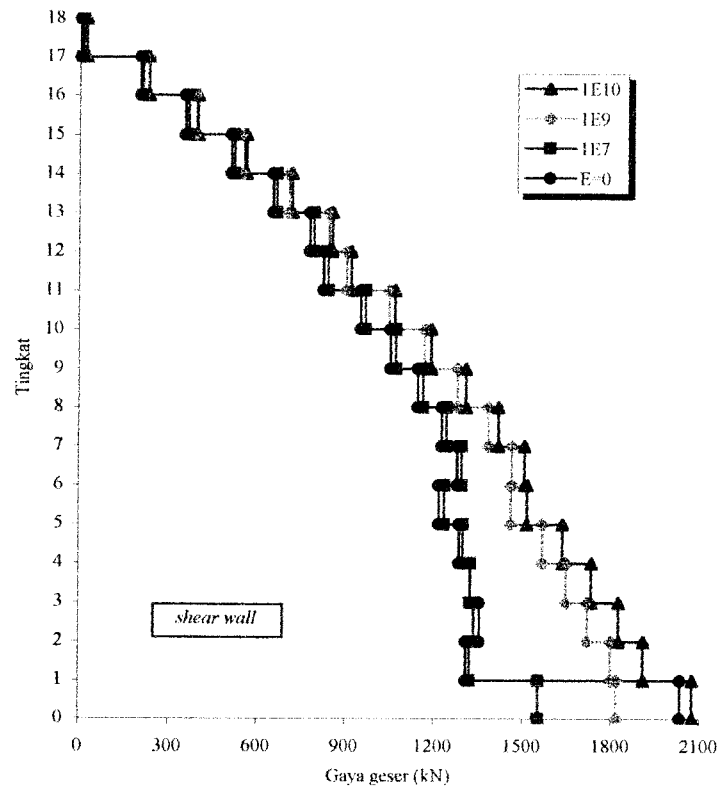
Tingkat	Gaya geser <i>shear wall</i> (kN)				Gaya geser kolom (kN)			
	1E10	1E9	1E7	E=0	1E10	1E9	1E7	E=0
1	1522.65	1288.62	930.02	1163.88	161.32	168.42	179.13	126.25
2	1355.20	1233.73	743.57	682.81	188.37	193.69	190.08	171.96
3	1239.35	1126.94	724.05	678.35	181.44	185.91	180.81	152.86
4	1114.77	1025.12	681.89	620.75	178.49	181.55	175.37	154.29
5	988.81	917.04	630.40	565.67	171.33	173.14	165.98	148.82
6	838.89	782.53	548.71	485.99	164.49	165.24	156.90	142.81
7	782.16	737.29	544.67	486.32	145.96	145.88	137.10	126.06
8	645.13	610.22	455.95	404.44	130.97	130.41	121.57	112.53
9	487.70	461.96	345.25	303.12	110.81	110.03	101.92	94.81
10	318.59	301.30	221.04	190.02	86.50	85.73	79.10	73.89
11	146.76	137.29	92.18	73.42	56.68	56.14	51.85	48.66
12	-70.11	-70.97	-76.56	-80.85	23.72	23.59	22.22	21.09

Tabel 7.9 Gaya geser tingkat pada struktur 18 tingkat

Tingkat	Gaya geser <i>shear wall</i> (kN)				Gaya geser kolom (kN)			
	1E10	1E9	1E7	E=0	1E10	1E9	1E7	E=0
1	2075.55	1818.37	1555.06	2032.31	154.01	166.41	209.64	161.69
2	1908.81	1799.05	1321.10	1308.67	182.82	193.84	225.72	223.84
3	1826.13	1719.55	1334.75	1354.16	179.57	189.98	218.07	200.94
4	1732.32	1646.34	1322.58	1322.03	180.80	189.93	216.77	206.74
5	1635.67	1566.26	1296.93	1285.45	179.96	187.80	212.93	206.93
6	1514.61	1458.31	1234.00	1215.37	181.65	188.36	211.60	208.79
7	1506.26	1462.95	1291.75	1277.09	172.76	178.12	197.91	197.35
8	1417.37	1382.11	1241.03	1224.85	170.20	174.67	192.07	192.86
9	1307.14	1278.29	1161.56	1144.43	164.98	168.65	183.63	185.25
10	1189.60	1165.99	1069.67	1052.44	158.47	161.45	174.20	176.30
11	1065.73	1046.40	967.23	950.46	150.26	152.65	163.35	165.69
12	918.18	902.48	837.74	821.51	143.52	145.45	154.49	156.93
13	852.90	840.11	789.03	775.42	127.92	129.36	136.47	138.74
14	714.78	704.37	663.04	650.53	116.96	118.10	123.94	126.08
15	559.69	551.46	518.66	507.37	103.29	104.16	108.83	110.74
16	395.77	389.63	364.65	354.82	87.99	88.63	92.20	93.80
17	230.89	226.87	209.49	201.57	69.84	70.27	72.75	73.95
18	21.40	19.79	10.27	4.34	50.30	50.53	51.95	52.69



Gambar 7.10 Grafik gaya geser tingkat struktur 6 dan 12 tingkat



Gambar 7.11 Grafik gaya geser tingkat struktur 18 tingkat

7.3 Momen pada *Frame-Wall*

Momen yang terjadi pada struktur dinding geser (*shear-wall*) lebih besar daripada momen pada struktur kolom (*frame*) Akibat adanya rotasi pondasi maka momen pada struktur kolom (*frame*) akan mengecil sedangkan momen pada dinding geser (*shear-wall*) akan bertambah besar atau dengan kata lain momen tersebut teredistribusi. Nilai dari momen kolom dan wall ditabelkan dan digambarkan dengan grafik sebagai berikut,

Tabel 7.10 Momen *shear wall* portal A-2 pada struktur 6 tingkat

Tkt	Momen <i>shear wall</i> (kNm)							
	1E10 bwh	1E10 atas	1E9 bwh	1E9 atas	1E7 bwh	1E7 atas	E=0 bwh	E=0 atas
0	-5161.71	-	-4688.69	-	-1122.22	-	25.84	-
1	-2148.07	-1408.55	-1971.27	-1183.78	202.69	1638.67	1623.88	3290.50
2	-863.39	40.39	-758.99	158.15	499.55	1778.91	1278.33	2699.40
3	-6.67	884.11	41.74	935.20	737.77	1823.33	1167.44	2286.53
4	458.90	1244.76	477.06	1260.52	825.78	1711.13	1005.27	1878.54
5	514.27	1175.76	517.40	1175.14	653.33	1370.99	689.61	1380.32
6	-	507.59	-	504.35	-	544.88	-	520.61

Tabel 7.11 Momen kolom portal C-2 pada struktur 6 tingkat

Tkt	Momen kolom (kNm)							
	1E10 bwh	1E10 atas	1E9 bwh	1E9 atas	1E7 bwh	1E7 atas	E=0 bwh	E=0 atas
0	-417.45	-	-422.61	-	-375.38	-	-6.89	-
1	-278.35	269.99	-279.10	274.96	-280.68	437.63	-213.60	529.57
2	-230.17	284.49	-231.29	286.50	-246.23	329.29	-186.20	297.20
3	-181.35	257.86	-181.89	259.35	-194.78	282.39	-158.10	225.25
4	-112.30	220.24	-112.60	221.11	-121.12	237.98	-99.40	191.64
5	-37.63	161.13	-37.83	161.61	-41.63	173.65	-34.63	141.47
6	-	82.29	-	82.62	-	89.78	-	73.90

Tabel 7.12 Momen *shear wall* portal A-2 pada struktur 12 tingkat

Tkt	Momen <i>shear wall</i> (kNm)							
	1E10 bwh	1E10 atas	1E9 bwh	1E9 atas	1E7 bwh	1E7 atas	E=0 bwh	E=0 atas
0	-17992.28	-	-14050.75	-	-1350.20	-	28.33	-
1	-11492.63	-9998.35	-9134.50	-7285.48	488.65	3532.38	2824.76	6138.68
2	-8133.99	-6207.34	-6422.59	-4322.95	508.75	3388.59	2319.68	5487.72
3	-5466.21	-3300.53	-4285.02	-2027.54	660.72	3332.57	2120.28	4965.24
4	-3393.75	-1118.59	-2596.08	-287.07	842.43	3320.11	1968.17	4541.22
5	-1834.89	462.60	-1313.76	980.37	1001.49	3301.00	1836.86	4174.27
6	-751.24	1436.79	-425.13	1738.12	1070.77	3141.45	1663.07	3732.21
7	585.45	2299.20	767.14	2450.29	1636.50	3194.97	2024.09	3559.73
8	1510.74	3101.45	1591.11	3147.01	2005.20	3414.71	2226.70	3601.43
9	1962.68	3412.79	1978.06	3392.77	2088.47	3351.68	2185.82	3408.87
10	1896.47	3205.19	1878.28	3153.13	1822.05	2950.52	1839.32	2926.88
11	1255.78	2468.84	1232.88	2413.71	1140.61	2181.57	1124.61	2125.65
12	-	982.34	-	956.08	-	842.02	-	809.31

Tabel 7.13 Momen pada kolom portal C-2 pada struktur 12 tingkat

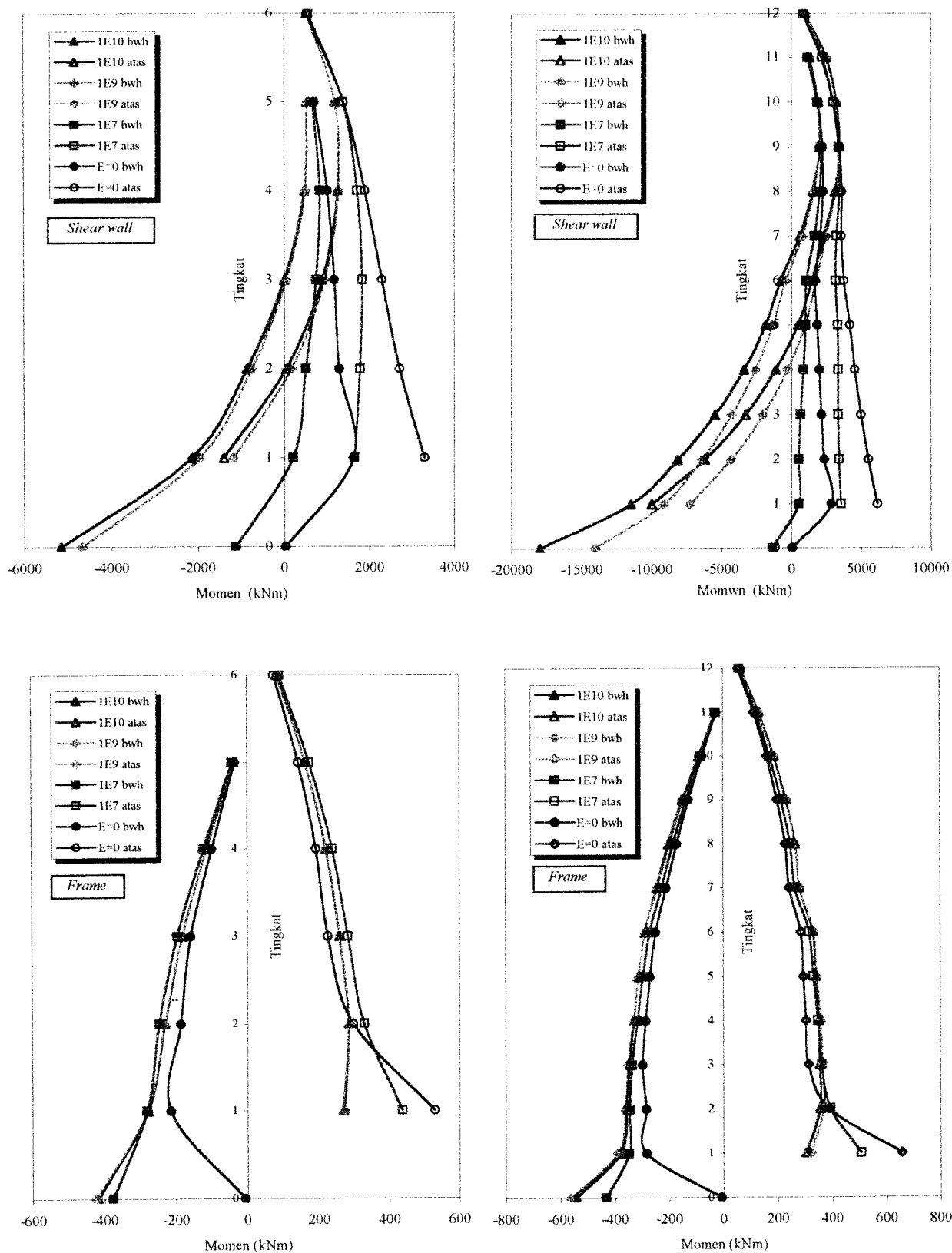
Tkt	Momen kolom (kNm)							
	1E10 bwh	1E10 atas	1E9 bwh	1E9 atas	1E7 bwh	1E7 atas	E=0 bwh	E=0 atas
0	-541.86	-	-563.67	-	-432.34	-	-7.20	-
1	-379.67	305.05	-388.65	320.55	-348.22	508.08	-283.69	655.59
2	-354.20	354.96	-361.81	366.74	-345.27	393.09	-284.58	386.95
3	-346.12	353.41	-350.90	363.24	-336.81	359.88	-298.48	311.57
4	-329.88	349.98	-332.35	357.13	-317.13	347.15	-286.52	303.25
5	-313.18	338.32	-313.81	342.88	-296.62	330.21	-271.59	293.89
6	-289.59	328.32	-288.97	330.63	-270.71	315.29	-249.69	285.39
7	-245.30	279.67	-243.95	279.97	-226.79	263.98	-210.42	241.95
8	-200.77	265.49	-199.16	264.66	-184.10	247.33	-171.58	228.46
9	-149.64	231.39	-148.20	229.95	-136.61	213.39	-127.85	198.17
10	-89.18	187.72	-88.33	186.13	-81.70	171.88	-76.88	160.31
11	-27.99	131.87	-27.91	130.62	-26.63	120.52	-25.47	112.91
12	-	64.53	-	64.10	-	60.04	-	56.78

Tabel 7.14 Momen *shear wall* portal A-2 pada struktur 18 tingkat

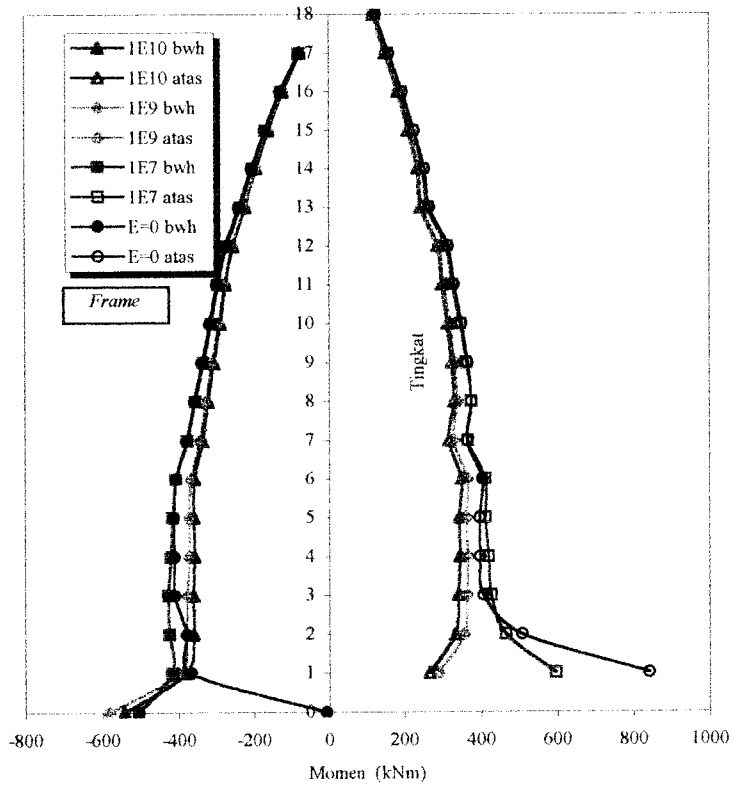
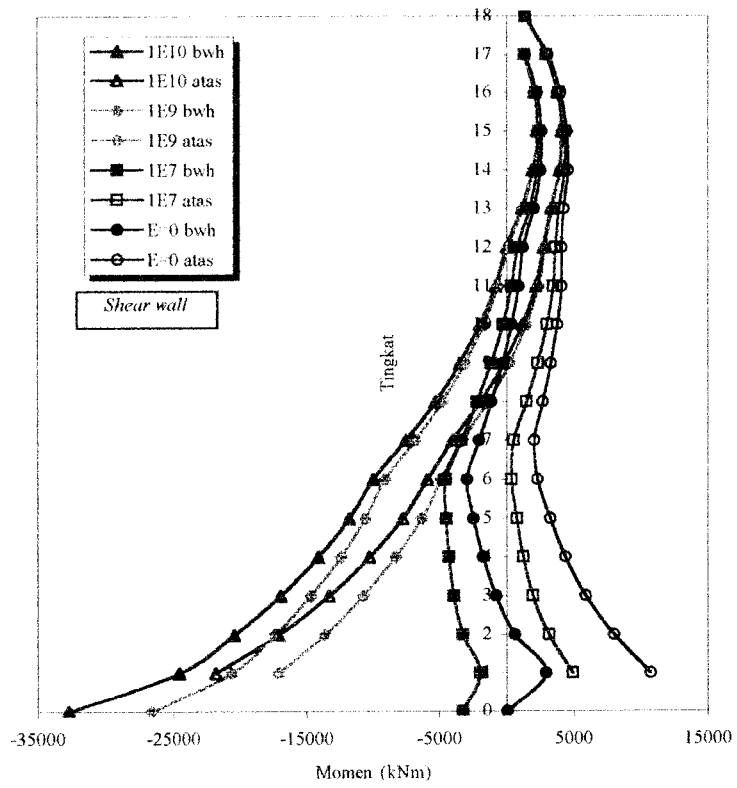
Tkt	Momen <i>shear wall</i> (kNm)							
	1E10 bwh	1E10 atas	1E9 bwh	1E9 atas	1E7 bwh	1E7 atas	E=0 bwh	E=0 atas
0	-32723.34	-	-26636.04	-	-3260.91	-	30.63	-
1	-24567.48	-21826.69	-20631.52	-17089.57	-1993.42	4903.14	2898.97	10700.26
2	-20424.05	-17123.11	-17403.28	-13615.25	-3240.36	3158.87	588.63	8002.77
3	-16961.98	-13302.12	-14707.49	-10697.03	-3946.05	1965.16	-818.18	5869.86
4	-14108.40	-10205.93	-12434.53	-8286.76	-4311.81	1212.00	-1789.48	4337.74
5	-11799.36	-7729.28	-10564.91	-6326.13	-4483.63	746.23	-2476.01	3223.77
6	-9948.54	-5892.38	-9045.40	-4877.51	-4534.54	328.96	-2957.57	2263.95
7	-7484.71	-4074.13	-6811.22	-3339.90	-3378.81	503.29	-2091.19	2023.10
8	-5315.45	-1956.95	-4817.07	-1421.00	-2221.31	1461.20	-1176.33	2685.72
9	-3489.34	-217.60	-3124.62	168.27	-1180.18	2308.77	-340.51	3286.95
10	-2001.54	1150.10	-1738.55	1422.73	-300.39	2991.52	365.65	3764.01
11	-866.31	2154.80	-680.39	2342.42	364.80	3471.83	883.44	4072.43
12	-63.79	2714.58	64.20	2839.27	806.05	3632.00	1199.78	4087.34
13	1111.07	3262.50	1194.56	3340.61	1712.87	3883.28	2014.02	4223.92
14	1893.20	3898.72	1942.91	3941.62	2286.70	4298.72	2507.62	4551.07
15	2211.57	4076.01	2236.60	4093.60	2445.75	4309.48	2596.82	4486.35
16	2021.47	3755.05	2030.06	3756.15	2138.49	3867.89	2229.14	3980.63
17	1256.83	2921.93	1257.15	2914.84	1295.71	2955.50	1335.05	3015.25
18	-	1340.30	-	1334.31	-	1335.75	-	1351.97

Tabel 7.15 Momen kolom portal C-2 pada struktur 18 tingkat

Tkt	Momen kolom (kNm)							
	1E10 bwh	1E10 atas	1E9 bwh	1E9 atas	1E7 bwh	1E7 atas	E=0 bwh	E=0 atas
0	-543.54	-	-584.30	-	-504.71	-	-7.60	-
1	-380.98	265.02	-401.57	289.35	-416.59	595.92	-365.92	841.25
2	-360.12	332.01	-379.49	354.41	-423.81	463.71	-378.49	507.05
3	-360.46	340.22	-377.06	361.44	-426.51	426.66	-409.52	405.17
4	-358.05	344.65	-372.15	363.65	-419.35	418.89	-411.20	396.78
5	-359.48	343.80	-371.47	360.26	-414.76	411.08	-412.21	395.81
6	-357.21	348.96	-367.40	363.15	-406.21	410.47	-406.73	402.06
7	-335.09	316.57	-343.17	327.27	-375.54	365.62	-378.19	362.94
8	-320.29	328.69	-326.81	338.03	-354.22	373.52	-358.08	373.96
9	-305.44	323.15	-310.70	330.91	-333.82	361.95	-338.35	364.40
10	-288.60	312.60	-292.81	318.95	-312.14	345.55	-316.94	349.23
11	-273.63	297.42	-277.01	302.52	-293.27	324.93	-298.10	329.26
12	-255.16	286.09	-257.88	290.23	-271.47	309.24	-276.08	313.93
13	-221.77	243.72	-223.81	246.64	-234.47	260.76	-238.56	265.01
14	-191.85	234.35	-193.37	236.76	-201.70	248.90	-205.25	253.14
15	-159.87	210.99	-160.96	212.86	-167.16	222.74	-170.05	226.62
16	-122.11	183.29	-122.79	184.70	-126.87	192.43	-128.91	195.79
17	-76.89	150.29	-77.21	151.26	-79.21	156.85	-80.27	159.49
18	-	119.26	-	119.86	-	123.41	-	125.20

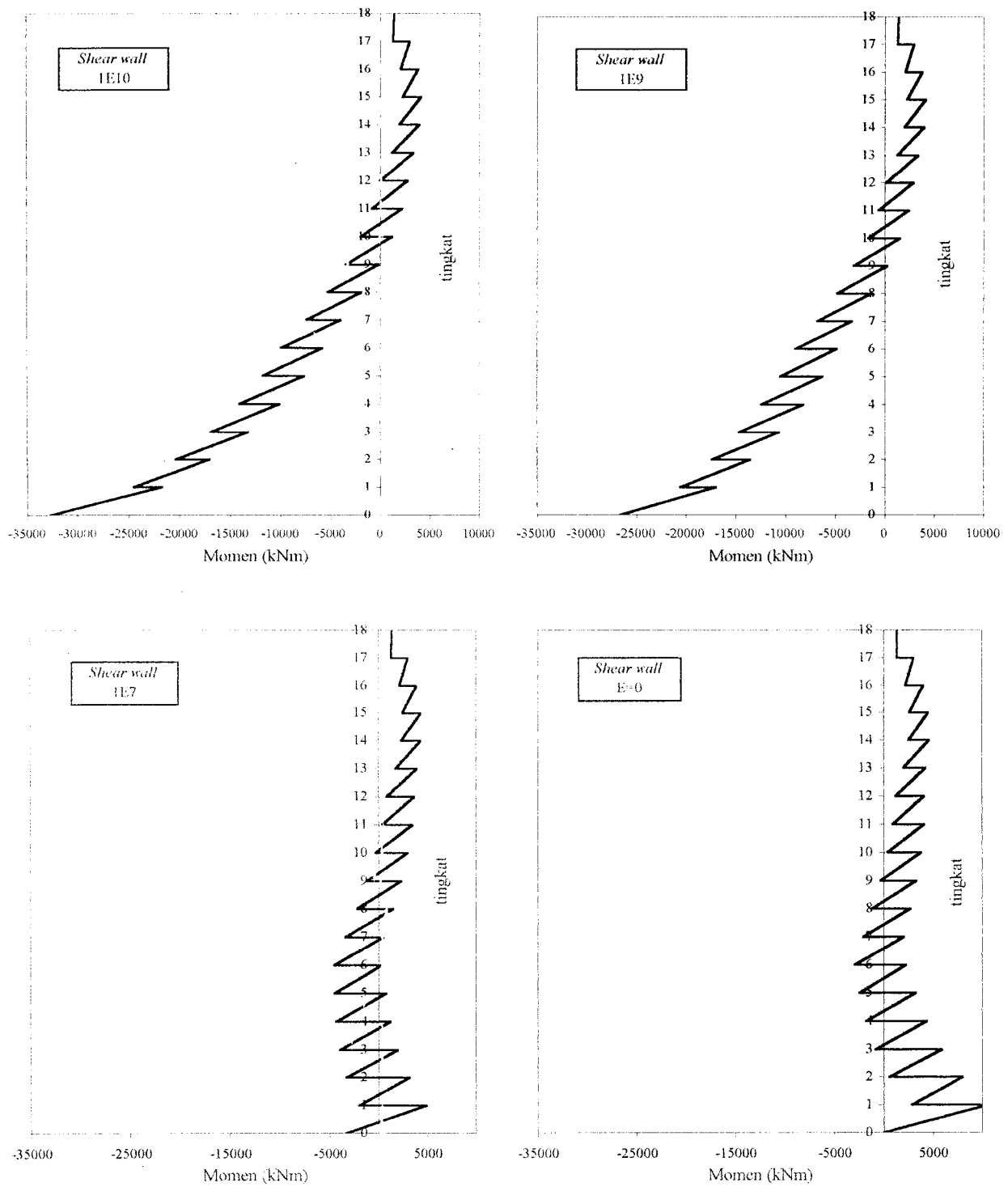


Gambar 7.12 Grafik momen pada struktur 6 dan 12 tingkat

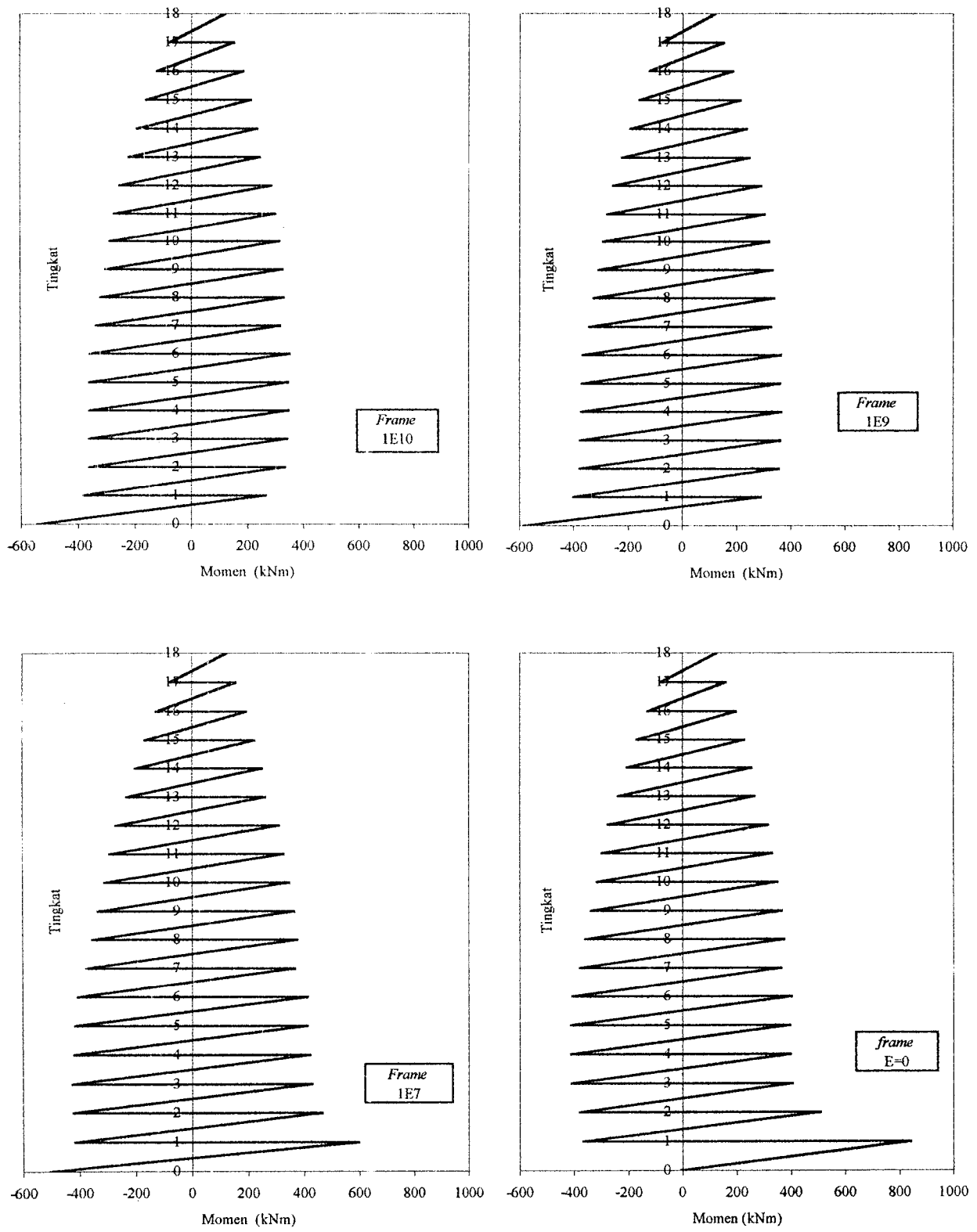


Gambar 7.13 Grafik momen pada struktur 18 tingkat

Gabungan momen pada sisi bawah dan momen pada sisi atas dari Gambar 7.13, dihasilkan grafik momen seperti pada Gambar 7.14 dan Gambar 7.15 berikut ini.



Gambar 7.14 Grafik momen *shear wall* pada struktur 18 tingkat



Gambar 7.15 Grafik momen kolom pada struktur 18 tingkat

7.4 Momen Balok

Momen balok tumpuan as 1 pada struktur 12 tingkat dan 18 tingkat memberikat pola yang relatif sama, dimana portal yang terdapat dinding geser (portal A, portal H dan portal O) nilai momennya lebih besar dibanding dengan portal yang tidak memakai dinding geser. Hal ini di sebabkan portal yang memakai dinding geser lebih kaku dibanding dengan portal tanpa dinding geser. Pada struktur 6 tingkat menunjukkan kombinasi *Frame-wall* belum terlalu berpengaruh, karena struktur tersebut kekakuannya besar akibat dari jumlah tingkat yang lebih rendah dibanding 12 tingkat dan 18 tingkat. Hasil dari momen balok ini dapat dilihat pada Tabel 7.16 sampai Tabel 7.18 dan Gambar 7.16 sampai Gambar 7.18.

Tabel 7.16 Momen balok tumpuan as 1 pada struktur 6 tingkat (kNm)

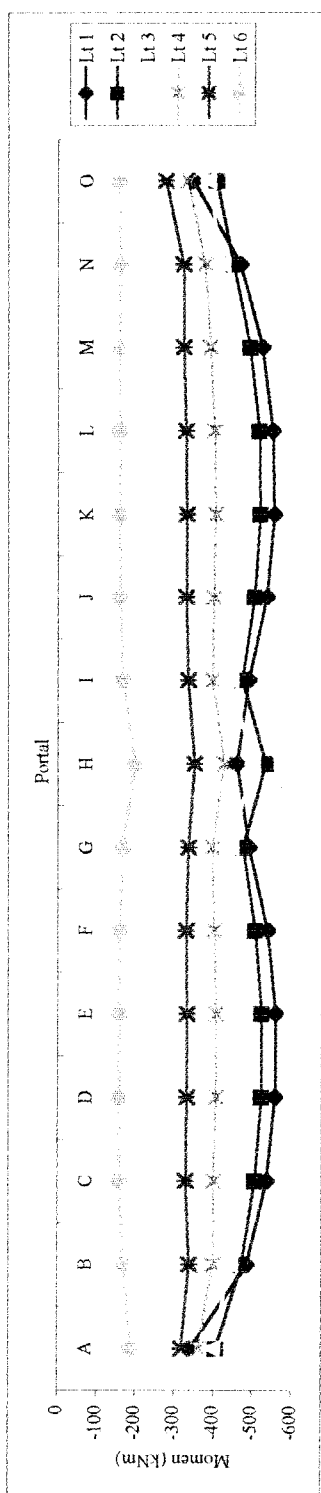
Lantai	Portal														
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	-339.86	-485.71	-536.06	-557.44	-557.5	-536.61	-488.84	-458.16	-487.04	-532.86	-551	-546.93	-520.07	-463.77	-342.84
2	-405.73	-471.12	-504.49	-521.49	-521.49	-504.67	-472.45	-529.68	-470.77	-501.16	-515.39	-511.46	-488.43	-445.48	-401.85
3	-398.29	-444.36	-460.56	-471.42	-471.34	-460.22	-442.96	-496.71	-441.53	-457.25	-466.15	-462.66	-445.59	-417.36	-381.4
4	-361.11	-399.36	-400.78	-406.15	-406.03	-400.05	-395.55	-425.78	-394.45	-397.78	-402.03	-399.24	-388.19	-373.93	-330.44
5	-317.6	-338.2	-328.57	-330.31	-330.19	-327.83	-333.42	-349.27	-332.71	-326.36	-327.6	-325.73	-319.8	-317.77	-273.09
6	-187.36	-167.91	-157.62	-157.91	-157.85	-157.2	-164.58	-196.08	-164.25	-156.52	-156.65	-155.76	-153.37	-156.36	-153.87

Tabel 7.17 Momen balok tumpuan as 1 pada struktur 12 tingkat (kNm)

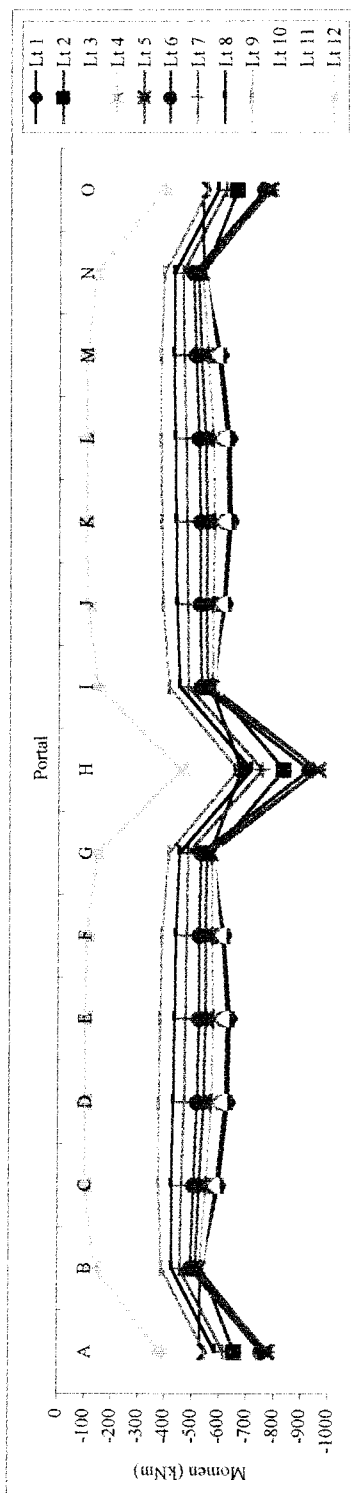
Lantai	Portal														
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	-529.1	-532.39	-596.08	-628.42	-634.55	-614.39	-562.43	-676.69	-562.43	-614.39	-634.55	-628.42	-596.08	-532.39	-529.1
2	-655.63	-537.35	-588.71	-618.73	-625.18	-608.45	-572.32	-830.06	-572.32	-608.45	-625.18	-618.73	-588.71	-537.35	-655.63
3	-730.15	-536.41	-571.81	-596.88	-603.35	-592.06	-574.4	-916.27	-574.4	-592.06	-603.35	-596.88	-571.81	-536.41	-730.15
4	-766.78	-528.54	-550.51	-570.52	-576.87	-570.67	-567.37	-953.95	-567.37	-570.67	-576.87	-570.52	-550.51	-528.54	-766.78
5	-777.26	-512.77	-525.29	-540.92	-547.04	-544.69	-550.11	-958.93	-550.11	-544.69	-547.04	-540.92	-525.29	-512.77	-777.26
6	-754.51	-495.48	-503.97	-516.15	-521.93	-522.13	-529.43	-925.03	-529.43	-522.13	-521.93	-516.15	-503.97	-495.48	-754.51
7	-616.24	-454.72	-461.32	-469.38	-474.26	-476.42	-481.57	-754.32	-481.57	-476.42	-474.26	-469.38	-461.32	-454.72	-616.24
8	-584.89	-425.69	-424.76	-429.11	-433.45	-438.14	-449.36	-712.11	-449.36	-438.14	-433.45	-429.11	-424.76	-425.69	-584.89
9	-547.66	-389.25	-376.26	-376.22	-379.82	-387.53	-410.06	-663.49	-410.06	-387.53	-379.82	-376.22	-376.26	-389.25	-547.66
10	-509.19	-345.82	-319.05	-315.16	-317.89	-327.91	-363.97	-614.55	-363.97	-327.91	-317.89	-315.16	-319.05	-345.82	-509.19
11	-482.38	-292.68	-255.59	-249.87	-251.64	-261.65	-307.35	-580.62	-307.35	-261.65	-251.64	-249.87	-255.59	-292.68	-482.38
12	-380.03	-133.21	-101.55	-97.08	-97.93	-104.59	-142.08	-456.15	-142.08	-104.59	-97.93	-97.08	-101.55	-133.21	-380.03

Tabel 7.18 Momen balok tumpuan as 1 pada struktur 18 tingkat (kNm)

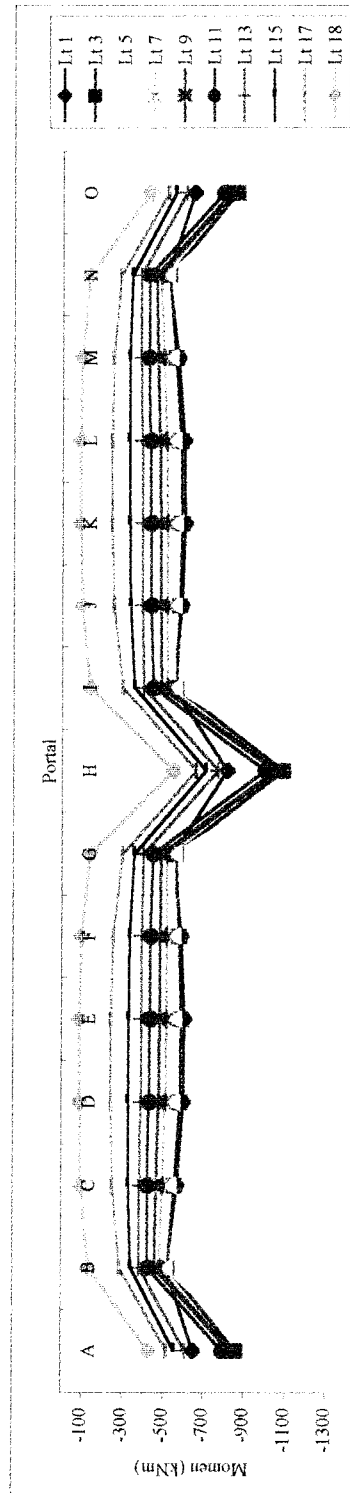
Lantai	Portal																	
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O			
1	-647.95	-516.78	-569.37	-597.48	-603.47	-587.31	-546.16	-814.8	-546.16	-587.31	-603.47	-597.48	-569.37	-516.78	-647.95			
3	-859.03	-521.86	-557.53	-581.5	-588.06	-577.75	-557.83	-1085.4	-557.83	-577.75	-588.06	-581.5	-557.53	-521.86	-859.03			
5	-962.92	-512.45	-528.81	-546.3	-552.81	-549.27	-550.83	-1213.8	-550.83	-549.27	-552.81	-546.3	-528.81	-512.45	-962.92			
7	-838.46	-483.4	-497.81	-511.42	-517.16	-515.76	-516.03	-1057.5	-516.03	-515.76	-517.16	-511.42	-497.81	-483.4	-838.46			
9	-830.68	-459.65	-467.23	-478.07	-483.17	483.08	-488.92	-1047.7	-488.92	-483.08	-483.17	-478.07	-467.23	-459.65	-830.68			
11	-793.49	-424	-422	-429.32	-433.42	-434.79	-448.73	-1000.3	-448.73	-434.79	-433.42	-429.32	-422	-424	-793.49			
13	-607.9	-384.93	-385.04	-389.85	-392.73	-393.99	-401.96	-769.89	-401.96	-393.99	-392.73	-389.85	-385.04	-384.93	-607.9			
15	-557.65	-342.94	-328.62	-327.38	-329.39	-335.12	-356.85	-708.43	-356.85	-335.12	-329.39	-327.38	-328.62	-342.94	-557.65			
17	-520.5	-286.58	-249.88	-241.92	-242.93	-253.53	-297.34	-662.86	-297.34	-253.53	-242.93	-241.92	-249.88	-286.58	-520.5			
18	-428.53	-131.12	-94.27	-86.51	-87.03	-96.29	-138.11	-548.23	-138.11	-96.29	-87.03	-86.51	-94.27	-131.12	-428.53			



Gambar 7.16 Momen tumpuan balok as 1 pada struktur 6 tingkat



Gambar 7.17 Momen tumpuan balok as 1 pada struktur 12 tingkat



Gambar 7.18 Momen tumpuan balok as 1 pada struktur 18 tingkat

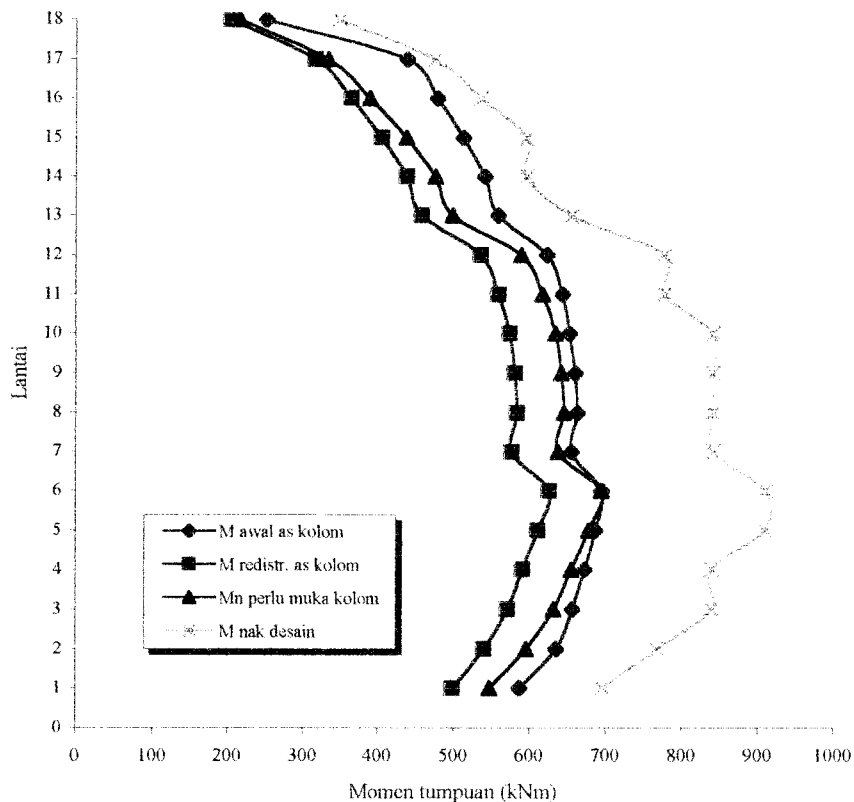
7.5 Momen Desain Balok

Pada tugas akhir ini yang didesain struktur 18 tingkat dan struktur yang menggunakan pondasi jepit, karena pola dan cara pengerjaannya sama. Momen yang digunakan dalam desain balok adalah momen balok dimuka kolom yang didapatkan dari hasil interpolasi momen as kolom. Dari momen tersebut diambil momen maksimum dari hasil kombinasi-kombinasi pembebanan baik beban mati, beban hidup dan beban gempa.

Pada struktur tahan gempa, mekanisme keruntuhan yang digunakan adalah keruntuhan pada balok, sehingga momen rencana kolom harus lebih besar daripada momen kapasitas balok atau disebut juga *strong coloumn weak beam*. Momen rencana kolom didapat dari momen kapasitas balok.

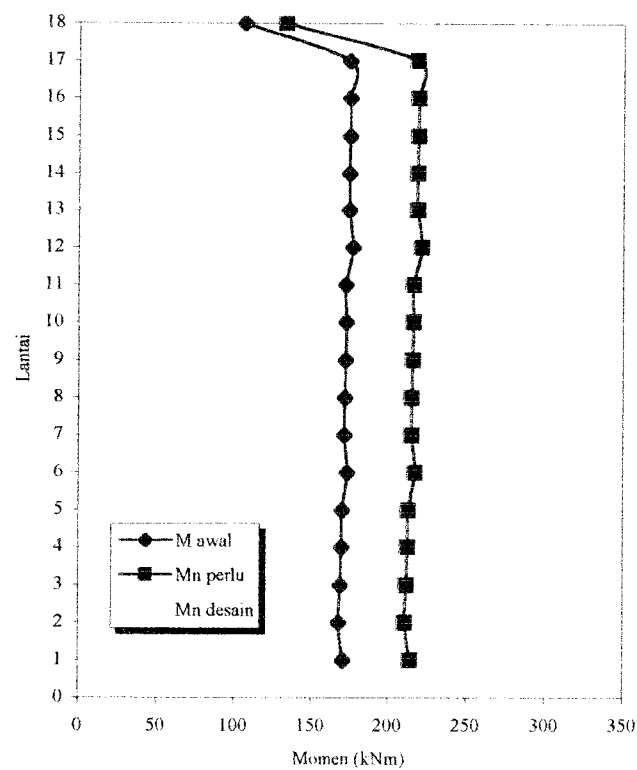
Tabel 7.19 Momen tumpuan balok portal C struktur 18 tingkat

Lantai	M awal as kolom (kNm)	M redistribusi as kolom (kNm)	Mn perlu muka kolom (kNm)	Mnak desain (kNm)
1	586.858	498.829	547.096	696.288
2	634.941	539.700	594.915	767.198
3	655.946	570.673	631.082	838.633
4	671.780	591.166	654.745	838.633
5	686.057	610.591	677.340	908.886
6	694.730	625.257	693.911	908.886
7	654.555	576.009	636.842	840.839
8	662.514	583.013	644.628	840.839
9	659.253	580.143	641.247	840.839
10	651.328	573.168	633.254	840.839
11	642.134	558.656	616.129	776.257
12	622.171	535.067	587.713	776.257
13	557.470	457.126	497.583	653.786
14	539.992	437.393	474.791	594.218
15	511.974	404.459	436.404	594.218
16	477.767	363.103	388.127	533.941
17	437.533	315.024	332.209	473.700
18	250.337	202.773	215.165	347.059

**Gambar 7.19** Momen tumpuan balok pada portal C struktur 18 tingkat

Tabel 7.20 Momen lapangan balok portal C struktur 18 tingkat

Lantai	M awal (kNm)	Mn perlu (kNm)	Mn desain (kNm)
1	171.212	214.015	321.074
2	168.396	210.495	321.074
3	169.292	211.615	321.074
4	169.948	212.435	321.074
5	170.192	212.740	321.074
6	173.440	216.800	321.074
7	171.672	214.590	298.391
8	171.916	214.895	298.391
9	172.340	215.425	298.391
10	172.752	215.940	298.391
11	172.536	215.670	298.391
12	176.784	220.980	298.391
13	174.652	218.315	275.709
14	174.500	218.125	275.709
15	174.692	218.365	275.709
16	174.840	218.550	275.709
17	174.396	217.995	275.709
18	106.216	132.770	208.673

**Gambar 7.20** Momen lapangan balok pada portal C struktur 18 tingkat

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari serangkaian penelitian tentang variasi tingkat dan kekakuan balok pondasi dengan desain struktur *frame-wall* daktail adalah sebagai berikut.

1. Simpangan horizontal untuk struktur 18 tingkat, 12 tingkat dan 6 tingkat memberikan pola yang sama, bertambah tinggi struktur bertambah besar nilai simpangan yang terjadi. Simpangan terbesar terjadi pada struktur pondasi yang menggunakan perletakan sendi ($EI=0$). Semakin besar rotasi pondasi maka semakin besar simpangan horizontal suatu struktur, sehingga sendi plastik total akan semakin besar pula. Hal ini terjadi karena simpangan horizontal yang besar akan menimbulkan *drift* yang besar dan *drift* yang besar akan menimbulkan momen lentur yang besar.
2. Momen yang terjadi pada portal dengan dinding geser lebih besar dari portal tanpa dinding geser, hal ini disebabkan karena adanya pengaruh dari rotasi pondasi. Untuk struktur 18 tingkat dan 12 tingkat pada portal dengan dinding geser, momen yang terjadi lebih besar daripada portal tanpa dinding geser. Sedangkan untuk struktur 6 tingkat, penggunaan dinding geser tidak terlalu mempengaruhi hasil momen yang terjadi, kemungkinan

penggunaan dinding geser untuk struktur 6 tingkat kurang efisien (struktur 6 tingkat tidak perlu menggunakan dinding geser).

3. Dinding geser yang digunakan pada tiga portal yaitu portal A, portal H dan portal O, sehingga pengaruhnya tidak mendominasi struktur secara keseluruhan, struktur masih didominasi oleh *frame* dibandingkan *shear wall*. Hal ini dapat dilihat pada simpangan, simpangan yang terjadi dominan berbentuk cekung.
4. Penulangan balok menggunakan momen redistribusi sehingga penulangan lebih merata sepanjang balok karena momen didistribusikan secara merata dan tidak terjadi perbedaan yang terlalu jauh antara momen negatif ditumpuan sebelah kiri dengan momen positif ditumpuan sebelah kanan.

8.2 Saran

Dari hasil penelitian dan kesimpulan-kesimpulan yang didapat, saran yang dapat disampaikan peneliti sebagai berikut.

1. Struktur yang digunakan pada penelitian ini menggunakan dinding geser sebagai pengaku sehingga perlu diadakan penelitian dengan struktur yang menggunakan baja sebagai pengaku.
2. Perlu diteliti lebih lanjut tinggi efektif dinding geser (tidak menerus sampai ketinggian paling atas) dengan memvariasikan tinggi tingkat dan menggunakan dinding geser ganda.
3. Penelitian dilakukan pada struktur dengan daerah gempa yang sama dan perlu diteliti apabila daerah gempa ikut divariasikan.

4. Penelitian dapat dilakukan dengan menggunakan analisa dinamik dan ditinjau pengaruhnya terhadap kerusakan struktur.
5. Perletakan pondasi ditinjau berdasarkan variasi kekakuan balok pondasi dan perlu dicoba pengaruh perletakan pondasi dengan peredam misalnya pegas.

DAFTAR PUSTAKA

1. Andriono, Takim, Dr. Ir. Dan H. Kusuma, gideon, Ir., 1994, **Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa**, Erlangga, Jakarta.
2. Anggraeni, Nur dan Efendi S. Arman, 2000, **Pengaruh Rasio Dinding Geser-Portal pada Analisis dan Desain Bangunan Bertingkat Tahan Gempa**, Tugas Akhir UII, Yogyakarta.
3. Dipohusodo, Istimawan, 1996, **Struktur Beton Bertulang**, Gramedia, Jakarta.
4. Kusuma, Gideon dan V's, W.C., 1993, **Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang**, Erlangga, Jakarta.
5. Subandi, Lepti dan Hartanto, Robby Dwi, 2000, **Desain Struktur *Frame Wall Ductile* dengan Memperhitungkan Kekakuan Balok Pondasi**, Tugas Akhir UII, Yogyakarta.
6. T. Paulay, M. J. N. Priestley, 1992, ***Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings***, John Wiley and Sons, Inc., Canada.
7. Widodo, Ir., MSCE., Ph.D., 2000, **Respon Dinamic Struktur Elastic**, UII Press, Yogyakarta.
8. Wigroho, Haryanto Yoso, 1999, **Analisis Frame Menggunakan Program SAP90**, UAJ, Yogyakarta dan Andi Offset, Yogyakarta.
9., 1983, **Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung**, Penerbit LPMB DPU.

10., 1987, **Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung**, SKBI-1.3.53.1987, Yayasan Badan Penerbit DPU.
11., 1991, **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung** (SKSNI T-15-1991-03).
12., 1998, **Analisis Struktur dengan SAP90**, Wahana Komputer, Semarang dan Andi Offset, Yogyakarta.

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

NO.	N A M A	NO. MHS.	BID. STUDI
1	DEDY HENDRA	94 310 151	STRUKTUR
2	SRY RAHAYU MANIK	94 310 079	STRUKTUR

JUDUL TUGAS AKHIR :

*PERKEMBANGAN CARILASAH SURILAH TERPADAI DAN BERKAITAN DENGAN FORMULASI PADA
KONSTRUKSI FINANCE BANGUNAN MESTER*

PERIODE 1 : SEPTEMBER – FEBRUARI

TAHUN : 2000 / 2001

No.	Kegiatan	Bulan Ke :					
		Sept.	Ok.	Nov.	Des.	Jan.	Feb.
1.	Pendaftaran	■					
2.	Penentuan Dosen Pembimbing	■					
3.	Pembuatan Proposal		■				
4.	Seminar Proposal		■	■			
5.	Konsultasi Penyusunan TA.			■	■	■	
6.	Sidang Sidang					■	■
7.	Pendadaran						■

DR. H. H. FAKHRIHIDIN DAL AGIS, MS
DR. H. H. FAKHRIHIDIN DAL AGIS, MS

DR. H. H. FAKHRIHIDIN DAL AGIS, MS
DR. H. A. KADIR ABOEMAS

Yogyakarta, 19 Desember 2000
di Depan,

(Signature)

DR. H. H. FAKHRIHIDIN DAL AGIS, MS



Seminar

Sidang

Pendadaran

18 Januari 2001

11 September 2002

1 November 2002

PERENC. APARTEMEN 6 TINGKAT DGN 3 SHEER WALL & E B.PONDASI = 1E10 KN/M2
C TUGAS AKHIR

C DIBUAT OLEH : DEDY HENDRA

C SRY RAHAYU N.

SYSTEM

L=4 : DL, LL, EY, EX

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
15	X=56	Y=0	Z=0	G=1,15,1
16	X=0	Y=9	Z=0	
30	X=56	Y=9	Z=0	G=16,30,1
31	X=0	Y=18	Z=0	
45	X=56	Y=18	Z=0	G=31,45,1
46	X=0	Y=0	Z=5.25	
60	X=56	Y=0	Z=5.25	
271	X=0	Y=0	Z=24.75	
285	X=56	Y=0	Z=24.75	Q=46,60,271,285,1,45
61	X=0	Y=9	Z=5.25	
75	X=56	Y=9	Z=5.25	
286	X=0	Y=9	Z=24.75	
300	X=56	Y=9	Z=24.75	Q=61,75,286,300,1,45
76	X=0	Y=18	Z=5.25	
90	X=56	Y=18	Z=5.25	
301	X=0	Y=18	Z=24.75	
315	X=56	Y=18	Z=24.75	Q=76,90,301,315,1,45

RESTRAINTS

1 45 1 R=1,1,1,0,0,0

FRAME

NM=7 NL=16 NSEC=3 Z=-1

C KOLOM EKSTERIOR

1 SH=R T=0.60,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.60*0.5*2400*0.00981

C KOLOM INTERIOR

2 SH=R T=0.65,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.65*0.5*2400*0.00981

C BALOK

3 SH=R T=0.7,0.4 : ARAH Y

4 SH=R T=0.5,0.35 : ARAH X

5 SH=R T=0.7,0.4 E=1E10 G=1.07E7 W=0.7*0.40*2400*0.00981: BLK POND Y

6 SH=R T=0.5,0.35 E=1E10 G=1.07E7 W=0.5*0.35*2400*0.00981

C DINDING GESER

7 SH=R T=3,0.3 E=2.57E7 G=1.07E7 W=3*0.3*2400*0.00981

C BEBAN MATI

1 WG=0,0,-11.321 : BEBAN ATAP PORTAL A DAN O (ARAH Y)

2 WG=0,0,-21.753 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL A DAN O

3 WG=0,0,-16.050 : BEBAN ATAP PORTAL B-N

4 WG=0,0,-29.066 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL B-N

5 WG=0,0,-7.495 : BEBAN ATAP PORTAL 1 DAN 3 (ARAH X)

6 WG=0,0,-17.677 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL 1 DAN 3

7 WG=0,0,-10.869 : BEBAN ATAP PORTAL 2

8 WG=0,0,-22.896 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL 2

C BEBAN HIDUP

9 WG=0,0,-1.375 : BEBAN ATAP PORTAL A DAN O (ARAH Y)

10 WG=0,0,-3.437 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL A DAN O

11 WG=0,0,-2.749 : BEBAN ATAP PORTAL B-N
 12 WG=0,0,-6.873 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL B-N
 13 WG=0,0,-0.981 : BEBAN ATAP PORTAL 1 DAN 3 (ARAH X)
 14 WG=0,0,-2.452 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL 1 DAN 3
 15 WG=0,0,-1.962 : BEBAN ATAP PORTAL 2
 16 WG=0,0,-4.905 : BEBAN LANTAI 1-5 PORTAL 2

C KOLOM TINGKAT 1

1 1 46 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 16 16 61 M=7 LP=3 G=2,7,7,7
 17 17 62 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 24 24 69 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 31 31 76 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 2

46 46 91 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 61 61 106 M=7 LP=3 G=2,7,7,7
 62 62 107 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 69 69 114 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 76 76 121 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 3

91 91 136 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 106 106 151 M=7 LP=3 G=2,7,7,7
 107 107 152 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 114 114 159 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 121 121 166 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 4

136 136 181 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 151 151 196 M=7 LP=3 G=2,7,7,7
 152 152 197 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 159 159 204 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 166 166 211 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 5

181 181 226 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 196 196 241 M=7 LP=3 G=2,7,7,7
 197 197 242 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 204 204 249 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 211 211 256 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 6

226 226 271 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 241 241 286 M=7 LP=3 G=2,7,7,7
 242 242 287 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 249 249 294 M=2 LP=3 G=5,1,1,1
 256 256 301 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C BALOK PONDASI ARAH Y

271 1 16 M=5 LP=3 NSL=0,0 G=1,14,14,14 RE=0,2.75
 272 2 17 M=5 LP=3 NSL=0,0 G=5,1,1,1
 278 8 23 M=5 LP=3 NSL=0,0 RE=0,2.75
 279 9 24 M=5 LP=3 NSL=0,0 G=5,1,1,1
 286 16 31 M=5 LP=3 NSL=0,0 G=1,14,14,14 RE=2.75,0
 287 17 32 M=5 LP=3 NSL=0,0 G=5,1,1,1
 293 23 38 M=5 LP=3 NSL=0,0 RE=2.75,0
 294 24 39 M=5 LP=3 NSL=0,0 G=5,1,1,1

C BALOK PORTAL A

301 46 61 M=3 LP=3 NSL=2,10 G=4,30,45,45 RE=0,1.5
 316 61 76 M=3 LP=3 NSL=2,10 G=4,30,45,45 RE=1.5,0
 451 271 286 M=3 LP=3 NSL=1,9 RE=0,1.5
 466 286 301 M=3 LP=3 NSL=1,9 RE=1.5,0

C BALOK PORTAL B

302	47	62	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
317	62	77	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
452	272	287	M=3	LP=3	NSL=3,11	
467	287	302	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL C

303	48	63	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
318	63	78	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
453	273	288	M=3	LP=3	NSL=3,11	
468	288	303	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL D

304	49	64	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
319	64	79	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
454	274	289	M=3	LP=3	NSL=3,11	
469	289	304	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL E

305	50	65	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
320	65	80	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
455	275	290	M=3	LP=3	NSL=3,11	
470	290	305	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL F

306	51	66	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
321	66	81	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
456	276	291	M=3	LP=3	NSL=3,11	
471	291	306	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL G

307	52	67	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
322	67	82	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
457	277	292	M=3	LP=3	NSL=3,11	
472	292	307	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL H

308	53	68	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45	RE=0,2.75
323	68	83	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45	RE=2.75,0
458	278	293	M=3	LP=3	NSL=3,11	RE=0,2.75	
473	293	308	M=3	LP=3	NSL=3,11	RE=2.75,0	

C BALOK PORTAL I

309	54	69	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
324	69	84	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
459	279	294	M=3	LP=3	NSL=3,11	
474	294	309	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL J

310	55	70	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
325	70	85	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
460	280	295	M=3	LP=3	NSL=3,11	
475	295	310	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL K

311	56	71	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
326	71	86	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
461	281	296	M=3	LP=3	NSL=3,11	
476	296	311	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL L

312	57	72	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
327	72	87	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
462	282	297	M=3	LP=3	NSL=3,11	
477	297	312	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL M

313	58	73	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
328	73	88	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
463	283	298	M=3	LP=3	NSL=3,11	
478	298	313	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL N

314	59	74	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
329	74	89	M=3	LP=3	NSL=4,12	G=4,30,45,45
464	284	299	M=3	LP=3	NSL=3,11	
479	299	314	M=3	LP=3	NSL=3,11	

C BALOK PORTAL O

315	60	75	M=3	LP=3	NSL=2,10	G=4,30,45,45	RE=0,2.75
330	75	90	M=3	LP=3	NSL=2,10	G=4,30,45,45	RE=2.75,0
465	285	300	M=3	LP=3	NSL=1,9	RE=0,2.75	
480	300	315	M=3	LP=3	NSL=1,9	RE=2.75,0	

C BALOK PONDASI ARAH X

481	1	2	M=6	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1
495	16	17	M=6	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1
509	31	32	M=6	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 1

523	46	47	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
565	91	92	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
607	136	137	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
649	181	182	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
691	226	227	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
733	271	272	M=4	LP=2	NSL=5,13	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 2

537	61	62	M=4	LP=2	NSL=8,16	G=13,1,1,1
579	106	107	M=4	LP=2	NSL=8,16	G=13,1,1,1
621	151	152	M=4	LP=2	NSL=8,16	G=13,1,1,1
663	196	197	M=4	LP=2	NSL=8,16	G=13,1,1,1
705	241	242	M=4	LP=2	NSL=8,16	G=13,1,1,1
747	286	287	M=4	LP=2	NSL=7,15	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 3

351	76	77	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
593	121	122	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
635	166	167	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
677	211	212	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
719	256	257	M=4	LP=2	NSL=6,14	G=13,1,1,1
761	301	302	M=4	LP=2	NSL=5,13	G=13,1,1,1

LOADS

C GEMPA ARAH Y

46	60	1	L=3	F=0,27.39,0
91	105	1	L=3	F=0,47.74,0
136	150	1	L=3	F=0,68.09,0
181	195	1	L=3	F=0,88.43,0
226	240	1	L=3	F=0,108.78,0
271	285	1	L=3	F=0,76.42,0

C GEMPA ARAH X

46	76	15	L=4	F=136.96,0,0
91	121	15	L=4	F=238.69,0,0
136	166	15	L=4	F=340.43,0,0
181	211	15	L=4	F=442.17,0,0
226	256	15	L=4	F=543.91,0,0
271	301	15	L=4	F=382.12,0,0

PERENC. APARTEMEN 12 TINGKAT DGN 3 SHEER WALL & E.B.PONDASI = 1E10 KN/M2
C TUGAS AKHIR

C DIBUAT OLEH : DEDY HENDIA
C SRY RAHAYU M.

SYSTEM

L=4 : DL,LL,EY,EX

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
15	X=56	Y=0	Z=0	G=1,15,1
16	X=0	Y=9	Z=0	
30	X=56	Y=9	Z=0	G=16,30,1
31	X=0	Y=18	Z=0	
45	X=56	Y=18	Z=0	G=31,45,1
46	X=0	Y=0	Z=5.25	
60	X=56	Y=0	Z=5.25	
541	X=0	Y=0	Z=48.15	
555	X=56	Y=0	Z=48.15	Q=46,60,541,555,1,45
61	X=0	Y=9	Z=5.25	
75	X=56	Y=9	Z=5.25	
556	X=0	Y=9	Z=48.15	
570	X=56	Y=9	Z=48.15	Q=61,75,556,570,1,45
76	X=0	Y=18	Z=5.25	
90	X=56	Y=18	Z=5.25	
571	X=0	Y=18	Z=48.15	
585	X=56	Y=18	Z=48.15	Q=76,90,571,585,1,45

RESTRAINTS

1 45 1 R=1,1,1,0,0,0

FRAME

NM=11 NL=20 NSEC=3 Z=-1

C KOLOM EKSTERIOR

1 SH=R T=0.70,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.70*0.5*2400*0.00981
2 SH=R T=0.60,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.60*0.5*2400*0.00981

C KOLOM INTERIOR

3 SH=R T=0.75,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.75*0.5*2400*0.00981
4 SH=R T=0.65,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.65*0.5*2400*0.00981

C BALOK

5 SH=R T=0.75,0.4 : ARAH Y
6 SH=R T=0.70,0.4 : ARAH Y
7 SH=R T=0.55,0.35 : ARAH X
8 SH=R T=0.50,0.35 : ARAH X
9 SH=R T=0.75,0.4 E=1E10 G=1.07E7 W=0.75*0.40*2400*0.00981:BLK POND Y
10 SH=R T=0.55,0.35 E=1E10 G=1.07E7 W=0.55*0.35*2400*0.00981

C DINDING GESER

11 SH=R T=5.5,0.3 E=2.57E7 G=1.07E7 W=5.5*0.3*2400*0.00981

C BEBAN MATI

1 WG=0,0,-11.321 : BEBAN ATAP PORTAL A DAN O (ARAH Y)
2 WG=0,0,-21.753 : BEBAN LANTAI 7-11 PORTAL A DAN O
3 WG=0,0,-22.101 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL A DAN O
4 WG=0,0,-16.050 : BEBAN ATAP PORTAL B-N
5 WG=0,0,-29.066 : BEBAN LANTAI 7-11 PORTAL B-N
6 WG=0,0,-29.414 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL B-N
7 WG=0,0,-7.495 : BEBAN ATAP PORTAL 1 DAN 3 (ARAH X)

8 WG=0,0,-17.677 : BEBAN LANTAI 7-11 PORTAL 1 DAN 3
 9 WG=0,0,-17.967 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL 1 DAN 3
 10 WG=0,0,-10.869 : BEBAN ATAP PORTAL 2
 11 WG=0,0,-22.896 : BEBAN LANTAI 7-11 PORTAL 2
 12 WG=0,0,-23.186 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL 2

C BEBAN HIDUP

13 WG=0,0,-1.375 : BEBAN ATAP PORTAL A DAN O (ARAH Y)
 14 WG=0,0,-3.437 : BEBAN LANTAI 1-11 PORTAL A DAN O
 15 WG=0,0,-2.749 : BEBAN ATAP PORTAL B-N
 16 WG=0,0,-6.873 : BEBAN LANTAI 1-11 PORTAL B-N
 17 WG=0,0,-0.981 : BEBAN ATAP PORTAL 1 DAN 3 (ARAH X)
 18 WG=0,0,-2.452 : BEBAN LANTAI 1-11 PORTAL 1 DAN 3
 19 WG=0,0,-1.962 : BEBAN ATAP PORTAL 2
 20 WG=0,0,-4.905 : BEBAN LANTAI 1-11 PORTAL 2

C KOLOM TINGKAT 1

1 1 46 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 16 16 61 M=11 LP=3 G=2,7,7,7
 17 17 62 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 24 24 69 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 31 31 76 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 2

46 46 91 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 61 61 106 M=11 LP=3 G=2,7,7,7
 62 62 107 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 69 69 114 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 76 76 121 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 3

91 91 136 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 106 106 151 M=11 LP=3 G=2,7,7,7
 107 107 152 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 114 114 159 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 121 121 166 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 4

136 136 181 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 151 151 196 M=11 LP=3 G=2,7,7,7
 152 152 197 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 159 159 204 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 166 166 211 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 5

181 181 226 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 196 196 241 M=11 LP=3 G=2,7,7,7
 197 197 242 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 204 204 249 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 211 211 256 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 6

226 226 271 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 241 241 286 M=11 LP=3 G=2,7,7,7
 242 242 287 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 249 249 294 M=3 LP=3 G=5,1,1,1
 256 256 301 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 7

271 271 316 M=2 LP=3 G=14,1,1,1
 286 286 331 M=11 LP=3 G=2,7,7,7
 287 287 332 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 294 294 339 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 301 301 346 M=2 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 8

316	316	361	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
331	331	376	M=11	LP=3	G=2,7,7,7
332	332	377	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
339	339	384	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
346	346	391	M=2	LP=3	G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 9

361	361	406	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
376	376	421	M=11	LP=3	G=2,7,7,7
377	377	422	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
384	384	429	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
391	391	436	M=2	LP=3	G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 10

406	406	451	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
421	421	466	M=11	LP=3	G=2,7,7,7
422	422	467	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
429	429	474	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
436	436	481	M=2	LP=3	G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 11

451	451	496	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
466	466	511	M=11	LP=3	G=2,7,7,7
467	467	512	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
474	474	519	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
481	481	526	M=2	LP=3	G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 12

496	496	541	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
511	511	556	M=11	LP=3	G=2,7,7,7
512	512	557	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
519	519	564	M=4	LP=3	G=5,1,1,1
526	526	571	M=2	LP=3	G=14,1,1,1

C BALOK PONDASI ARAH Y

541	1	16	M=9	LP=3	NSL=0,0	G=1,14,14,14	RE=0,2.75
542	2	17	M=9	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	
546	8	23	M=9	LP=3	NSL=0,0	RE=0,2.75	
549	9	24	M=9	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	
556	16	31	M=9	LP=3	NSL=0,0	G=1,14,14,14	RE=2.75,0
557	17	32	M=9	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	
563	23	38	M=9	LP=3	NSL=0,0	RE=2.75,0	
564	24	39	M=9	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	

C BALOK PORTAL A

571	46	61	M=5	LP=3	NSL=3,14	G=5,30,45,45	RE=0,2.75
586	61	76	M=5	LP=3	NSL=3,14	G=5,30,45,45	RE=2.75,0
751	316	331	M=6	LP=3	NSL=2,14	G=4,30,45,45	RE=0,2.75
766	331	346	M=6	LP=3	NSL=2,14	G=4,30,45,45	RE=2.75,0
901	541	556	M=6	LP=3	NSL=1,13	RE=0,2.75	
916	556	571	M=6	LP=3	NSL=1,13	RE=2.75,0	

C BALOK PORTAL B

572	47	62	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
587	62	77	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
752	317	332	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
767	332	347	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
902	542	557	M=6	LP=3	NSL=4,15		
917	557	572	M=6	LP=3	NSL=4,15		

C BALOK PORTAL C

573	48	63	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
588	63	78	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	

753	318	333	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
768	333	348	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
902	543	558	M=6	LP=3	NSL=4,15		
918	558	573	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL D							
574	49	64	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
589	64	79	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
754	319	334	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
769	334	349	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
904	544	559	M=6	LP=3	NSL=4,15		
919	559	574	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL E							
575	50	65	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
590	65	80	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
755	320	335	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
770	335	350	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
905	545	560	M=6	LP=3	NSL=4,15		
920	560	575	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL F							
576	51	66	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
591	66	81	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
756	321	336	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
771	336	351	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
906	546	561	M=6	LP=3	NSL=4,15		
921	561	576	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL G							
577	52	67	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
592	67	82	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
757	322	337	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
772	337	352	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
907	547	562	M=6	LP=3	NSL=4,15		
922	562	577	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL H							
578	53	68	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	RE=0,2.75
593	68	83	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	RE=2.75,0
758	323	338	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	RE=0,2.75
773	338	353	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	RE=2.75,0
908	548	563	M=6	LP=3	NSL=4,15	RE=0,2.75	
923	563	578	M=6	LP=3	NSL=4,15	RE=2.75,0	
C BALOK PORTAL I							
579	54	69	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
594	69	84	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
759	324	339	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
774	339	354	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
909	549	564	M=6	LP=3	NSL=4,15		
924	564	579	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL J							
580	55	70	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
595	70	85	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
760	325	340	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
775	340	355	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
910	550	565	M=6	LP=3	NSL=4,15		
925	565	580	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL K							
581	56	71	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
596	71	86	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	

761	326	341	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
778	341	356	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
911	551	566	M=6	LP=3	NSL=4,15		
926	566	581	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL L							
582	57	72	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
597	72	87	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
762	327	342	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
777	342	357	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
912	552	567	M=6	LP=3	NSL=4,15		
927	567	582	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL M							
583	58	73	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
598	73	88	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
763	328	343	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
778	343	358	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
913	553	568	M=6	LP=3	NSL=4,15		
928	568	583	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL N							
584	59	74	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
599	74	89	M=5	LP=3	NSL=6,16	G=5,30,45,45	
764	329	344	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
779	344	359	M=6	LP=3	NSL=5,16	G=4,30,45,45	
914	554	569	M=6	LP=3	NSL=4,15		
929	569	584	M=6	LP=3	NSL=4,15		
C BALOK PORTAL O							
585	60	75	M=5	LP=3	NSL=3,14	G=5,30,45,45	RE=0,2.75
600	75	90	M=5	LP=3	NSL=3,14	G=5,30,45,45	RE=2.75,0
765	330	345	M=6	LP=3	NSL=2,14	G=4,30,45,45	RE=0,2.75
780	345	360	M=6	LP=3	NSL=2,14	G=4,30,45,45	RE=2.75,0
915	555	570	M=6	LP=3	NSL=1,13	RE=0,2.75	
930	570	585	M=6	LP=3	NSL=1,13	RE=2.75,0	
C BALOK PONDASI ARAH X							
931	1	2	M=10	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1	
945	16	17	M=10	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1	
959	31	32	M=10	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1	
C BALOK PORTAL 1							
973	46	47	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1	
1015	91	92	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1	
1057	136	137	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1	
1099	181	182	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1	
1141	226	227	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1	
1183	271	272	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1	
1225	316	317	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1	
1267	361	362	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1	
1309	406	407	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1	
1351	451	452	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1	
1393	496	497	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1	
1435	541	542	M=8	LP=2	NSL=7,17	G=13,1,1,1	
C BALOK PORTAL 2							
987	61	62	M=7	LP=2	NSL=12,20	G=13,1,1,1	
1029	106	107	M=7	LP=2	NSL=12,20	G=13,1,1,1	
1071	151	152	M=7	LP=2	NSL=12,20	G=13,1,1,1	
1113	196	197	M=7	LP=2	NSL=12,20	G=13,1,1,1	
1155	241	242	M=7	LP=2	NSL=12,20	G=13,1,1,1	
1197	286	287	M=7	LP=2	NSL=12,20	G=13,1,1,1	

1239	331	332	M=8	LP=2	NSL=11,20	G=13,1,1,1
1281	376	377	M=8	LP=2	NSL=11,20	G=13,1,1,1
1323	421	422	M=8	LP=2	NSL=11,20	G=13,1,1,1
1365	466	467	M=8	LP=2	NSL=11,20	G=13,1,1,1
1407	511	512	M=8	LP=2	NSL=11,20	G=13,1,1,1
1449	556	557	M=8	LP=2	NSL=10,19	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 3

1001	76	77	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1
1043	121	122	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1
1085	166	167	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1
1127	211	212	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1
1169	256	257	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1
1211	301	302	M=7	LP=2	NSL=9,18	G=13,1,1,1
1253	346	347	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1
1295	391	392	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1
1337	436	437	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1
1379	481	482	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1
1421	526	527	M=8	LP=2	NSL=8,18	G=13,1,1,1
1463	571	572	M=8	LP=2	NSL=7,17	G=13,1,1,1

LOADS

C GEMPA ARAH Y

46	60	1	L=3	F=0,13.18,0
91	105	1	L=3	F=C,20.50,0
136	150	1	L=3	F=0,29.24,0
181	195	1	L=3	F=C,37.98,0
226	240	1	L=3	F=0,46.72,0
271	285	1	L=3	F=C,55.03,0
316	330	1	L=3	F=0,62.42,0
361	375	1	L=3	F=0,70.91,0
406	420	1	L=3	F=0,79.41,0
451	465	1	L=3	F=C,87.91,0
496	510	1	L=3	F=0,96.41,0
541	555	1	L=3	F=0,62.08,0

C GEMPA ARAH X

46	76	15	L=4	F=49.42,0,0
91	121	15	L=4	F=102.51,0,0
136	166	15	L=4	F=146.21,0,0
181	211	15	L=4	F=189.90,0,0
226	256	15	L=4	F=233.60,0,0
271	301	15	L=4	F=275.16,0,0
316	346	15	L=4	F=312.09,0,0
361	391	15	L=4	F=354.57,0,0
406	436	15	L=4	F=397.06,0,0
451	481	15	L=4	F=439.54,0,0
496	526	15	L=4	F=482.02,0,0
541	571	15	L=4	F=310.42,0,0

PERENC. APARTEMEN 18 TINGKAT DGN 3 SHEER WALL & E PONDASI = 1E10 KN/M2
C TUGAS AKHIR
C DIBUAT OLEH : DEDY HENDRA
C SRY RAHAYU M.

SYSTEM

L=4 : DL, LL, EY, EX

JOINTS

C LANTAI DASAR

1 X=0 Y=0 Z=0
15 X=56 Y=0 Z=0 G=1,15,1
16 X=0 Y=9 Z=0
30 X=56 Y=9 Z=0 G=16,30,1
31 X=0 Y=18 Z=0
45 X=56 Y=18 Z=0 G=31,45,1
46 X=0 Y=0 Z=5.25
60 X=56 Y=0 Z=5.25
811 X=0 Y=0 Z=71.55
825 X=56 Y=0 Z=71.55 Q=46,60,811,825,1,45
61 X=0 Y=9 Z=5.25
75 X=56 Y=9 Z=5.25
826 X=0 Y=9 Z=71.55
840 X=56 Y=9 Z=71.55 Q=61,75,826,840,1,45
76 X=0 Y=18 Z=5.25
90 X=56 Y=18 Z=5.25
841 X=0 Y=18 Z=71.55
855 X=56 Y=18 Z=71.55 Q=76,90,841,855,1,45

RESTRAINTS

1 45 1 R=1,1,1,0,0,0

FRAME

NM=15 NL=24 NSEC=3 Z=-1

C KOLOM EKSTERIOR

1 SH=R T=0.80,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.80*0.5*2400*0.00981
2 SH=R T=0.70,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.70*0.5*2400*0.00981
3 SH=R T=0.60,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.60*0.5*2400*0.00981

C KOLOM INTERIOR

4 SH=R T=0.85,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.85*0.5*2400*0.00981
5 SH=R T=0.75,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.75*0.5*2400*0.00981
6 SH=R T=0.65,0.5 E=2.57E7 G=1.07E7 W=0.65*0.5*2400*0.00981

C BALOK

7 SH=R T=0.80,0.4 : ARAH Y
8 SH=R T=0.75,0.4 : ARAH Y
9 SH=R T=0.70,0.4 : ARAH Y
10 SH=R T=0.60,0.35 : ARAH X
11 SH=R T=0.55,0.35 : ARAH X
12 SH=R T=0.50,0.35 : ARAH X
13 SH=R T=0.80,0.4 E=1E10 G=1.07E7 W=0.8*0.4*2400*0.00981:BLK POND Y
14 SH=R T=0.60,0.35 E=1E10 G=1.07E7 W=0.6*0.35*2400*0.00981

C DINDING GESER

15 SH=R T=8,0.3 E=2.57E7 G=1.07E7 W=8*0.3*2400*0.00981

C BEBAN MATI

1 WG=0,0,-11.321 : BEBAN ATAP PORTAL A DAN O (ARAH Y)
2 WG=0,0,-21.753 : BEBAN LANTAI 13,17 PORTAL A DAN O
3 WG=0,0,-22.101 : BEBAN LANTAI 7-12 PORTAL A DAN O
4 WG=0,0,-22.450 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL A DAN O
5 WG=0,0,-16.050 : BEBAN ATAP PORTAL B-N

6 WG=0,0,-29.066 : BEBAN LANTAI 13,17 PORTAL B-N
 7 WG=0,0,-29.414 : BEBAN LANTAI 7-12 PORTAL B-N
 8 WG=0,0,-29.763 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL B-N
 9 WG=0,0,-7.495 : BEBAN ATAP PORTAL 1 DAN 3 (ARAH X)
 10 WG=0,0,-17.677 : BEBAN LANTAI 13,17 PORTAL 1 DAN 3
 11 WG=0,0,-17.967 : BEBAN LANTAI 7-12 PORTAL 1 DAN 3
 12 WG=0,0,-18.256 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL 1 DAN 3
 13 WG=0,0,-10.869 : BEBAN ATAP PORTAL 2
 14 WG=0,0,-22.896 : BEBAN LANTAI 13,17 PORTAL 2
 15 WG=0,0,-23.186 : BEBAN LANTAI 7-12 PORTAL 2
 16 WG=0,0,-23.475 : BEBAN LANTAI 1-6 PORTAL 2

C BEBAN HIDUP

17 WG=0,0,-1.375 : BEBAN ATAP PORTAL A DAN O (ARAH Y)
 18 WG=0,0,-3.437 : BEBAN LANTAI 1-17 PORTAL A DAN O
 19 WG=0,0,-2.749 : BEBAN ATAP PORTAL B-N
 20 WG=0,0,-6.873 : BEBAN LANTAI 1-17 PORTAL B-N
 21 WG=0,0,-0.981 : BEBAN ATAP PORTAL 1 DAN 3 (ARAH X)
 22 WG=0,0,-2.452 : BEBAN LANTAI 1-17 PORTAL 1 DAN 3
 23 WG=0,0,-1.962 : BEBAN ATAP PORTAL 2
 24 WG=0,0,-4.905 : BEBAN LANTAI 1-17 PORTAL 2

C KOLOM TINGKAT 1

1 1 46 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 16 16 61 M=15 LP=3 G=2,7,7,7
 17 17 62 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 24 24 69 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 31 31 76 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 2

46 46 91 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 61 61 106 M=15 LP=3 G=2,7,7,7
 62 62 107 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 69 69 114 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 76 76 121 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 3

91 91 136 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 106 106 151 M=15 LP=3 G=2,7,7,7
 107 107 152 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 114 114 159 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 121 121 166 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 4

136 136 181 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 151 151 196 M=15 LP=3 G=2,7,7,7
 152 152 197 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 159 159 204 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 166 166 211 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 5

181 181 226 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 196 196 241 M=15 LP=3 G=2,7,7,7
 197 197 242 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 204 204 249 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 211 211 256 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 6

226 226 271 M=1 LP=3 G=14,1,1,1
 241 241 286 M=15 LP=3 G=2,7,7,7
 242 242 287 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 249 249 294 M=4 LP=3 G=5,1,1,1
 256 256 301 M=1 LP=3 G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 7

271 271 316 M=2 LP=3 G=14,1,1,1
 286 286 331 M=15 LP=3 G=2,7,7,7

287	287	332	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
294	294	339	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
301	301	346	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 8					
316	316	361	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
331	331	376	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
332	332	377	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
339	339	384	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
346	346	391	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 9					
361	361	406	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
376	376	421	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
377	377	422	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
384	384	429	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
391	391	436	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 10					
406	406	451	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
421	421	466	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
422	422	467	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
429	429	474	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
436	436	481	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 11					
451	451	496	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
466	466	511	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
467	467	512	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
474	474	519	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
481	481	526	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 12					
496	496	541	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
511	511	556	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
512	512	557	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
519	519	564	M=5	LP=3	G=5,1,1,1
526	526	571	M=2	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 13					
541	541	586	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
556	556	601	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
557	557	602	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
564	564	609	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
571	571	616	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 14					
586	586	631	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
601	601	646	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
602	602	647	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
609	609	654	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
616	616	661	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 15					
631	631	676	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
646	646	691	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
647	647	692	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
654	654	699	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
661	661	706	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 16					
676	676	721	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
691	691	736	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
692	692	737	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
699	699	744	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
706	706	751	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
C KOLOM TINGKAT 17					
721	721	766	M=3	LP=3	G=14,1,1,1

736	736	781	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
737	737	782	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
744	744	789	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
751	751	796	M=3	LP=3	G=14,1,1,1

C KOLOM TINGKAT 18

766	766	811	M=3	LP=3	G=14,1,1,1
781	781	826	M=15	LP=3	G=2,7,7,7
782	782	827	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
789	789	834	M=6	LP=3	G=5,1,1,1
796	796	841	M=3	LP=3	G=14,1,1,1

C BALOK PONDASI ARAH Y

811	1	16	M=13	LP=3	NSL=0,0	G=1,14,14,14	RE=0,4
812	2	17	M=13	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	
818	8	23	M=13	LP=3	NSL=0,0	RE=0,4	
819	9	24	M=13	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	
826	16	31	M=13	LP=3	NSL=0,0	G=1,14,14,14	RE=4,0
827	17	32	M=13	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	
833	23	38	M=13	LP=3	NSL=0,0	RE=4,0	
834	24	39	M=13	LP=3	NSL=0,0	G=5,1,1,1	

C BALOK PORTAL A

841	46	61	M=7	LP=3	NSL=4,18	G=5,30,45,45	RE=0,4
856	61	76	M=7	LP=3	NSL=4,18	G=5,30,45,45	RE=4,0
1021	316	331	M=8	LP=3	NSL=3,18	G=5,30,45,45	RE=0,4
1036	331	346	M=8	LP=3	NSL=3,18	G=5,30,45,45	RE=4,0
1201	586	601	M=9	LP=3	NSL=2,18	G=4,30,45,45	RE=0,4
1216	601	616	M=9	LP=3	NSL=2,18	G=4,30,45,45	RE=4,0
1351	811	826	M=9	LP=3	NSL=1,17	RE=0,4	
1366	826	841	M=9	LP=3	NSL=1,17	RE=4,0	

C BALOK PORTAL B

842	47	62	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
857	62	77	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
1022	317	332	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	
1037	332	347	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	
1202	587	602	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	
1217	602	617	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	
1352	812	827	M=9	LP=3	NSL=5,19		
1367	827	842	M=9	LP=3	NSL=5,19		

C BALOK PORTAL C

843	48	63	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
858	63	78	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
1023	318	333	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	
1038	333	348	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	
1203	588	603	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	
1218	603	618	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	
1353	813	828	M=9	LP=3	NSL=5,19		
1368	828	843	M=9	LP=3	NSL=5,19		

C BALOK PORTAL D

844	49	64	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
859	64	79	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
1024	319	334	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	
1039	334	349	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	
1204	589	604	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	
1219	604	619	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	
1354	814	829	M=9	LP=3	NSL=5,19		
1369	829	844	M=9	LP=3	NSL=5,19		

C BALOK PORTAL E

845	50	65	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
860	65	80	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	
1025	320	335	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	

1040	335	350	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1205	590	605	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1220	605	620	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1355	815	830	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1370	830	845	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL F

846	51	66	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
861	66	81	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1026	321	336	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1041	336	351	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1206	591	606	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1221	606	621	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1356	816	831	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1371	831	846	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL G

847	52	67	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
862	67	82	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1027	322	337	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1042	337	352	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1207	592	607	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1222	607	622	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1357	817	832	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1372	832	847	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL H

348	53	68	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	RE=0,4
863	68	83	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45	RE=4,0
1028	323	338	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	RE=0,4
1043	338	353	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45	RE=4,0
1208	593	608	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	RE=0,4
1223	608	623	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45	RE=4,0
1358	818	833	M=9	LP=3	NSL=5,19	RE=0,4	
1373	833	848	M=9	LP=3	NSL=5,19	RE=4,0	

C BALOK PORTAL I

849	54	69	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
864	69	84	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1029	324	339	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1044	339	354	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1209	594	609	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1224	609	624	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1359	819	834	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1374	834	849	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL J

850	55	70	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
865	70	85	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1030	325	340	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1045	340	355	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1210	595	610	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1225	610	625	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1360	820	835	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1375	835	850	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL K

851	56	71	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
866	71	86	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1031	326	341	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1046	341	356	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1211	596	611	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1226	611	626	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1361	821	836	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1376	836	851	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL L

852	57	72	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
867	72	87	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1032	327	342	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1047	342	357	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1212	597	612	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1227	612	627	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1362	822	837	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1377	837	852	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL M

853	58	73	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
868	73	88	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1033	328	343	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1048	343	358	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1213	598	613	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1228	613	628	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1363	823	838	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1378	838	853	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL N

854	59	74	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
869	74	89	M=7	LP=3	NSL=8,20	G=5,30,45,45
1034	329	344	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1049	344	359	M=8	LP=3	NSL=7,20	G=5,30,45,45
1214	599	614	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1229	614	629	M=9	LP=3	NSL=6,20	G=4,30,45,45
1364	824	839	M=9	LP=3	NSL=5,19	
1379	839	854	M=9	LP=3	NSL=5,19	

C BALOK PORTAL O

855	60	75	M=7	LP=3	NSL=4,18	G=5,30,45,45	RE=0,4
870	75	90	M=7	LP=3	NSL=4,18	G=5,30,45,45	RE=4,0
1035	330	345	M=8	LP=3	NSL=3,18	G=5,30,45,45	RE=0,4
1050	345	360	M=8	LP=3	NSL=3,18	G=5,30,45,45	RE=4,0
1215	600	615	M=9	LP=3	NSL=2,18	G=4,30,45,45	RE=0,4
1230	615	630	M=9	LP=3	NSL=2,18	G=4,30,45,45	RE=4,0
1365	825	840	M=9	LP=3	NSL=1,17	RE=0,4	
1380	840	855	M=9	LP=3	NSL=1,17	RE=4,0	

C BALOK PONDASI ARAH X

1381	1	2	M=14	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1
1395	16	17	M=14	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1
1409	31	32	M=14	LP=2	NSL=0,0	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 1

1423	46	47	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1465	91	92	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1507	136	137	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1549	181	182	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1591	226	227	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1633	271	272	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1675	316	317	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1717	361	362	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1759	406	407	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1801	451	452	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1843	496	497	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1885	541	542	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1927	586	587	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
1969	631	632	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2011	676	677	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2053	721	722	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2095	766	767	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2137	811	812	M=12	LP=2	NSL=9,21	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 2

1437	61	62	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1479	106	107	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1521	151	152	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1563	196	197	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1605	241	242	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1647	286	287	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1689	331	332	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1731	376	377	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1773	421	422	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1815	466	467	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1857	511	512	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1899	556	557	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1941	601	602	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
1983	646	647	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2025	691	692	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2067	736	737	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2109	781	782	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2151	826	827	M=12	LP=2	NSL=13,23	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 3

1451	76	77	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1493	121	122	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1535	166	167	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1577	211	212	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1619	256	257	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1661	301	302	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1703	346	347	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1745	391	392	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1787	436	437	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1829	481	482	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1871	526	527	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1913	571	572	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1955	616	617	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
1997	661	662	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2039	706	707	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2081	751	752	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2123	796	797	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2165	841	842	M=12	LP=2	NSL=9,21	G=13,1,1,1

LOADS

C GEMPA ARAH Y

46	60	1	L=3	F=0,6.52,0
91	105	1	L=3	F=0,10.12,0
136	150	1	L=3	F=0,14.38,0
181	195	1	L=3	F=0,18.60,0
226	240	1	L=3	F=0,22.88,0
271	285	1	L=3	F=0,27.06,0
316	330	1	L=3	F=0,30.83,0
361	375	1	L=3	F=0,35.03,0
406	420	1	L=3	F=0,39.08,0
451	465	1	L=3	F=0,43.09,0
496	510	1	L=3	F=0,47.26,0
541	555	1	L=3	F=0,51.22,0
586	600	1	L=3	F=0,54.47,0
631	645	1	L=3	F=0,58.55,0
676	690	1	L=3	F=0,62.38,0
721	735	1	L=3	F=0,66.19,0
766	780	1	L=3	F=0,70.24,0
811	825	1	L=3	F=0,122.01,0

C BALOK PORTAL 2

1437	61	62	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1479	106	107	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1521	151	152	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1563	196	197	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1605	241	242	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1647	286	287	M=10	LP=2	NSL=16,24	G=13,1,1,1
1689	331	332	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1731	376	377	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1773	421	422	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1815	466	467	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1857	511	512	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1899	556	557	M=11	LP=2	NSL=15,24	G=13,1,1,1
1941	601	602	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
1983	646	647	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2025	691	692	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2067	736	737	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2109	781	782	M=12	LP=2	NSL=14,24	G=13,1,1,1
2151	826	827	M=12	LP=2	NSL=13,23	G=13,1,1,1

C BALOK PORTAL 3

1451	76	77	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1493	121	122	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1535	166	167	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1577	211	212	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1619	256	257	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1661	301	302	M=10	LP=2	NSL=12,22	G=13,1,1,1
1703	346	347	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1745	391	392	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1787	436	437	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1829	481	482	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1871	526	527	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1913	571	572	M=11	LP=2	NSL=11,22	G=13,1,1,1
1955	616	617	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
1997	661	662	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2039	706	707	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2081	751	752	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2123	796	797	M=12	LP=2	NSL=10,22	G=13,1,1,1
2165	841	842	M=12	LP=2	NSL=9,21	G=13,1,1,1

LOADS

C GEMPA ARAH Y

46	60	1	L=3	F=0,6.52,0
91	105	1	L=3	F=0,10.12,0
136	150	1	L=3	F=0,14.38,0
181	195	1	L=3	F=0,18.60,0
226	240	1	L=3	F=0,22.88,0
271	285	1	L=3	F=0,27.06,0
316	330	1	L=3	F=0,30.83,0
361	375	1	L=3	F=0,35.03,0
406	420	1	L=3	F=0,39.08,0
451	465	1	L=3	F=0,43.09,0
496	510	1	L=3	F=0,47.26,0
541	555	1	L=3	F=0,51.22,0
586	600	1	L=3	F=0,54.47,0
631	645	1	L=3	F=0,58.55,0
676	690	1	L=3	F=0,62.38,0
721	735	1	L=3	F=0,66.19,0
766	780	1	L=3	F=0,70.24,0
811	825	1	L=3	F=0,122.01,0

C GEMPA ARAH X

46	76	15	L=4	F=27.15,0,0
91	121	15	L=4	F=56.21,0,0
136	166	15	L=4	F=79.87,0,0
181	211	15	L=4	F=103.36,0,0
226	256	15	L=4	F=127.14,0,0
271	301	15	L=4	F=150.35,0,0
316	346	15	L=4	F=171.28,0,0
361	391	15	L=4	F=194.60,0,0
406	436	15	L=4	F=217.08,0,0
451	481	15	L=4	F=239.39,0,0
496	526	15	L=4	F=262.53,0,0
541	571	15	L=4	F=284.57,0,0
586	616	15	L=4	F=302.60,0,0
631	661	15	L=4	F=325.27,0,0
676	706	15	L=4	F=346.58,0,0
721	751	15	L=4	F=367.71,0,0
766	796	15	L=4	F=390.21,0,0
811	841	15	L=4	F=244.53,0,0

5.3.d MUTU BETON f'_c 30 dengan tulangan tekan $\phi = 0,8$

Diketahui ρ tulangan tarik, ρ tulangan tekan = $0,5 \cdot \rho$ tulangan tarik						
M_u/bd^2	$f_y = 240$ MPa $d'/d =$			$f_y = 400$ MPa $d'/d =$		
	0,10	0,15	0,20	0,10	0,15	0,20
200	0,0011	0,0011	0,0012	0,0007	0,0007	0,0007
400	0,0022	0,0023	0,0023	0,0013	0,0014	0,0014
600	0,0033	0,0034	0,0035	0,0020	0,0020	0,0021
800	0,0044	0,0045	0,0047	0,0026	0,0027	0,0028
1000	0,0055	0,0057	0,0058	0,0033	0,0034	0,0035
1200	0,0066	0,0068	0,0070	0,0040	0,0041	0,0042
1400	0,0078	0,0080	0,0082	0,0046	0,0048	0,0049
1600	0,0089	0,0091	0,0094	0,0053	0,0055	0,0056
1800	0,0100	0,0103	0,0106	0,0060	0,0062	0,0063
2000	0,0111	0,0114	0,0118	0,0067	0,0069	0,0071
2200	0,0122	0,0126	0,0130	0,0073	0,0076	0,0078
2400	0,0134	0,0138	0,0142	0,0080	0,0083	0,0085
2600	0,0145	0,0149	0,0154	0,0087	0,0090	0,0092
2800	0,0157	0,0161	0,0166	0,0094	0,0097	0,0099
3000	0,0168	0,0173	0,0178	0,0101	0,0104	0,0107
3200	0,0179	0,0185	0,0190	0,0108	0,0111	0,0114
3400	0,0191	0,0196	0,0202	0,0115	0,0118	0,0121
3600	0,0202	0,0208	0,0214	0,0121	0,0125	0,0129
3800	0,0214	0,0220	0,0227	0,0128	0,0132	0,0136
4000	0,0226	0,0232	0,0239	0,0135	0,0139	0,0143
4200	0,0237	0,0244	0,0251	0,0142	0,0146	0,0151
4400	0,0249	0,0256	0,0264	0,0149	0,0154	0,0158
4600	0,0261	0,0268	0,0276	0,0156	0,0161	0,0166
4800	0,0272	0,0280	0,0289	0,0163	0,0168	0,0173
5000	0,0284	0,0292	0,0301	0,0170	0,0175	0,0181
5200	0,0296	0,0305	0,0314	0,0178	0,0183	0,0188
5400	0,0308	0,0317	0,0326	0,0185	0,0190	0,0196
5600	0,0320	0,0329	0,0339	0,0192	0,0197	0,0203
5800	0,0332	0,0341	0,0352	0,0199	0,0205	0,0211
6000	0,0344	0,0354	0,0365	0,0206	0,0212	0,0219
6200	0,0356	0,0366	0,0377	0,0213	0,0220	0,0226
6400	0,0368	0,0379	0,0390	0,0221	0,0227	0,0234
6600	0,0380	0,0391	0,0403	0,0228	0,0235	0,0242
6800	0,0392	0,0404	0,0416	0,0235	0,0242	0,0250
7000	0,0404	0,0416	0,0429	0,0242	0,0250	0,0258
7200	0,0416	0,0429	0,0442	0,0250	0,0257	0,0265
7400	0,0428	0,0441	0,0455	0,0257	0,0265	0,0273
7600	0,0441	0,0454	0,0469	0,0264	0,0272	0,0281
7800	0,0453	0,0467	0,0482	0,0272	0,0280	0,0289
8000	0,0465	0,0480	0,0495	0,0279	0,0288	0,0297
8200	0,0478	0,0493	0,0508	0,0287	0,0296	0,0305

Tabel Simpangan (dx) struktur 6 tingkat

Tingkat	Simpangan horizontal wall A-2				Simpangan horizontal kolom C-2			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	1.751	1.818	2.509	5.253	1.736	1.802	2.493	5.245
2	3.086	3.112	3.780	6.666	3.045	3.072	3.743	6.627
3	4.235	4.221	4.826	7.647	4.177	4.165	4.774	7.599
4	5.160	5.113	5.663	8.415	5.084	5.040	5.594	8.352
5	5.788	5.718	6.230	8.933	5.699	5.632	6.150	8.860
6	6.061	5.983	6.480	9.163	5.986	5.910	6.411	9.100

Tabel Simpangan (dx) struktur 12 tingkat

Tingkat	Simpangan horizontal wall A-2				Simpangan horizontal kolom C-2			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	2.183	2.147	2.882	6.217	2.197	2.154	2.885	6.241
2	3.950	3.752	4.421	7.965	3.933	3.738	4.407	7.942
3	5.606	5.258	5.811	9.268	5.586	5.239	5.793	9.252
4	7.185	6.692	7.130	10.483	7.157	6.667	7.107	10.462
5	8.668	8.040	8.370	11.621	8.634	8.009	8.342	11.596
6	10.057	9.302	9.532	12.688	10.011	9.261	9.494	12.653
7	11.449	10.568	10.698	13.756	11.395	10.519	10.653	13.716
8	12.751	11.752	11.788	14.756	12.692	11.698	11.738	14.710
9	13.845	12.747	12.705	15.596	13.778	12.685	12.648	15.544
10	14.684	13.509	13.407	16.240	14.608	13.440	13.344	16.182
11	15.230	14.006	13.865	16.661	15.154	13.937	13.802	16.603
12	15.525	14.279	14.122	16.903	15.448	14.208	14.055	16.840

Tabel Simpangan (dx) struktur 18 tingkat

Tingkat	Simpangan horizontal wall A-2				Simpangan horizontal kolom C-2			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	2.128	2.307	3.309	7.966	2.153	2.324	3.319	8.013
2	3.859	4.029	5.090	10.205	3.850	4.022	5.081	10.177
3	5.496	5.663	6.723	11.872	5.487	5.655	6.714	11.863
4	7.097	7.262	8.318	13.475	7.085	7.250	8.306	13.463
5	8.658	8.822	9.875	15.034	8.643	8.807	9.861	15.020
6	10.196	10.359	11.411	16.572	10.172	10.335	11.387	16.548
7	11.732	11.894	12.944	18.105	11.799	11.962	13.014	18.175
8	13.482	13.644	14.696	19.858	13.453	13.616	14.668	19.830
9	15.062	15.225	16.276	21.440	15.030	15.193	16.244	21.407
10	16.536	16.699	17.750	22.914	16.500	16.663	17.714	22.878
11	17.891	18.054	19.105	24.270	17.852	18.015	19.066	24.231
12	19.141	19.304	20.356	25.521	19.092	19.255	20.306	25.472
13	20.358	20.521	21.572	26.738	20.305	20.468	21.519	26.685
14	21.473	21.635	22.687	27.854	21.418	21.580	22.632	27.799
15	22.400	22.562	23.614	28.781	22.340	22.503	23.555	28.722
16	23.103	23.265	24.317	29.485	23.040	23.202	24.254	29.422
17	23.567	23.730	24.782	29.950	23.507	23.670	24.722	29.890
18	23.893	24.055	25.107	30.276	23.814	23.977	25.029	30.198

Tabel Interstory drift (x) struktur 6 tingkat

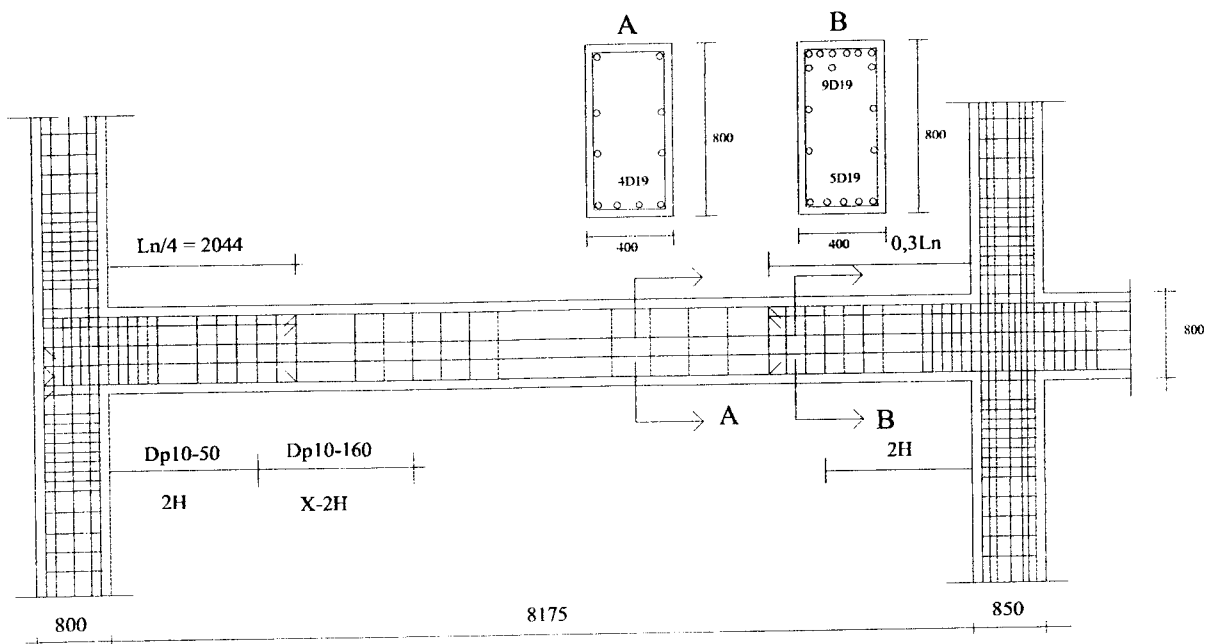
Tingkat	Interstory drift wall A-2				Interstory drift kolom C-2			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.333	0.346	0.478	1.000	0.331	0.343	0.475	0.999
2	0.342	0.332	0.326	0.362	0.336	0.326	0.320	0.354
3	0.295	0.284	0.268	0.252	0.290	0.280	0.264	0.249
4	0.237	0.229	0.215	0.197	0.233	0.224	0.210	0.193
5	0.161	0.155	0.145	0.133	0.158	0.152	0.142	0.130
6	0.070	0.068	0.064	0.059	0.074	0.071	0.067	0.062

Tabel Interstory drift (x) struktur 12 tingkat

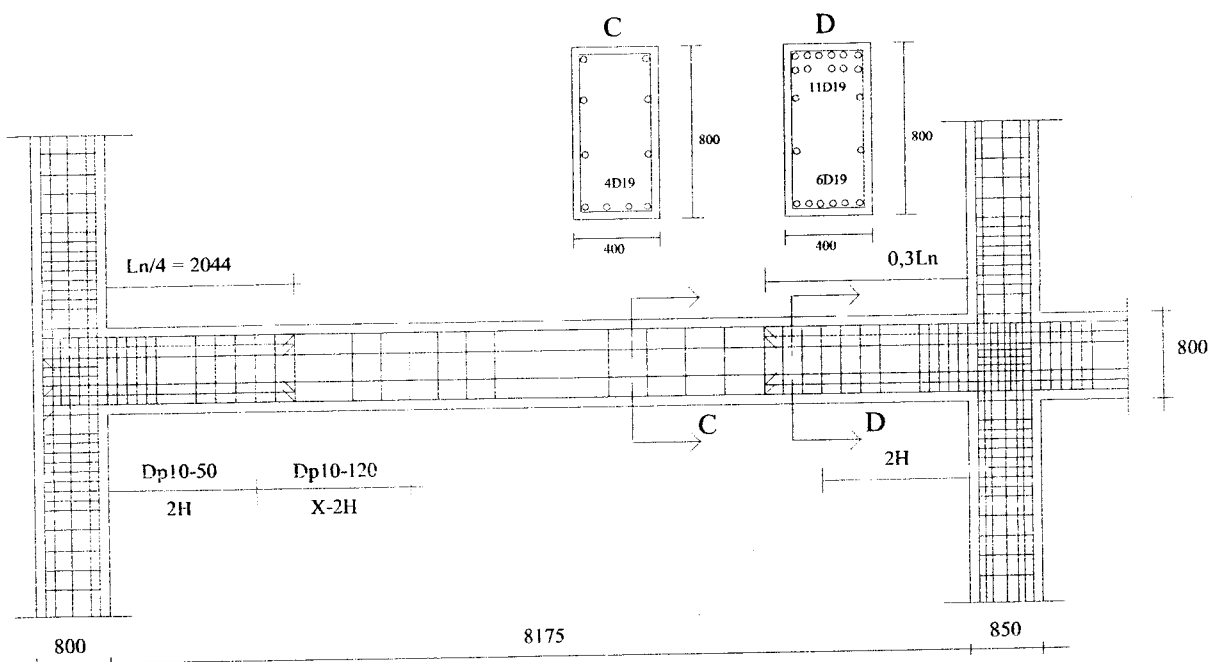
Tingkat	Interstory drift wall A-2				Interstory drift kolom C-2			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.416	0.409	0.549	1.184	0.418	0.410	0.550	1.189
2	0.453	0.412	0.395	0.448	0.445	0.406	0.390	0.436
3	0.425	0.386	0.356	0.334	0.424	0.385	0.355	0.336
4	0.405	0.368	0.338	0.312	0.403	0.366	0.337	0.310
5	0.380	0.346	0.318	0.292	0.379	0.344	0.317	0.291
6	0.356	0.324	0.298	0.273	0.353	0.321	0.295	0.271
7	0.357	0.324	0.299	0.274	0.355	0.323	0.297	0.273
8	0.334	0.304	0.280	0.256	0.332	0.302	0.278	0.255
9	0.281	0.255	0.235	0.215	0.278	0.253	0.233	0.214
10	0.215	0.195	0.180	0.165	0.213	0.194	0.178	0.164
11	0.140	0.127	0.117	0.108	0.140	0.127	0.117	0.108
12	0.076	0.070	0.066	0.062	0.075	0.070	0.065	0.061

Tabel Interstory drift (x) struktur 18 tingkat

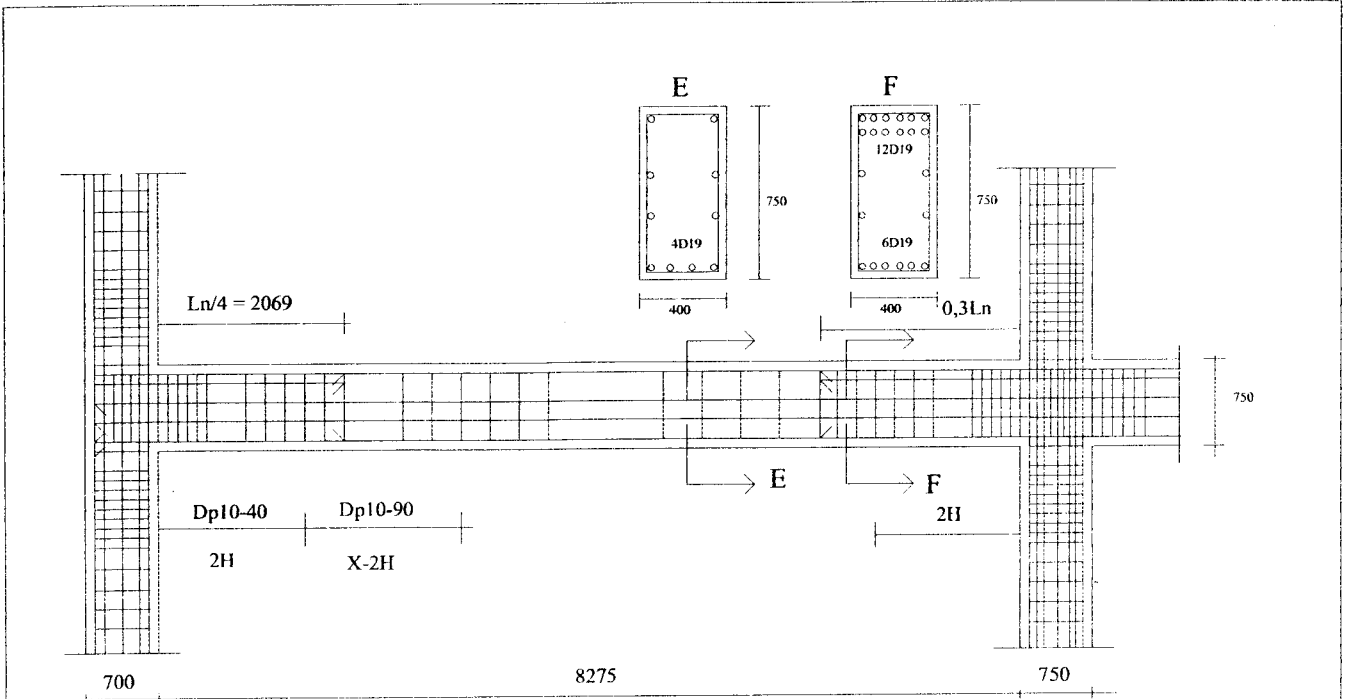
Tingkat	Interstory drift wall A-2				Interstory drift kolom C-2			
	1E10	1E8	1E7	E=0	1E10	1E8	1E7	E=0
1	0.405	0.439	0.630	1.517	0.410	0.443	0.632	1.526
2	0.444	0.442	0.457	0.574	0.435	0.435	0.452	0.555
3	0.420	0.419	0.419	0.427	0.420	0.419	0.419	0.432
4	0.411	0.410	0.409	0.411	0.410	0.409	0.408	0.410
5	0.400	0.400	0.399	0.400	0.400	0.399	0.399	0.399
6	0.394	0.394	0.394	0.394	0.392	0.392	0.391	0.392
7	0.394	0.394	0.393	0.393	0.417	0.417	0.417	0.417
8	0.449	0.449	0.449	0.449	0.424	0.424	0.424	0.424
9	0.405	0.405	0.405	0.405	0.404	0.404	0.404	0.404
10	0.378	0.378	0.378	0.378	0.377	0.377	0.377	0.377
11	0.347	0.347	0.347	0.348	0.347	0.347	0.347	0.347
12	0.321	0.321	0.321	0.321	0.318	0.318	0.318	0.318
13	0.312	0.312	0.312	0.312	0.311	0.311	0.311	0.311
14	0.286	0.286	0.286	0.286	0.285	0.285	0.285	0.286
15	0.238	0.238	0.238	0.238	0.237	0.237	0.237	0.237
16	0.180	0.180	0.180	0.180	0.179	0.179	0.179	0.180
17	0.119	0.119	0.119	0.119	0.120	0.120	0.120	0.120
18	0.083	0.083	0.083	0.084	0.079	0.079	0.079	0.079



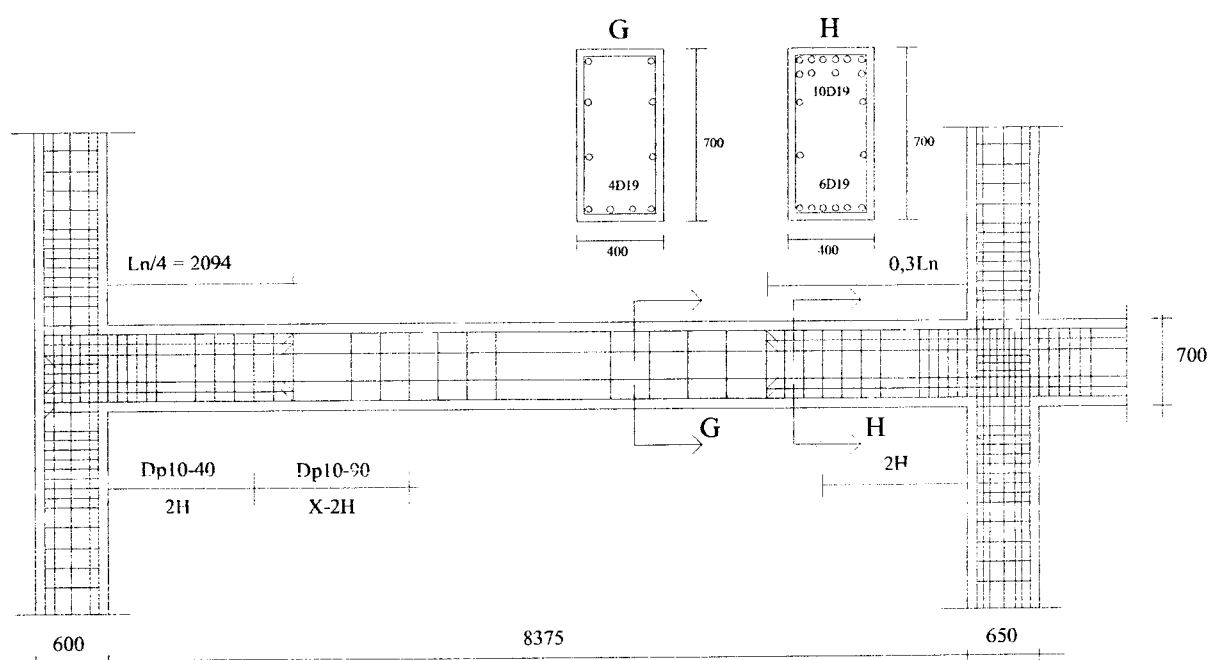
PENULANGAN BALOK LANTAI 1



PENULANGAN BALOK LANTAI 3



PENULANGAN BALOK LANTAI 7



PENULANGAN BALOK LANTAI 13

