

TUGAS AKHIR

DESAIN DAN IDENTIFIKASI LOKASI SENDI PLASTIS PADA STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN VARIABEL BANYAK BENTANG

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



Oleh:

**Nama : UTAMA SAHALA K.S.
No. Mhs. : 95 310 011
NIRM. : 950051013114120011**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
1999**

TUGAS AKHIR

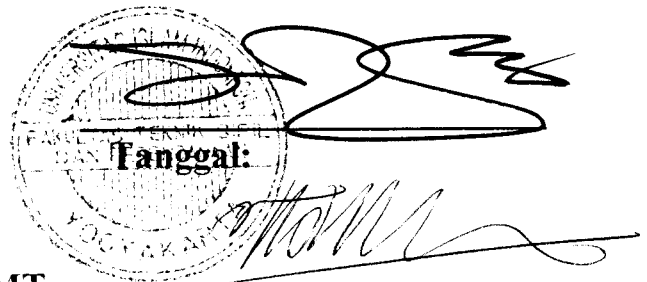
DESAIN DAN IDENTIFIKASI LOKASI SENDI PLASTIS PADA STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN VARIABEL BANYAK BENTANG

Oleh:
Nama : UTAMA SAHALA K.S.
No. Mhs. : 95 310 011
NIRM. : 950051013114120011

Telah diperiksa dan disetujui oleh:

Ir. WIDODO, MSCE, Ph.D.
Dosen Pembimbing I

Ir. FATHKURROHMAN NS, MT.
Dosen Pembimbing II



Tanggal: 7-12-1999

الفرحة ...

KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum wr. Wb.

Alhamdulillahil'alamin, segala puji ke-hadirat Allah SWT yang telah memberikan taufiq serta hidayah-Nya kepada penyusun, sehingga dengan diiringi ridho-Nya penyusun dapat menyelesaikan tugas akademik berupa tugas akhir ini.

Tugas akhir ini diselesaikan untuk melengkapi syarat memperoleh jenjang kesarjanaan pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Selama masa penyelesaian tugas akhir ini, penyusun memperoleh banyak bantuan berupa bimbingan dan masukan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penyusun mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bp. Ir. Widodo, MSCE, Ph.D., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia dan selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir.
2. Bp. Ir. Tadjuddin BMA, M.S., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Bp. Ir. Fathkurrohman Nursodik, M.T., selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir.
4. Yang tercinta bapak, ibu, adik-adik, dan teman terdekat yang telah banyak memberikan bantuan dan dorongan.
5. Semua pihak yang tidak dapat penyusun sebutkan satu persatu yang telah banyak membantu dalam menyelesaikan laporan ini.

Kepada semua pihak yang tersebut di atas, penyusun hanya dapat mendoakan semoga segala bantuan dalam bentuk apapun juga mendapat balasan rahmat dan hidayah dari Allah SWT.

Semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi kita semua. *Amin.*
Wassalamu'alaikum wr. wb.

Yogyakarta, November 1999

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL.....	x
DAFTAR GAMBAR.....	xiv
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
DAFTAR NOTASI.....	xviii
ABSTRAKSI.....	xxii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Tujuan.....	5
1.3 Manfaat.....	5
1.4 Batasan Masalah.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Pembagian Wilayah Gempa Indonesia.....	8
2.3 Penelitian Terdahulu.....	10
BAB III LANDASAN TEORI.....	13
3.1 Konsep Desain Kapasitas.....	13
3.2 Sendi Plastis Pada Balok.....	15
3.2.1 Balok Dengan Dominasi Beban Gempa.....	16
3.2.2 Balok Dengan Dominasi Beban Gravitasi.....	16
3.3 Pembebanan Struktur.....	17

3.3.1 Kombinasi Pembebanan.....	17
3.3.2 Kuat Rencana.....	18
3.4 Struktur Beton Bertulang Tingkat Banyak Dan Beban Gempa.....	19
3.4.1 Faktor-Faktor Penentu Beban Gempa Rencana.....	19
3.4.2 Analisis Beban Statik Ekuivalen.....	21
3.4.3 Distribusi Beban Geser Dasar Akibat Gempa Sepanjang Tinggi Gedung.....	22
3.5 Karakteristik Desain.....	22
3.5.1 Desain Balok.....	22
3.5.2 Penulangan Geser Balok Terlentur.....	29
3.5.3 Desain Kolom.....	31
3.6 Titik Pertemuan Rangka.....	34
3.7 Perencanaan Pondasi.....	36
3.7.1 Penentuan Dimensi Pondasi.....	36
3.7.2 Kuat Geser Pondasi.....	36
3.8 Hipotesis.....	37
BAB IV METODE PENELITIAN.....	39
4.1 Data Daerah Gempa.....	39
4.2 Waktu Penelitian.....	39
4.3 Data Struktur.....	39
4.4 Variabel Dan Analisis Penelitian.....	40
4.5 Model Struktur.....	40
BAB V ANALISIS STRUKTUR.....	44
5.1 Pembebanan Struktur.....	44
5.1.1 Beban Gravitasi.....	45
5.1.2 Beban Gempa.....	50
5.2 Momen Balok.....	75
BAB VI DESAIN STRUKTUR BETON BERTULANG.....	87

6.1 Desain Balok.....	87
6.1.1 Momen Balok.....	87
6.1.2 Momen Rencana Balok.....	89
6.1.3 Penulangan Balok.....	93
6.1.4 Momen Nominal Aktual.....	94
6.1.5 Desain Sengkang Balok.....	101
6.2 Desain Kolom.....	107
6.2.1 Momen Rencana Kolom.....	107
6.2.2 Gaya Aksial Rencana Kolom.....	111
6.2.3 Penulangan Kolom.....	115
6.2.4 Desain Sengkang Kolom.....	120
6.3 Pertemuan Balok Kolom.....	130
6.3.1 Penulangan Geser.....	130
6.4 Perencanaan Pondasi.....	135
6.4.1 Perhitungan Pondasi.....	136
BAB VII PEMBAHASAN.....	143
7.1 Identifikasi Lokasi Sendi Plastis Pada Balok.....	143
7.1.1 Lokasi Sendi Plastis.....	143
7.1.2 Persyaratan Desain Tulangan Geser Balok.....	147
7.2 Hasil Desain Struktur.....	148
7.2.1 Desain Balok.....	148
7.2.2 Desain Tulangan Geser Balok.....	152
7.2.3 Desain Kolom.....	154
7.2.4 Tulangan Geser Kolom.....	157
7.2.5 Pertemuan Balok Kolom.....	161
7.3 Momen Kapasitas Balok Dan Momen Nominal Kolom.....	163
BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN.....	168
8.1 Kesimpulan.....	168

8.2 Saran.....	169
DAFTAR PUSTAKA.....	171
LAMPIRAN.....	173

DAFTAR TABEL

5.1 Beban gravitasi bekerja.....	50
5.2 Berat portal struktur 2 bentang.....	59
5.3 Gaya geser tingkat struktur 2 bentang.....	60
5.4 Perhitungan waktu getar Rayleigh struktur 2 bentang.....	61
5.5 Berat portal struktur 3 bentang.....	63
5.6 Gaya geser tingkat struktur 3 bentang.....	64
5.7 Perhitungan waktu getar Rayleigh struktur 3 bentang.....	65
5.8 Berat portal struktur 4 bentang.....	67
5.9 Gaya geser tingkat struktur 4 bentang.....	68
5.10 Perhitungan waktu getar Rayleigh struktur 4 bentang.....	69
5.11 Berat portal struktur 5 bentang.....	71
5.12 Gaya geser tingkat struktur 5 bentang.....	72
5.13 Perhitungan waktu getar Rayleigh struktur 5 bentang.....	73
5.14 Momen lantai 1 balok tepi kiri.....	75
5.15 Momen lantai 2 balok tepi kiri.....	75
5.16 Momen lantai 3 balok tepi kiri.....	77
5.17 Momen lantai 4 balok tepi kiri.....	77
5.18 Momen lantai 5 balok tepi kiri.....	79
5.19 Momen lantai 6 balok tepi kiri.....	79
5.20 Momen lantai 7 balok tepi kiri.....	81
5.21 Momen lantai 8 balok tepi kiri.....	81
5.22 Momen lantai 9 balok tepi kiri.....	83
5.23 Momen lantai 10 balok tepi kiri.....	83
5.24 Momen lantai 11 balok tepi kiri.....	85
5.25 Momen lantai 12 balok tepi kiri.....	85
6.1 Momen balok.....	88

6.2.a Kombinasi momen balok kiri di as kolom.....	89
6.2.b Kombinasi momen balok kiri di muka kolom.....	90
6.2.c Kombinasi momen balok kiri di muka kolom dengan redistribusi.....	92
6.3.a Tulangan balok terpakai dan momen nominal aktual dengan kombinasi di as kolom.....	98
6.3.b Tulangan balok terpakai dan momen nominal aktual dengan kombinasi di muka kolom.....	99
6.3.c Tulangan balok terpakai dan momen nominal aktual dengan kombinasi di muka kolom dengan redistribusi.....	100
6.4.a Gaya geser balok dengan kombinasi momen di as kolom.....	102
6.4.b Gaya geser balok dengan kombinasi momen di muka kolom.....	103
6.4.c Gaya geser balok dengan kombinasi momen di muka kolom dengan redistribusi.....	103
6.5.a Tulangan geser balok pada kombinasi momen balok di as kolom.....	105
6.5.b Tulangan geser balok pada kombinasi momen balok di muka kolom.....	106
6.5.c Tulangan geser balok pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	106
6.6.a Momen rencana kolom tepi dan tengah pada kombinasi momen balok di as kolom.....	108
6.6.b Momen rencana kolom tepi dan tengah pada kombinasi momen balok di muka kolom.....	109
6.6.c Momen rencana kolom tepi dan tengah pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	110
6.7 Momen kolom tepi dan tengah maksimum pada semua kombinasi momen...	111
6.8.a Gaya aksial rencana kolom pada kombinasi momen balok di as kolom.....	112
6.8.b Gaya aksial rencana kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom...	113
6.8.c Gaya aksial rencana kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	114
6.9 Gaya aksial maksimum untuk semua kombinasi momen balok.....	115

6.10.a Tulangan kolom pada kombinasi momen balok di as kolom.....	118
6.10.b Tulangan kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom.....	119
6.10.c Tulangan kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	120
6.11.a Distribusi momen ultimit kolom pada kombinasi momen balok di as kolom.	121
6.11.b Distribusi momen ultimit kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom.....	122
6.11.c Distribusi momen ultimit kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	123
6.12.a Gaya geser kolom pada kombinasi momen balok di as kolom.....	124
6.12.b Gaya geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom.....	125
6.12.c Gaya geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	126
6.13.a Tulangan geser kolom pada kombinasi momen balok di as kolom.....	128
6.13.b Tulangan geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom.....	129
6.13.c Tulangan geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	130
6.14.a Tulangan geser joint balok kolom pada kombinasi momen balok di as kolom.....	133
6.14.b Tulangan geser joint balok kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom.....	134
6.14.c Tulangan geser joint balok kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi.....	135
7.1 Momen ultimit balok.....	149
7.2 Luas tulangan longitudinal perlu balok.....	149
7.3 Tulangan geser balok.....	152
7.4 Momen rencana kolom.....	154
7.5 Luas tulangan perlu kolom.....	156
7.6 Tulangan geser kolom tepi.....	157

7.7	Tulangan geser kolom tengah.....	157
7.8	Spasi tulangan geser kolom dengan NZ standar.....	160
7.9	Jumlah lapis tulangan horisontal pertemuan balok kolom.....	162
7.10	Momen kapasitas balok dan momen nominal kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada as kolom.....	164
7.11	Momen kapasitas balok dan momen nominal kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom.....	165
7.12	Momen kapasitas balok dan momen nominal kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom dengan redistribusi.....	166

DAFTAR GAMBAR

1.1 Pola pembentukan sendi plastis.....	2
1.2 Mekanisme plastis yang diharapkan dicapai suatu portal struktur bertingkat tinggi.....	4
2.1 Peta lempeng tektonik dunia.....	7
2.2 Wilayah-wilayah gempa Indonesia.....	8
2.3 Koefisien gempa dasar.....	9
3.1 Sendi plastis balok dengan dominasi beban gempa.....	16
3.2 Sendi plastis balok dengan dominasi beban gravitasi.....	17
3.3 Koefisien gempa dasar wilayah.....	20
3.4 Distribusi tegangan regangan balok bertulangan sebelah.....	23
3.5 Distribusi tegangan regangan balok bertulangan rangkap.....	25
3.6 Penampang balok T sebagai satu kesatuan dengan sistem plat.....	28
3.7 Gaya-gaya pada pertemuan join rangka.....	34
4.1 Denah struktur 2 bentang.....	41
4.2 Portal melintang struktur 2 bentang.....	41
4.3 Portal melintang struktur 3 bentang.....	42
4.4 Portal melintang struktur 4 bentang.....	42
4.5 Portal melintang struktur 5 bentang.....	43
5.1 Pembebanan metode amplop pada balok.....	44
5.2 Dimensi komponen struktur 2 bentang.....	46
5.3 Beban hidup bekerja pada portal struktur 2 bentang.....	51
5.4 Beban mati bekerja pada portal struktur 2 bentang	52
5.5 Beban gempa bekerja pada portal struktur 2 bentang.....	62
5.6 Beban gempa bekerja pada portal struktur 3 bentang.....	66
5.7 Beban gempa bekerja pada portal struktur 4 bentang.....	70
5.8 Beban gempa bekerja pada portal struktur 5 bentang.....	74

5.9 Diagram momen lantai 1 balok tepi kiri.....	76
5.10 Diagram momen lantai 2 balok tepi kiri.....	76
5.11 Diagram momen lantai 3 balok tepi kiri.....	78
5.12 Diagram momen lantai 4 balok tepi kiri.....	78
5.13 Diagram momen lantai 5 balok tepi kiri.....	80
5.14 Diagram momen lantai 6 balok tepi kiri.....	80
5.15 Diagram momen lantai 7 balok tepi kiri.....	82
5.16 Diagram momen lantai 8 balok tepi kiri.....	82
5.17 Diagram momen lantai 9 balok tepi kiri.....	84
5.18 Diagram momen lantai 10 balok tepi kiri.....	84
5.19 Diagram momen lantai 11 balok tepi kiri.....	86
5.20 Diagram momen lantai 12 balok tepi kiri.....	86
6.1 Redistribusi momen.....	91
6.2 Distribusi gaya geser balok.....	104
7.1 Lokasi sendi plastis sepanjang $2h$	144
7.2 Lokasi sendi plastis sejauh $> 2h$	144
7.3 Kemungkinan lokasi sendi plastis dihubungkan dengan momen layan balok pada lantai 3.....	145
7.4 Kemungkinan lokasi sendi plastis dihubungkan dengan momen layan balok Pada lantai 10.....	146
7.5 Momen ultimit balok.....	150
7.6 Luas tulangan perlu balok.....	150
7.7 Tulangan lapangan balok.....	151
7.8 Tulangan geser balok.....	153
7.9 Momen rencana kolom.....	155
7.10 Luas tulangan perlu kolom.....	156
7.11 Tulangan geser kolom tepi.....	158
7.12 Tulangan geser kolom tengah.....	158
7.13 Spasi tulangan geser kolom dengan NZ standar.....	160

7.14 Spasi tulangan geser kolom tepi dengan standar SKSNI dan NZ standar.....	161
7.15 Tulangan geser horisontal pertemuan balok kolom.....	162
7.16 Perbandingan Mkap. Balok dengan Mn. Kolom dengan tinjauan kombinasi momen balok pada as kolom.....	164
7.17 Perbandingan Mkap. Balok dengan Mn. Kolom dengan tinjauan kombinasi momen balok pada muka kolom.....	165
7.18 Perbandingan Mkap. Balok dengan Mn. Kolom dengan tinjauan kombinasi momen balok pada muka kolom dengan redistribusi.....	166

DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN 1: Lembar konsultasi.....	174
LAMPIRAN 2: Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 2 bentang.....	177
LAMPIRAN 3: Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 3 bentang.....	223
LAMPIRAN 4: Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 4 bentang.....	236
LAMPIRAN 5: Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 5 bentang.....	249
LAMPIRAN 6: Kombinasi momen balok pada portal struktur 2,3,4, dan 5 bentang.....	262
LAMPIRAN 7: Hitungan interstorey-drift pada semua portal struktur.....	275

DAFTAR NOTASI

- a = tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen.
 A = luas efektif beton tulangan tarik di sekitar tulangan lentur tarik, bertitik pusat sama dengan tulangan tersebut, dibagi dengan jumlah batang tulangan, mm^2 .
 A_b = luas penampang satu batang tulangan, mm^2 .
 A_b = luas penampang beton yang menahan penyaluran geser, mm^2 .
 A_g = luas bruto penampang, mm^2 .
 $A_{j,h}$ = luas tulangan geser horisontal pada pertemuan balok kolom, mm^2 .
 $A_{j,v}$ = luas tulangan geser vertikal pada pertemuan balok kolom, mm^2 .
 A_s = luas tulangan tarik longitudinal, mm^2 .
 A_s' = luas tulangan tekan longitudinal, mm^2 .
 A_v = luas tulangan geser pada daerah sejarak s , atau luas tulangan geser yang tegak lurus terhadap tulangan lentur tarik dalam suatu daerah sejarak s pada komponen struktur lentur tinggi, mm^2 .
 b = lebar komponen struktur, mm.
 b_j = lebar efektif joint, mm.
 b_o = keliling penampang kritis pada plat dan pondasi, mm.
 b_v = las penampang pada bidang kontak yang ditinjau terhadap geser horisontal, mm^2 .
 b_w = lebar badan balok atau diameter penampang bulat, mm.
 c = jarak dari serat tekan terluar ke garis netral, mm.
 C_c = tegangan tekan beton, MPa.
 C_s = tegangan tekan baja tulangan, MPa.
 d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (tinggi efektif balok), mm.
 d' = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan, mm.
 d'' = jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik, mm.
 D = beban mati, dan atau momen yang berhubungan dengan beban tersebut.

- e = eksentrisitas gaya terhadap sumbu, mm.
 E = pengaruh gaya gempa dan atau momen yang berhubungan dengan beban tersebut.
 E_c = modulus elastisitas beton, MPa.
 E_s = modulus elastisitas baja, MPa.
 F_c' = kuat tekan beton, MPa.
 F_s = kuat leleh tulangan pada saat beban bekerja, MPa.
 F_y = kuat leleh baja tulangan yang disyaratkan, MPa.
 F_i = distribusi beban geser dasar pada tingkat ke- i , N.
 H_k = tinggi kolom portal.
 H_n = tinggi bersih kolom portal, mm.
 H = tinggi total portal struktur, mm.
 H_i = tinggi tingkat ke- i , mm.
 I = momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor.
 I_g = momen inersia penampang bruto beton terhadap garis sumbunya.
 I_{sc} = momen inersia tulangan terhadap sumbu pusat penampang komponen struktur.
 k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan.
 K = faktor jenis struktur.
 L_n = panjang bentang bersih komponen dalam arah momen dari muka ke muka tumpuan, mm.
 L = beban hidup, atau momen yang berhubungan dengan beban tersebut.
 L_d = panjang penyaluran tulangan tekan, mm.
 L_{db} = panjang penyaluran dasar, mm.
 L_k = panjang bentang balok portal as ke as pertemuan/joint.
 M_{kap} = momen kapasitas penampang, Nmm.
 M_{mak} = momen terfaktor maksimum penampang, Nmm.
 M_n = momen nominal penampang, Nmm.
 M_{nak} = momen nominal aktual penampang, Nmm.
 MR = momen tahanan, Nmm.

- M_u = momen ultimit/terfaktor penampang, Nmm.
 N_g = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat joint, N.
 $N_{I;}$ = gaya aksial akibat beban gempa pada pusat joint, N.
 N_u = gaya aksial terfaktor, normal terhadap penampang dan terjadi bersamaan dengan V_u , diambil positif untuk tekan, negatif untuk tarik, dan memperhitungkan pengaruh tarik akibat rangkai dan susut.
 P_b = kuat beban aksial nominal pada kondisi regangan seimbang, N.
 P_c = beban kritis, N.
 P_o = gaya aksial nominal pada eksentrisitas nol, N.
 P_u = gaya aksial terfaktor pada eksentrisitas yang diberikan, N.
 Q = beban terfaktor per satuan luas, N/mm.
 r = radius girasi penampang komponen struktur tekan, mm.
 R_v = faktor reduksi gaya aksial kolom portal untuk memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis yang tidak pada semua balok portal dalam struktur.
 S = spasi tulangan geser atau torsi ke arah paralel dengan tulangan longitudinal, mm.
 T_s = tegangan tarik baja tulangan, MPa.
 U = kuat perlu untuk menahan beban terfaktor atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengannya.
 V = gaya geser dasar akibat gempa, N.
 V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, N.
 V_n = kuat geser nominal, N.
 V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser, N.
 V_u = kuat geser penampang, N.
 Z = besaran pembatas distribusi tegangan lentur.
 α = rasio kekakuan lentur penampang terhadap kekakuan plat, dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu panel yang bersebelahan, pada sisi balok atau sudut antara sengkang miring dan sumbu longitudinal komponen struktur.

- α_k = faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau, yang nilainya dihitung sebanding dengan kekakuan relatif unsur-unsur yang bertemu pada titik pertemuan tersebut.
- β_c = rasio sisi panjang dan sisi pendek pondasi.
- β_d = rasio momen beban mati terfaktor maksimum terhadap momen beban mati total terfaktor maksimum.
- β_l = faktor reduksi tinggi blok tegangan tekan ekivalen beton.
- ϵ_c' = regangan tekan beton.
- ϵ_s = regangan pada baja tulangan.
- ϵ_y = regangan leleh baja tulangan.
- ρ = rasio penulangan tarik non-prategangan.
- ρ' = rasio penulangan tekan non prategangan.
- ρ_b = rasio penulangan pada kondisi seimbang.
- Φ = faktor reduksi kekuatan.
- Φ_o = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*), yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk baja tulangan dengan $f_y < 400$ MPa dan 1,4 untuk $f_y > 400$ MPa.
- ω_d = koefisien pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terbentuknya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan.

ABSTRAKSI

SKSNI T-15-1991-03 memberikan ketentuan-ketentuan mengenai tata cara perencanaan dan pelaksanaan penulangan struktur bangunan beton bertulang yang direncanakan tahan terhadap gempa. Peraturan menetapkan suatu taraf gempa rencana yang menjamin struktur tidak rusak sewaktu menahan gempa kecil atau sedang, sedangkan sewaktu menahan gempa kuat yang lebih jarang terjadi, struktur mampu mempertahankan perilaku perubahan bentuk secara daktil dengan memencarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur sehingga tidak mengakibatkan keruntuhan fatal. Berkaitan dengan falsafah itulah maka berkembang metode *strong column, weak beam*. Metode ini dilakukan dengan cara memberikan kekuatan yang lebih besar pada kolom untuk memaksa sendi plastis terbentuk pada balok, bukan kebalikannya sendi plastis terbentuk pada kolom –yang akan mengakibatkan keruntuhan fatal.

Dengan demikian keruntuhan yang diinginkan adalah keruntuhan akibat kegagalan lentur bukan akibat kegagalan geser. Oleh karenanya perlu dilakukan suatu upaya guna mengantisipasi kegagalan akibat geser tersebut. SKSNI menyatakan bahwa untuk komponen struktur horisontal (balok), perlu dipasang sengkang geser sepanjang $2h$ ke arah tengah bentang. Namun demikian, pada struktur-struktur bertingkat > 9 tingkat, ada kecenderungan pada lantai-lantai atas akan mengalami dominasi beban gravitasi dengan kemungkinan letak sendi plastis $> 2h$. Demikian halnya dengan daerah terlemah sepanjang bentang balok bila dikaitkan dengan selisih momen tumpuan balok dengan momen ultimate balok.

Dalam penyelesaian tugas akhir ini juga dilakukan desain struktur secara keseluruhan dengan tinjauan pengambilan momen balok pada as kolom, muka kolom, dan muka kolom dengan redistribusi. Sebagai suatu tinjauan digunakan rumusan geser kolom berdasar *New Zealand standart*, untuk dibandingkan dengan rumusan geser kolom berdasar SKSNI mengenai kemungkinan kegagalan geser pada kolom dasar. Secara umum hasil akhirnya adalah bahwa desain dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom dengan redistribusi akan memberikan penghematan yang signifikan dibanding desain struktur dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom atau bahkan pada as kolom.

BAB I

PENDAHULUAN

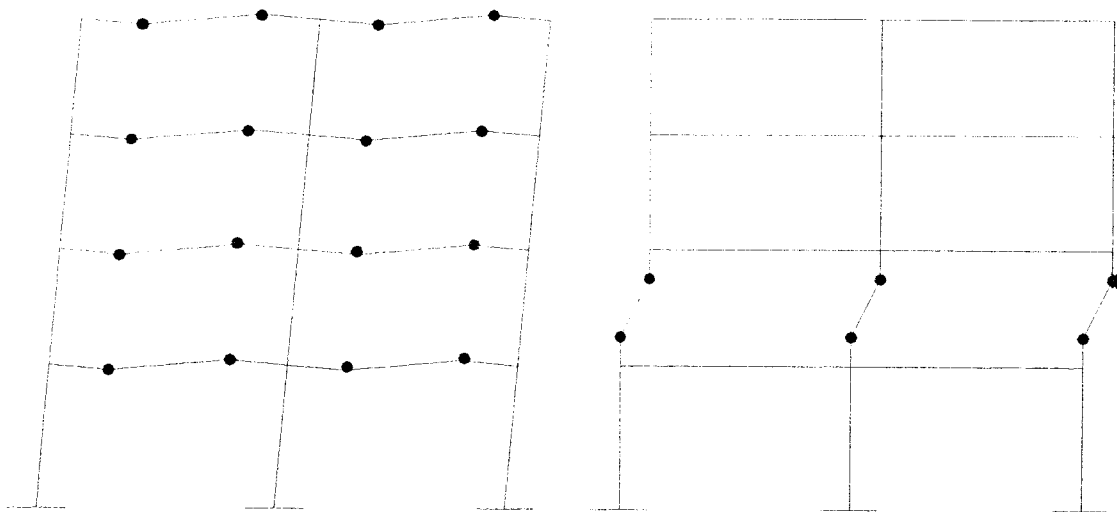
1.1 Latar Belakang

Gempa bumi merupakan suatu fenomena alam yang sangat membahayakan, hal ini dikarenakan kejadiannya yang belum dapat diduga dan akibat yang ditimbulkannya sangat merugikan. Sepanjang sejarah peradaban manusia, kerugian yang diderita manusia akibat gempa bumi sangat besar, baik kerugian korban jiwa maupun kerugian materil –seperti kerusakan sarana prasarana berupa bangunan, jalan, jembatan, dan lain sebagainya.

Indonesia, sebagai negara yang secara geologis berada pada batas-batas 4 lempeng tektonik aktif yaitu; Lempeng Eurasia, Indo-Australia, Filipina, dan Pasifik, memiliki tingkat resiko akan terjadinya gempa bumi yang sangat tinggi. Dengan memperhatikan kondisi ini, tentunya dapat dipahami bahwa struktur bangunan fisik di Indonesia haruslah direncanakan sedemikian rupa sehingga tahan terhadap beban gempa –selain mampu menahan beban gravitasi.

Perencanaan struktur tahan gempa dengan memproporsikan lokasi sendi-sendi plastis. Ketika terjadi mekanisme goyang (*sway mechanism*), sendi-sendi plastis tersebut yang mampu memencarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban

gempa yang diterima struktur, harus dikendalikan sedemikian rupa agar struktur tetap berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pada struktur rangka terbuka, perencanaan dasar struktur tahan gempa adalah bahwa batang-batang horisontal (balok) harus runtuh lebih dahulu sebelum terjadinya kerusakan-kerusakan pada batang vertikal (kolom), bukan sebaliknya. Dengan kata lain direncanakan suatu keadaan dimana kolom direncanakan lebih kuat daripada balok –*strong column, weak beam* (W.C. Vis, 1994).



a) Sendi plastis pada balok

b). Sendi plastis pada kolom

Gambar 1.1 Pola pembentukan sendi plastis

Apabila sistem struktur telah ditentukan, tempat-tempat yang direncanakan bagi sendi-sendi plastis untuk pemencaran energi harus ditentukan dan dibuatkan detailnya sedemikian rupa sehingga komponen struktur yang bersangkutan benar-benar daktile. Mekanisme terbentuknya sendi plastis dikendalikan dan diarahkan agar timbul di tempat-tempat yang direncanakan dengan cara meningkatkan kuat

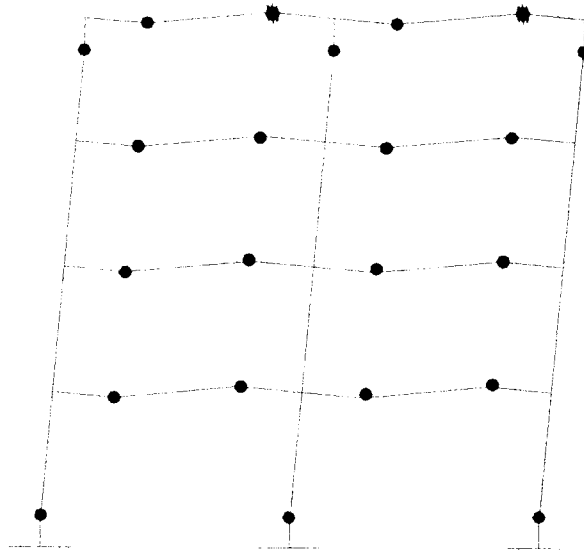
komponen-komponen struktur yang bersebelahan, sehingga komponen-komponen struktur lain tersebut memiliki cadangan kekuatan yang cukup untuk menjamin berlangsungnya mekanisme pemencaran energi selama gempa berlangsung. Hal ini sebagaimana terjadi pada konsep kolom yang direncanakan lebih kuat dari balok.

Keuntungan-keuntungan yang didapat dengan mekanisme goyangan portal dengan sendi-sendi plastis terbentuk pada balok (Istimawan, 1994) adalah:

1. Pemencaran energi berlangsung tersebar pada lebih banyak komponen struktur.
2. Bahaya ketidakstabilan struktur akibat efek $P-\Delta$ kecil.
3. Sendi-sendi plastis dalam balok dapat berfungsi dengan baik, yang memungkinkan berlangsungnya rotasi-rotasi plastis besar.
4. Daktilitas balok yang dituntut mencapai tingkat 4 pada umumnya dapat dengan mudah dipenuhi.

Berdasarkan atas hal-hal tersebut maka seluruh ketentuan mengenai perencanaan struktur tahan gempa di dalam SKSNI T-15-1991-03 ditujukan agar ragam keruntuhan yang dipilih dengan menginginkan letak sendi-sendi plastis pada balok-balok diseluruh lantai dan pada ujung kolom terbawah yang berhubungan dengan pondasi serta pada ujung kolom atas dapat tercapai (Gambar 1.2).

Letak sendi plastis pada balok mensyaratkan adanya sengkang geser yang dapat menahan gaya geser yang terjadi pada sendi plastis tersebut, agar struktur tetap dapat menahan beban yang bekerja sampai dengan batas maksimum yang telah direncanakan. SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan adanya sengkang tertutup sampai



Gambar 1.2 Mekanisme plastis yang diharapkan dicapai suatu portal struktur bertingkat tinggi

dengan sejarak dua kali tinggi komponen struktur pendukung ($2h$) ke arah tengah bentang.

Pada kenyataannya, dimungkinkan letak sendi plastis daerah tarik (momen positif) pada struktur beton bertulang dengan jumlah bentang membujur yang semakin banyak, akan terjadi di luar daerah $2h$. Hal ini tentu berbeda dengan perencanaan dimana diasumsikan sendi plastis terjadi pada daerah sampai dengan $2h$ ke arah tengah bentang dan memerlukan perlakuan desain khusus seperti yang disyaratkan untuk daerah yang dimungkinkan terjadi sendi plastis.

Berangkat dari hal inilah akan dilakukan suatu penelitian numeris untuk mengidentifikasi letak sendi plastis pada beberapa struktur beton bertulang tingkat banyak dengan jumlah bentang yang berbeda.

1.2 Tujuan

Tujuan dari penelitian numeris ini adalah:

1. Mengidentifikasi letak sendi plastis pada struktur beton bertulang tingkat banyak dengan jumlah bentang komponen struktur horisontal (balok) yang berbeda-beda.
2. Mendesain elemen struktur pada bangunan tahan gempa.

1.3 Manfaat

Manfaat yang dapat diambil dari penelitian numeris ini adalah untuk dapat mengetahui lebih mendalam mengenai perencanaan struktur tahan gempa sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03, khususnya yang berhubungan dengan letak sendi plastis pada balok yang berkaitan erat dengan perencanaan sengkang geser elemen balok tersebut. Dengan demikian struktur beton dapat menunda keruntuhan totalnya.

1.4 Batasan Masalah

Beberapa batasan yang dipakai dalam penelitian numeris ini adalah:

1. Struktur yang digunakan sebagai model adalah portal beton bertulang bertingkat 12, terdiri dari: 2, 3, 4, dan 5 bentang, dengan panjang bentang 9m.
2. Struktur yang didesain adalah struktur 2 bentang.
3. Bangunan berada pada wilayah gempa III, dengan kondisi tanah lunak.
4. Struktur bangunan dianggap berupa portal bidang (dua dimensi).
5. Perencanaan beton berdasarkan Standar Nasional Indonesia: SKSNI T-15-1991-03.
6. Perencanaan pembebanan gempa berdasarkan PPKGURDG 1987.

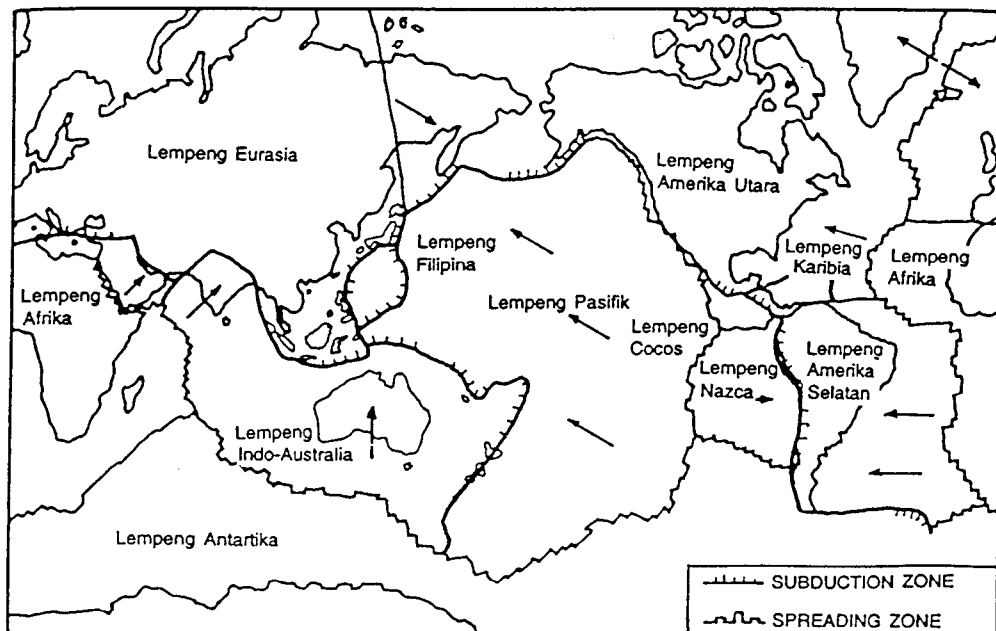
7. Analisis struktur menggunakan program bantu SAP90.
8. Analisis beban gempa rencana yang digunakan adalah analisis beban statik ekuivalen.
9. Bangunan direncanakan memenuhi tingkat daktilitas penuh.
10. Momen rencana balok yang diambil pada desain adalah momen di atas kolom, di muka kolom, dan muka kolom dengan redistribusi.
11. Bangunan direncanakan tanpa menggunakan dinding geser (*shear wall*), dengan elemen balok dan kolom berbentuk segi empat.
12. Dianggap tidak terjadi torsi pada bangunan.
13. Beban angin tidak diperhitungkan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Indonesia merupakan negara yang memiliki tingkat kerawanan terhadap gempa cukup tinggi. Gempa lampung, Jambi, dan Flores adalah beberapa contoh terjadinya gempa di Indonesia (Widodo, 1996).

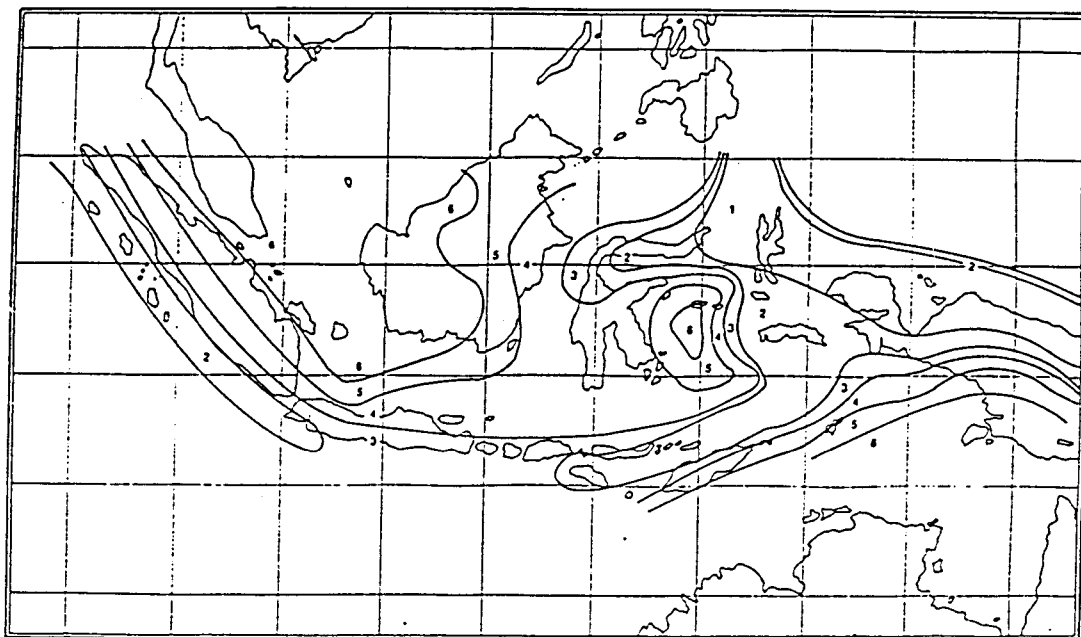


Gambar 2.1 Peta lempeng tektonik dunia (Kusuma dan Andriono, 1993)

Sebagai negara yang secara geologis berada pada batas-batas lempeng tektonik aktif dunia yang setiap saat dapat saja bergerak naik atau turun, bahkan menyusup ke dalam lempeng tektonik lainnya -yang dapat mengakibatkan gempa bumi- tentunya perencanaan struktur di Indonesia harus dilaksanakan sedemikian rupa sehingga dapat menahan beban-beban yang bekerja termasuk beban gempa.

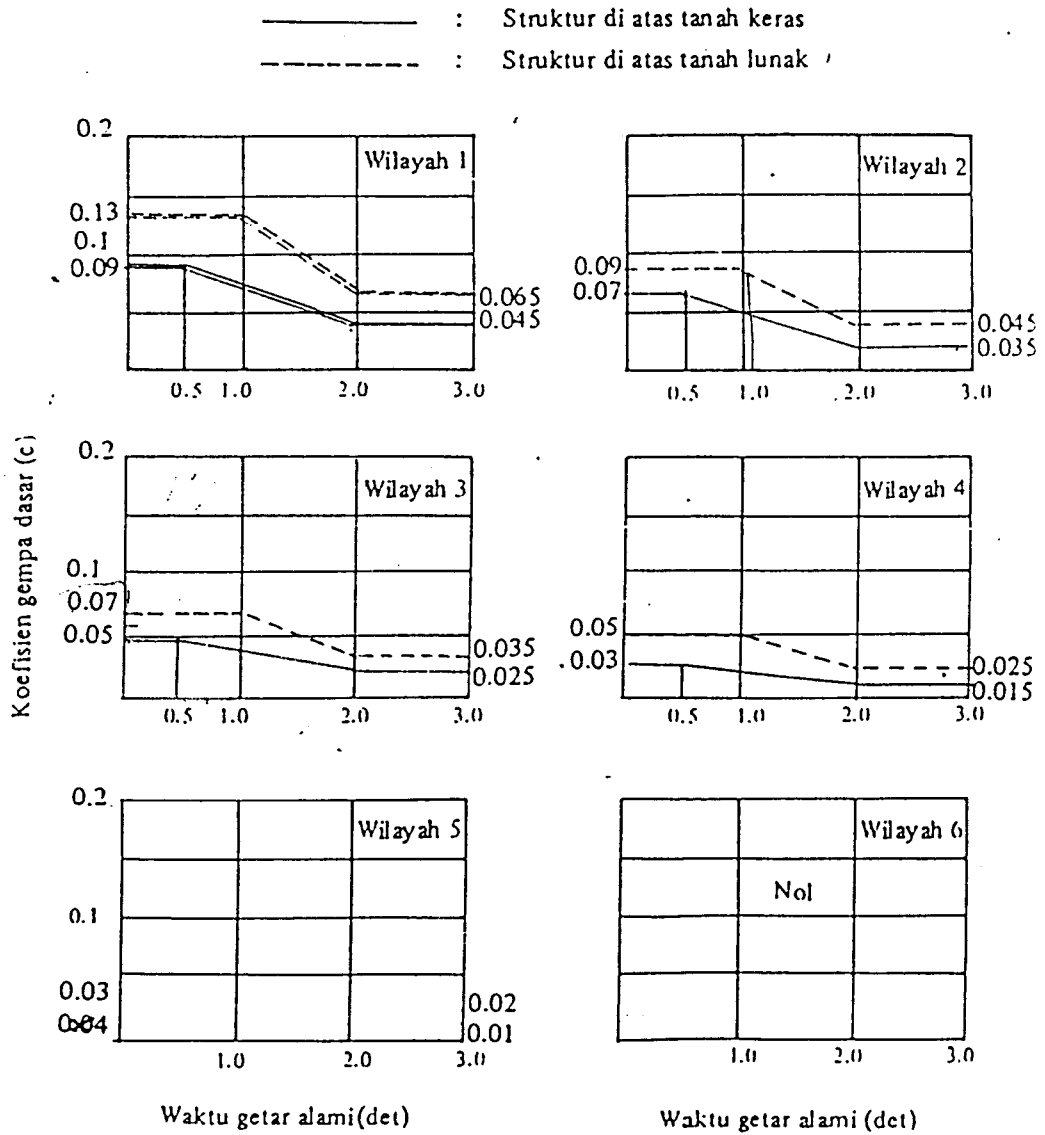
2.2 Pembagian Wilayah Gempa Indonesia

Sebagai negara kepulauan yang membentang dari ujung barat hingga timur, intensitas dan kekuatan gempa pada setiap wilayah Indonesia tidaklah sama. Pembagian wilayah gempa Indonesia (*zoning*), dilakukan dengan membagi Indonesia menjadi 6 wilayah gempa, dengan Wilayah Gempa 1 sebagai daerah yang beresiko tertinggi terhadap gempa dan Wilayah Gempa 6 sebagai daerah yang memiliki resiko terendah terhadap gempa (Gambar 2.2).



Gambar 2.2 Wilayah-wilayah gempa Indonesia (PPKGURDG 1987)

Pembagian wilayah gempa ini mengakibatkan masing-masing wilayah tersebut memiliki koefisien gempa dasar yang berbeda (Gambar 2.3).



Gambar 2.3 Koefisien gempa dasar (PPKGURDG 1987)

2.3 Penelitian Terdahulu

Untuk merencanakan atau mendesain suatu struktur perlu mengetahui sifat dan perilaku struktur tersebut secara menyeluruh, baik mengenai analisis struktur, perencanaan struktur, dan semua hal yang berhubungan dengan struktur tersebut. Penelitian mengenai perencanaan dan desain struktur khususnya yang berhubungan dengan sendi plastis pada balok telah banyak dilakukan sehingga dapat digunakan sebagai bahan acuan yang sangat membantu bagi penelitian ini. Oleh karena itu maka dalam penelitian ini digunakan tinjauan pustaka penelitian sebagai berikut.

Paulay (1991), menyatakan bahwa beban gravitasi dapat saja lebih menentukan daripada beban gempa –dengan konsekuensi perubahan letak sendi plastis jika menerapkan metode *full beam sway mechanism*. Dalam keadaan ini, filosofi desain kapasitas yang merupakan konsep dasar pembentukan sendi plastis pada balok (*strong column weak beam*), akan menyebabkan kolom pada rangka daktal untuk didesain terhadap momen yang lebih besar daripada beban gempa yang didasarkan pada peraturan yang ada. Hal ini sejalan dengan tujuan utama dari Konsep Desain Kapasitas yaitu untuk mengeliminasi pembentukan sendi plastis pada kedua ujung kolom dari suatu tingkat struktur.

Destuari dan Pablevi (1999), melakukan suatu studi penelitian untuk mengetahui dominasi beban yang bekerja pada beberapa struktur beton bertulang dengan jumlah tingkat yang berbeda-beda. Dominasi beban yang bekerja pada struktur berhubungan erat dengan pola pembentukan sendi plastis pada balok. Penelitian ini menghasilkan suatu kesimpulan bahwa ada kecenderungan struktur dengan jumlah

tingkat > 9 lantai akan mengalami dominasi beban gravitasi pada lantai-lantai atas, yang memiliki kecenderungan terjadinya sendi plastis pada daerah di luar $2h$. Sedangkan pada lantai-lantai dibawahnya yang mengalami dominasi beban gempa, sendi-sendi plastis terbentuk pada ujung-ujung balok atau dengan kata lain terbentuk pada daerah sepanjang $2h$ dari muka kolom.

Wahyudi (1998) menganalisis bentuk sistem penulangan pada elemen struktur balok dan kolom suatu portal yang mengalami beban gempa relatif besar sehingga mengakibatkan terbentuknya sendi plastis pada ujung-ujung balok dan ujung bawah kolom dasar (daerah tumpuan). Kesimpulan dari analisisnya adalah:

1. Untuk menjamin terbentuknya sendi plastis pada balok adalah dengan merencanakan kolom yang lebih kuat dari balok. Hal ini dilakukan dengan cara memperhitungkan kapasitas momen balok sebagai momen rencana kolom.
2. Pada daerah-daerah yang berpotensi terjadi sendi-sendi plastis, kuat geser yang disumbangkan beton dianggap sama dengan nol. Hal ini dilakukan untuk menghindari geser.
3. Elevasi suatu struktur bangunan yang mencapai 40 m (± 10 tingkat) tidak akan mempengaruhi besarnya gaya lateral yang bekerja, dengan catatan struktur tersebut dibangun di atas tanah lunak dan direncanakan dengan analisis statik ekuivalen.

Adijono dan Widodo (1996), menganalisis pertemuan balok kolom (pertemuan rangka/join) dan meninjau daerah penampang kritis balok, yaitu dengan menghitung

jarak sengkang yang telah ada pada beberapa struktur beton bertulang tingkat banyak. Dengan mengamati beberapa proyek yang ada, peneliti ini ingin mengetahui apakah selama ini para perencana konstruksi bangunan struktur beton bertulang tingkat banyak telah benar-benar menerapkan dan melaksanakan peraturan yang ada, khususnya pada desain tulangan sengkang geser pada join balok kolom dengan objek tiga struktur beton bertulang (dengan jumlah minimal 5 tingkat). Hasil yang didapat adalah bahwa dua dari tiga proyek tersebut sudah menerapkan peraturan yang berlaku terutama penggunaan tulangan sengkang geser pada daerah kritis.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Konsep Desain Kapasitas

Berbagai peraturan perencanaan bangunan terhadap gempa, termasuk didalamnya Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung 1987 (PPKGURDG 1987) yang berlaku di Indonesia menetapkan suatu taraf beban gempa rencana yang menjamin suatu struktur agar tidak rusak karena gempa-gempa kecil atau sedang, namun saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi tetap berperilaku daktil dengan memancarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk ke dalam struktur sehingga tidak mengakibatkan kerusakan fatal. Daktilitas struktur sebenarnya adalah rasio antara simpangan maksimum rencana dengan simpangan luluh awal pada komponen struktur yang ditinjau (Istimawan, 1994).

SKSNI T-15-1991-03 menetapkan tingkat daktilitas rencana untuk struktur beton bertulang dalam tiga kelas, yaitu:

1. **Tingkat daktilitas 1**, struktur beton diproporsikan sedemikian sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian struktur hanya sedikit. Struktur sepenuhnya

berperilaku elastis, $\mu = 1$. Beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor $K = 4$.

2. **Tingkat daktilitas 2**, struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respons inelastik terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas, $\mu = 2$. Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas terbatas. Dalam hal ini beban gempa rencana diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor K minimum = 2
3. **Tingkat daktilitas 3**, struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respons inelastik terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan, $\mu = 4$. Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas penuh. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor K minimum = 1.

Pada perencanaan tahan gempa, sendi plastis yang terbentuk diproporsikan agar mampu memencarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur dan harus dikendalikan sedemikian rupa sehingga struktur tetap berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian sendi-sendi plastis agar terbentuk pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan untuk menghasilkan ragam keruntuhan struktur yang dikehendaki ini merupakan filosofi perencanaan yang dikenal sebagai *Konsep Desain Kapasitas*.

Pada struktur beton bertulang, mekanisme goyang (*sway mechanism*) dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok-balok lebih dikehendaki daripada mekanisme pembentukan sendi plastis yang terpusat pada ujung-ujung kolom. Pembentukan sendi-sendi plastis pada balok menghasilkan pemencaran energi gempa yang terjadi pada lebih banyak elemen struktur dibandingkan bila sendi plastis terbentuk pada kolom. Dengan sendirinya agar dapat dihasilkan sendi-sendi plastis yang terjadi pada balok maka kolom direncanakan lebih kuat dari balok dan keruntuhan yang diinginkan terjadi lebih dahulu adalah keruntuhan akibat lentur balok daripada keruntuhan akibat geser pada balok yang bersifat getas.

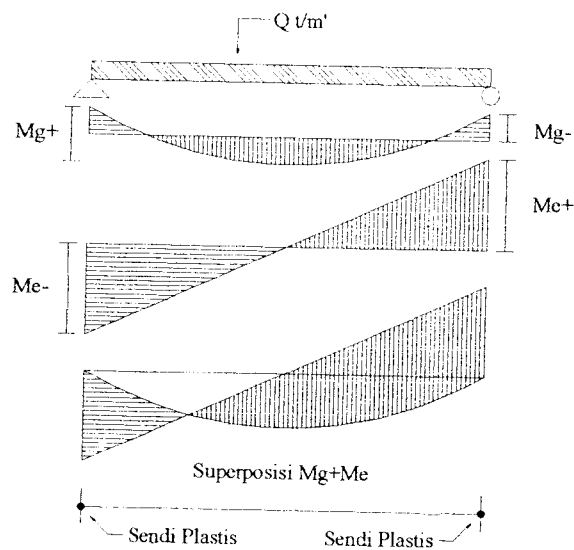
3.2 Sendi Plastis Pada Balok

Sendi Plastis adalah sendi yang terjadi seakan-akan pada elemen yang bersangkutan terdapat sebuah sendi, namun demikian sendi tersebut tidak bersifat bebas gesekan tetapi akan mempunyai daya tahan yang tetap terhadap rotasi (Winter dan Nilson, 1993). Agar Konsep Desain Kapasitas yang mengendalikan terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur dapat berfungsi dengan baik, maka perlu dilakukan pendetailan pada elemen-elemen struktur dan join-joinnya, dengan memperhatikan letak sendi-sendi plastis tersebut pada elemen struktur yang ditinjau.

Letak sendi-sendi plastis pada balok tergantung pada dominasi beban yang bekerja pada balok tersebut. Tentu berbeda letak sendi plastis pada balok dengan dominasi beban gempa dan letak sendi plastis pada balok dengan dominasi beban gravitasi.

3.2.1 Balok Dengan Dominasi Beban Gempa

Pada saat balok mengalami dominasi beban gempa, sendi plastis cenderung terbentuk pada daerah ujung bentang. Destuari dan Pahlevi (1999) menyatakan bahwa dominasi beban gempa memiliki kecenderungan terjadi pada struktur bertingkat banyak dan dengan bentang elemen horisontal struktur yang relatif pendek. Hal ini dikarenakan momen akibat beban gempa jauh lebih besar daripada momen akibat beban gravitasi sehingga beban gempa menjadi lebih dominan (*earthquake load dominated*), seperti terlihat dalam ilustrasi berikut.

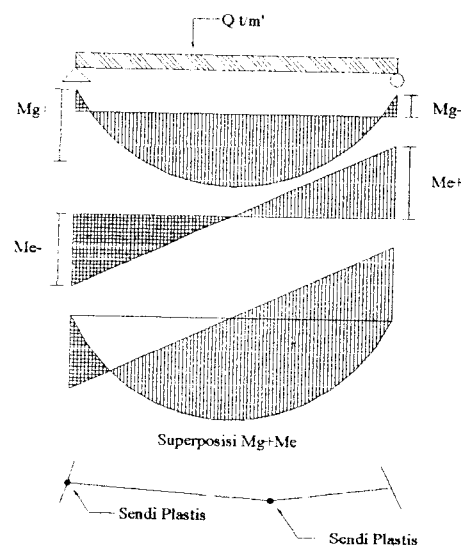


Gambar 3.1 Sendi Plastis Balok Dengan Dominasi Beban Gempa

3.2.2 Balok Dengan Dominasi Beban Gravitasi

Pada saat balok mengalami dominasi beban gravitasi (*gravity load dominated*), sendi plastis cenderung tidak terbentuk pada daerah ujung bentang. Kecenderungan ini

terjadi pada struktur yang memiliki karakteristik yang berkebalikan dengan karakteristik struktur dengan dominasi beban gempa, yaitu struktur dengan tingkat yang relatif sedikit dan bentang elemen horisontal struktur yang relatif panjang. Hal ini dikarenakan momen akibat beban gravitasi (beban fungsi struktur dan berat struktur itu sendiri) lebih besar daripada momen akibat beban gempa, seperti terlihat dalam ilustrasi berikut.



Gambar 3.2 Sendi Plastis Balok Dengan Dominasi Beban Gravitasi

3.3 Pembebanan Struktur

3.3.1 Kombinasi Pembebanan

Suatu struktur dapat dijamin keamanannya dengan cara memberikan kapasitas kekuatan atau kuat rencana yang lebih besar daripada berbagai kombinasi efek beban yang bekerja. Kuat rencana (*design strength*) dapat diperoleh dengan mengalikan

kekuatan nominal dengan nilai reduksi kekuatan Φ yang lebih kecil dari satu. Kekuatan nominal diperoleh dengan meninjau kekuatan teoritis bahan sepenuhnya. Kekuatan suatu komponen struktur yang diperlukan untuk menahan beban terfaktor dengan berbagai kombinasi efek beban disebut *kuat perlu*. Dengan kata lain struktur dapat dijamin keamanannya bila kuat rencana lebih besar daripada kuat perlu (Wahyudi dan Rahim, 1997).

Faktor keamanan yang disyaratkan SKSNI T-15-1991-03 dapat dibagi dalam dua bagian, yaitu faktor beban dan faktor reduksi kekuatan. Faktor beban yang disyaratkan dalam SKSNI T-15-1991-03 yang digunakan dalam penelitian numeris ini adalah:

$$U = 1,2D + 1,6L \quad (3.1)$$

$$U = 0,9(D \pm E) \quad (3.2)$$

$$U = 1,05(D + L_R + E) \quad (3.3)$$

dengan,

- D = beban mati
- L = beban hidup
- E = beban gempa

3.3.2 Kuat Rencana

SKSNI T-15-1991-03 menyatakan bahwa dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat minimalnya harus direduksikan dengan faktor reduksi kekuatan yang sesuai dengan sifat beban. Faktor reduksi kekuatan yang

disyaratkan SKSNI adalah:

1. $\phi = 0,80$ untuk lentur tanpa beban aksial.
2. $\phi = 0,70$ untuk aksial tekan dan aksial tekan lentur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat.
3. $\phi = 0,65$ untuk aksial tekan dan aksial tekan lentur dengan tulangan sengkang biasa.
4. $\phi = 0,60$ untuk geser dan torsi.
5. $\phi = 0,70$ untuk tumpuan pada beton.

3.4 Struktur Beton Bertulang Tingkat Banyak dan Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang harus diperhitungkan dalam perencanaan suatu struktur. Hal ini didasarkan pada karakteristik beban gempa yang sangat sulit untuk dipastikan kapan terjadinya ataupun besarnya, sedangkan akibat yang ditimbulkannya bila struktur tidak mampu menahannya sangat fatal karena dapat mengakibatkan kegagalan struktur.

3.4.1 Faktor-Faktor Penentu Beban Gempa Rencana

1. Waktu getar alami struktur (T).

Untuk keperluan analisis pendahuluan struktur gedung dan pendimensian pendahuluan dari unsur-unsurnya, waktu getar alami struktur (T) dalam detik dapat ditentukan dengan rumus pendekatan:

$$T = 0,085H^{3/4} \text{ (untuk portal baja)} \quad (3.4)$$

$$T = 0,06H^{3/4} \text{ (untuk portal beton)} \quad (3.5)$$

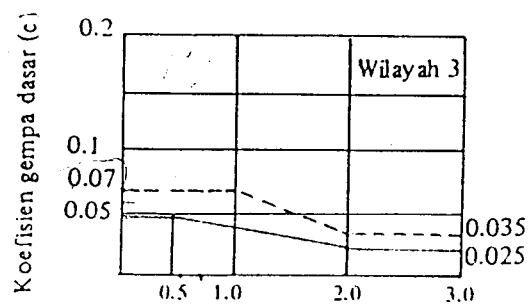
$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{B}} \text{ (untuk struktur gedung lainnya)} \quad (3.6)$$

Kontrol waktu getar alami struktur menggunakan metode *Rayleigh* dengan persamaan:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.7)$$

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 bergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah yang bersifat sangat merusak, yang berbeda-beda pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur, dan kondisi tanah setempat. Besarnya koefisien gempa dasar (C) di Indonesia dinyatakan dalam PPKGURDG 1987 yang merupakan plot antara C terhadap T (waktu getar gedung).



Gambar 3.3 Koefisien gempa dasar wilayah 3 (PPKGURDG 1987)

3. Faktor keutamaan (I).

Faktor keutamaan digunakan untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur tersebut tetap berfungsi setelah terjadi gempa besar. Nilai faktor keutamaan didasarkan pada tingkat kepentingan fungsi suatu struktur terhadap bahaya gempa. Dalam penelitian numeris ini digunakan faktor keutamaan = 1.

4. Faktor jenis struktur (K).

Faktor jenis struktur 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. Faktor ini tergantung pada jenis struktur dan bahan konstruksi yang digunakan. Dalam penelitian numeris ini digunakan faktor jenis struktur = 1.

3.4.2 Analisis Beban Statik Ekuivalen

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat gempa (V). Menurut PPKGURDG 1987 besarnya V ditentukan menurut persamaan:

$$V = C.I.K.W, \quad (3.8)$$

dimana W , adalah jumlah total dari beban mati dan hidup pada struktur tersebut.

3.4.3 Distribusi Beban Geser Dasar Akibat Gempa Sepanjang Tinggi Gedung

Beban geser dasar akibat gempa didistribusikan sepanjang tinggi gedung menjadi menjadi beban-beban horisontal terpusat yang dikonsentrasikan pada setiap tingkat. Beban geser dasar dihitung dengan persamaan (PPKGURDG 1987):

$$F_i = \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_i \cdot H_i} \cdot V \quad (3.9)$$

dimana H_i adalah ketinggian pada tingkat ke- i dari taraf penjepitan lateral struktur. Persamaan ini dipakai dengan syarat perbandingan antara tinggi dan lebar sistim penahan gempa kurang dari 0,3. Jika sama atau lebih besar dari 0,3 maka 0,1 V harus dianggap sebagai beban terpusat dilantai puncak dan sisanya harus dibagikan menurut rumus di atas.

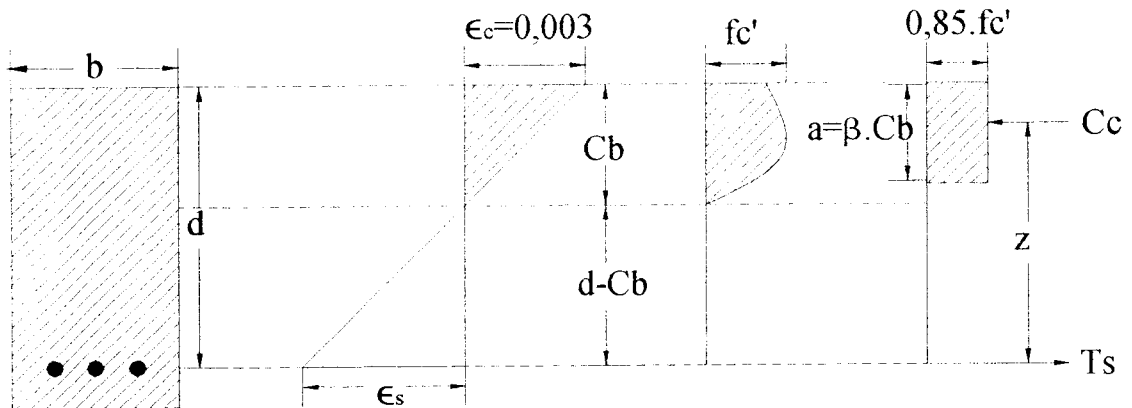
3.5 Karakteristik Desain

3.5.1 Desain Balok

1. Balok bertulangan sebelah (tarik).

Beban luar akan menyebabkan balok melentur. Tegangan internal suatu serat penampang akan tetap sebesar tegangan karakteristiknya, dan retak pada serat atas tidak terjadi karena adanya distribusi tegangan ke serat sebelah dalamnya. Distribusi tegangan dan regangan beton bisa diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lainnya, asal menghasilkan perkiraan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil pengujian (SKSNI).

Secara teoritis balok bertulangan sebelah ini digunakan bila hanya dengan tulangan tarik saja mampu menghasilkan gaya dalam yang dapat menahan momen yang terjadi.



Gambar 3.4 Distribusi tegangan regangan balok bertulangan sebelah

$$\rho \cdot b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{f_y + 600} \quad (3.10)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \quad (3.11)$$

$$\rho_{\text{mak}} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.12)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.13)$$

SKSNI menetapkan nilai β sebesar 0,85 untuk $f_c' \leq 30$ MPa, dan berkurang sebesar 0,008 untuk setiap kenaikan 1 MPa kuat beton, serta tidak boleh kurang dari 0,65.

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.14)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (3.15)$$

Berdasarkan keseimbangan gaya $C_c = T_s$:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad (3.16)$$

$$T_s = A_s \cdot F_y \quad (3.17)$$

$$a = \frac{T_s}{C_c} = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.18)$$

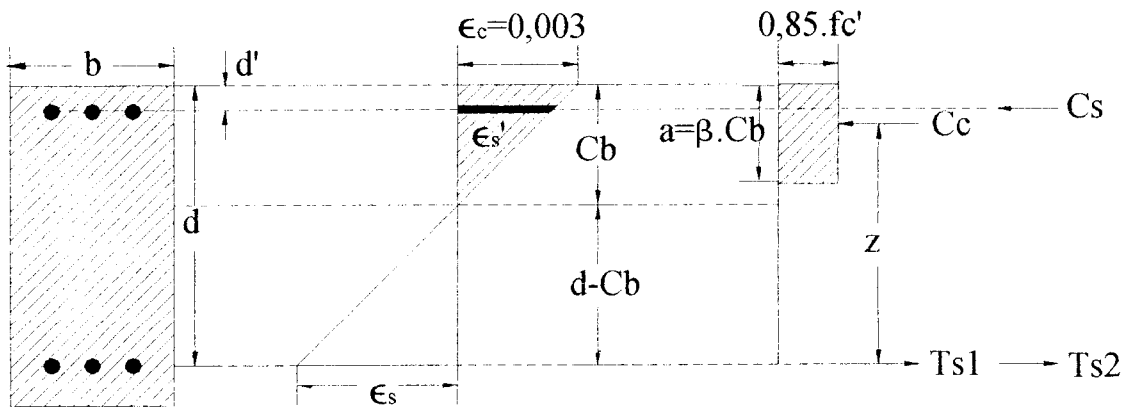
$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{1}{2} \cdot a) = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{1}{2} \cdot a) \quad (3.19)$$

2. Balok bertulangan rangkap dan balok T.

Dalam praktek, sistem tulangan tunggal hampir tidak pernah dimanfaatkan untuk balok, karena pemasangan tulangan tambahan di daerah tekan - misalnya di tepi atas penampang tungan lapangan- akan mempermudah pengaitan sengkang. Secara struktural, tulangan tekan ini diperlukan antara lain:

- a. Meningkatkan momen tahanan penampang karena dimensi penampang yang terbatas secara arsitektural.
- b. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang yang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang.
- c. Meningkatkan kekakuan penampang, sehingga mengurangi defleksi struktur.

- d. Dapat mencakup kemungkinan momen yang berubah tanda. Gaya luar yang bekerja pada struktur tidaklah selalu tetap, misalnya gaya horisontal akibat gempa yang mengakibatkan momen-momen internal berubah tanda (Wahyudi dan Rahim, 1997).



Gambar 3.5 Distribusi tegangan regangan balok bertulangan rangkap

a. Balok bertulangan rangkap dengan tulangan tekan telah luluh.

Pada kondisi ini diasumsikan tulangan tarik dan desak telah luluh paling tidak pada saat regangan beton mencapai 0,003, dengan menganggap $f_s = f_s' = f_y$. Untuk kondisi ini $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, sedangkan $A_{s2} = A_{s'}$, sehingga tinggi blok tegangan tekan:

$$a = \frac{(A_s - A_{s'}) \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.20)$$

atau,

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.21)$$

Sebagai kontrol asumsi yang dipakai benar, maka dilakukan pemeriksaan regangan sebagai berikut:

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot (0,003) \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot (0,003) \quad (3.23)$$

bila kedua nilai regangan tersebut lebih besar dari ε_y (regangan leleh baja) maka asumsi benar, selanjutnya menghitung momen tahanan nominalnya dengan persamaan:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.24)$$

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot a\right) \quad (3.25)$$

atau,

$$M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot a\right) \quad (3.26)$$

$$M_{n2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.27)$$

b. Balok bertulangan rangkap dengan tulangan tekan belum luluh.

Kondisi ini merupakan kondisi dimana anggapan tulangan baja tarik telah luluh sedangkan tulangan baja desak belum luluh pada saat regangan beton mencapai 0,003. Jika $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$ dan $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$, untuk mendapatkan nilai c digunakan persamaan:

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta) \cdot c^2 + (600 \cdot A_{s1} - A_s \cdot f_y) \cdot c - 600 \cdot d' \cdot A_s = 0 \quad (3.28)$$

Kuat momen tahanan ideal dari pasangan kopel tulangan baja tekan dengan baja tarik tambahan serta kopel gaya beton tekan dengan tulangan baja tarik dihitung dengan persamaan:

$$Mn1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{1}{2} \cdot a) \quad (3.29)$$

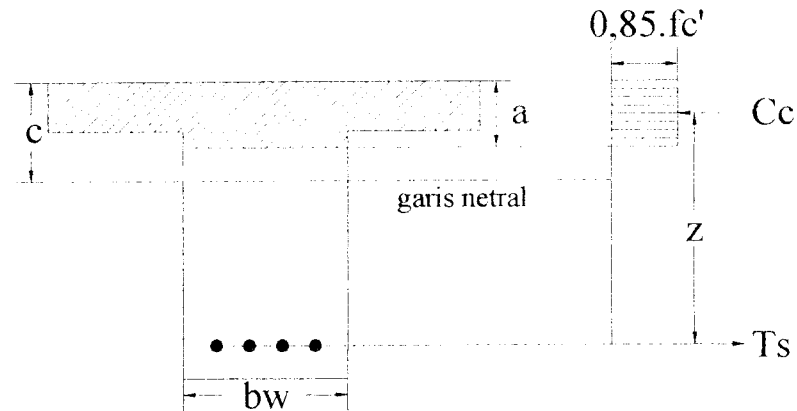
$$Mn2 = A_s \cdot f_s' \cdot (d - d') \quad (3.30)$$

$$Mn = Mn1 + Mn2 \quad (3.31)$$

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

c. Balok T

Analisis dan perencanaan balok yang dicetak menjadi satu kesatuan yang monolit dengan plat atap atau lantai, didasarkan pada anggapan bahwa antara keduanya terjadi interaksi saat menahan momen lentur positif yang bekerja pada balok. Interaksi tersebut membentuk satu kesatuan yang pada penampangnya membentuk huruf T tipikal dan oleh karenanya dinamakan balok T.



Gambar 3.6 Penampang balok T sebagai satu kesatuan dengan sistem plat

Lebar sayap (*flens*) efektif dari balok T ditentukan dengan mengambil nilai terkecil dari beberapa ketentuan berikut (SKSNI):

- 1). $\frac{1}{4}$ panjang balok.
- 2). $b_w + 16 \cdot h_f$ (tinggi sayap/plat).
- 3). Jarak pusat ke pusat antar balok.

Bila sayap hanya ada pada satu sisi maka lebar sayap efektif yang diperhitungkan tidak lebih besar dari seperduabelas panjang bentangan balok, atau enam kali tebal plat, atau $\frac{1}{2}$ jarak bersih dengan balok disebelahnya.

Apabila $T_s > C_c$, maka balok berperilaku sebagai balok T murni dan daerah blok tegangan tekan akan meliputi seluruh sayap ditambah sebagian masuk ke daerah balok di bawah sayap, dan letak batas tepi bawah blok

tegangan tekan ditentukan dengan:

$$a = \frac{T_s - C_c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w} + hf \quad (3.32)$$

Dan,

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} > \rho_{\text{min}} \quad (3.33)$$

$$MR = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot hf \cdot (d - \frac{1}{2} \cdot hf) \quad (3.34)$$

Untuk balok T persegi,

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.35)$$

$$MR = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{1}{2} \cdot a) \quad (3.36)$$

3.5.2 Penulangan Geser Balok Terlentur

Selain menahan beban lentur, balok pada saat yang sama juga menahan beban geser akibat lentur. Untuk komponen struktur beton bertulang, apabila gaya geser yang bekerja sedemikian besar diluar kemampuan beton untuk menahannya maka perlu dipasang tulangan tambahan untuk menahan geser tersebut.

SKSNI T-15-1991-03 menyatakan bahwa kuat geser yang disumbangkan beton ditentukan dengan persamaan:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (3.37)$$

Bila gaya geser terfaktor V_u lebih besar dari kuat geser ϕV_c , maka harus disediakan

tulangan geser dengan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.38)$$

Dengan A_v adalah luas tulangan geser dalam jarak s .

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa untuk daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis, gaya geser yang disumbangkan beton dianggap sama dengan nol. Sedangkan besar gaya geser rencana yang harus ditahan struktur tahan gempa adalah:

$$V_{u,b} = 0,70 \cdot \frac{M_{kap} + M_{kap}'}{l_n} + 1,05 \cdot V_g \quad (3.39)$$

tetapi tidak boleh lebih dari:

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K} \cdot V_{E,b}) \quad (3.40)$$

dengan:

M_{kap} = momen kapasitas pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan negatif.

M_{kap}' = momen kapasitas pada bidang muka kolom disebelahnya.

l_n = bentang bersih balok.

V_D = gaya geser balok akibat beban mati.

V_L = gaya geser balok akibat beban hidup.

V_E = gaya geser balok akibat beban gempa.

SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa untuk komponen struktur tahan gempa sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah sejauh dua kali tinggi komponen

struktur pendukung ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50mm diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung. Spasi maksimum tulangan sengkang tidak boleh melebihi:

1. $\frac{1}{4}$ tinggi efektif balok.
2. delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil.
3. 24 kali diameter tulangan sengkang.
4. 200mm.
5. berdasarkan persamaan:

$$\frac{1600 \cdot A_{s_l} \cdot f_y}{(A_{s_a} + A_{s_b}) \cdot f_y} \quad (3.41)$$

dengan:

A_{s_l} = luas satu kaki tulangan sengkang, mm².

A_{s_a} = luas tulangan longitudinal atas, mm².

A_{s_b} = luas tulangan longitudinal bawah, mm².

3.5.3 Desain Kolom

Kolom adalah komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil sama dengan 3 atau lebih digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan (SKSNI). Sebagai bagian struktur dengan peran dan fungsi seperti tersebut di atas, kolom menempati posisi penting dalam suatu sistem struktur. Kegagalan kolom dapat berarti keruntuhan total struktur. Oleh karena itu perencanaan kolom terutama pada sistem struktur tahan gempa, harus diperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan yang lebih daripada komponen struktur lainnya,

sehingga saat struktur menerima beban gempa besar, kolom-kolom dalam struktur tersebut masih dalam kondisi elastis, kecuali kolom pada lantai dasar dan pada ujung-ujung baloknya telah terbentuk sendi-sendi plastis.

Ketentuan mengenai kolom tahan gempa dalam SKSNI adalah bahwa kolom harus memiliki dimensi penampang terpendek yang diukur pada satu garis lurus melalui titik berat penampang, tidak boleh kurang dari 300mm; rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus padanya tidak kurang dari 0,4; rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh lebih besar dari 25; dan untuk kolom yang mengalami momen yang berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih besar dari 16.

Kuat lentur perlu kolom tahan gempa disyaratkan oleh SKSNI menurut persamaan berikut:

$$\sum M_{u,k} \geq 0,7 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \quad (3.42)$$

tetapi tidak boleh lebih dari:

$$\sum M_{u,k} = 1,05 \cdot \sum (M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} \cdot M_{E,k}) \quad (3.43)$$

dengan:

$$M_{kap,b} = \phi \cdot M_{nak,b} \quad (3.44)$$

dimana:

$\sum M_{u,k}$ = jumlah momen rencana kolom.

ω_d = koefisien pembesar dinamis, 1,3.

- $\sum M_{kap_b}$ = jumlah momen kapasitas balok.
- $M_{D,k}$ = momen akibat beban mati pada kolom.
- $M_{L,k}$ = momen akibat beban hidup pada kolom.
- $M_{E,k}$ = momen akibat beban gempa pada kolom.
- K = faktor jenis struktur.
- ϕ = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*), 1,25 untuk $f_y \leq 400$ MPa, 1,4 untuk $f_y > 400$ MPa.
- M_{nak_b} = kuat lentur nominal aktual balok.

Gaya aksial rencana yang bekerja pada kolom ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$N_{u,k} = \frac{0,7 \cdot R_v \cdot \sum M_{kap_b}}{l_b} + 1,05 \cdot N_{g,k} \quad (3.45)$$

tetapi tidak boleh lebih dari:

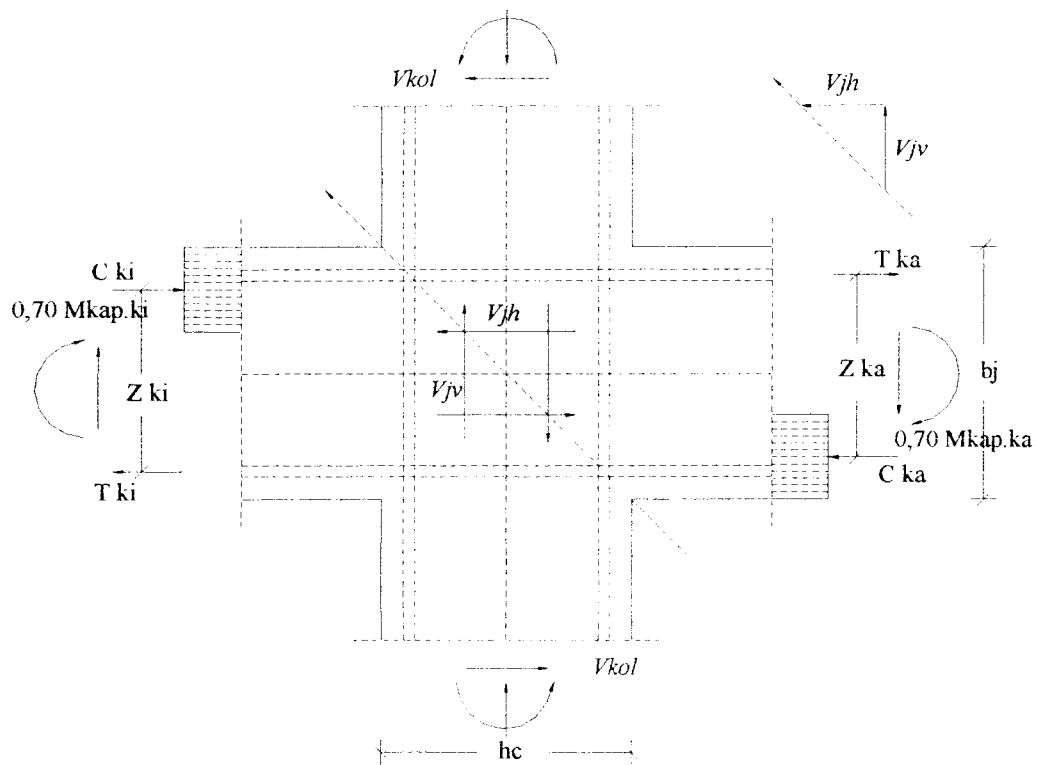
$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(N_{g,k} + \frac{4}{K} \cdot N_{E,k} \right) \quad (3.46)$$

dengan:

- R_v = faktor reduksi tingkat.
- l_b = bentang balok, diukur dari pusat join.
- $N_{g,k}$ = gaya aksial akibat beban aksial terfaktor pada pusat join.
- $N_{E,k}$ = gaya aksial akibat beban gempa pada pusat join.

3.6 Titik Pertemuan Rangka

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, titik pertemuan rangka harus memenuhi beberapa ketentuan. Momen lentur dan gaya geser kolom, serta geser horisontal V_{jh} dan geser vertikal V_{jv} yang melewati inti join harus dianalisis dengan memperhitungkan seluruh pengaruh gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join. Keseimbangan gaya-gaya pada titik pertemuan rangka dapat dilihat dalam ilustrasi berikut.



Gambar 3.7 Gaya-gaya pada pertemuan join rangka

$$V_{j.h} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad (3.47)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,70 \cdot \frac{Mkap_{ki}}{Z_{ki}} \quad (3.48)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,70 \cdot \frac{Mkap_{ka}}{Z_{ka}} \quad (3.49)$$

$$V_{kol} = \frac{0,70 \cdot \left(\frac{I_{ki}}{I_{ki}'} \cdot Mkap_{ki} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}'} \cdot Mkap_{ka} \right)}{\frac{1}{2} \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})} \quad (3.50)$$

Sedangkan tegangan geser horisontal nominal join adalah:

$$V_{jh} = (b_j / h_c) \cdot V_{j,v} \quad (3.51)$$

Dengan mekanisme geser join:

$$V_{sh} + V_{ch} = V_{jh} \quad (3.52)$$

dengan:

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{(N_{u,k} / Ag - 0,1 \cdot fc') \cdot b_j \cdot h_c} \quad (3.53)$$

Luas tulangan sengkang dibutuhkan:

$$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{fy} \quad (3.54)$$

Untuk tegangan geser vertikal:

$$V_{sv} + V_{cv} = V_{jv} \quad (3.55)$$

dengan:

$$V_{cv} = A_{sc}' \cdot \frac{V_{jv}}{A_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{Ag \cdot fc'} \right) \quad (3.56)$$

Luas tulangan sengkang dibutuhkan:

$$A_{sv} = \frac{V_w}{f_y} \quad (3.57)$$

3.7 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dari struktur gedung yang meneruskan gaya-gaya yang bekerja pada struktur atas ke tanah, dan juga menahan momen yang bekerja pada kolom. Pada desain dalam tugas akhir ini, digunakan pondasi telapak berdasarkan momen dan gaya aksial yang bekerja, yang didapat dari analisis struktur dengan SAP90. tahap-tahap perencanaan pondasi adalah penentuan dimensi pondasi, kontrol kuat geser, perencanaan penulangan, dan penghitungan kuat dukung rencana yang dibutuhkan.

3.7.1 Penentuan Dimensi Pondasi

Penentuan dimensi pondasi untuk pondasi segi empat dilakukan dengan *trial and error*, dengan persyaratan tegangan tanah karena beban bekerja < tegangan tanah ijin.

$$\sigma = \frac{P}{B.L} + \frac{H}{\frac{1}{6}.B.L^2} + q < \sigma \quad (3.58)$$

3.7.2 Kuat Geser Pondasi

Penghitungan kuat geser pada pondasi harus mempertimbangkan arah dari kuat geser. Perencanaan pondasi yang bekerja pada dua arah didasarkan pada nilai kuat geser V_n yang tidak boleh lebih besar dari V_c yang didapat dengan mengambil nilai

terkecil dari persamaan berikut:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) (2\sqrt{f_c'}) b_o.d \quad (3.59)$$

$$V_c = (4\sqrt{f_c'}) b_o.d \quad (3.60)$$

dengan:

β_c = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek.

b_o = panjang keliling penampang kritis geser dua arah yang bekerja pada pondasi.

penggunaan penulangan geser pada pondasi tidak disarankan karena tidak praktis dalam pemasangan, sehingga perencanaan kuat geser pondasi telapak didasarkan sepenuhnya pada kuat geser beton. Penampang geser kritis satu arah pada pondasi adalah pada bidang vertikal memotong lebar pada tempat yang berjarak sama dengan tinggi efektif dari muka beban terpusat atau bidang reaksi. Kuat geser beton pada pondasi telapak sama halnya pada balok atau plat dengan penulangan satu arah yang diperhitungkan menurut persamaan berikut:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w.d \quad (3.61)$$

untuk kedua jenis kuat geser pondasi tersebut, apabila keduanya tanpa penulangan geser, sebagai alternatif perencanaan kuat geser adalah $V_u \leq \phi V_n$, dimana $V_n = V_c$.

3.7 Hipotesis

Berdasarkan penelitian, diketahui bahwa pada struktur beton bertulang tingkat banyak, untuk struktur dengan jumlah lantai lebih dari 9, pada lantai-lantai atas cenderung mengalami dominasi beban gravitasi. Hal ini mengakibatkan letak sendi

plastis cenderung berada pada jarak lebih besar dari $2h$ diukur dari as kolom. Pada penelitian numeris ini, dengan mengambil struktur model dengan jumlah bentang 2,3,4, dan 5, diduga dengan semakin banyak bentang maka letak sendi plastis -akibat dominasi beban gravitasi, terbentuk pada jarak lebih besar dari $2h$ - kemungkinan terjadi pada lantai-lantai yang lebih rendah sebanding dengan bertambahnya jumlah bentang pada struktur dengan jumlah tingkat yang sama.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Data Daerah Gempa

Pada studi penelitian ini, wilayah gempa yang digunakan adalah wilayah gempa 3 dan struktur model diasumsikan dibangun di atas tanah lunak sehingga koefisien gempa dasarnya berkisar antara 0,035 hingga 0,07 (PPKGURDG 1987).

4.2 Waktu Penelitian

Waktu studi penelitian direncanakan dimulai pada awal bulan Agustus 1999 dan selesai pada bulan Oktober 1999.

4.3 Data Struktur

Model struktur beton bertulang yang digunakan memiliki spesifikasi sebagai berikut:

1. $f_y = 400$ MPa.
2. $f_c' = 30$ MPa.
3. Tebal plat atap = 100mm, tebal plat lantai = 120mm.
4. Berat volume beton = 24 kN/m³.
5. Portal yang akan dianalisa adalah portal melintang as IV (lihat gambar 4.1).

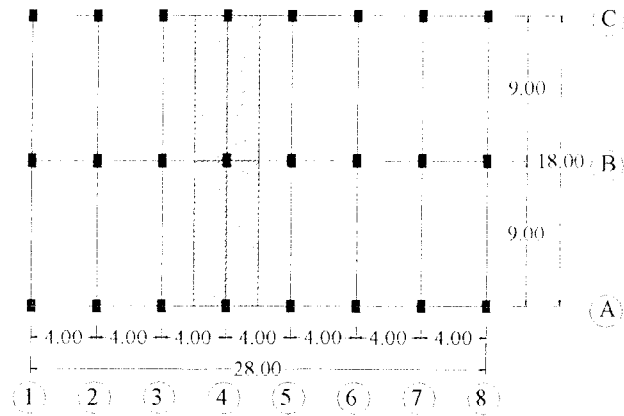
6. Panjang bentang balok = 9m.
7. Tinggi kolom pada lantai 1 = 5m, sedangkan lantai-lantai di atasnya = 4m.
8. Penomoran joint dan elemen portal disamakan dengan penomoran pada analisis struktur.
9. Struktur direncanakan sebagai bangunan perkantoran dengan beban hidup 250 kg/m² (PPI 1987).
10. Struktur dirancang simetris, dengan demikian pusat massa dan pusat kekakuan saling berimpit sehingga faktor puntir relatif kecil.

4.4 Variabel dan Analisis Penelitian

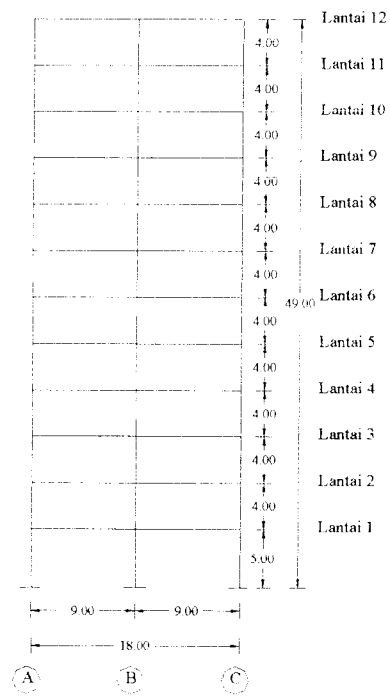
Dalam studi penelitian ini digunakan banyaknya bentang sebagai variabel, sedangkan untuk analisis pembahasan digunakan program bantu *software* komputer *SAP90* yang menggunakan metode pendekatan elemen hingga (*finite element*).

4.5 Model Struktur

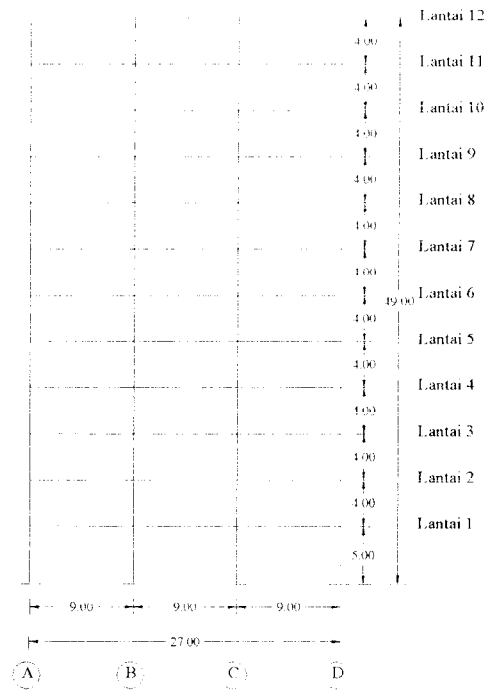
Model struktur yang digunakan adalah struktur simetris (Gambar 4.2).



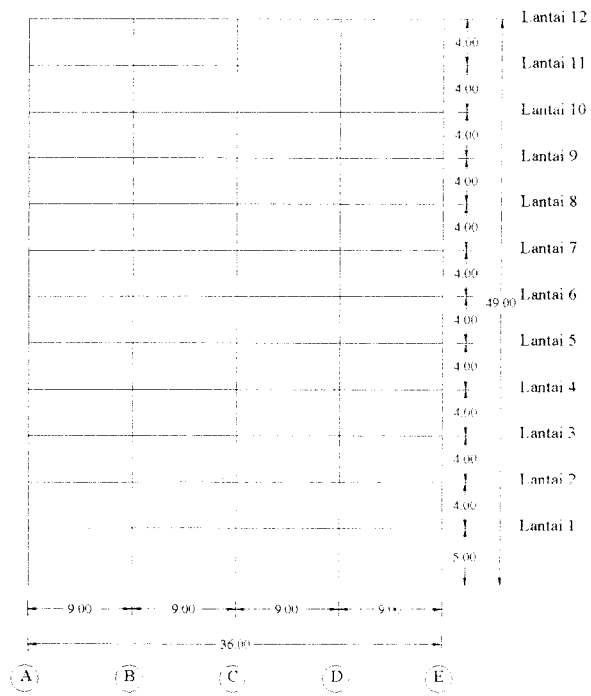
Gambar 4.1 Denah struktur 2 bentang



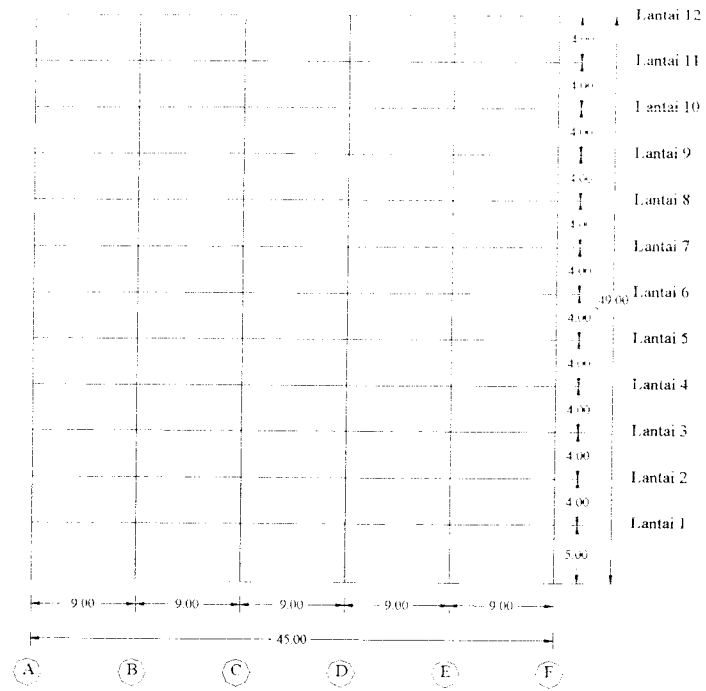
Gambar 4.2 Portal melintang struktur 2 bentang



Gambar 4.3 Portal melintang struktur 3 bentang



Gambar 4.4 Portal melintang struktur 4 bentang



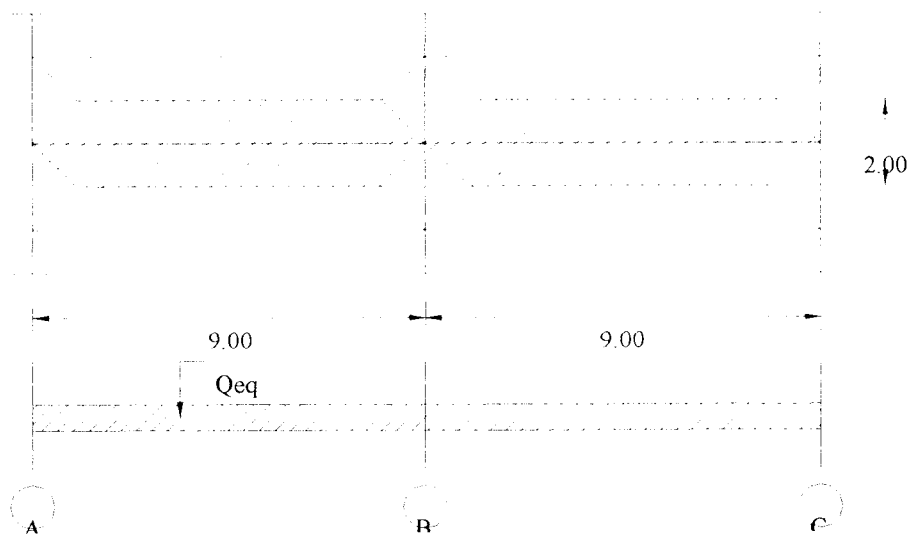
Gambar 4.5 Portal melintang struktur 5 bentang

BAB V

ANALISIS STRUKTUR

5.1. Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan struktur didasarkan pada kegunaan dari struktur itu sendiri dan mengacu pada peraturan yang berlaku. Pada penelitian numeris ini, struktur direncanakan akan digunakan sebagai gedung perkantoran dengan beban hidup bekerja 250 kg/m^2 . Asumsi distribusi beban yang digunakan adalah metode amplop (*envelope method*), dengan demikian pada saat meng-*input* beban bekerja pada program bantu *SAP90* beban amplop tersebut diekivalenkan menjadi beban terbagi rata .



Gambar 5.1 Pembebanan metode amplop pada balok

5.1.1 Beban Gravitasi

Gambar 5.1 menunjukkan bahwa beban dengan metode amplop kemudian dikonversikan menjadi beban terbagi rata (Qeq). Ekuivalensi ini didapatkan dengan mengalikan beban merata dengan konstanta tertentu sehingga menjadi beban merata ekuivalen. Konstanta yang dimaksud didapatkan dengan menggunakan rumus:

$$x = 1 - \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{C^2}{L^2} \right) \quad (5.1)$$

dimana: C = tinggi trapesium

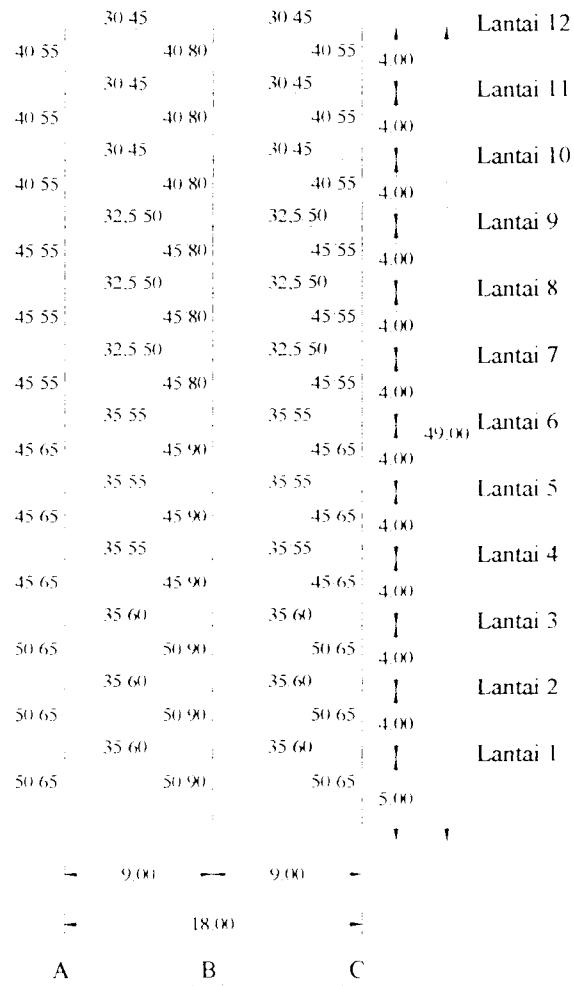
L = panjang trapesium

Sehingga konstanta ekuivalen yang dipakai pada penelitian numeris ini adalah:

$x = [1 - (\frac{4}{3} \cdot \frac{2^2}{9^2})] = 0,934$ untuk satu trapesium, sehingga untuk 2 trapesium dengan tinggi trapesium 2 m = 3,736.

Beban gravitasi diperoleh berdasarkan asumsi beban hidup dan beban mati yang bekerja. Contoh hitungan ditinjau pada struktur 2 bentang. Gambar 5.2 berikut menunjukkan dimensi komponen struktur yang digunakan pada struktur 2 bentang.





Gambar 5.2 Dimensi komponen struktur 2 bentang

Analisa pembebanan dengan beban bekerja beban gravitasi dilakukan pada tiap lantai sebagai berikut:

1. Lantai 1,2,3.

a. Beban hidup

1). W_l lantai = 250 kg/m^2 (PPI 1987)

$W_{eq} = 250.9,81/1000.1.3,736 = 9,163 \text{ kN/m}^2$ (berlaku untuk semua lantai kecuali atap)

b. Beban mati

1). Plat : $1.0,12.24.3,736 = 10,760$

2). Plafon : $1.18.9,81/1000.3,736 = 0,660$

3). Spesi : $1.0,01.21.3,736 = 0,785$

4). Tegel : $1.0,01.24.3,736 = 0,897$

5). Dinding: $4.250.9,81/1000 = 9,810$

6). Balok : $1.0,35.0,48.24 = \underline{4,032}$

$W_d \text{ total} = 26,944 \text{ kN/m}^2$

2. Lantai 4,5,6.

a. Beban hidup

1). $W_l \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$ (PPI 1987)

$W_{eq} = 250.9,81/1000.1.3,736 = 9,163 \text{ kN/m}^2$ (berlaku untuk semua lantai kecuali atap)

b. Beban mati

1). Plat : $1.0,12.24.3,736 = 10,760$

2). Plafon : $1.18.9,81/1000.3,736 = 0,660$

3). Spesi : $1.0,01.21.3,736 = 0,785$

4). Tegel : $1.0,01.24.3,736 = 0,897$

5). Dinding: $4.250.9,81/1000 = 9,810$

$$6). \text{ Balok} : 1.0,35.0,43.24 = \underline{3,612}$$

$$\text{Wd total} = 26,524 \text{ kN/m}^2$$

3. Lantai 7,8,9.

a. Beban hidup

$$1). \text{ Wl lantai} = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (PPI 1987)}$$

$$\text{Weq} = 250.9,81/1000.1.3,736 = 9,163 \text{ kN/m}^2 \text{ (berlaku untuk semua lantai kecuali atap)}$$

b. Beban mati

$$1). \text{ Plat} : 1.0,12.24.3,736 = 10,760$$

$$2). \text{ Plafon} : 1.18.9,81/1000.3,736 = 0,660$$

$$3). \text{ Spesi} : 1.0,01.21.3,736 = 0,785$$

$$4). \text{ Tegel} : 1.0,01.24.3,736 = 0,897$$

$$5). \text{ Dinding: } 4.250.9,81/1000 = 9,810$$

$$6). \text{ Balok} : 1.0,325.0,38.24 = \underline{2,964}$$

$$\text{Wd total} = 25,876 \text{ kN/m}^2$$

4. Lantai 10,11.

a. Beban hidup

$$1). \text{ Wl lantai} = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (PPI 1987)}$$

$$\text{Weq} = 250.9,81/1000.1.3,736 = 9,163 \text{ kN/m}^2 \text{ (berlaku untuk semua lantai kecuali atap)}$$

b. Beban mati

1). Plat	: 1.0,12.24.3,736	= 10,760
2). Plafon	: 1.18.9,81/1000.3,736	= 0,660
3). Spesi	: 1.0,01.21.3,736	= 0,785
4). Tegel	: 1.0,01.24.3,736	= 0,897
5). Dinding:	4.250.9,81/1000	= 9,810
6). Balok	: 1.0,3.0,33.24	= <u>2,376</u>
	Wd total	= 25,288 kN/m ²

5. Lantai 12.

a. Beban hidup

$$1). W_l \text{ lantai} = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (PPI 1987)}$$

$$W_{eq} = 100.9,81/1000.1.3,736 = 3,665 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban mati

1). Plat	: 1.0,10.24.3,736	= 8,966
2). Plafon	: 1.18.9,81/1000.3,736	= 0,660
3). Balok	: 1.0,30.0,35.24	= <u>2,520</u>
	Wd total	= 12,146 kN/m ²

Semua struktur yang digunakan sebagai model dalam penelitian numeris ini memiliki panjang dan lebar lantai tingkat yang sama, dengan demikian untuk lantai yang sama dari semua struktur –dalam tiap bentang- beban gravitasi yang bekerja besarnya sama.

b. Beban mati

$$1). \text{Plat} : 1.0,12.24.3,736 = 10,760$$

$$2). \text{Plafon} : 1.18.9,81/1000.3,736 = 0,660$$

$$3). \text{Spesi} : 1.0,01.21.3,736 = 0,785$$

$$4). \text{Tegel} : 1.0,01.24.3,736 = 0,897$$

$$5). \text{Dinding} : 4.250.9,81/1000 = 9,810$$

$$6). \text{Balok} : 1.0,3.0,33.24 = \underline{2,376}$$

$$\text{Wd total} = 25,288 \text{ kN/m}^2$$

5. Lantai 12.

a. Beban hidup

$$1). \text{Wl lantai} = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (PPI 1987)}$$

$$\text{Weq} = 100.9,81/1000.1.3,736 = 3,665 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban mati

$$1). \text{Plat} : 1.0,10.24.3,736 = 8,966$$

$$2). \text{Plafon} : 1.18.9,81/1000.3,736 = 0,660$$

$$3). \text{Balok} : 1.0,30.0,35.24 = \underline{2,520}$$

$$\text{Wd total} = 12,146 \text{ kN/m}^2$$

Semua struktur yang digunakan sebagai model dalam penelitian numeris ini memiliki panjang dan lebar lantai tingkat yang sama, dengan demikian untuk lantai yang sama dari semua struktur –dalam tiap bentang- beban gravitasi yang bekerja besarnya sama.

Tabel 5.1 Beban gravitasi bekerja

Lantai	Beban (kN/m')	
	B. Mati	B.Hidup
1	26,944	9,163
2	26,944	9,163
3	26,944	9,163
4	26,524	9,163
5	26,524	9,163
6	26,524	9,163
7	25,876	9,163
8	25,876	9,163
9	25,876	9,163
10	25,288	9,163
11	25,288	9,163
12	12,146	3,665

5.1.2 Beban Gempa

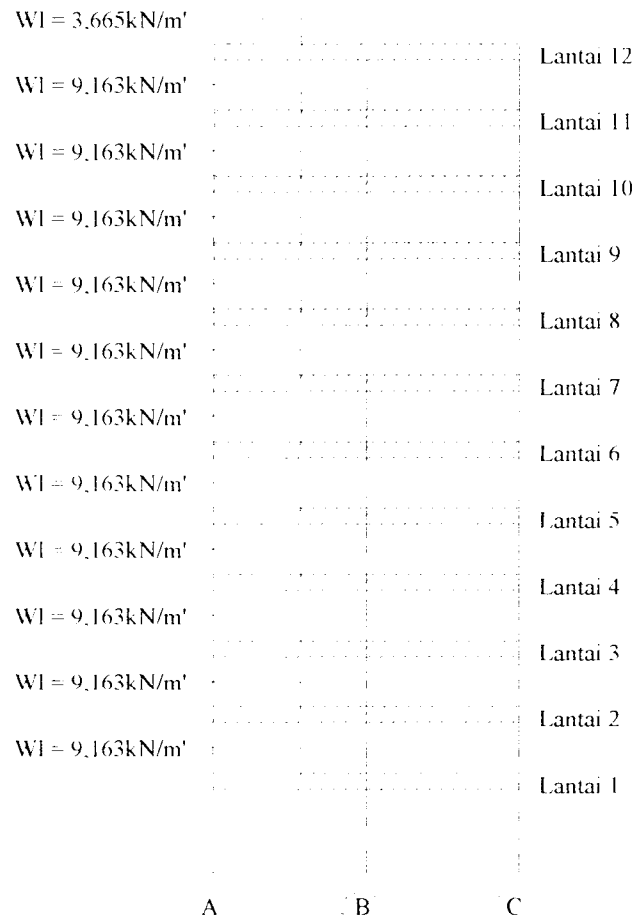
1. Struktur 2 bentang.

a. Berat portal struktur.

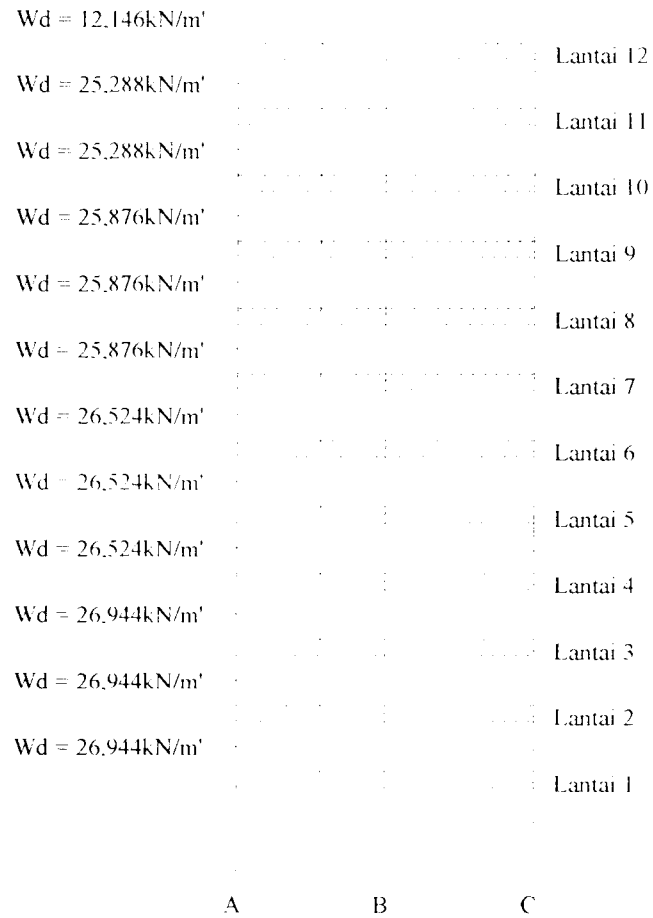
1). Lantai 1

a). Plat	: $0,12 \cdot 18 \cdot 4 \cdot 2400$	= 20736
b). Dinding	: $4 \cdot 250 \cdot 30$	= 30000
c). Plafon	: $4 \cdot 18 \cdot 18$	= 1296
d). Lantai	: $4 \cdot 18 \cdot 0,01 \cdot 2400$	= 1728
e). Spesi	: $4 \cdot 18 \cdot 0,01 \cdot 2100$	= 1512
f). Kolom	: $2400 \cdot 4 \cdot \{0,5 \cdot (2 \cdot 0,65 + 0,9)\}$	= 14880
g). Balok	: $30 \cdot 0,35 \cdot 0,48 \cdot 2400$	= <u>112096</u>

Berat beban mati total = 82248 kg



Gambar 5.3 Beban hidup bekerja pada portal struktur 2 bentang (ekivalen dengan semua portal struktur pada lantai yang sama)



Gambar 5.4 Beban mati bekerja pada portal struktur 2 bentang (ekivalen dengan semua portal struktur pada lantai yang sama)

$$h). \text{Beban hidup} : 250.0,3.18.4 = \underline{5400} \text{ kg}$$

$$\text{Berat total} = 87648 \text{ kg}$$

2). Lantai 2

$$a). \text{Plat} : 0,12.18.4.2400 = 20736$$

$$b). \text{Dinding} : 4.250.30 = 30000$$

$$c). \text{Plafon} : 4.18.18 = 1296$$

$$d). \text{Lantai} : 4.18.0,01.2400 = 1728$$

$$e). \text{Spesi} : 4.18.0,01.2100 = 1512$$

$$f). \text{Kolom} : 2400.4. \{0,5.(2.0,65+0,9)\} = 14880$$

$$g). \text{Balok} : 30.0,35.0,48.2400 = \underline{12096}$$

$$\text{Berat beban mati total} = 82248 \text{ kg}$$

$$h). \text{Beban hidup} : 250.0,3.18.4 = \underline{5400} \text{ kg}$$

$$\text{Berat total} = 87648 \text{ kg}$$

3). Lantai 3

$$a). \text{Plat} : 0,12.18.4.2400 = 20736$$

$$b). \text{Dinding} : 4.250.30 = 30000$$

$$c). \text{Plafon} : 4.18.18 = 1296$$

$$d). \text{Lantai} : 4.18.0,01.2400 = 1728$$

$$e). \text{Spesi} : 4.18.0,01.2100 = 1512$$

$$f). \text{Kolom} : 2400.2. \{0,45.(2.0,65+0,9) + 0,5.(2.0,65+0,9)\} = 14136$$

$$g). \text{ Balok} : 30.0,35.0,48.2400 = \underline{12096}$$

$$\text{Berat beban mati total} = 81504 \text{ kg}$$

$$h). \text{ Beban hidup} : 250.0,3.18.4 = \underline{5400} \text{ kg}$$

$$\text{Berat total} = 86904 \text{ kg}$$

4). Lantai 4

$$a). \text{ Plat} : 0,12.18.4.2400 = 20736$$

$$b). \text{ Dinding} : 4.250.30 = 30000$$

$$c). \text{ Plafon} : 4.18.18 = 1296$$

$$d). \text{ Lantai} : 4.18.0,01.2400 = 1728$$

$$e). \text{ Spesi} : 4.18.0,01.2100 = 1512$$

$$f). \text{ Kolom} : 2400.4. \{0,45.(2.0,65+0,9)\} = 13392$$

$$g). \text{ Balok} : 30.0,35.0,43.2400 = \underline{10836}$$

$$\text{Berat beban mati total} = 79500 \text{ kg}$$

$$h). \text{ Beban hidup} : 250.0,3.18.4 = \underline{5400} \text{ kg}$$

$$\text{Berat total} = 84900 \text{ kg}$$

5). Lantai 5

$$a). \text{ Plat} : 0,12.18.4.2400 = 20736$$

$$b). \text{ Dinding} : 4.250.30 = 30000$$

$$c). \text{ Plafon} : 4.18.18 = 1296$$

$$d). \text{ Lantai} : 4.18.0,01.2400 = 1728$$

$$e). \text{ Spesi} : 4.18.0,01.2100 = 1512$$

$$f). \text{ Kolom} : 2400.4. \{0,45.(2.0,65+0,9)\} = 13392$$

$$g). \text{ Balok} : 30.0,35.0,43.2400 = \underline{10836}$$

$$\text{Berat beban mati total} = 79500 \text{ kg}$$

$$h). \text{ Beban hidup} : 250.0,3.18.4 = \underline{5400} \text{ kg}$$

$$\text{Berat total} = 84900 \text{ kg}$$

6). Lantai 6

$$a). \text{ Plat} : 0,12.18.4.2400 = 20736$$

$$b). \text{ Dinding} : 4.250.30 = 30000$$

$$c). \text{ Plafon} : 4.18.18 = 1296$$

$$d). \text{ Lantai} : 4.18.0,01.2400 = 1728$$

$$e). \text{ Spesi} : 4.18.0,01.2100 = 1512$$

$$f). \text{ Kolom} : 2400.2. \{0,45.(2.0,55+0,8) \\ +0,45.(2.0,65+0,9)\} = 12528$$

$$g). \text{ Balok} : 30.0,35.0,43.2400 = \underline{10836}$$

$$\text{Berat beban mati total} = 78636 \text{ kg}$$

$$h). \text{ Beban hidup} : 250.0,3.18.4 = \underline{5400} \text{ kg}$$

$$\text{Berat total} = 84036 \text{ kg}$$

7). Lantai 7

$$a). \text{ Plat} : 0,12.18.4.2400 = 20736$$

$$b). \text{ Dinding} : 4.250.30 = 30000$$

$$c). \text{ Plafon} : 4.18.18 = 1296$$

d). Lantai	: 4.18.0,01.2400	= 1728
e). Spesi	: 4.18.0,01.2100	= 1512
f). Kolom	: 2400.45.{0,4.(2.0,55+0,8)}	= 11664
g). Balok	: 30.0,33.0,38.2400	= <u>8892</u>

Berat beban mati total = 75828 kg

h). Beban hidup	: 250.0,3.18.4	= <u>5400</u> kg
-----------------	----------------	------------------

Berat total = 81228 kg

8). Lantai 8

a). Plat	: 0.12.18.4.2400	= 20736
b). Dinding	: 4.250.30	= 30000
c). Plafon	: 4.18.18	= 1296
d). Lantai	: 4.18.0,01.2400	= 1728
e). Spesi	: 4.18.0,01.2100	= 1512
f). Kolom	: 2400.45.{0,4.(2.0,55+0,8)}	= 11664
g). Balok	: 30.0,33.0,38.2400	= <u>8892</u>

Berat beban mati total = 75828 kg

h). Beban hidup	: 250.0,3.18.4	= <u>5400</u> kg
-----------------	----------------	------------------

Berat total = 81228 kg

9). Lantai 9

a). Plat	: 0.12.18.4.2400	= 20736
b). Dinding	: 4.250.30	= 30000

c). Plafon	: 4.18.18	= 1296
d). Lantai	: 4.18.0,01.2400	= 1728
e). Spesi	: 4.18.0,01.2100	= 1512
f). Kolom	: 2400.2. {0,4.(2.0,55+0,8) +0,45.(2.0,55+0,8)}	= 11016
g). Balok	: 30.0,33.0,38.2400	= <u>8892</u>

Berat beban mati total = 75180 kg

h). Beban hidup	: 250.0,3.18.4	= <u>5400</u> kg
-----------------	----------------	------------------

Berat total = 80580 kg

10). Lantai 10

a). Plat	: 0,12.18.4.2400	= 20736
b). Dinding	: 4.250.30	= 30000
c). Plafon	: 4.18.18	= 1296
d). Lantai	: 4.18.0,01.2400	= 1728
e). Spesi	: 4.18.0,01.2100	= 1512
f). Kolom	: 2400.4. {0,4.(2.0,55+0,8)}	= 10368
g). Balok	: 30.0,3.0,33.2400	= <u>7128</u>

Berat beban mati total = 72768 kg

h). Beban hidup	: 250.0,3.18.4	= <u>5400</u> kg
-----------------	----------------	------------------

Berat total = 78168 kg

11). Lantai 11

a). Plat	: 0,12.18.4.2400	= 20736
b). Dinding	: 4.250.30	= 30000
c). Plafon	: 4.18.18	= 1296
d). Lantai	: 4.18.0,01.2400	= 1728
e). Spesi	: 4.18.0,01.2100	= 1512
f). Kolom	: 2400.4. {0,4.(2.0,55+0,8)}	= 10368
g). Balok	: 30.0,3.0,33.2400	= <u>7128</u>

Berat beban mati total= 72768 kg

h). Beban hidup	: 250.0,3.18.4	= <u>5400</u> kg
-----------------	----------------	------------------

Berat total = 78168 kg

12). Lantai 12 (atap)

a). Plat	: 0,10.18.4.2400	= 17280
b). Dinding	: 2.250.30	= 15000
c). Plafon	: 4.18.18	= 1296
d). Kolom	: 2400.2. {0,4.(2.0,55+0,8)}	= 5184
e). Balok	: 30.0,3.0,35.2400	= <u>7560</u>

Berat beban mati total= 46320 kg

f). Beban hidup	: 100.0,3.18.4	= <u>2160</u> kg
-----------------	----------------	------------------

Berat total = 48480 kg

Tabel 5.2 Berat portal struktur 2 bentang

Lantai	Beban Bekerja		
	B. Hidup (kg)	B. Mati (kg)	B.Total (kg)
12	2160	46320	48480
11	5400	72768	78168
10	5400	72768	78168
9	5400	75180	80580
8	5400	75828	81228
7	5400	75828	81228
6	5400	78636	84036
5	5400	79500	84900
4	5400	79500	84900
3	5400	81504	86904
2	5400	82248	87648
1	5400	82248	87648
Total	61560	902328	963888

b. Waktu getar struktur.

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.49^{3/4} = 1,11dt$$

c. Koefisien gempa dasar.

Dengan nilai $T = 1,11$ dt didapat nilai $C = 0,0665$ untuk daerah dengan wilayah gempa 3 dan kondisi tanah lunak.

Parameter lainnya:

$$I = 1 \text{ (perkantoran)}$$

$$K = 1 \text{ (tingkat daktilitas 3)}$$

d. Gaya geser dasar.

Gaya geser dasar ditentukan dengan rumus:

$$V = C.I.K.W_t \quad (5.2)$$

$$V = 0,0665 \cdot 1.96388 = 64098,552 \text{ kg}$$

e. Distribusi gaya geser dasar.

Perbandingan antara tinggi dan lebar struktur adalah:

$$\frac{T}{l} = \frac{49}{18} = 2,72 < 3 \quad \text{dengan demikian digunakan rumus perhitungan}$$

distribusi beban geser dasar:

$$F_i = \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_i \cdot H_i} \cdot V \quad (5.3)$$

Dengan perhitungan seperti di atas didapat distribusi besar beban gempa bekerja yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 5.3 Gaya geser tingkat struktur 2 bentang

Lantai	Hi (m)	Wi (kg)	Hi.Wi (kgm)	F (kg)	F (kN)
12	49	48480	2375520	6139.941	60.233
11	45	78168	3517560	9091.740	89.190
10	41	78168	3204888	8283.586	81.262
9	37	80580	2981460	7706.097	75.597
8	33	81228	2680524	6928.276	67.966
7	29	81228	2355612	6088.485	59.728
6	25	84036	2100900	5430.138	53.270
5	21	84900	1782900	4608.212	45.207
4	17	84900	1443300	3730.458	36.596
3	13	86904	1129752	2920.039	28.646
2	9	87648	788832	2038.872	20.001
1	5	87648	438240	1132.707	11.112
		963888	24799488		

f. Kontrol waktu getar alami Rayleigh

Untuk melakukan perhitungan kontrol waktu getar Rayleigh, digunakan data sebagai berikut (data selengkapnya ada pada lampiran):

Tabel 5.4 Perhitungan waktu getar Rayleigh struktur 2 bentang

Lantai	H_i (m)	W_i (kg)	W_i (ton)	I_c (ton)	d_i (m)	d_i^2	$W_i \cdot d_i^2$	$I_c \cdot d_i$
12	49	48480	48.480	6.14	0.04274	0.0018	0.08855	0.26241
11	45	78168	78.168	9.09	0.04202	0.0018	0.13804	0.38200
10	41	78168	78.168	8.28	0.04020	0.0016	0.12632	0.33286
9	37	80580	80.580	7.71	0.03736	0.0014	0.11250	0.28808
8	33	81228	81.228	6.93	0.03401	0.0012	0.09394	0.23567
7	29	81228	81.228	6.09	0.02990	0.0009	0.07261	0.18207
6	25	84036	84.036	5.43	0.02513	0.0006	0.05305	0.13643
5	21	84900	84.900	4.61	0.02188	0.0005	0.04064	0.10086
4	17	84900	84.900	3.73	0.01833	0.0003	0.02852	0.06836
3	13	86904	86.904	2.92	0.01453	0.0002	0.01835	0.04243
2	9	87648	87.648	2.04	0.01094	0.0001	0.01049	0.02232
1	5	87648	87.648	1.13	0.00723	0.0001	0.00458	0.00817
							0.78759	2.06166

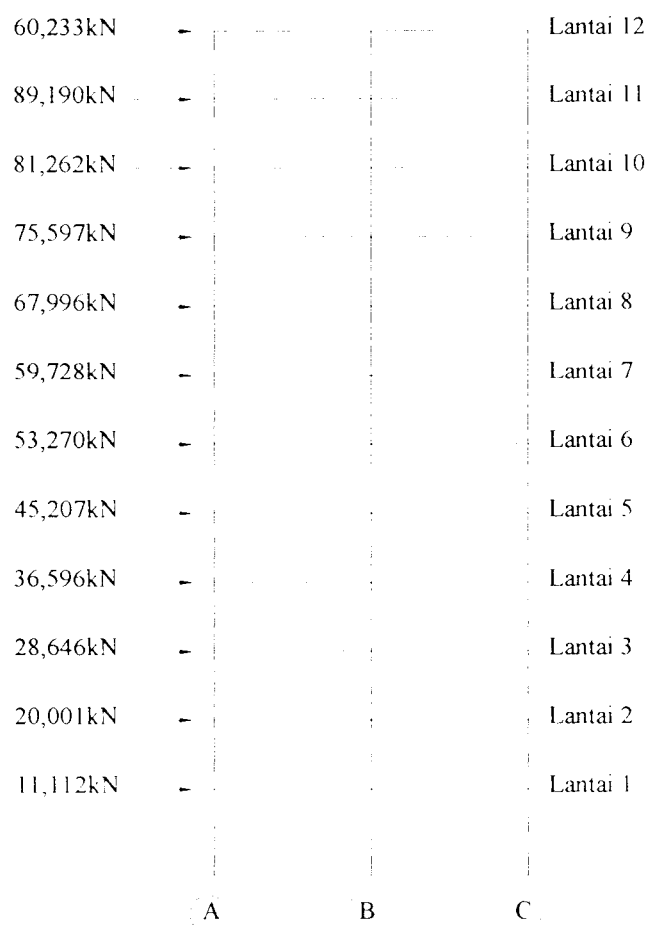
$$T = 6,3 \sqrt{\frac{0,78759}{9,81 \cdot 2,06166}} = 1,243 \text{ dt}$$

$$\text{Syarat: } 0,8 T \leq T_{\text{Rayleigh}} \leq 1,2 T$$

$$0,8 T = 0,8 \cdot 1,11 = 0,888 \text{ dt}$$

$$1,2 T = 1,2 \cdot 1,11 = 1,332 \text{ dt}$$

dengan demikian $0,888 \leq T_{\text{Rayleigh}} = 1,243 \text{ dt} \leq 1,332$, sehingga perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.



Gambar 5.5 Beban gempa bekerja pada portal struktur 2 bentang

2. Struktur 3 bentang.

a. Berat portal struktur.

Tabel 5.5 Berat portal struktur 3 bentang

Lantai	Beban		
	B. Hidup (kg)	B. Mati (kg)	B. Total (kg)
12	3240	65384.0	68624.0
11	8100	99872.8	107972.8
10	8100	99872.8	107972.8
9	8100	103049.2	111149.2
8	8100	103697.2	111797.2
7	8100	103697.2	111797.2
6	8100	107347.6	115447.6
5	8100	108211.6	116311.6
4	8100	108211.6	116311.6
3	8100	112381.6	120481.6
2	8100	113125.6	121225.6
1	8100	113125.6	121225.6
Total	92340	1237976.8	1330316.8

b. Waktu getar struktur.

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.49^{3/4} = 1,11dt$$

c. Koefisien gempa dasar.

Dengan nilai $T = 1,11$ dt didapat nilai $C = 0,0665$ untuk daerah dengan wilayah gempa 3 dan kondisi tanah lunak.

Parameter lainnya:

$I = 1$ (perkantoran)

$K = 1$ (tingkat daktilitas 3)

d. Gaya geser dasar.

Gaya geser dasar ditentukan dengan rumus:

$$V = C.I.K.Wi \quad (5.4)$$

$$V = 0,0665.1.1.1330316,8 = 88466,067kg$$

e. Distribusi gaya geser dasar.

Perbandingan antara tinggi dan lebar struktur adalah:

$$\frac{T}{l} = \frac{49}{27} = 1,81 < 3 \text{ dengan demikian digunakan rumus perhitungan distribusi}$$

beban geser dasar:

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} V \quad (5.5)$$

Dengan perhitungan seperti di atas didapat distribusi besar beban gempa bekerja yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 5.6 Gaya geser tingkat struktur 3 bentang

Lantai	Hi (m)	Wi (kg)	Hi.Wi (kgm)	F (kg)	F (kN)
12	49	68624.0	3362576.000	8682.420	85.175
11	45	107972.8	4858776.000	12545.719	123.073
10	41	107972.8	4426884.800	11430.544	112.134
9	37	111149.2	4112520.400	10618.831	104.171
8	33	111797.2	3689307.600	9526.065	93.451
7	29	111797.2	3242118.800	8371.390	82.123
6	25	115447.6	2886190.000	7452.356	73.108
5	21	116311.6	2442543.600	6306.828	61.870
4	17	116311.6	1977297.200	5105.527	50.085
3	13	120481.6	1566260.800	4044.201	39.674
2	9	121225.6	1091030.400	2817.121	27.636
1	5	121225.6	606128.000	1565.067	15.353
		1330316.8	34261633.600		

f. Kontrol waktu getar alami *Rayleigh*

Untuk melakukan perhitungan kontrol waktu getar *Rayleigh*, digunakan data sebagai berikut (data selengkapnya ada pada lampiran):

Tabel 5.7 Perhitungan waktu getar *Rayleigh* struktur 3 bentang

Lantai	H_i (m)	W_i (kg)	W_i (ton)	K'_e (ton)	d_i (m)	d_i^2	$W_i \cdot d_i^2$	$K'_e \cdot d_i$
12	49	68624.0	68.624	8.68	0.04484	0.0020	0.13795	0.38918
11	45	107972.8	107.973	12.55	0.04404	0.0019	0.20943	0.55272
10	41	107972.8	107.973	11.43	0.04210	0.0018	0.19134	0.48116
9	37	111149.2	111.149	10.62	0.03910	0.0015	0.16996	0.41528
8	33	111797.2	111.797	9.53	0.03558	0.0013	0.14152	0.33907
7	29	111797.2	111.797	8.37	0.03128	0.0010	0.10938	0.26180
6	25	115447.6	115.448	7.45	0.02630	0.0007	0.07983	0.19590
5	21	116311.6	116.312	6.31	0.02291	0.0005	0.06105	0.14456
4	17	116311.6	116.312	5.11	0.01921	0.0004	0.04293	0.09818
3	13	120481.6	120.482	4.04	0.01526	0.0002	0.02807	0.06166
2	9	121225.6	121.226	2.82	0.01153	0.0001	0.01611	0.03251
1	5	121225.6	121.226	1.57	0.00767	0.0001	0.00713	0.01204
							1.19469	2.98406

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{1,19469}{9,81 \cdot 2,98406}} = 1,273 \text{ dt}$$

$$\text{Syarat: } 0,8 T \leq T \text{ Rayleigh} \leq 1,2 T$$

$$0,8 T = 0,8 \cdot 1,11 = 0,888 \text{ dt}$$

$$1,2 T = 1,2 \cdot 1,11 = 1,332 \text{ dt}$$

dengan demikian $0,888 \leq T \text{ Rayleigh} = 1,273 \text{ dt} \leq 1,332$, sehingga perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.

85,175kN	-	-	-	-	Lantai 12
123,073kN	-	-	-	-	Lantai 11
112,134kN	-	-	-	-	Lantai 10
104,171kN	-	-	-	-	Lantai 9
93,451kN	-	-	-	-	Lantai 8
82,123kN	-	-	-	-	Lantai 7
73,108kN	-	-	-	-	Lantai 6
61,870kN	-	-	-	-	Lantai 5
50,085kN	-	-	-	-	Lantai 4
39,674kN	-	-	-	-	Lantai 3
27,636kN	-	-	-	-	Lantai 2
15,353kN	-	-	-	-	Lantai 1
	A	B	C	D	

Gambar 5.6 Beban gempa bekerja pada portal struktur 3 bentang

3. Struktur 4 bentang.

a. Berat portal struktur.

Tabel 5.8 Berat portal struktur 4 bentang

Lantai	Beban		
	B. Hidup (kg)	B. Mati (kg)	B. Total (kg)
12	4320	85984	90304.0
11	10800	130050	140849.6
10	10800	130050	140849.6
9	10800	134182	144982.4
8	10800	135022	145822.4
7	10800	135022	145822.4
6	10800	139731	150531.2
5	10800	140811	151611.2
4	10800	140811	151611.2
3	10800	147363	158163.2
2	10800	148323	159123.2
1	10800	148323	159123.2
Total	123120	1615673.6	1738793.6

b. Waktu getar struktur.

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.49^{3/4} = 1,11dt$$

c. Koefisien gempa dasar.

Dengan nilai $T = 1,11$ dt didapat nilai $C = 0,0665$ untuk daerah dengan wilayah gempa 3 dan kondisi tanah lunak.

Parameter lainnya:

$I = 1$ (perkantoran)

$K = 1$ (tingkat daktilitas 3)

d. Gaya geser dasar.

Gaya geser dasar ditentukan dengan rumus:

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (5.6)$$

$$V = 0,0665 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1738793,6 = 115629,774 \text{ kg}$$

e. Distribusi gaya geser dasar.

Perbandingan antara tinggi dan lebar struktur adalah:

$$\frac{T}{l} = \frac{49}{36} = 1,36 < 3 \text{ dengan demikian digunakan rumus perhitungan distribusi}$$

beban geser dasar:

$$F_i = \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_i \cdot H_i} \cdot V \quad (5.7)$$

Dengan perhitungan seperti di atas didapat distribusi besar beban gempa bekerja yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 5.9 Gaya geser tingkat struktur 4 bentang

Lantai	Hi (m)	Wi (kg)	Hi.Wi (kgm)	F (kg)	F (kN)
12	49	90304.0	4424896.000	11433.092	112.159
11	45	140849.6	6338232.000	16376.789	160.656
10	41	140849.6	5774833.600	14921.074	146.376
9	37	144982.4	5364348.800	13860.459	135.971
8	33	145822.4	4812139.200	12433.654	121.974
7	29	145822.4	4228849.600	10926.545	107.189
6	25	150531.2	3763280.000	9723.601	95.389
5	21	151611.2	3183835.200	8226.426	80.701
4	17	151611.2	2577390.400	6659.488	65.330
3	13	158163.2	2056121.600	5312.628	52.117
2	9	159123.2	1432108.800	3700.297	36.300
1	5	159123.2	795616.000	2055.721	20.167
		1738793.6	44751651.200		

f. Kontrol waktu getar alami *Rayleigh*

Untuk melakukan perhitungan kontrol waktu getar *Rayleigh*, digunakan data sebagai berikut (data selengkapnya ada pada lampiran):

Tabel 5.10 Perhitungan waktu getar *Rayleigh* struktur 4 bentang

Lantai	H_i (m)	W_i (kg)	W_i (ton)	F_c (ton)	d_i (m)	d_i^2	$W_i \cdot d_i^2$	$F_c \cdot d_i$
12	49	90304.0	90.304	11.43	0.04689	0.0022	0.19853	0.53593
11	45	140849.6	140.850	16.38	0.04605	0.0021	0.29869	0.75430
10	41	140849.6	140.850	14.92	0.04401	0.0019	0.27283	0.65666
9	37	144982.4	144.982	13.86	0.04088	0.0017	0.24229	0.56660
8	33	145822.4	145.822	12.43	0.03719	0.0014	0.20172	0.46231
7	29	145822.4	145.822	10.93	0.03270	0.0011	0.15589	0.35737
6	25	150531.2	150.531	9.72	0.02749	0.0008	0.11374	0.26718
5	21	151611.2	151.611	8.23	0.02395	0.0006	0.08695	0.19710
4	17	151611.2	151.611	6.66	0.02008	0.0004	0.06116	0.13376
3	13	158163.2	158.163	5.31	0.01596	0.0003	0.04027	0.08473
2	9	159123.2	159.123	3.7	0.01205	0.0001	0.02312	0.04460
1	5	159123.2	159.123	2.06	0.00802	0.0001	0.01023	0.01652
							1.70544	4.07707

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{1.70544}{9.81 \cdot 4.07707}} = 1,301 \text{ dt}$$

$$\text{Syarat: } 0,8 T \leq T_{\text{Rayleigh}} \leq 1,2 T$$

$$0,8 T = 0,8 \cdot 1,11 = 0,888 \text{ dt}$$

$$1,2 T = 1,2 \cdot 1,11 = 1,332 \text{ dt}$$

dengan demikian $0,888 \leq T_{\text{Rayleigh}} = 1,301 \text{ dt} \leq 1,332$, sehingga perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.

112,159kN	-	-	-	-	Lantai 12
160,656kN	-	-	-	-	Lantai 11
146,376kN	-	-	-	-	Lantai 10
135,971kN	-	-	-	-	Lantai 9
121,974kN	-	-	-	-	Lantai 8
107,189kN	-	-	-	-	Lantai 7
95,389kN	-	-	-	-	Lantai 6
80,701kN	-	-	-	-	Lantai 5
65,330kN	-	-	-	-	Lantai 4
52,117kN	-	-	-	-	Lantai 3
36,300kN	-	-	-	-	Lantai 2
20,167kN	-	-	-	-	Lantai 1
	A	B	C	D	E

Gambar 5.7 Beban gempa bekerja pada portal struktur 4 bentang

4. Struktur 5 bentang.

a. Berat portal struktur.

Tabel 5.11 Berat portal struktur 5 bentang

Lantai	Beban		
	B. Hidup (kg)	B. Mati (kg)	B. Total (kg)
12	5400	106584.0	111984.0
11	13500	160226.4	173726.4
10	13500	160226.4	173726.4
9	13500	165315.6	178815.6
8	13500	166347.6	179847.6
7	13500	166347.6	179847.6
6	13500	172114.8	185614.8
5	13500	173410.8	186910.8
4	13500	173410.8	186910.8
3	13500	182344.8	195844.8
2	13500	183520.8	197020.8
1	13500	183520.8	197020.8
Total	153900	1993370.4	2147270.4

b. Waktu getar struktur.

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.49^{3/4} = 1,11dt$$

c. Koefisien gempa dasar.

Dengan nilai $T = 1,11$ dt didapat nilai $C = 0,0665$ untuk daerah dengan wilayah gempa 3 dan kondisi tanah lunak.

Parameter lainnya:

$I = 1$ (perkantoran)

$K = 1$ (tingkat daktilitas 3)

d. Gaya geser dasar.

Gaya geser dasar ditentukan dengan rumus:

$$V = C.I.K.Wi \quad (5.8)$$

$$V = 0,0665.1.1.2147270,4 = 142793,480kg$$

e. Distribusi gaya geser dasar.

Perbandingan antara tinggi dan lebar struktur adalah:

$$\frac{T}{l} = \frac{49}{45} = 1,09 < 3 \text{ dengan demikian digunakan rumus perhitungan distribusi}$$

beban geser dasar:

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} V \quad (5.9)$$

Dengan perhitungan seperti di atas didapat distribusi besar beban gempa bekerja yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 5.12 Gaya geser tingkat struktur 5 bentang

Lantai	Hi (m)	Wi (kg)	Hi.Wi (kgm)	F (kg)	F (kN)
12	49	111984.0	5487216.000	14183.834	139.143
11	45	173726.4	7817688.000	20207.841	198.239
10	41	173726.4	7122782.400	18411.589	180.618
9	37	178815.6	6616177.200	17102.071	167.771
8	33	179847.6	5934970.800	15341.230	150.497
7	29	179847.6	5215580.400	13481.687	132.255
6	25	185614.8	4640370.000	11994.833	117.669
5	21	186910.8	3925126.800	10146.010	99.532
4	17	186910.8	3177483.600	8213.437	80.574
3	13	195844.8	2545982.400	6581.077	64.560
2	9	197020.8	1773187.200	4583.489	44.964
1	5	197020.8	985104.000	2546.383	24.980
		2147270.4	55241668.800		

f. Kontrol waktu getar alami *Rayleigh*

Untuk melakukan perhitungan kontrol waktu getar *Rayleigh*, digunakan data sebagai berikut (data selengkapnya ada pada lampiran):

Tabel 5.13 Perhitungan waktu getar *Rayleigh* struktur 5 bentang

Lantai	H_i (m)	W_i (kg)	W_i (ton)	F_c (ton)	d_i (m)	d_i^2	$W_i d_i^2$	$F_c d_i$
12	49	111984.0	111.984	14.18	0.04826	0.0023	0.26085	0.68437
11	45	173726.4	173.726	20.21	0.04740	0.0022	0.39027	0.95789
10	41	173726.4	173.726	18.41	0.04530	0.0021	0.35645	0.83391
9	37	178815.6	178.816	17.1	0.04207	0.0018	0.31651	0.71942
8	33	179847.6	179.848	15.34	0.03828	0.0015	0.26349	0.58716
7	29	179847.6	179.848	13.48	0.03365	0.0011	0.20363	0.45358
6	25	185614.8	185.615	11.99	0.02829	0.0008	0.14854	0.33918
5	21	186910.8	186.911	10.15	0.02465	0.0006	0.11355	0.25017
4	17	186910.8	186.911	8.21	0.02067	0.0004	0.07987	0.16972
3	13	195844.8	195.845	6.58	0.01643	0.0003	0.05285	0.10809
2	9	197020.8	197.021	4.58	0.01241	0.0002	0.03035	0.05684
1	5	197020.8	197.021	2.55	0.00826	0.0001	0.01344	0.02106
							2.22979	5.18140

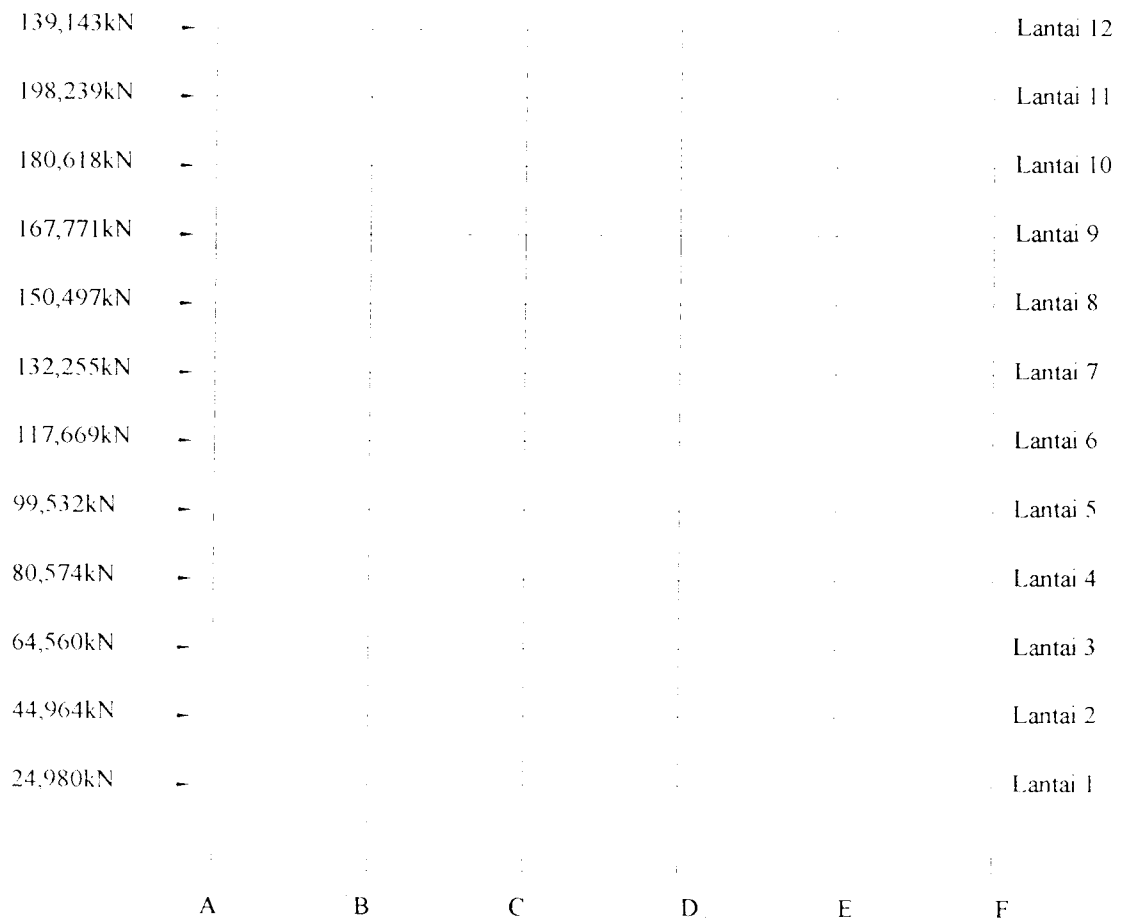
$$T = 6,3 \sqrt{\frac{2,22979}{9,81 \cdot 5,18140}} = 1,3195 \text{ dt}$$

$$\text{Syarat: } 0,8 T \leq T_{\text{Rayleigh}} \leq 1,2 T$$

$$0,8 T = 0,8 \cdot 1,11 = 0,888 \text{ dt}$$

$$1,2 T = 1,2 \cdot 1,11 = 1,332 \text{ dt}$$

dengan demikian $0,888 \leq T_{\text{Rayleigh}} = 1,3195 \text{ dt} \leq 1,332$, sehingga perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.



Gambar 5.8 Beban gempa bekerja pada portal struktur 5 bentang

5.2 Momen Balok

1. Lantai 1

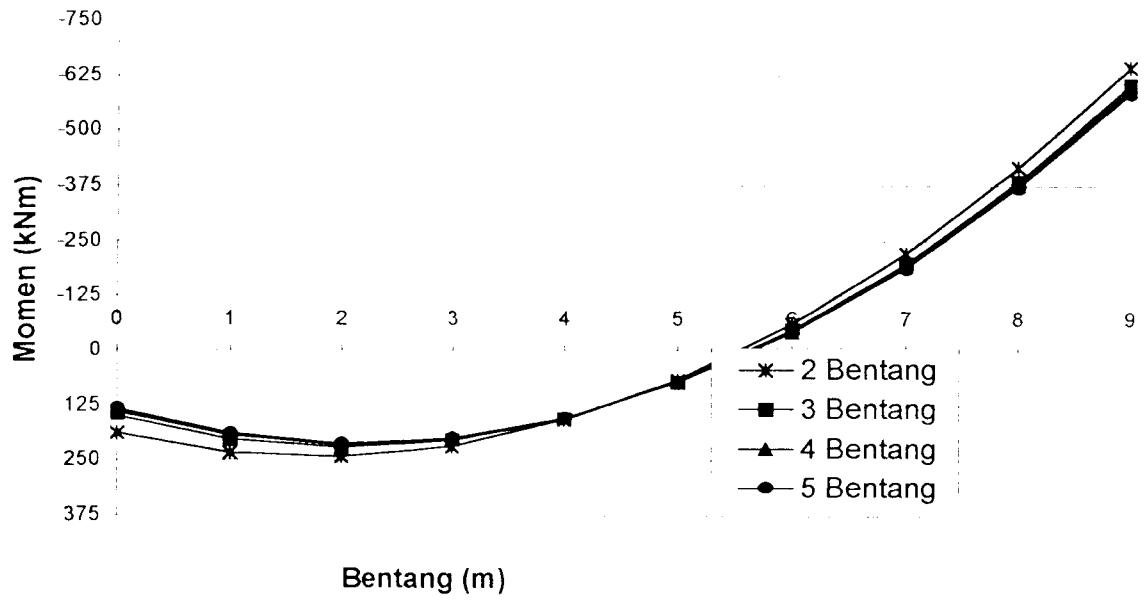
Tabel 5.14 Momen lantai 1 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	189.75	150.17	139.59	133.33
1	233.28	202.53	194.3	189.44
2	242.75	220.82	214.95	211.48
3	218.15	205.05	201.54	199.46
4	159.48	155.21	154.06	153.37
5	66.76	71.31	72.51	73.22
6	-60.03	-46.65	-43.09	-40.99
7	-220.89	-198.68	-192.76	-189.27
8	-415.8	-384.77	-376.5	-371.61
9	-644.78	-604.93	-594.3	-588.02

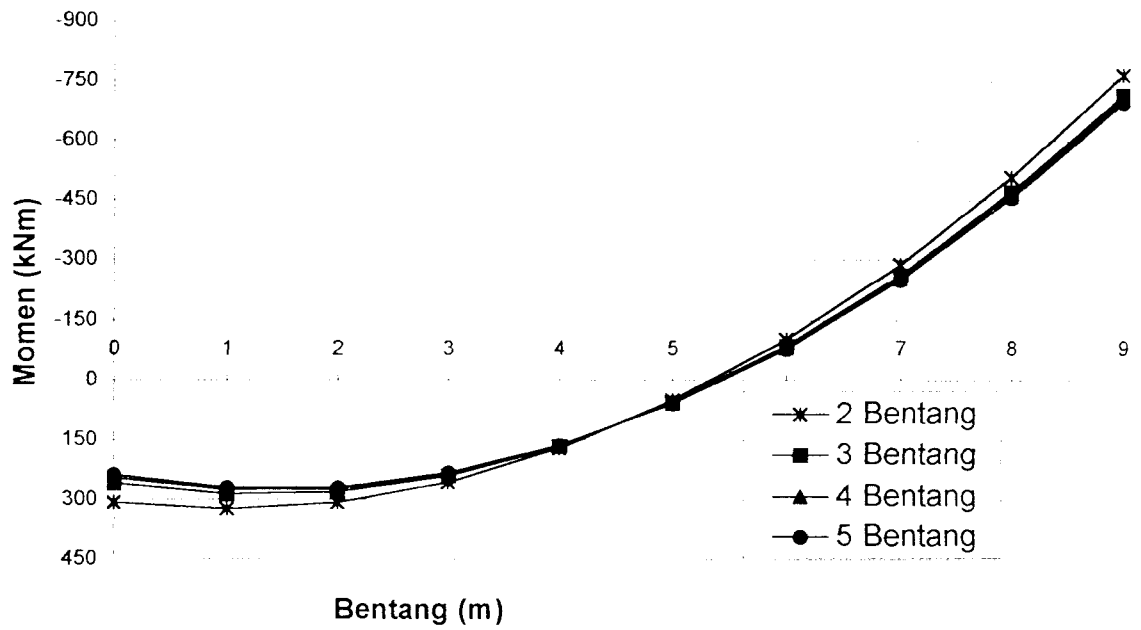
2. Lantai 2

Tabel 5.15 Momen lantai 2 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	308.64	259.50	246.69	239.09
1	325.49	287.30	277.34	271.43
2	308.28	281.03	273.92	269.70
3	257.00	240.69	236.44	233.91
4	171.65	166.30	164.89	164.06
5	52.25	57.83	59.28	60.14
6	-101.22	-84.69	-80.39	-77.84
7	-288.76	-261.28	-254.13	-249.88
8	-510.36	-471.93	-461.93	-455.99
9	-766.02	-716.65	-703.79	-696.16



Gambar 5.9 Diagram momen lantai 1 balok tepi kiri



Gambar 5.10 Diagram momen lantai 2 balok tepi kiri

3. Lantai 3

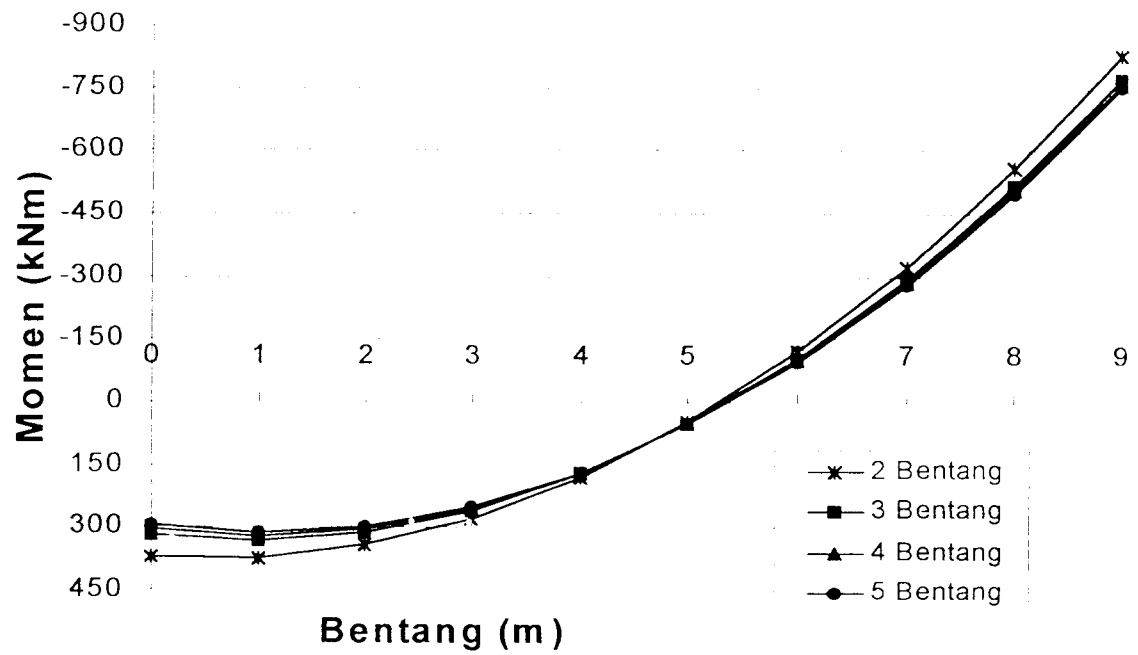
Tabel 5.16 Momen lantai 3 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	369.67	316.11	302.31	294.10
1	372.96	331.34	320.61	314.23
2	342.19	312.51	304.85	300.30
3	277.35	259.61	255.03	252.30
4	178.44	172.65	171.14	170.25
5	45.48	51.62	53.19	54.12
6	-121.55	-103.47	-98.83	-96.06
7	-322.65	-292.62	-284.91	-280.31
8	-557.81	-515.84	-505.05	-498.63
9	-827.03	-773.12	-759.26	-751.01

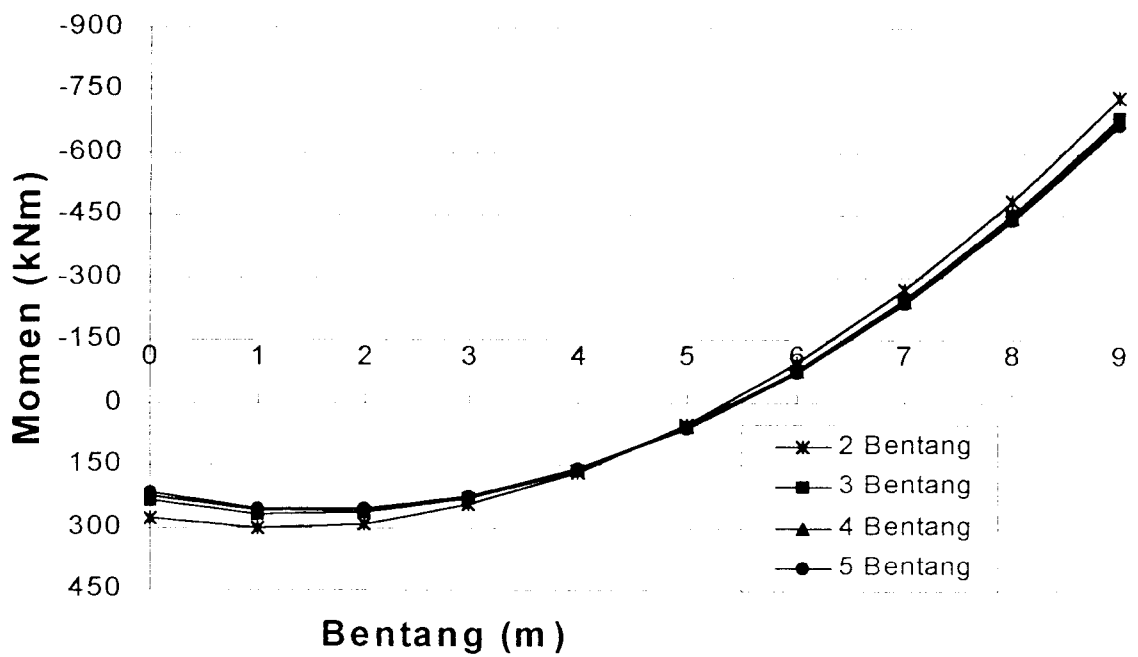
4. Lantai 4

Tabel 5.17 Momen lantai 4 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	280.21	235.22	223.61	216.71
1	302.29	267.32	258.30	252.93
2	290.75	265.80	259.36	255.53
3	245.58	230.65	226.80	224.50
4	166.80	161.88	160.61	159.85
5	54.39	59.49	60.80	61.58
6	-91.65	-76.52	-72.63	-70.31
7	-271.30	-246.16	-239.68	-235.83
8	-484.58	-449.42	-440.36	-434.97
9	-731.48	-686.30	-674.66	-667.73



Gambar 5.11 Diagram momen lantai 3 balok tepi kiri



Gambar 5.12 Diagram momen lantai 4 balok tepi kiri

5. Lantai 5

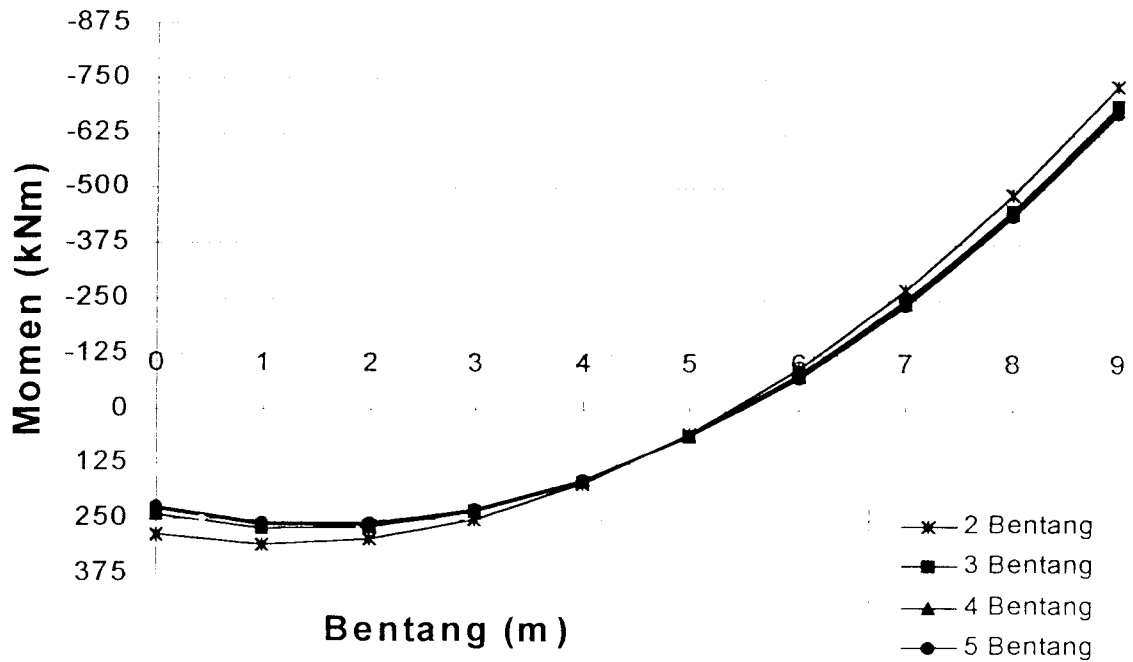
Tabel 5.18 Momen lantai 5 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	285.03	240.09	228.52	221.63
1	306.03	271.09	262.09	256.74
2	293.40	268.47	262.05	258.22
3	247.15	232.22	228.38	226.09
4	167.28	162.36	161.09	160.33
5	53.78	58.87	60.17	60.95
6	-93.34	-78.25	-74.37	-72.06
7	-274.08	-248.98	-242.53	-238.68
8	-488.45	-453.34	-444.31	-438.93
9	-736.43	-691.32	-679.72	-672.81

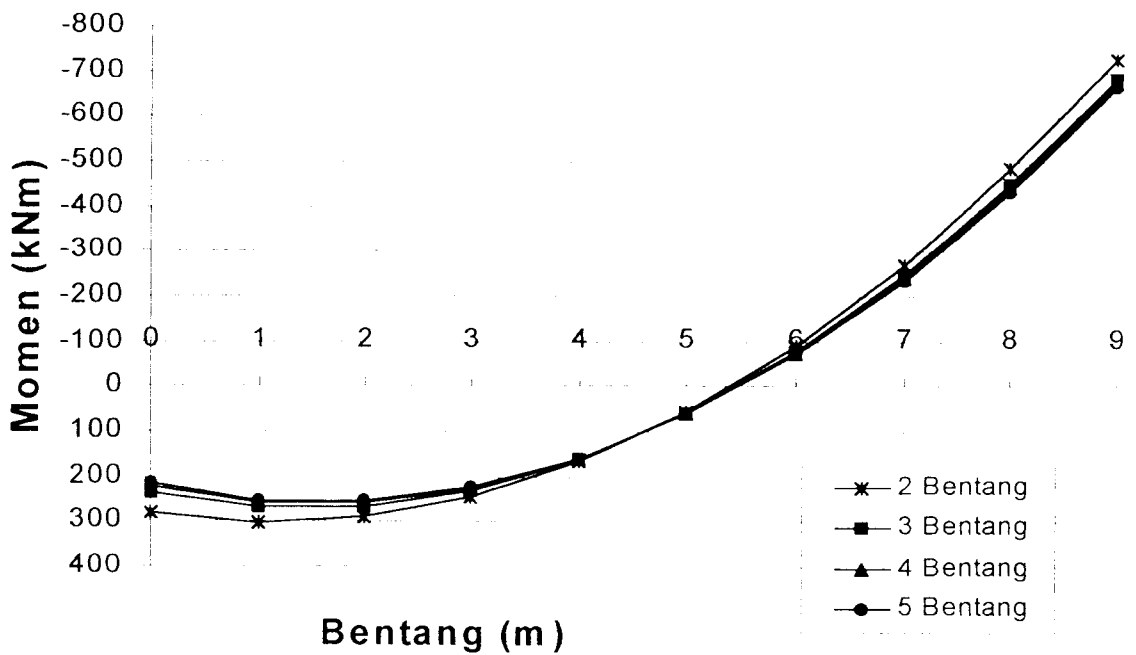
6. Lantai 6

Tabel 5.19 Momen lantai 6 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	279.68	235.02	223.41	216.50
1	301.81	267.12	258.09	252.72
2	290.31	265.59	259.16	255.33
3	245.20	230.44	226.60	224.31
4	166.46	161.67	160.41	159.67
5	54.10	59.27	60.61	61.40
6	-91.89	-76.75	-72.82	-70.49
7	-271.50	-246.39	-239.87	-236.00
8	-484.73	-449.66	-440.55	-435.13
9	-731.58	-686.54	-674.85	-667.89



Gambar 5.13 Diagram momen lantai 5 balok tepi kiri



Gambar 5.14 Diagram momen lantai 6 balok tepi kiri

7. Lantai 7

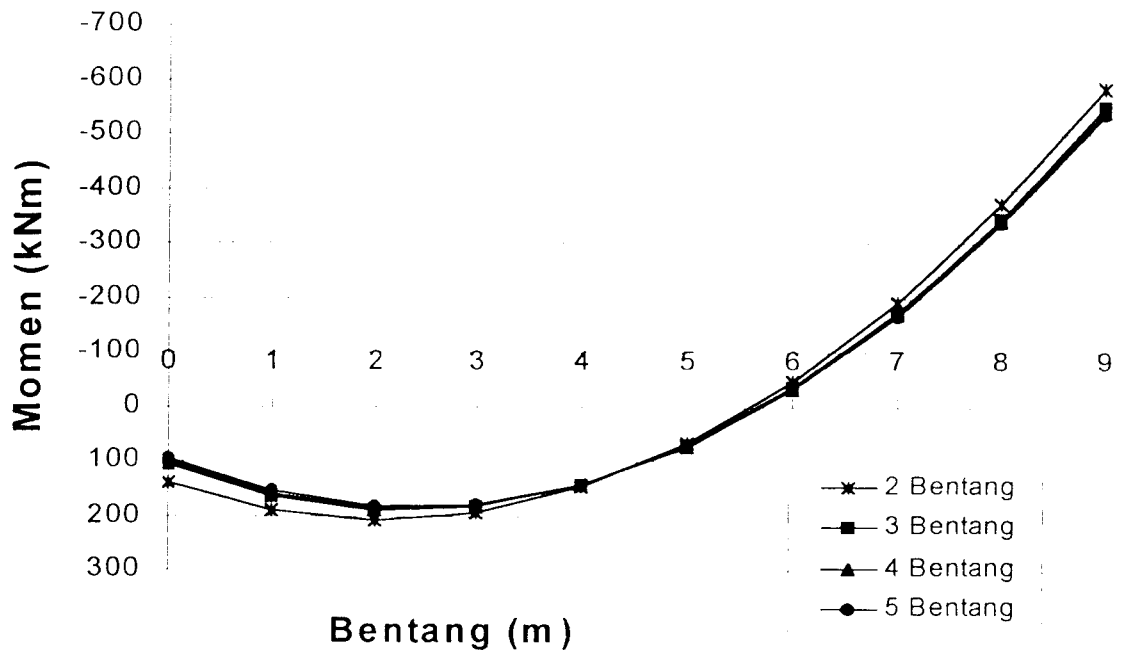
Tabel 5.20 Momen lantai 7 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	141.05	108.48	99.81	94.66
1	192.35	167.05	160.31	156.31
2	210.71	192.67	187.87	185.02
3	196.13	185.36	182.48	180.78
4	148.60	145.10	144.16	143.60
5	68.13	71.89	72.89	73.48
6	-45.28	-34.25	-31.33	-29.59
7	-191.63	-173.34	-168.48	-165.60
8	-370.93	-345.37	-338.58	-334.55
9	-583.17	-550.34	-541.61	-536.44

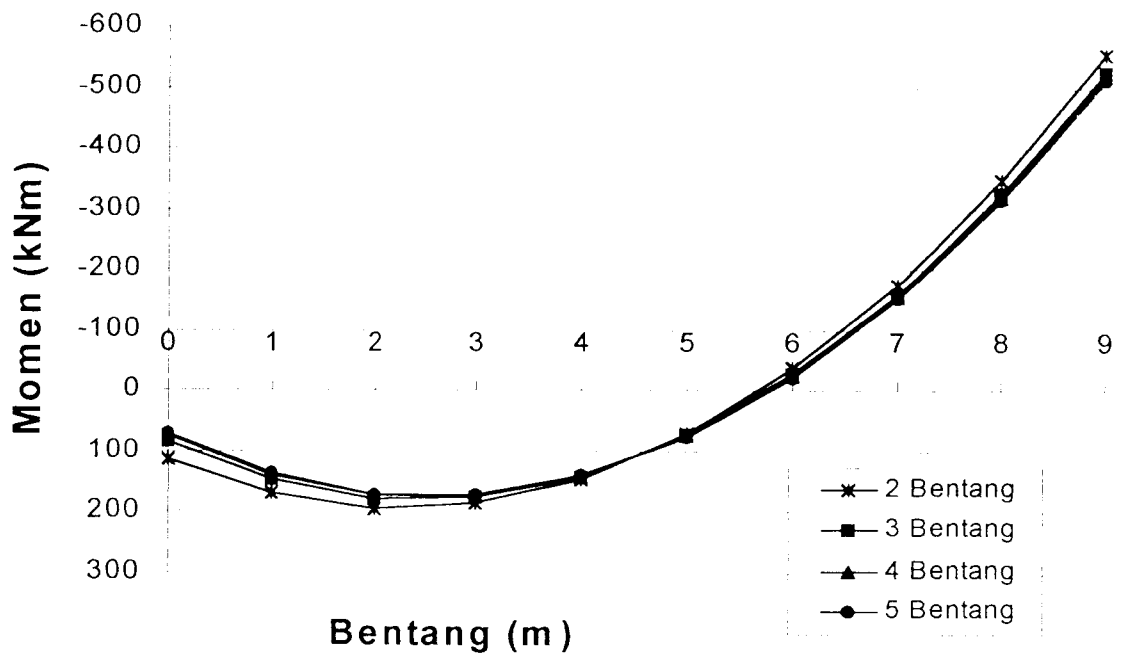
8. Lantai 8

Tabel 5.21 Momen lantai 8 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	112.08	82.49	74.60	69.92
1	169.81	146.82	140.69	137.05
2	194.59	178.20	173.83	171.24
3	186.43	176.64	174.03	172.48
4	145.33	142.14	141.28	140.78
5	71.28	74.69	75.60	76.13
6	-35.71	-25.69	-23.03	-21.45
7	-175.64	-159.02	-154.60	-151.98
8	-348.51	-325.29	-319.12	-315.45
9	-554.32	-524.51	-516.57	-511.86



Gambar 5.15 Diagram momen lantai 7 balok tepi kiri



Gambar 5.16 Diagram momen lantai 8 balok tepi kiri

9. Lantai 9

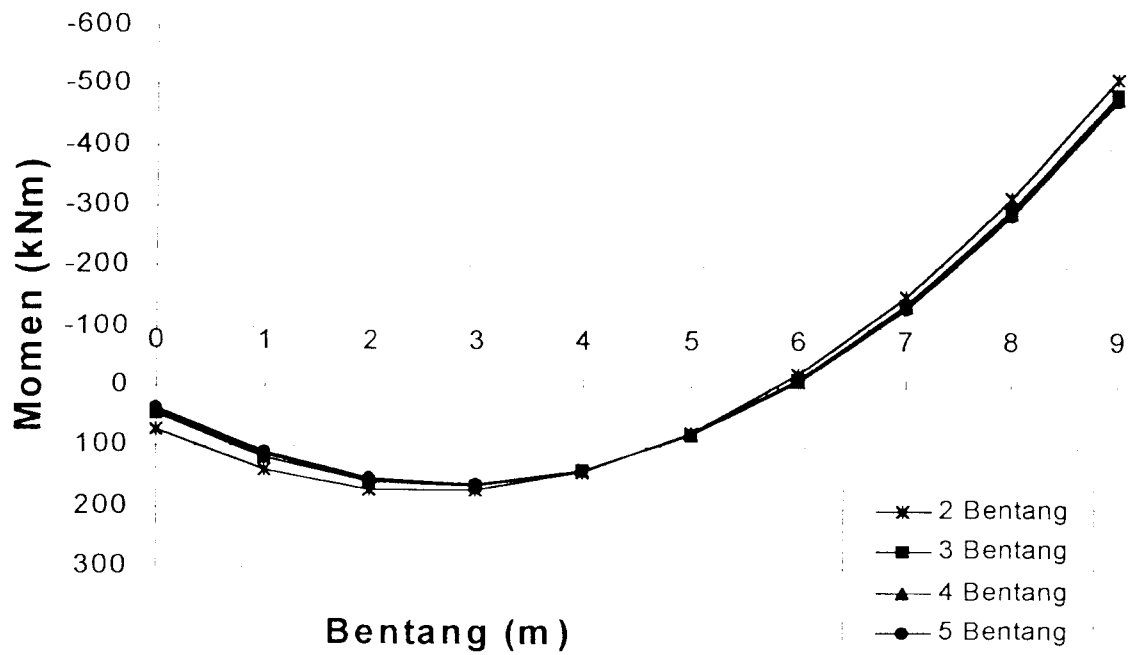
Tabel 5.22 Momen lantai 9 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	71.27	45.89	39.15	35.14
1	138.10	118.39	113.15	110.04
2	171.99	157.94	154.21	151.99
3	172.93	164.56	162.33	161.00
4	140.94	138.23	137.50	137.07
5	76.00	78.96	79.73	80.19
6	-21.88	-13.26	-10.98	-9.62
7	-152.71	-138.41	-134.63	-132.38
8	-316.47	-296.51	-291.22	-288.09
9	-513.18	-487.56	-480.76	-476.73

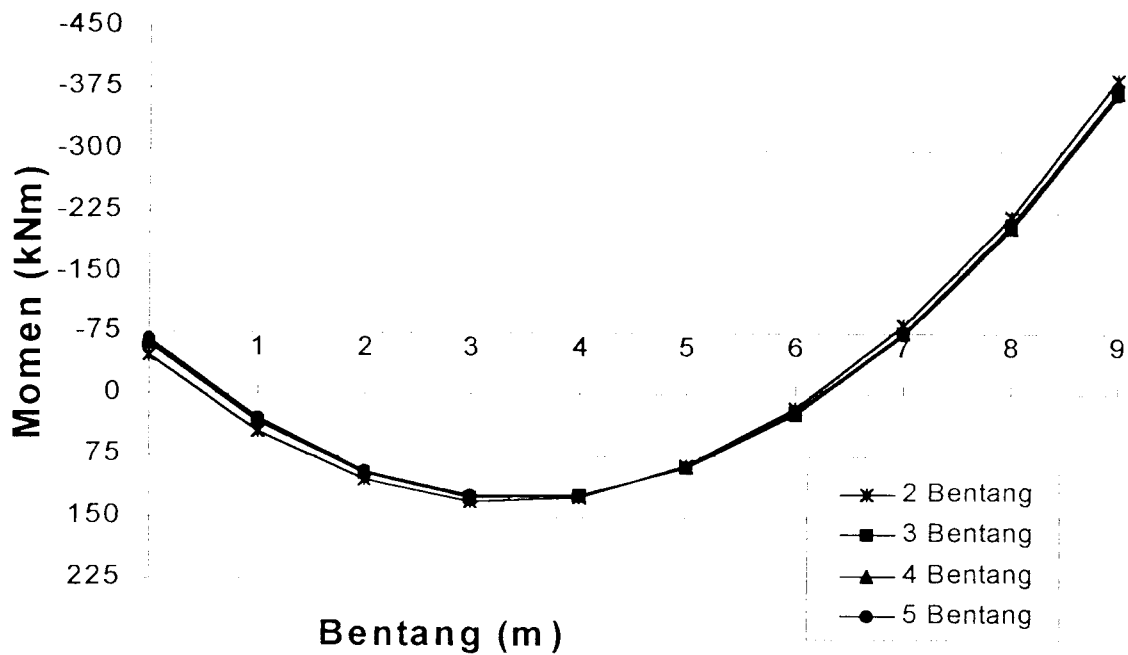
10. Lantai 10

Tabel 5.23 Momen lantai 10 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	-46.33	-60.70	-64.50	-66.75
1	45.09	33.91	30.96	29.21
2	104.18	96.21	94.10	92.85
3	130.94	126.17	124.91	124.16
4	125.38	123.82	123.40	123.15
5	87.49	89.13	89.56	89.82
6	17.28	22.12	23.40	24.16
7	-85.26	-77.21	-75.09	-73.83
8	-220.12	-208.87	-205.90	-204.14
9	-387.31	-372.85	-369.04	-366.78



Gambar 5.17 Diagram momen lantai 9 balok tepi kiri



Gambar 5.18 Diagram momen lantai 10 balok tepi kiri

11. Lantai 11

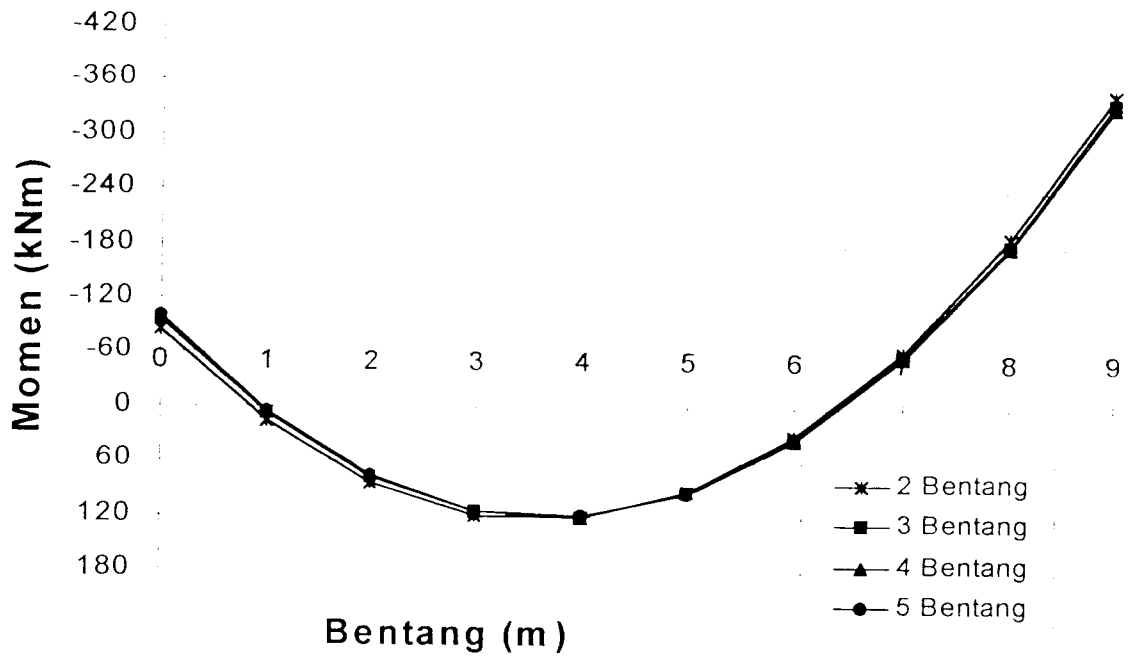
Tabel 5.24 Momen lantai 11 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	-85.18	-95.30	-97.86	-99.39
1	14.91	7.04	5.05	3.86
2	82.67	77.05	75.64	74.79
3	118.10	114.74	113.90	113.39
4	121.21	120.11	119.83	119.66
5	92.00	93.15	93.44	93.61
6	30.45	33.86	34.72	35.24
7	-63.41	-57.75	-56.32	-55.46
8	-189.60	-181.68	-179.68	-178.49
9	-348.12	-337.94	-335.37	-333.84

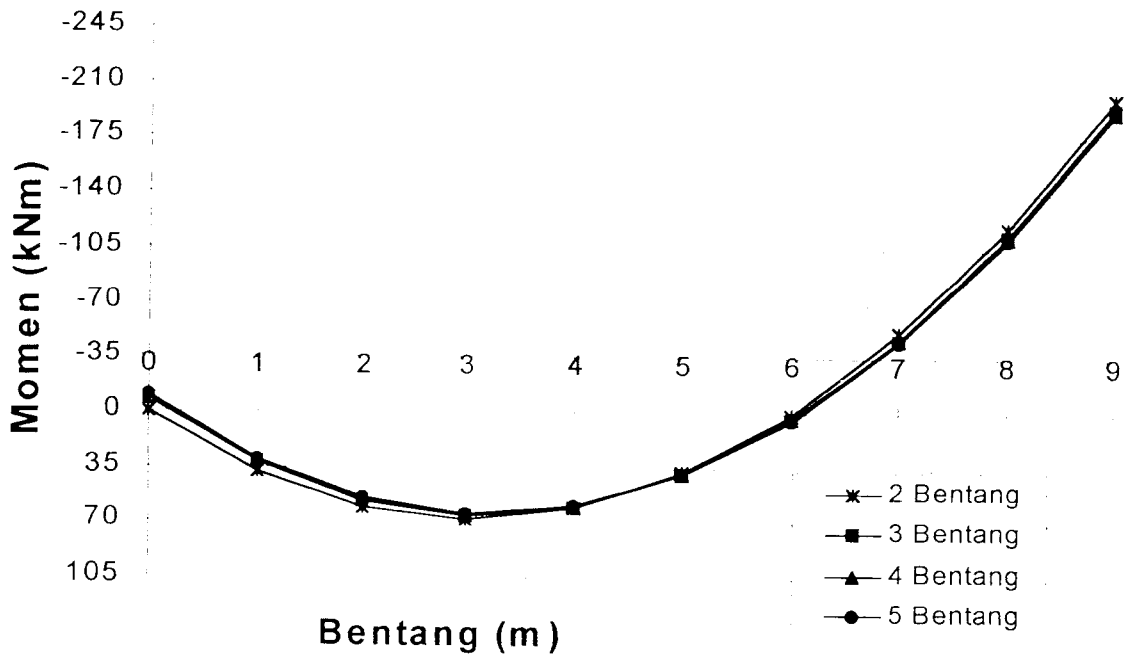
12. Lantai 12

Tabel 5.25 Momen lantai 12 balok tepi kiri

Jarak dari as kolom kiri (m)	Momen Struktur Dengan Jumlah Bentang (kNm)			
	2	3	4	5
0	-0.25	-7.35	-9.03	-10.05
1	37.65	32.15	30.84	30.05
2	60.49	56.58	55.66	55.09
3	68.27	65.96	65.41	65.07
4	60.99	60.27	60.09	59.99
5	38.64	39.52	39.72	39.84
6	1.24	3.71	4.28	4.63
7	-51.23	-47.17	-46.22	-45.64
8	-118.76	-113.10	-111.78	-110.98
9	-201.36	-194.10	-192.40	-191.37



Gambar 5.19 Diagram momen lantai 11 balok tepi kiri



Gambar 5.20 Diagram momen lantai 12 balok tepi kiri

BAB VI

DESAIN STRUKTUR BETON BERTULANG

Desain struktur pada penelitian numeris ini dilakukan dengan menggunakan hasil analisis struktur dari *SAP90* dan dilakukan dengan menggunakan Standar Nasional Indonesia SKSNI T-15-1991-03.

6.1 Desain Balok

6.1.1 Momen Balok

Momen Balok didapatkan dari hasil analisis struktur dengan menggunakan program bantu *SAP90*. Gaya-gaya struktur yang didapat merupakan gaya-gaya struktur yang terjadi pada as kolom yang kemudian dikombinasikan sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 untuk mendapatkan momen rencana balok. Struktur yang didesain adalah struktur 2 bentang dengan panjang bentang dan dimensi balok yang sama. Oleh karenanya perencanaan balok dilakukan hanya pada salah satu balok pada lantai yang sama yaitu balok kiri.

Tabel 6.1 Momen balok

Balok Lantai	Letak	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	
				E Kiri	E Kanan
1	Tump. Ki	-173.560	-59.040	389.700	-389.700
	Lap.	93.580	31.820	-0.880	0.880
	Tump. Ka	-184.900	-62.870	-391.460	391.460
2	Tump. Ki	-178.530	-60.740	508.910	-508.910
	Lap.	92.710	31.530	-0.960	0.960
	Tump. Ka	-181.660	-61.750	-510.830	510.830
3	Tump. Ki	-178.580	-60.780	567.120	-567.120
	Lap.	93.050	31.640	-1.350	1.350
	Tump. Ka	-180.930	-61.480	-569.830	569.830
4	Tump. Ki	-177.270	-61.250	480.890	-480.890
	Lap.	91.220	31.520	-0.800	0.800
	Tump. Ka	-177.390	-61.270	-482.500	482.500
5	Tump. Ki	-178.660	-61.740	487.170	-487.170
	Lap.	91.110	31.480	-0.730	0.730
	Tump. Ka	-176.230	-60.860	-488.620	488.620
6	Tump. Ki	-177.520	-61.370	480.700	-480.700
	Lap.	91.600	31.640	-1.560	1.560
	Tump. Ka	-176.390	-60.900	-483.810	483.810
7	Tump. Ki	-172.180	-60.930	343.070	-343.070
	Lap.	89.260	31.610	-1.100	1.100
	Tump. Ka	-173.280	-61.390	-345.280	345.280
8	Tump. Ki	-173.120	-61.280	316.640	-316.640
	Lap.	89.120	31.560	-0.990	0.990
	Tump. Ka	-172.620	-61.150	-318.620	318.620
9	Tump. Ki	-172.730	-61.150	277.300	-277.300
	Lap.	89.300	31.620	-1.040	1.040
	Tump. Ka	-172.660	-61.160	-279.380	279.380
10	Tump. Ki	-169.370	-61.330	162.050	-162.050
	Lap.	86.720	31.420	-0.350	0.350
	Tump. Ka	-169.280	-61.380	-162.760	162.760
11	Tump. Ki	-169.400	-61.210	125.010	-125.010
	Lap.	86.730	31.460	-0.230	0.230
	Tump. Ka	-169.220	-61.430	-125.470	125.470
12	Tump. Ki	-81.180	-24.870	95.860	-95.860
	Lap.	42.260	12.710	-0.650	0.650
	Tump. Ka	-80.250	-23.930	-97.160	97.160

Keterangan:

1. M_D = momen akibat beban mati
2. M_L = momen akibat beban hidup
3. M_E = momen akibat beban gempa

6.1.2 Momen Rencana Balok

Momen rencana balok diambil pada as kolom, muka kolom, dan muka kolom dengan redistribusi dengan kombinasi momen sesuai dengan SKSNI.

Tabel 6.2.a Kombinasi momen balok kiri di as kolom

Balok Lantai	Letak	$1,2 M_D + 1,6 M_L$ (kNm)	$0,9(M_D \pm M_E)$ (kNm)		$1,05(M_D + M_{Lr} \pm M_E)$ (kNm)	
			E Kiri	E Kanan	E Kiri	E Kanan
1	Tump. Ki	-302.736	194.526	-506.934	189.752	-628.618
	Lap.	163.208	83.430	85.014	117.382	119.230
	Tump. Ka	-322.472	-518.724	185.904	-644.786	177.280
2	Tump. Ki	-311.420	297.342	-618.696	308.633	-760.078
	Lap.	161.700	82.575	84.303	116.201	118.217
	Tump. Ka	-316.792	-623.241	296.253	-766.017	306.726
3	Tump. Ki	-311.544	349.686	-671.130	369.676	-821.276
	Lap.	162.284	82.530	84.960	116.218	119.053
	Tump. Ka	-315.484	-675.684	350.010	-827.030	369.613
4	Tump. Ki	-310.724	273.258	-592.344	280.214	-729.656
	Lap.	159.896	81.378	82.818	114.799	116.479
	Tump. Ka	-310.900	-593.901	274.599	-731.485	281.765
5	Tump. Ki	-313.176	277.659	-599.247	285.039	-738.018
	Lap.	159.700	81.342	82.656	114.731	116.264
	Tump. Ka	-308.852	-598.365	281.151	-736.434	289.668
6	Tump. Ki	-311.216	272.862	-592.398	279.676	-729.794
	Lap.	160.544	81.036	83.844	114.475	117.751
	Tump. Ka	-309.108	-594.180	276.678	-731.577	284.424
7	Tump. Ki	-304.104	153.801	-463.725	141.049	-579.398
	Lap.	157.688	79.344	81.324	112.482	114.792
	Tump. Ka	-306.160	-466.704	154.800	-583.164	141.924
8	Tump. Ki	-305.792	129.168	-440.784	112.090	-552.854
	Lap.	157.440	79.317	81.099	112.419	114.498
	Tump. Ka	-304.984	-442.116	131.400	-554.327	114.776
9	Tump. Ki	-305.116	94.113	-405.027	71.274	-511.056
	Lap.	157.752	79.434	81.306	112.594	114.778
	Tump. Ka	-305.048	-406.836	96.048	-513.173	73.525
10	Tump. Ki	-301.372	-6.588	-298.278	-46.324	-386.629
	Lap.	154.336	77.733	78.363	110.483	111.218
	Tump. Ka	-301.344	-298.836	-5.868	-387.311	-45.515
11	Tump. Ki	-301.216	-39.951	-264.969	-85.172	-347.693
	Lap.	154.412	77.850	78.264	110.645	111.128
	Tump. Ka	-301.352	-265.221	-39.375	-348.125	-84.638
12	Tump. Ki	-137.208	13.212	-159.336	-0.254	-201.560
	Lap.	71.048	37.449	38.619	51.698	53.063
	Tump. Ka	-134.588	-159.669	15.219	-201.356	2.680

Tabel 6.2.b Kombinasi momen balok kiri di muka kolom

Balok Lantai	Letak	$1,2 M_D + 1,6 M_L$ (kNm)	$0,9(M_D \pm M_E)$ (kNm)		$1,05(M_D + M_{Lr} \pm M_L)$ (kNm)	
			E Kiri	E Kanan	E Kiri	E Kanan
1	Tump. Ki	-280.872	180.477	-470.322	176.048	-583.218
	Lap.	163.208	83.430	85.014	117.382	119.230
	Tump. Ka	-290.225	-466.852	167.314	-580.307	159.552
2	Tump. Ki	-288.929	275.867	-574.012	286.343	-705.183
	Lap.	161.700	82.575	84.303	116.201	118.217
	Tump. Ka	-285.113	-560.917	266.628	-689.415	276.053
3	Tump. Ki	-289.044	324.431	-622.660	342.977	-761.962
	Lap.	162.284	82.530	84.960	116.218	119.053
	Tump. Ka	-283.936	-608.116	315.009	-744.327	332.652
4	Tump. Ki	-288.283	253.523	-549.564	259.976	-676.959
	Lap.	159.896	81.378	82.818	114.799	116.479
	Tump. Ka	-279.810	-534.511	247.139	-658.337	253.589
5	Tump. Ki	-290.558	257.606	-555.968	264.453	-684.717
	Lap.	159.700	81.342	82.656	114.731	116.264
	Tump. Ka	-277.967	-538.529	253.036	-662.791	260.701
6	Tump. Ki	-288.739	253.155	-549.614	259.477	-677.087
	Lap.	160.544	81.036	83.844	114.475	117.751
	Tump. Ka	-278.197	-534.762	249.010	-658.419	255.982
7	Tump. Ki	-285.520	144.402	-435.386	132.429	-543.990
	Lap.	157.688	79.344	81.324	112.482	114.792
	Tump. Ka	-278.946	-425.219	141.040	-531.327	129.309
8	Tump. Ki	-287.105	121.274	-413.847	105.240	-519.068
	Lap.	157.440	79.317	81.099	112.419	114.498
	Tump. Ka	-277.874	-402.817	119.720	-505.053	104.574
9	Tump. Ki	-286.470	88.362	-380.275	66.918	-479.825
	Lap.	157.752	79.434	81.306	112.594	114.778
	Tump. Ka	-277.933	-370.673	87.510	-467.558	66.989
10	Tump. Ki	-282.955	-6.185	-280.050	-43.493	-363.002
	Lap.	154.336	77.733	78.363	110.483	111.218
	Tump. Ka	-274.558	-272.273	-5.346	-352.883	-41.469
11	Tump. Ki	-282.808	-37.510	-248.776	-79.967	-326.445
	Lap.	154.412	77.850	78.264	110.645	111.128
	Tump. Ka	-274.565	-241.646	-35.875	-317.181	-77.115
12	Tump. Ki	-128.823	12.405	-149.599	-0.238	-189.242
	Lap.	71.048	37.449	38.619	51.698	53.063
	Tump. Ka	-122.625	-145.476	13.866	-183.458	2.442

Keterangan:

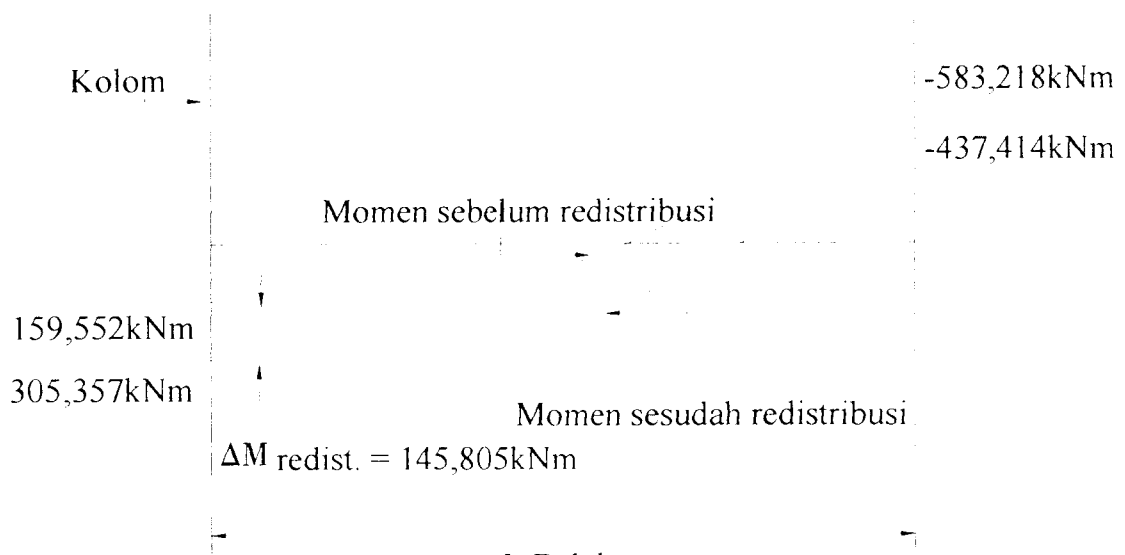
1. M_D = momen akibat beban mati
2. M_L = momen akibat beban hidup

3. M_{lr} = momen akibat beban hidup tereduksi
4. M_E = momen akibat beban gempa

Contoh hitungan momen rencana balok dengan menggunakan redistribusi momen di muka kolom pada elemen 37 (balok kiri lantai 1).

$$\begin{aligned}
 M^- &= 583,218 \text{ kNm} && \text{dipakai,} \\
 M^+ &= 159,552 \text{ kNm} && M^- \text{red.mak} = 583,218 \cdot 25\% = 145,805 \text{ kNm} \\
 M &= \frac{583,218 + 159,552}{2} = 371,385 \text{ kNm} && M^+ \text{red} = 305,357 \text{ kNm} \\
 M^- - M &= 583,218 - 371,385 = 211,833 \text{ kNm} && M^- \text{red} = 437,414 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama pada semua balok, akan didapatkan momen rencana balok dengan redistribusi yang ditunjukkan dalam tabel berikut.



Gambar 6.1 Redistribusi momen

Tabel 6.2.c Kombinasi momen balok kiri di muka kolom dengan redistribusi

Balok Lantai	Letak	$1,2 M_D + 1,6 M_L$ (kNm)	$0,9(M_D \pm M_E)$ (kNm)		$1,05(M_D + M_{Lr} \pm M_E)$ (kNm)	
			E Kiri	E Kanan	E Kiri	E Kanan
1	Tump. Ki	-280.872	297.190	-352.742	321.125	-437.414
	Lap.	163.208	200.143	202.595	262.459	265.035
	Tump. Ka	-290.225	-350.139	284.895	-435.230	305.357
2	Tump. Ki	-288.929	416.096	-430.509	458.697	-528.887
	Lap.	161.700	222.804	227.806	288.555	294.513
	Tump. Ka	-285.113	-420.688	410.131	-517.061	452.349
3	Tump. Ki	-289.044	466.274	-468.863	529.059	-571.472
	Lap.	162.284	224.373	238.757	302.300	309.544
	Tump. Ka	-283.936	-466.274	468.806	-558.245	523.143
4	Tump. Ki	-288.283	387.151	-412.173	424.560	-507.719
	Lap.	159.896	215.006	220.209	279.383	285.719
	Tump. Ka	-279.810	-400.883	384.530	-493.753	422.829
5	Tump. Ki	-290.558	392.238	-416.976	430.151	-513.538
	Lap.	159.700	215.974	221.648	280.429	287.443
	Tump. Ka	-277.967	-403.897	392.028	-497.093	431.880
6	Tump. Ki	-288.739	386.846	-412.211	424.082	-507.815
	Lap.	160.544	214.727	221.248	279.080	287.023
	Tump. Ka	-278.197	-401.072	386.414	-493.814	425.254
7	Tump. Ki	-285.520	250.707	-326.540	265.261	-407.993
	Lap.	157.688	185.649	190.171	245.314	250.790
	Tump. Ka	-278.946	-318.914	249.887	-398.495	265.307
8	Tump. Ki	-287.105	221.978	-310.385	231.503	-389.301
	Lap.	157.440	180.021	184.561	238.682	244.265
	Tump. Ka	-277.874	-302.113	223.182	-378.790	234.341
9	Tump. Ki	-286.470	181.030	-285.206	183.808	-359.869
	Lap.	157.752	172.102	176.375	229.484	234.734
	Tump. Ka	-277.933	-278.005	182.579	-350.669	186.945
10	Tump. Ki	-282.955	61.883	-210.038	44.728	-272.252
	Lap.	154.336	145.801	148.376	198.704	201.969
	Tump. Ka	-274.558	-204.205	64.667	-264.662	49.282
11	Tump. Ki	-282.808	22.902	-186.582	-0.672	-244.834
	Lap.	154.412	138.262	140.458	189.940	192.739
	Tump. Ka	-274.565	-181.235	26.319	-237.886	4.496
12	Tump. Ki	-128.823	48.774	-112.199	45.627	-141.932
	Lap.	71.048	73.818	76.019	97.563	100.374
	Tump. Ka	-122.625	-109.107	51.266	-137.594	49.753

6.1.3 Penulangan Balok

Penulangan balok dilakukan dengan menggunakan momen terbesar dari kombinasi momen balok dengan redistribusi pada balok yang ditinjau. Sebagai contoh hitungan digunakan balok lantai 1.

Contoh hitungan ditinjau pada balok kiri lantai 1, dengan kombinasi momen pada as kolom.

$$Mu = 827,030kNm$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 0,032$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$k \text{ maksimum} = 7,89$$

$$MR_{maks} = \Phi \cdot b \cdot d^2 \cdot k = 0,8 \cdot 350 \cdot 515^2 \cdot 7,8 = 585,935kNm$$

< dari $Mu = 827,030kNm$, sehingga perlu tulangan rangkap

$$d = h - 85 = 600 - 85 = 515mm$$

digunakan $\rho = 0,9 \cdot \rho_{maks} = 0,9 \cdot 0,0244 = 0,0219$ didapat $k = 7,251$

$$MR_1 = 0,8 \cdot 350 \cdot 515^2 \cdot 7,251 = 585,638kNm$$

$$As_1 = 0,0219 \cdot 350 \cdot 515 = 3954,234mm^2$$

$$MR_2 \text{ perlu} = 827,030 - 585,638 = 288,564kNm$$

$$a = \frac{Asl \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{3954,234 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 350} = 177,221$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{177,221}{0,85} = 208,495$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 0,003 = \frac{208,495 - 85}{208,495} \cdot 0,003 = 0,00199 < \epsilon_y = 0,002, \text{ dengan demikian}$$

tulangan tekan belum luluh.

$$fs' = \epsilon_s' \cdot fy = 0,0199 \cdot 400 = 398,556 \text{ MPa}$$

$$As' \text{ perlu} = \frac{288564}{0,8(515 - 70) \cdot 398,556} = 2033,773 \text{ mm}^2$$

$$Astotal = 3954,234 + 2033,773 = 5988,007 \text{ mm}$$

$$As' \text{ perlu} = 2033,773 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan:

Tulangan atas 13D25

Tulangan bawah 7D25

6.1.4 Momen Nominal Aktual

Momen nominal aktual adalah momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan sebenarnya pada penampang balok yang ditinjau. Sebagai contoh hitungan diberikan di bawah ini yang merupakan hitungan pada balok lantai 1.

1. Momen nominal aktual negatif.

$$A_s = 131225 = 6381,7 \text{ mm}^2; A_s' = 71225 = 3436,3 \text{ mm}^2;$$

$$d = 519 \text{ mm}; d' = 70 \text{ mm}$$

Dianggap tulangan tarik dan tekan telah luluh.

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{(6381,7 - 3436,3) \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 350} = 132,007 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{132,007}{0,85} = 155,302 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{c - d'}{c} \cdot (0,003) = \frac{155,302 - 70}{155,302} \cdot (0,003) = 0,00165 < \epsilon_y = 0,002$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} = \frac{519 - 155,302}{155,302} \cdot 0,003 = 0,00703 > \epsilon_y = 0,002$$

Karena $\epsilon_{s'} < \epsilon_y$ sedangkan $\epsilon_s > \epsilon_y$, maka tulangan tarik telah luluh sedangkan tulangan tekan belum, dengan demikian anggapan awal tidak benar. Oleh karena itu maka jarak garis netral terhadap serat terluar dicari dengan persamaan berikut.

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

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 400 \cdot 0,85) c^2 + (600 \cdot 3436,3 - 6381,7 \cdot 400) c - 600 \cdot 70 \cdot 3436,3 = 0$$

$$c^2 - 64,709 c + 19024,498 = 0$$

Didapat $c = 174,028 \text{ mm}$.

$$a = \beta \cdot c = 0,85 \cdot 174,028 = 147,924 \text{ mm}$$

$$N d_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{1}{2} \cdot a)$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 147,924 \cdot 400 \cdot (725,57 - \frac{1}{2} \cdot 147,924)$$

$$= 587,548 \text{ kNm}$$

$$f_s = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 = \frac{174,028 - 70}{174,028} \cdot 600 = 358,66 \text{ MPa}$$

$$Nd_2 = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d')$$

$$= 3436,3 \cdot 358,66 (519 - 70)$$

$$= 553,375 \text{ kNm}$$

$$M_{nak} = Nd_1 + Nd_2$$

$$= 587,548 + 553,375 = 1140,923 \text{ kNm}$$

2. Momen nominal aktual positif.

Pada perhitungan momen nominal aktual positif, digunakan asumsi balok T.

Tulangan atas = 13D25 = 6381,7 mm².

Tulangan bawah = 7D25 = 3436,3 mm².

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{6381,7}{3436,3} = 1,86 \text{ diambil } \frac{\rho'}{\rho} = 1$$

lebar efektif balok ditentukan dengan menentukan nilai terkecil dari:

- $\frac{1}{4}$ panjang bentang balok = $\frac{1}{4} \cdot 9000 = 2250 \text{ mm}$.
- $B_w + 16 h_f = 350 + 16 \cdot 120 = 2270 \text{ mm}$.
- Jarak antar balok = 4000 mm.

Digunakan lebar efektif balok = 2250 mm.

$$d = h - 70 = 530 \text{ mm}, h_f = 120 \text{ mm}$$

$$Mu^+ = 369,676 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= 0,8 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot hf \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot hf\right) \\
 &= 0,8 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 2250 \cdot 120 \cdot \left(530 - \frac{1}{2} \cdot 120\right) = 2588,760 \text{ kNm} > Mu^+
 \end{aligned}$$

dengan demikian balok T diperhitungkan sebagai balok persegi dengan lebar

$$b = 2250 \text{ mm.}$$

$$\rho = \frac{3436,3}{530 \cdot 2250} = 0,00280$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{1 - \{1 - (m \cdot \rho)^2\}}{2 \cdot m} \cdot f_y \\
 &= \frac{1 - \{1 - (15,68 \cdot 0,00280)^2\}}{2 \cdot 15,68} \cdot 400
 \end{aligned}$$

$$= 1,1170$$

$$M_n = R_n \cdot b \cdot d^2$$

$$= 1,1170 \cdot 2250 \cdot 530^2$$

$$= 712,183 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama pada semua balok akan didapatkan jumlah penulangan dan diameter baja terpakai yang ditunjukkan pada tabel berikut ini.

Tabel 6.3.a Tulangan balok terpakai dan momen nominal aktual dengan kombinasi momen di as kolom

Balok Lantai	Letak	As Perlu (mm ²)	Tul. Dipakai	As Aktual (mm ²)	Mnak (kNm)	
					Mnak -	Mnak +
1	Tump. Ki	5988.007	13D25	6381.700	1140.923	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2033.773	7D25	3436.300		712.183
2	Tump. Ki	5988.007	13D25	6381.700	1140.923	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2033.773	7D25	3436.300		712.183
3	Tump. Ki	5988.007	13D25	6381.700	1140.923	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2033.773	7D25	3436.300		712.183
4	Tump. Ki	6081.121	13D25	6381.700	1013.289	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2510.792	7D25	3436.300		643.457
5	Tump. Ki	6081.121	13D25	6381.700	1013.289	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2510.792	7D25	3436.300		643.457
6	Tump. Ki	6081.121	13D25	6381.700	1013.289	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2510.792	7D25	3436.300		643.457
7	Tump. Ki	5634.521	12D25	5890.800	810.439	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2675.700	6D25	2945.400		488.600
8	Tump. Ki	5634.521	12D25	5890.800	810.439	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2675.700	6D25	2945.400		488.600
9	Tump. Ki	5634.521	12D25	5890.800	810.439	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2675.700	6D25	2945.400		488.600
10	Tump. Ki	4488.440	10D25	4909.000	583.194	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2086.284	5D25	2454.500		361.628
11	Tump. Ki	4488.440	10D25	4909.000	583.194	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2086.284	5D25	2454.500		361.628
12	Tump. Ki	4488.440	10D25	4909.000	583.194	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2086.284	5D25	2454.500		361.628

Tabel 6.3.b Tulangan balok terpakai dan momen nominal aktual dengan kombinasi momen di muka kolom

Balok Lantai	Letak	As Perlu (mm ²)	Tul. Dipakai	As Aktual (mm ²)	Mnak (kNm)	
					Mnak -	Mnak +
1	Tump. Ki	5529.413	12D25	5890.800	1050.851	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	1575.179	6D25	2945.400		606.549
2	Tump. Ki	5529.413	12D25	5890.800	1050.851	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	1575.179	6D25	2945.400		606.549
3	Tump. Ki	5529.413	12D25	5890.800	1050.851	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	1575.179	6D25	2945.400		606.549
4	Tump. Ki	5633.585	12D25	5890.800	933.035	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2063.257	6D25	2945.400		547.641
5	Tump. Ki	5633.585	12D25	5890.800	933.035	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2063.257	6D25	2945.400		547.641
6	Tump. Ki	5633.585	12D25	5890.800	933.035	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2063.257	6D25	2945.400		547.641
7	Tump. Ki	5229.011	11D25	5399.900	755.999	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2270.190	6D25	2945.400		488.600
8	Tump. Ki	5229.011	11D25	5399.900	755.999	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2270.190	6D25	2945.400		488.600
9	Tump. Ki	5229.011	11D25	5399.900	755.999	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	2270.190	6D25	2945.400		488.600
10	Tump. Ki	4162.241	9D25	4418.100	543.330	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	1760.084	5D25	2454.500		361.628
11	Tump. Ki	4162.241	9D25	4418.100	543.330	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	1760.084	5D25	2454.500		361.628
12	Tump. Ki	4162.241	9D25	4418.100	543.330	
	Lap.		4D25	1963.600		
	Tump. Ka	1760.084	5D25	2454.500		361.628

Tabel 6.3.c Tulangan balok terpakai dan momen nominal aktual dengan kombinasi momen di muka kolom dengan redistribusi

Balok Lantai	Letak	As Perlu (mm ²)	Tul. Dipakai	As Aktual (mm ²)	Mnak (kNm)	
					Mnak -	Mnak +
1	Tump. Ki	4186.857	9D25	4418.100	838.171	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	232.622	5D25	2454.500		712.183
2	Tump. Ki	4186.857	9D25	4418.100	838.171	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	232.622	5D25	2454.500		712.183
3	Tump. Ki	4186.857	9D25	4418.100	838.171	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	232.622	5D25	2454.500		712.183
4	Tump. Ki	4196.302	9D25	4418.100	738.684	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	625.974	5D25	2454.500		547.641
5	Tump. Ki	4196.302	9D25	4418.100	738.684	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	625.974	5D25	2454.500		547.641
6	Tump. Ki	4196.302	9D25	4418.100	738.684	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	625.974	5D25	2454.500		547.641
7	Tump. Ki	3821.236	8D25	3927.200	547.283	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	862.416	4D25	1963.600		337.851
8	Tump. Ki	3821.236	8D25	3927.200	547.283	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	862.416	4D25	1963.600		337.851
9	Tump. Ki	3821.236	8D25	3927.200	547.283	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	862.416	4D25	1963.600		337.851
10	Tump. Ki	2944.479	6D25	2945.400	377.469	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	542.322	3D25	1472.700		224.910
11	Tump. Ki	2944.479	6D25	2945.400	377.469	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	542.322	3D25	1472.700		224.910
12	Tump. Ki	2944.479	6D25	2945.400	377.469	
	Lap.		5D25	2454.500		
	Tump. Ka	542.322	3D25	1472.700		224.910

6.1.5 Desain Senggang Balok

1. Momen Kapasitas Balok.

Momen kapasitas balok adalah kuat momen nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau yang dikalikan dengan nilai tertentu. Nilai momen kapasitas didapat dari rumusan berikut:

$$M_{kap} = \Phi \cdot M_{nak} \quad (6.1)$$

Dimana $\Phi = 1,25$ untuk $f_y \leq 400$ MPa.

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada elemen balok lantai 1, di bawah ini:

$$M_{nak}^- = 1140,923 \text{ kNm}; M_{kap}^- = 1,25 \cdot 1140,923 = 1426,154 \text{ kNm}$$

$$M_{nak}^+ = 712,183 \text{ kNm}; M_{kap}^+ = 1,25 \cdot 712,183 = 890,229 \text{ kNm}$$

2. Gaya Geser Rencana Balok.

Gaya geser rencana balok didapatkan dari nilai terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{u,b} = 0,70 \cdot \frac{M_{kap} + M_{kap}'}{l_n} + 1,05 \cdot V_g \quad (6.2)$$

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} \cdot V_{E,b}) \quad (6.3)$$

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada elemen balok lantai 1, di bawah ini:

$$M_{kap}^- = 1426,154 \text{ kNm}; M_{kap}^+ = 890,229 \text{ kNm}$$

$$V_D = 122,510 \text{ kN}; V_L = 41,660 \text{ kN}; V_E = 86,8 \text{ kN}$$

$$l_n = 8,23 \text{ m}$$

$$V_{u,b.1} = 0,70 \cdot \frac{1426,154 + 890,229}{8,23} + 1,05 \cdot 164,17 = 369,517kN$$

$$V_{u,b.2} = 1,05 \cdot (122,510 + 41,660 + \frac{4}{1} \cdot 86,8) = 536,939kN$$

Dipakai $V_{u,b} = 369,517kN$.

Dengan cara yang sama didapat gaya geser terpakai dari semua balok yang ditunjukkan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 6.4.a Gaya geser balok dengan kombinasi momen di as kolom

Balok Lantai	Mkap (kNm)		Ln (m)	V_D (kN)	V_I (kN)	$1,05V_g$ (kN)	V_F (kN)	$V_{u,b.1}$ (kN)	$V_{u,b.2}$ (kN)	$V_{u,b}$ terpakai (kN)
	Mkap -	Mkap +								
1	1426.154	890.229	8.23	122.510	41.660	172.379	86.800	369.517	536.939	369.517
2	1426.154	890.229	8.23	121.600	41.350	171.098	113.300	368.236	646.958	368.236
3	1426.154	890.229	8.23	121.510	41.310	170.961	126.330	368.100	701.547	368.100
4	1266.611	804.321	8.23	119.370	41.240	168.641	107.040	344.890	618.209	344.890
5	1266.611	804.321	8.23	119.630	41.330	169.008	108.420	345.258	624.372	345.258
6	1266.611	804.321	8.23	119.480	41.290	168.809	107.170	345.058	618.923	345.058
7	1013.049	610.750	8.33	116.570	41.280	165.743	76.480	302.278	486.959	302.278
8	1013.049	610.750	8.33	116.500	41.250	165.638	70.580	302.173	462.074	302.173
9	1013.049	610.750	8.33	116.450	41.240	165.575	61.850	302.110	425.345	302.110
10	728.993	452.035	8.33	113.810	41.240	162.803	36.090	262.108	314.381	262.108
11	728.993	452.035	8.33	113.820	41.260	162.834	27.830	262.140	279.720	262.140
12	728.993	452.035	8.33	54.760	16.600	74.928	21.450	174.234	165.018	165.396

Tabel 6.4.b Gaya geser balok dengan kombinasi momen di muka kolom

Balok Lantai	M _{kap} (kNm)		L _n (m)	V _D (kN)	V _L (kN)	1,05V _g (kN)	V _E (kN)	V _{u.b.1} (kN)	V _{u.b.2} (kN)	V _{u.b} terpakai (kN)
	M _{kap} -	M _{kap} +								
1	1313.564	758.186	8.23	122.510	41.660	172.379	86.800	348.698	536.939	348.698
2	1313.564	758.186	8.23	121.600	41.350	171.098	113.300	347.417	646.958	347.417
3	1313.564	758.186	8.23	121.510	41.310	170.961	126.330	347.280	701.547	347.280
4	1166.294	684.551	8.23	119.370	41.240	168.641	107.040	326.159	618.209	326.159
5	1166.294	684.551	8.23	119.630	41.330	169.008	108.420	326.527	624.372	326.527
6	1166.294	684.551	8.23	119.480	41.290	168.809	107.170	326.327	618.923	326.327
7	944.999	610.750	8.33	116.570	41.280	165.743	76.480	296.556	486.959	296.556
8	944.999	610.750	8.33	116.500	41.250	165.638	70.580	296.451	462.074	296.451
9	944.999	610.750	8.33	116.450	41.240	165.575	61.850	296.388	425.345	296.388
10	679.163	452.035	8.33	113.810	41.240	162.803	36.090	257.918	314.381	257.918
11	679.163	452.035	8.33	113.820	41.260	162.834	27.830	257.950	279.720	257.950
12	679.163	452.035	8.33	54.760	16.600	74.928	21.450	170.044	165.018	165.396

Tabel 6.4.c Gaya geser balok dengan kombinasi momen di muka kolom dengan redistribusi

Balok Lantai	M _{kap} (kNm)		L _n (m)	V _D (kN)	V _L (kN)	1,05V _g (kN)	V _E (kN)	V _{u.b.1} (kN)	V _{u.b.2} (kN)	V _{u.b} terpakai (kN)
	M _{kap} -	M _{kap} +								
1	1047.714	890.229	8.23	122.510	41.660	172.379	86.800	337.310	536.939	337.310
2	1047.714	890.229	8.23	121.600	41.350	171.098	113.300	336.029	646.958	336.029
3	1047.714	890.229	8.23	121.510	41.310	170.961	126.330	335.892	701.547	335.892
4	923.355	684.551	8.23	119.370	41.240	168.641	107.040	305.484	618.209	305.484
5	923.355	684.551	8.23	119.630	41.330	169.008	108.420	305.851	624.372	305.851
6	923.355	684.551	8.23	119.480	41.290	168.809	107.170	305.652	618.923	305.652
7	684.104	422.314	8.33	116.570	41.280	165.743	76.480	258.775	486.959	258.775
8	684.104	422.314	8.33	116.500	41.250	165.638	70.580	258.670	462.074	258.670
9	684.104	422.314	8.33	116.450	41.240	165.575	61.850	258.607	425.345	258.607
10	471.836	281.138	8.33	113.810	41.240	162.803	36.090	226.116	314.381	226.116
11	471.836	281.138	8.33	113.820	41.260	162.834	27.830	226.147	279.720	226.147
12	471.836	281.138	8.33	54.760	16.600	74.928	21.450	138.241	165.018	165.396

3. Penulangan Geser Balok.

Ditinjau pada balok lantai 1.

a. Sepanjang daerah sendi plastis.

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 369,517 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{0,6} = \frac{369,517}{0,6} = 615,862 \text{ kN}$$

$$369,517 \text{ kN}$$

$$244,251 \text{ kN}$$

Vu muka kolom

Daerah S. Plastis

8,23m

(Ln)

Gambar 6.2 Distribusi Gaya Geser Balok

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c' \cdot b \cdot d} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 519 = 650,511 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \Pi \cdot 10^2 \cdot 350 \cdot 519}{615,862} = 52,923 \text{ mm}$$

syarat:

$$S \leq \frac{1}{4} \cdot d = \frac{1}{4} \cdot 519 = 129,75 \text{ mm}$$

Dipakai $\varnothing 10-50$.

b. Diluar daerah sendi plastis.

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 244,251 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 519 = 165,846 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{0,6} - V_c = \frac{244,251}{0,6} - 165,846 = 241,238 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 11 \cdot 10^2 \cdot 350 \cdot 519}{241,238} = 135,108 \text{ mm}$$

syarat:

$$S \leq \frac{1}{2} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 519 = 259,5 \text{ mm}$$

Dipakai $\varnothing 10-135 \text{ mm}$.

Dengan cara yang sama didapat dimensi dan spasi tulangan geser terpakai dari semua balok yang ditunjukkan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 6.5.a Tulangan geser balok pada kombinasi momen balok di as kolom

Balok Lantai	Sepanjang daerah sendi plastis				Di Luar daerah sendi plastis				
	$V_{u,b}$ (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai	$V_{u,b}$ (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai
1	369.517	615.862	52.923	$\varnothing 10-50$	244.251	165.846	241.238	135.108	$\varnothing 10-135$
2	368.236	613.727	53.107	$\varnothing 10-50$	243.404	165.846	239.827	135.903	$\varnothing 10-135$
3	368.100	613.500	53.127	$\varnothing 10-50$	243.314	165.846	239.677	135.988	$\varnothing 10-135$
4	344.890	574.817	51.239	$\varnothing 10-50$	235.663	149.869	242.903	121.255	$\varnothing 10-120$
5	345.258	575.430	51.185	$\varnothing 10-50$	235.915	149.869	243.322	121.046	$\varnothing 10-120$
6	345.058	575.097	51.214	$\varnothing 10-50$	235.778	149.869	243.095	121.159	$\varnothing 10-120$
7	302.278	503.797	52.479	$\varnothing 10-50$	213.620	124.921	231.112	114.398	$\varnothing 10-110$
8	302.173	503.622	52.497	$\varnothing 10-50$	213.546	124.921	230.988	114.460	$\varnothing 10-110$
9	302.110	503.517	52.508	$\varnothing 10-50$	213.501	124.921	230.914	114.496	$\varnothing 10-110$
10	262.108	436.847	53.190	$\varnothing 10-50$	196.581	101.343	226.292	102.681	$\varnothing 10-100$
11	262.140	436.900	53.184	$\varnothing 10-50$	196.605	101.343	226.332	102.663	$\varnothing 10-100$
12	165.396	275.660	84.292	$\varnothing 10-75$	124.047	101.343	105.402	220.451	$\varnothing 10-200$

Tabel 6.5.b Tulangan geser balok pada kombinasi momen balok di muka kolom

Balok Lantai	Sepanjang daerah sendi plastis				Di Luar daerah sendi plastis				
	$V_{u,b}$ (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai	$V_{u,b}$ (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai
1	348.698	581.163	56.299	Ø10-50	230.489	166.486	217.663	150.318	Ø10-150
2	347.417	579.028	56.506	Ø10-50	229.643	166.486	216.252	151.299	Ø10-150
3	347.28	578.800	56.529	Ø10-50	229.552	166.486	216.101	151.405	Ø10-150
4	326.159	543.598	54.413	Ø10-50	222.864	150.508	220.933	133.881	Ø10-130
5	326.527	544.212	54.352	Ø10-50	223.116	150.508	221.352	133.628	Ø10-130
6	326.327	543.878	54.385	Ø10-50	222.979	150.508	221.124	133.766	Ø10-130
7	296.556	494.260	53.746	Ø10-50	209.576	125.515	223.779	118.708	Ø10-110
8	296.451	494.085	53.765	Ø10-50	209.502	125.515	223.655	118.774	Ø10-110
9	296.388	493.980	53.776	Ø10-50	209.457	125.515	223.581	118.813	Ø10-110
10	257.918	429.863	54.931	Ø10-50	193.439	102.986	219.411	107.619	Ø10-100
11	257.95	429.917	54.924	Ø10-50	193.403	102.986	219.451	107.599	Ø10-100
12	165.396	275.660	85.659	Ø10-85	124.047	102.986	103.759	227.574	Ø10-200

Tabel 6.5.c Tulangan geser balok pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Balok Lantai	Sepanjang daerah sendi plastis				Di Luar daerah sendi plastis				
	$V_{u,b}$ (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai	$V_{u,b}$ (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	S (mm)	Terpakai
1	337.310	562.183	59.205	Ø10-55	222.962	169.362	202.242	164.575	Ø10-160
2	336.029	560.048	59.431	Ø10-55	222.115	169.362	200.830	165.732	Ø10-160
3	335.892	559.820	59.455	Ø10-55	222.025	169.362	200.680	165.856	Ø10-160
4	305.484	509.140	58.589	Ø10-55	208.737	151.786	196.109	152.109	Ø10-150
5	305.851	509.752	58.519	Ø10-55	208.988	151.786	196.527	151.786	Ø10-150
6	305.652	509.420	58.557	Ø10-55	208.852	151.786	196.300	151.961	Ø10-150
7	258.775	431.292	61.884	Ø10-60	182.876	126.108	178.686	149.368	Ø10-140
8	258.670	431.117	61.909	Ø10-60	182.802	126.108	178.562	149.472	Ø10-140
9	258.607	431.012	61.924	Ø10-60	182.758	126.108	178.488	149.534	Ø10-140
10	226.116	376.860	62.490	Ø10-60	169.587	102.713	179.933	130.882	Ø10-130
11	226.147	376.912	62.481	Ø10-60	169.610	102.713	179.971	130.854	Ø10-130
12	165.396	275.660	85.431	Ø10-85	124.047	102.713	104.033	226.372	Ø10-200

6.2 Desain Kolom

6.2.1 Momen Rencana Kolom

Momen rencana kolom dihitung dengan memperhitungkan momen kapasitas balok sebagai momen kolom pada pusat joint. Momen rencana kolom ditentukan dengan mengambil nilai terkecil dari persamaan berikut:

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \quad (6.4)$$

$$\sum M_{u,k} = 1,05 \cdot \sum \left(M_{d,k} + M_{l,k} + \frac{4}{K} \cdot M_{c,k} \right) \quad (6.5)$$

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada kolom tepi lantai 1.

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \cdot 1 \cdot (1426,154 + 0) = 998,308 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{u,k} = 1,05 \cdot (66,440 + 22,600 + 4.787,940) = 3402,840 \text{ kNm}$$

Dipakai $M_{u,k} = 998,308 \text{ kNm}$.

Dengan cara yang sama didapat momen rencana kolom dari semua kolom yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 6.6.a Momen rencana kolom tepi dan tengah pada kombinasi momen balok di as
kolom

Lantai	Letak Kolom	$M_{e,k}$ (kNm)		$M_{kap,b}$ (kNm)		Muk (kNm)
		atas	bawah	mkap -	mkap +	
1	Tepi	76.790	787.940	1426.154	0	998.308
	Tengah	302.120	2023.860	1426.154	890.229	1621.468
2	Tepi	130.940	466.490	1426.154	0	1297.800
	Tengah	190.880	1085.040	1426.154	890.229	2107.909
3	Tepi	213.510	377.970	1426.154	0	1297.800
	Tengah	377.030	830.780	1426.154	890.229	2107.909
4	Tepi	208.470	353.610	1266.611	0	1152.616
	Tengah	389.420	762.620	1266.611	804.321	1884.548
5	Tepi	247.710	272.420	1266.611	0	1152.616
	Tengah	513.980	575.580	1266.611	804.321	1884.548
6	Tepi	262.410	239.450	1266.611	0	1152.616
	Tengah	481.990	463.250	1266.611	804.321	1884.548
7	Tepi	197.080	218.280	1013.049	0	921.875
	Tengah	419.530	485.630	1013.049	610.75	1477.657
8	Tepi	217.920	145.990	1013.049	0	921.875
	Tengah	498.170	271.020	1013.049	610.75	1477.657
9	Tepi	207.990	98.720	1013.049	0	921.875
	Tengah	472.630	139.070	1013.049	610.75	1477.657
10	Tepi	157.880	69.300	728.993	0	663.384
	Tengah	382.250	86.140	728.993	452.035	1074.735
11	Tepi	139.320	4.170	728.993	0	663.384
	Tengah	367.430	56.730	728.993	452.035	1074.735
12	Tepi	95.860	14.320	728.993	0	510.295
	Tengah	194.330	116.490	728.993	452.035	826.720

Tabel 6.6.b Momen rencana kolom tepi dan tengah pada kombinasi momen balok di muka kolom

Lantai	Letak Kolom	$M_{e,k}$ (kNm)		$M_{kap,b}$ (kNm)		Muk (kNm)
		atas	bawah	mkap -	mkap +	
1	Tepi	76.790	787.940	1313.564	0.000	919.495
	Tengah	302.120	2023.860	1313.564	758.186	1450.225
2	Tepi	130.940	466.490	1313.564	0.000	1195.343
	Tengah	190.880	1085.040	1313.564	758.186	1885.293
3	Tepi	213.510	377.970	1313.564	0.000	1195.343
	Tengah	377.030	830.780	1313.564	758.186	1885.293
4	Tepi	208.470	353.610	1166.294	0.000	1061.328
	Tengah	389.420	762.620	1166.294	684.551	1684.269
5	Tepi	247.710	272.420	1166.294	0.000	1061.328
	Tengah	513.980	575.580	1166.294	684.551	1684.269
6	Tepi	262.410	239.450	1166.294	0.000	1061.328
	Tengah	481.990	463.250	1166.294	684.551	1684.269
7	Tepi	197.080	218.280	944.999	0.000	859.949
	Tengah	419.530	485.630	944.999	610.750	1415.732
8	Tepi	217.920	145.990	944.999	0.000	859.949
	Tengah	498.170	271.020	944.999	610.750	1415.732
9	Tepi	207.990	98.720	944.999	0.000	859.949
	Tengah	472.630	139.070	944.999	610.750	1415.732
10	Tepi	157.880	69.300	679.163	0.000	618.038
	Tengah	382.250	86.140	679.163	452.035	1029.390
11	Tepi	139.320	4.170	679.163	0.000	618.038
	Tengah	367.430	56.730	679.163	452.035	1029.390
12	Tepi	95.860	14.320	679.163	0.000	475.414
	Tengah	194.330	116.490	679.163	452.035	791.839

Tabel 6.6.c Momen rencana kolom tepi dan tengah pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Letak Kolom	$M_{e,k}$ (kNm)		$M_{kap,b}$ (kNm)		Muk (kNm)
		atas	bawah	mkap -	mkap +	
1	Tepi	76.790	787.940	1047.714	0.000	733.400
	Tengah	302.120	2023.860	1047.714	890.229	1356.560
2	Tepi	130.940	466.490	1047.714	0.000	953.420
	Tengah	190.880	1085.040	1047.714	890.229	1763.528
3	Tepi	213.510	377.970	1047.714	0.000	953.420
	Tengah	377.030	830.780	1047.714	890.229	1763.528
4	Tepi	208.470	353.610	923.355	0.000	840.253
	Tengah	389.420	762.620	923.355	684.551	1463.194
5	Tepi	247.710	272.420	923.355	0.000	840.253
	Tengah	513.980	575.580	923.355	684.551	1463.194
6	Tepi	262.410	239.450	923.355	0.000	840.253
	Tengah	481.990	463.250	923.355	684.551	1463.194
7	Tepi	197.080	218.280	684.104	0.000	622.535
	Tengah	419.530	485.630	684.104	422.314	1006.840
8	Tepi	217.920	145.990	684.104	0.000	622.535
	Tengah	498.170	271.020	684.104	422.314	1006.840
9	Tepi	207.990	98.720	684.104	0.000	622.535
	Tengah	472.630	139.070	684.104	422.314	1006.840
10	Tepi	157.880	69.300	471.836	0.000	429.371
	Tengah	382.250	86.140	471.836	281.138	685.206
11	Tepi	139.320	4.170	471.836	0.000	429.371
	Tengah	367.430	56.730	471.836	281.138	685.206
12	Tepi	95.860	14.320	471.836	0.000	330.285
	Tengah	194.330	116.490	471.836	281.138	527.082

Tabel 6.7 Momen kolom tepi dan tengah maksimum pada semua kombinasi momen balok

Lantai	Letak Kolom	$M_{D,k}$ (kNm)	$M_{L,k}$ (kNm)	$M_{E,k}$ (kNm)	Mmak (kNm)
1	Tepi	66.440	22.600	787.940	3402.840
	Tengah	0.000	0.000	2032.860	8538.012
2	Tepi	107.120	36.440	466.490	2109.996
	Tengah	0.000	0.000	1085.040	4557.168
3	Tepi	91.010	30.880	377.970	1715.459
	Tengah	0.000	0.000	830.780	3489.276
4	Tepi	88.980	30.640	353.610	1610.763
	Tengah	0.000	0.000	762.620	3203.004
5	Tepi	86.130	30.600	272.420	1266.731
	Tengah	0.000	0.000	575.580	2417.436
6	Tepi	101.950	35.060	262.410	1245.983
	Tengah	0.000	0.000	481.990	2024.358
7	Tepi	83.520	29.440	218.280	1035.384
	Tengah	0.000	0.000	485.630	2039.646
8	Tepi	88.660	31.490	217.920	1041.422
	Tengah	0.000	0.000	498.170	2092.314
9	Tepi	89.700	31.680	207.990	1001.007
	Tengah	0.000	0.000	472.630	1985.046
10	Tepi	84.050	30.030	157.880	782.880
	Tengah	0.000	0.000	382.250	1605.450
11	Tepi	85.690	32.150	139.320	708.876
	Tengah	0.000	0.000	367.430	1543.206
12	Tepi	83.710	29.070	95.860	521.031
	Tengah	0.000	0.000	194.330	816.186

6.2.2 Gaya Aksial Rencana Kolom

Gaya aksial rencana kolom ditentukan dengan mengambil nilai terkecil dari persamaan berikut:

$$N_{u,k} = \frac{0,7.R_v \sum M_{kap,b}}{lb} + 1,05.N_{g,k} \quad (6.6)$$

$$N_{u,k} = 1,05(N_{g,k} + \frac{4}{K}.N_{E,k}) \quad (6.7)$$

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada kolom tepi lantai 1.

$$R_v = 1,1 - 0,025n = 1,1 - 0,025 \cdot 12 = 0,8 \text{ (faktor reduksi tingkat)}$$

$$N_{u,k} = \frac{0,7 \cdot 0,8 \cdot (1426,154 + 890,229)}{9} + 1,05(1821,610) = 2097,771 \text{ kN}$$

$$N_{u,k} = 1,05(1351,98 + 469,630 + 4.943,350) = 5915,711 \text{ kN}$$

Digunakan $N_{u,k} = 2097,771 \text{ kN}$.

Dengan cara yang sama didapat gaya aksial rencana pada semua kolom yang ditunjukkan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 6.8.a Gaya aksial rencana kolom pada kombinasi momen balok di as kolom

Lantai	Letak Kolom	Rv	Brt Klim (kN)	Gaya Aksial (kN)		Mkap (kNm)		Mkap' (kNm)		$N_{u,k}$ (kN)
				$N_{D,k}$	$N_{L,k}$	Mkap -	Mkap +	Mkap' -	Mkap' +	
1	Tepi	0.8	39.00	1351.980	469.630	1426.154	890.229	0.000	0.000	2097.771
	Tengah	0.8	54.00	2709.610	940.990	1426.154	890.229	1426.154	890.229	4178.091
2	Tepi	0.83	31.20	1231.990	428.820	1426.154	890.229	0.000	0.000	1925.245
	Tengah	0.83	43.20	2464.590	857.670	1426.154	890.229	1426.154	890.229	3831.002
3	Tepi	0.85	31.20	1111.090	387.700	1426.154	890.229	0.000	0.000	1759.628
	Tengah	0.85	43.20	2221.400	774.980	1426.154	890.229	1426.154	890.229	3497.836
4	Tepi	0.88	28.08	990.110	346.540	1266.611	804.321	0.000	0.000	1573.905
	Tengah	0.88	38.88	1978.380	692.350	1266.611	804.321	1266.611	804.321	3126.967
5	Tepi	0.9	28.08	870.760	305.310	1266.611	804.321	0.000	0.000	1409.323
	Tengah	0.9	38.88	1739.640	609.880	1266.611	804.321	1266.611	804.321	2797.750
6	Tepi	0.93	28.08	751.130	263.980	1266.611	804.321	0.000	0.000	1244.342
	Tengah	0.93	38.88	1501.470	527.610	1266.611	804.321	1266.611	804.321	2469.342
7	Tepi	0.95	23.76	631.650	222.700	1013.049	610.750	0.000	0.000	1041.996
	Tengah	0.95	34.56	1263.000	445.240	1013.049	610.750	1013.049	610.750	2069.901
8	Tepi	0.98	23.76	515.330	181.520	1013.049	610.750	0.000	0.000	879.779
	Tengah	0.98	34.56	1029.870	362.670	1013.049	610.750	1013.049	610.750	1744.731
9	Tepi	1	23.76	398.830	140.270	1013.049	610.750	0.000	0.000	717.298
	Tengah	1	34.56	797.100	280.240	1013.049	610.750	1013.049	610.750	1420.086
10	Tepi	1	21.12	282.380	99.040	728.993	452.035	0.000	0.000	514.525
	Tengah	1	30.72	564.230	197.770	728.993	452.035	728.993	452.035	1016.071
11	Tepi	1	21.12	168.580	57.810	728.993	452.035	0.000	0.000	351.743
	Tengah	1	30.72	336.660	115.290	728.993	452.035	728.993	452.035	690.519
12	Tepi	1	21.12	54.760	16.600	728.993	452.035	0.000	0.000	188.962
	Tengah	1	30.72	109.110	32.770	728.993	452.035	728.993	452.035	364.945

Tabel 6.8.b Gaya aksial rencana kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom

Lantai	Letak Kolom	Rv	Brt Klm (kN)	Gaya Aksial (kN)		Mkap (kNm)		Mkap' (kNm)		$N_{u,k}$ (kN)
				$N_{D,k}$	$N_{L,k}$	Mkap -	Mkap +	Mkap' -	Mkap' +	
1	Tepi	0.8	39.00	1351.980	469.630	1313.564	758.186	0.000	0.000	2082.549
	Tengah	0.8	54.00	2709.610	940.990	1313.564	758.186	1313.564	758.186	4147.648
2	Tepi	0.83	31.20	1231.990	428.820	1313.564	758.186	0.000	0.000	1909.548
	Tengah	0.83	43.20	2464.590	857.670	1313.564	758.186	1313.564	758.186	3799.608
3	Tepi	0.85	31.20	1111.090	387.700	1313.564	758.186	0.000	0.000	1743.455
	Tengah	0.85	43.20	2221.400	774.980	1313.564	758.186	1313.564	758.186	3465.490
4	Tepi	0.88	28.08	990.110	346.540	1166.294	684.551	0.000	0.000	1558.927
	Tengah	0.88	38.88	1978.380	692.350	1166.294	684.551	1166.294	684.551	3097.011
5	Tepi	0.9	28.08	870.760	305.310	1166.294	684.551	0.000	0.000	1393.917
	Tengah	0.9	38.88	1739.640	609.880	1166.294	684.551	1166.294	684.551	2766.938
6	Tepi	0.93	28.08	751.130	263.980	1166.294	684.551	0.000	0.000	1228.508
	Tengah	0.93	38.88	1501.470	527.610	1166.294	684.551	1166.294	684.551	2437.674
7	Tepi	0.95	23.76	631.650	222.700	944.999	610.750	0.000	0.000	1036.968
	Tengah	0.95	34.56	1263.000	445.240	944.999	610.750	944.999	610.750	2059.845
8	Tepi	0.98	23.76	515.330	181.520	944.999	610.750	0.000	0.000	874.618
	Tengah	0.98	34.56	1029.870	362.670	944.999	610.750	944.999	610.750	1734.410
9	Tepi	1	23.76	398.830	140.270	944.999	610.750	0.000	0.000	712.006
	Tengah	1	34.56	797.100	280.240	944.999	610.750	944.999	610.750	1409.500
10	Tepi	1	21.12	282.380	99.040	679.163	452.035	0.000	0.000	510.649
	Tengah	1	30.72	564.230	197.770	679.163	452.035	679.163	452.035	1008.320
11	Tepi	1	21.12	168.580	57.810	679.163	452.035	0.000	0.000	347.868
	Tengah	1	30.72	336.660	115.290	679.163	452.035	679.163	452.035	682.768
12	Tepi	1	21.12	54.760	16.600	679.163	452.035	0.000	0.000	185.086
	Tengah	1	30.72	109.110	32.770	679.163	452.035	679.163	452.035	357.194

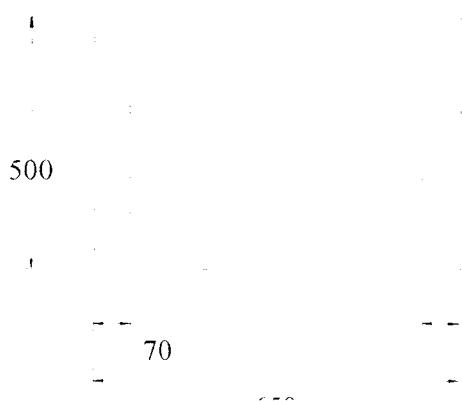
Tabel 6.8.c Gaya aksial rencana kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Letak Kolom	Rv	Brk Klrm (kN)	Gaya Aksial (kN)		Mkap (kNm)		Mkap' (kNm)		$N_{u,k}$ (kN)
				$N_{D,k}$	$N_{L,k}$	Mkap -	Mkap +	Mkap' -	Mkap' +	
1	Tepi	0.8	39.00	1351.980	469.630	1047.714	820.229	0.000	0.000	2069.868
	Tengah	0.8	54.00	2709.610	940.990	1047.714	820.229	1047.714	820.229	4122.285
2	Tepi	0.83	31.20	1231.990	428.820	1047.714	820.229	0.000	0.000	1896.470
	Tengah	0.83	43.20	2464.590	857.670	1047.714	820.229	1047.714	820.229	3773.452
3	Tepi	0.85	31.20	1111.090	387.700	1047.714	820.229	0.000	0.000	1729.981
	Tengah	0.85	43.20	2221.400	774.980	1047.714	820.229	1047.714	820.229	3438.543
4	Tepi	0.88	28.08	990.110	346.540	923.355	684.551	0.000	0.000	1542.393
	Tengah	0.88	38.88	1978.380	692.350	923.355	684.551	923.355	684.551	3063.944
5	Tepi	0.9	28.08	870.760	305.310	923.355	684.551	0.000	0.000	1376.911
	Tengah	0.9	38.88	1739.640	609.880	923.355	684.551	923.355	684.551	2732.927
6	Tepi	0.93	28.08	751.130	263.980	923.355	684.551	0.000	0.000	1211.029
	Tengah	0.93	38.88	1501.470	527.610	923.355	684.551	923.355	684.551	2402.718
7	Tepi	0.95	23.76	631.650	222.700	684.104	422.314	0.000	0.000	1003.767
	Tengah	0.95	34.56	1263.000	445.240	684.104	422.314	684.104	422.314	1993.444
8	Tepi	0.98	23.76	515.330	181.520	684.104	422.314	0.000	0.000	840.544
	Tengah	0.98	34.56	1029.870	362.670	684.104	422.314	684.104	422.314	1666.262
9	Tepi	1	23.76	398.830	140.270	684.104	422.314	0.000	0.000	677.058
	Tengah	1	34.56	797.100	280.240	684.104	422.314	684.104	422.314	1339.604
10	Tepi	1	21.12	282.380	99.040	471.836	281.138	0.000	0.000	481.232
	Tengah	1	30.72	564.230	197.770	471.836	281.138	471.836	281.138	949.485
11	Tepi	1	21.12	168.580	57.810	471.836	281.138	0.000	0.000	318.450
	Tengah	1	30.72	336.660	115.290	471.836	281.138	471.836	281.138	623.933
12	Tepi	1	21.12	54.760	16.600	471.836	281.138	0.000	0.000	155.669
	Tengah	1	30.72	109.110	32.770	471.836	281.138	471.836	281.138	298.359

Tabel 6.9 Gaya aksial maksimum kolom untuk semua kombinasi momen balok

Lantai	Letak Kolom	Berat Kolom	Gaya Aksial (kN)			$N_{u,k}$ mak (kN)
			$N_{D,k}$	$N_{L,k}$	$N_{E,k}$	
1	Tepi	39.00	1351.980	469.630	943.350	5915.711
	Tengah	54.00	2709.610	940.990	0.000	3889.830
2	Tepi	31.20	1231.990	428.820	856.550	5374.121
	Tengah	43.20	2464.590	857.670	0.000	3533.733
3	Tepi	31.20	1111.090	387.700	743.250	4728.140
	Tengah	43.20	2221.400	774.980	0.000	3191.559
4	Tepi	28.08	990.110	346.540	616.920	4024.031
	Tengah	38.88	1978.380	692.350	0.000	2845.091
5	Tepi	28.08	870.760	305.310	509.880	3405.854
	Tengah	38.88	1739.640	609.880	0.000	2507.820
6	Tepi	28.08	751.130	263.980	401.460	2781.482
	Tengah	38.88	1501.470	527.610	0.000	2171.358
7	Tepi	23.76	631.650	222.700	294.290	2158.034
	Tengah	34.56	1263.000	445.240	0.000	1829.940
8	Tepi	23.76	515.330	181.520	317.810	2091.443
	Tengah	34.56	1029.870	362.670	0.000	1498.455
9	Tepi	23.76	398.830	140.270	147.220	1209.327
	Tengah	34.56	797.100	280.240	0.000	1167.495
10	Tepi	21.12	282.380	99.040	85.370	781.221
	Tengah	30.72	564.230	197.770	0.000	832.356
11	Tepi	21.12	168.580	57.810	49.280	466.862
	Tengah	30.72	336.660	115.290	0.000	506.804
12	Tepi	21.12	54.760	16.600	21.450	187.194
	Tengah	30.72	109.110	32.770	0.000	181.230

6.2.3 Penulangan Kolom



Sebagai contoh hitungan penulangan kolom ditinjau pada kolom tepi lantai 1.

$$N_{u,k} = 2097,771kN$$

$$M_{u,k} = 998,308kNm$$

$$N_{u,k} = 3227,340 \text{ kN}$$

$$M_{u,k} = 1535,858 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_{u,k}}{N_{u,k}} = \frac{1535,858}{3227,340} = 475,890 \text{ mm}$$

Direncanakan ukuran kolom 500/650, dengan rasio penulangan 1%.

$$\begin{aligned} \text{As pada tiap sisi} &= 0,5\% \cdot A_{\text{total}} \\ &= 0,5\% \cdot 500 \cdot 580 \\ &= 1450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan 3D25 pada masing-masing sisi ($A_s = A_s' = 1472,7 \text{ mm}^2$).

$$\rho = \frac{A_s}{A_{\text{total}}} = \frac{1472,7}{500 \cdot 580} = 0,0051$$

$$d = 650 - 70 = 580 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 400} \cdot 580 = 348 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,85 \cdot 348 = 295,8 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot 0,003 = \frac{348 - 70}{348} \cdot 0,003 = 0,0024 > \varepsilon_y = 0,002$$

$$f_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot 600 = \frac{348 - 70}{348} \cdot 600 = 479,310 > f_y = 400 \text{ MPa}$$

dipakai $f_s' = 400 \text{ MPa}$.

$$\Phi P_{nb} = 0,65(0,85 f_c' a_b b + A_s' f_s' - A_s f_y) = 0,65(0,85 \cdot 30 \cdot 295,8 \cdot 500) = 2451,443 \text{ kN} > N_{u,k}$$

dengan demikian kehancuran beton di daerah tarik.

Pemeriksaan kekuatan penampang:

$$\rho = 0,0051$$

$$m = 15,68$$

$$\frac{h - 2e}{2d} = \frac{650 - 2.475,890}{2.580} = -0,26016$$

$$1 - \frac{d'}{d} = 1 - \frac{70}{580} = 0,879$$

$$\Phi P_n = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 580 \cdot \left(-0,26 + \sqrt{0,0676} + 2 \cdot 15,68 \cdot 0,0051 \cdot 0,879 \right) = 2110,149 > N_{u,k}$$

Dengan cara yang sama pada semua kolom didapatkan dimensi dan jumlah tulangan kolom terpakai yang ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 6.10.a Tulangan kolom pada kombinasi momen balok di as kolom

Kolom Lantai	Letak Kolom	Dimensi (mm ²)	$N_{n,k}$ (kN)	$M_{n,k}$ (kNm)	e (mm)	ρ (%)	As Perlu (mm ²)	tulangan terpakai tiap sisi
1	Tepi	500X650	3502.157	1646.298	470.081	1.000	1450.0	3D25
	Tengah	500X900	6221.283	2516.092	404.433	2.300	4772.5	10D25
2	Tepi	500X650	3215.082	2140.188	665.671	1.000	1450.0	3D25
	Tengah	500X900	5638.500	3270.922	580.105	1.700	3527.5	8D25
3	Tepi	500X650	2939.038	2140.188	728.193	1.000	1450.0	3D25
	Tengah	500X900	5082.097	3270.922	643.617	1.500	2801.3	6D25
4	Tepi	450X650	2637.205	1980.546	751.002	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	4522.108	3045.458	673.460	1.100	2054.3	5D25
5	Tepi	450X650	2312.868	1980.546	856.316	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	3978.289	3045.458	765.520	1.000	1867.5	4D25
6	Tepi	450X650	2083.628	1980.546	950.528	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	3438.452	3045.458	885.706	1.000	1867.5	4D25
7	Tepi	450X550	1745.600	1526.909	874.719	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X800	2896.369	2267.394	782.840	1.000	1642.5	4D25
8	Tepi	450X550	1475.571	1526.909	1034.792	1.000	1080.0	3D25
	Tengah	450X800	2372.160	2267.394	955.835	1.000	1642.5	4D25
9	Tepi	450X550	1204.686	1526.909	1267.475	1.000	1080.0	3D25
	Tengah	450X800	1849.648	2267.394	1225.852	1.000	1642.5	4D25
10	Tepi	400X550	871.635	1085.069	1244.866	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	1321.111	1745.669	1321.365	1.000	1460.0	3D25
11	Tepi	400X550	601.317	1085.069	1804.488	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	807.677	1745.669	2161.346	1.000	1460.0	3D25
12	Tepi	400X550	300.978	834.668	2773.181	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	294.857	1342.823	4554.151	1.000	1460.0	3D25

Tabel 6.10.b Tulangan kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom

Kolom Lantai	Letak Kolom	Dimensi (mm ²)	$N_{n,k}$ (kN)	$M_{n,k}$ (kNm)	e (mm)	ρ (%)	As Perlu (mm ²)	tulangan terpakai tiap sisi
1	Tepi	500X650	3203.922	1414.608	441.524	1.200	1740.0	4D25
	Tengah	500X900	5984.354	2231.115	372.825	2.300	4772.5	10D25
2	Tepi	500X650	2937.766	1838.989	625.982	1.000	1450.0	3D25
	Tengah	500X900	5436.512	2900.451	533.513	1.800	3735.0	8D25
3	Tepi	500X650	2682.238	1838.989	685.617	1.000	1450.0	3D25
	Tengah	500X900	4910.091	2900.451	590.712	1.700	3174.8	7D25
4	Tepi	450X650	2398.349	1632.812	680.807	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	4377.063	2591.183	591.991	1.300	2427.8	5D25
5	Tepi	450X650	2144.488	1632.812	761.400	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	3858.185	2591.183	671.607	1.000	1867.5	4D25
6	Tepi	450X650	1890.012	1632.812	863.916	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	3340.551	2591.183	775.675	1.000	1867.5	4D25
7	Tepi	450X550	1595.335	1322.998	829.292	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X800	2815.292	2178.049	773.649	1.000	1642.5	4D25
8	Tepi	450X550	1345.566	1322.998	983.228	1.000	1080.0	3D25
	Tengah	450X800	2305.315	2178.049	944.794	1.000	1642.5	4D25
9	Tepi	450X550	1095.394	1322.998	1207.783	1.000	1080.0	3D25
	Tengah	450X800	1796.146	2178.049	1212.624	1.000	1642.5	4D25
10	Tepi	400X550	785.614	950.828	1210.299	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	1280.548	1583.677	1236.718	1.000	1460.0	3D25
11	Tepi	400X550	535.182	950.828	1776.645	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	779.698	1583.677	2031.140	1.000	1460.0	3D25
12	Tepi	400X550	284.748	731.406	2568.611	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	278.815	1218.214	4369.249	1.000	1460.0	3D25

Tabel 6.10.c Tulangan kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Kolom Lantai	Letak Kolom	Dimensi (mm ²)	$N_{u,k}$ (kN)	$M_{u,k}$ (kNm)	e (mm)	ρ (%)	As Perlu (mm ²)	tulangan terpakai tiap sisi
1	Tepi	500X650	3184.412	1128.308	354.322	1.400	2030.0	5D25
	Tengah	500X900	5984.354	2087.015	348.745	2.300	4772.5	10D25
2	Tepi	500X650	2917.646	1466.800	502.734	1.000	1450.0	3D25
	Tengah	500X900	5436.512	2713.120	499.055	1.900	3942.5	8D25
3	Tepi	500X650	2661.509	1466.800	551.116	1.000	1450.0	3D25
	Tengah	500X900	4910.091	2713.120	552.560	1.800	3361.5	7D25
4	Tepi	450X650	2372.912	1292.697	544.772	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	4377.063	2251.068	514.287	1.400	2614.5	6D25
5	Tepi	450X650	2118.325	1292.697	610.245	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	3858.185	2251.068	583.453	1.100	2054.3	5D25
6	Tepi	450X650	1863.122	1292.697	693.834	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X900	3340.551	2251.068	673.861	1.000	1867.5	4D25
7	Tepi	450X550	1544.257	957.746	620.199	1.000	1305.0	3D25
	Tengah	450X800	2815.292	1548.985	550.204	1.000	1642.5	4D25
8	Tepi	450X550	1293.145	957.746	740.633	1.000	1080.0	3D25
	Tengah	450X800	2305.315	1548.985	671.919	1.000	1642.5	4D25
9	Tepi	450X550	1041.628	957.746	919.471	1.000	1080.0	3D25
	Tengah	450X800	1796.146	1548.985	862.393	1.000	1642.5	4D25
10	Tepi	400X550	740.357	660.571	892.233	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	1280.548	1054.163	823.213	1.000	1460.0	3D25
11	Tepi	400X550	489.923	660.571	1348.315	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	779.698	1054.163	1352.014	1.000	1460.0	3D25
12	Tepi	400X550	239.491	508.131	2121.713	1.000	960.0	2D25
	Tengah	400X800	278.815	810.895	2908.360	1.000	1460.0	3D25

6.2.4 Desain Sengkang Kolom

1. Gaya Geser Rencana Kolom.

Gaya geser rencana kolom diperoleh dengan menentukan nilai terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}})}{l_n} \quad (6.8)$$

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4}{K} \cdot V_{E,k}) \quad (6.9)$$

Distribusi momen kolom menjadi momen kolom atas dan momen kolom bawah dilakukan berdasarkan persamaan distribusi momen (Kusuma dan Andriono, 1994):

$$\alpha_{k-bawah} = \frac{M_{E,atas,k-bawah}}{M_{E,atas,k-bawah} + M_{E,bawah,k-atas}}, \alpha_{k-atas} = \frac{M_{E,bawah,k-atas}}{M_{E,bawah,k-atas} + M_{E,atas,k-bawah}} \quad (6.10)$$

Distribusi momen ultimit kolom diberikan dalam tabel berikut.

Tabel 6.11.a Distribusi momen ultimit balok pada kombinasi momen balok di atas kolom

Lantai	Letak Kolom	$M_{e,k}$ (kNm)		α_a	α_b	$M_{kap,b}$ (kNm)		Muk (kNm)	
		atas	bawah			mkap -	mkap +	atas	bawah
1	Tepi	76.790	787.940	0.14	1.00	1426.154	0	141.106	998.308
	Tengah	302.120	2023.860	0.22	1.00	1426.154	890.229	353.152	1621.468
2	Tepi	130.940	466.490	0.26	0.86	1426.154	0	333.917	1114.362
	Tengah	190.880	1085.040	0.19	0.78	1426.154	890.229	393.827	1648.811
3	Tepi	213.510	377.970	0.38	0.74	1426.154	0	488.597	963.883
	Tengah	377.030	830.780	0.33	0.81	1426.154	890.229	697.359	1714.081
4	Tepi	208.470	353.610	0.43	0.62	1266.611	0	499.669	718.678
	Tengah	389.420	762.620	0.40	0.67	1266.611	804.321	760.498	1261.084
5	Tepi	247.710	272.420	0.51	0.57	1266.611	0	586.080	652.947
	Tengah	513.980	575.580	0.53	0.60	1266.611	804.321	991.189	1124.050
6	Tepi	262.410	239.450	0.55	0.49	1266.611	0	629.216	566.536
	Tengah	481.990	463.250	0.50	0.47	1266.611	804.321	938.729	893.359
7	Tepi	197.080	218.280	0.57	0.45	1013.049	0	529.580	418.621
	Tengah	419.530	485.630	0.61	0.50	1013.049	610.75	897.721	741.608
8	Tepi	217.920	145.990	0.69	0.43	1013.049	0	634.458	392.294
	Tengah	498.170	271.020	0.78	0.39	1013.049	610.75	1155.176	579.936
9	Tepi	207.990	98.720	0.75	0.31	1013.049	0	691.481	287.416
	Tengah	472.630	139.070	0.85	0.22	1013.049	610.75	1249.861	322.481
10	Tepi	157.880	69.300	0.97	0.25	728.993	0	646.313	165.792
	Tengah	382.250	86.140	0.87	0.15	728.993	452.035	935.846	165.681
11	Tepi	139.320	4.170	0.91	0.03	728.993	0	601.553	17.071
	Tengah	367.430	56.730	0.76	0.13	728.993	452.035	816.023	138.890
12	Tepi	95.860	14.320	1.00	0.09	728.993	0	510.295	47.562
	Tengah	194.330	116.490	1.00	0.24	728.993	452.035	826.720	199.009

Tabel 6.11.b Distribusi momen ultimit balok pada kombinasi momen balok di muka kolom

Lantai	Letak Kolom	$M_{e,k}$ (kNm)		α_a	α_b	$M_{kap,b}$ (kNm)		Muk (kNm)	
		atas	bawah			mkap -	mkap +	atas	bawah
1	Tepi	76.790	787.940	0.14	1.00	1313.564	0.000	129.966	919.495
	Tengah	302.120	2023.860	0.22	1.00	1313.564	758.186	315.855	1450.225
2	Tepi	130.940	466.490	0.26	0.86	1313.564	0.000	307.556	1026.387
	Tengah	190.880	1085.040	0.19	0.78	1313.564	758.186	352.235	1474.680
3	Tepi	213.510	377.970	0.38	0.74	1313.564	0.000	450.024	887.787
	Tengah	377.030	830.780	0.33	0.81	1313.564	758.186	623.711	1533.057
4	Tepi	208.470	353.610	0.43	0.62	1166.294	0.000	460.095	661.758
	Tengah	389.420	762.620	0.40	0.67	1166.294	684.551	679.677	1127.063
5	Tepi	247.710	272.420	0.51	0.57	1166.294	0.000	539.661	601.233
	Tengah	513.980	575.580	0.53	0.60	1166.294	684.551	885.851	1004.592
6	Tepi	262.410	239.450	0.55	0.49	1166.294	0.000	579.382	521.666
	Tengah	481.990	463.250	0.50	0.47	1166.294	684.551	838.967	798.418
7	Tepi	197.080	218.280	0.57	0.45	944.999	0.000	494.006	390.501
	Tengah	419.530	485.630	0.61	0.50	944.999	610.750	860.100	710.529
8	Tepi	217.920	145.990	0.69	0.43	944.999	0.000	591.840	365.943
	Tengah	498.170	271.020	0.78	0.39	944.999	610.750	1106.765	555.632
9	Tepi	207.990	98.720	0.75	0.31	944.999	0.000	645.032	268.109
	Tengah	472.630	139.070	0.85	0.22	944.999	610.750	1197.482	308.966
10	Tepi	157.880	69.300	0.97	0.25	679.163	0.000	602.134	154.459
	Tengah	382.250	86.140	0.87	0.15	679.163	452.035	896.361	158.691
11	Tepi	139.320	4.170	0.91	0.03	679.163	0.000	560.434	15.904
	Tengah	367.430	56.730	0.76	0.13	679.163	452.035	781.594	133.030
12	Tepi	95.860	14.320	1.00	0.09	679.163	0.000	475.414	44.311
	Tengah	194.330	116.490	1.00	0.24	679.163	452.035	791.839	190.613

Tabel 6.11.c Distribusi momen ultimit balok pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Letak Kolom	$M_{e,k}$ (kNm)		α_a	α_b	$M_{kap,b}$ (kNm)		Muk (kNm)	
		atas	bawah			mkap -	mkap +	atas	bawah
1	Tepi	76.790	787.940	0.14	1.00	1047.714	0.000	103.663	733.400
	Tengah	302.120	2023.860	0.22	1.00	1047.714	890.229	295.455	1356.560
2	Tepi	130.940	466.490	0.26	0.86	1047.714	0.000	245.310	818.658
	Tengah	190.880	1085.040	0.19	0.78	1047.714	890.229	329.486	1379.436
3	Tepi	213.510	377.970	0.38	0.74	1047.714	0.000	358.945	708.110
	Tengah	377.030	830.780	0.33	0.81	1047.714	890.229	583.427	1434.043
4	Tepi	208.470	353.610	0.43	0.62	923.355	0.000	364.257	523.914
	Tengah	389.420	762.620	0.40	0.67	923.355	684.551	590.463	979.126
5	Tepi	247.710	272.420	0.51	0.57	923.355	0.000	427.250	475.996
	Tengah	513.980	575.580	0.53	0.60	923.355	684.551	769.576	872.731
6	Tepi	262.410	239.450	0.55	0.49	923.355	0.000	458.696	413.003
	Tengah	481.990	463.250	0.50	0.47	923.355	684.551	728.845	693.619
7	Tepi	197.080	218.280	0.57	0.45	684.104	0.000	357.621	282.691
	Tengah	419.530	485.630	0.61	0.50	684.104	422.314	611.686	505.314
8	Tepi	217.920	145.990	0.69	0.43	684.104	0.000	428.445	264.913
	Tengah	498.170	271.020	0.78	0.39	684.104	422.314	787.110	395.154
9	Tepi	207.990	98.720	0.75	0.31	684.104	0.000	466.951	194.090
	Tengah	472.630	139.070	0.85	0.22	684.104	422.314	851.626	219.731
10	Tepi	157.880	69.300	0.97	0.25	471.836	0.000	418.322	107.308
	Tengah	382.250	86.140	0.87	0.15	471.836	281.138	596.656	105.631
11	Tepi	139.320	4.170	0.91	0.03	471.836	0.000	389.351	11.049
	Tengah	367.430	56.730	0.76	0.13	471.836	281.138	520.262	88.550
12	Tepi	95.860	14.320	1.00	0.09	471.836	0.000	330.285	30.784
	Tengah	194.330	116.490	1.00	0.24	471.836	281.138	527.082	126.880

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai teratas yang diperbolehkan terjadi sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana dihitung berdasarkan momen kapasitas kolom.

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada kolom tepi lantai 1:

$$M_{u,k,atas} = 141,106 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k,bawah} = 1116,119 \text{ kNm (momen kapasitas kolom)}$$

$$V_D = 19,670 \text{ kN}; V_L = 6,690 \text{ kN}; V_E = 142,230 \text{ kN}$$

$$V_{u,k} = \frac{(141,106 + 1116,119)}{4,4} = 285,733kN$$

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (19,670 + 6,690 + \frac{4}{1} \cdot 142,230) = 625,044kN$$

Dipakai $V_{u,k} = 285,733kN$

Dengan cara yang sama didapat gaya geser kolom terpakai lainnya yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 6.12.a Gaya geser kolom pada kombinasi momen balok di as kolom

Kolom Lantai	Letak kolom	$M_{u,k \text{ atas}}$ (kNm)	$M_{u,k \text{ bawah}}$ (kNm)	Hn.Klm (m)	V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	$V_{u \text{ mak}}$ (kN)	V_u (kN)
1	Tepi	141.106	1116.119	4.4	19.670	6.690	142.230	625.044	285.733
	Tengah	353.152	2259.282	4.4	0.000	0.000	344.350	1446.270	593.735
2	Tepi	333.917	1114.362	3.4	50.040	17.030	149.360	697.736	425.964
	Tengah	393.827	1648.811	3.4	0.000	0.000	318.980	1339.716	600.776
3	Tepi	488.597	963.883	3.4	44.120	14.990	147.870	683.120	427.200
	Tengah	697.359	1714.081	3.4	0.000	0.000	301.950	1268.190	709.247
4	Tepi	499.669	718.678	3.45	44.140	15.140	140.520	652.428	353.144
	Tengah	760.498	1261.084	3.45	0.000	0.000	288.010	1209.642	585.966
5	Tepi	586.08	652.947	3.45	43.610	15.110	130.030	607.782	359.138
	Tengah	991.189	1124.05	3.45	0.000	0.000	272.390	1144.038	613.113
6	Tepi	629.216	566.536	3.45	48.620	16.740	125.470	595.602	346.595
	Tengah	938.729	893.359	3.45	0.000	0.000	236.310	992.502	531.040
7	Tepi	529.58	418.621	3.5	39.770	13.940	103.840	492.524	270.915
	Tengah	897.721	741.608	3.5	0.000	0.000	226.290	950.418	468.380
8	Tepi	634.458	392.294	3.5	43.740	15.520	90.980	444.339	293.358
	Tengah	1155.176	579.936	3.5	0.000	0.000	192.300	807.660	495.746
9	Tepi	691.481	287.416	3.5	44.130	15.590	76.680	384.762	279.685
	Tengah	1249.861	322.481	3.5	0.000	0.000	152.930	642.306	449.241
10	Tepi	646.313	165.792	3.55	41.770	14.880	56.790	298.001	228.762
	Tengah	935.846	165.681	3.55	0.000	0.000	117.100	491.820	310.289
11	Tepi	601.553	17.071	3.55	42.750	15.860	35.870	212.195	174.260
	Tengah	816.023	138.89	3.55	0.000	0.000	77.670	326.214	268.990
12	Tepi	827.794	47.562	3.55	41.220	13.490	20.390	143.084	246.579
	Tengah	1931.032	199.009	3.55	0.000	0.000	19.460	81.732	600.012

Tabel 6.12.b Gaya geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom

Kolom Lantai	Letak kolom	$M_{u.k. atas}$ (kNm)	$M_{u.k. bawah}$ (kNm)	Hn.Klm (m)	V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	$V_{u,mak}$ (kN)	V_u (kN)
1	Tepi	129.966	1141.683	4.4	19.670	6.690	142.230	625.044	289.011
	Tengah	315.855	2148.798	4.4	0.000	0.000	344.350	1446.270	560.148
2	Tepi	307.556	1026.387	3.4	50.040	17.030	149.360	697.736	392.336
	Tengah	352.235	1474.68	3.4	0.000	0.000	318.980	1339.716	537.328
3	Tepi	450.024	887.787	3.4	44.120	14.990	147.870	683.120	393.474
	Tengah	623.711	1533.057	3.4	0.000	0.000	301.950	1268.190	634.344
4	Tepi	460.095	661.758	3.45	44.140	15.140	140.520	652.428	325.175
	Tengah	679.677	1127.063	3.45	0.000	0.000	288.010	1209.642	523.693
5	Tepi	539.661	601.233	3.45	43.610	15.110	130.030	607.782	330.694
	Tengah	885.851	1004.592	3.45	0.000	0.000	272.390	1144.038	547.954
6	Tepi	579.382	521.666	3.45	48.620	16.740	125.470	595.602	319.144
	Tengah	838.967	798.418	3.45	0.000	0.000	236.310	992.502	474.604
7	Tepi	494.006	390.501	3.5	39.770	13.940	103.840	492.524	252.716
	Tengah	860.1	710.529	3.5	0.000	0.000	226.290	950.418	448.751
8	Tepi	591.84	365.943	3.5	43.740	15.520	90.980	444.339	273.652
	Tengah	1106.765	555.632	3.5	0.000	0.000	192.300	807.660	474.971
9	Tepi	645.032	268.109	3.5	44.130	15.590	76.680	384.762	260.897
	Tengah	1197.482	308.966	3.5	0.000	0.000	152.930	642.306	430.414
10	Tepi	602.134	154.459	3.55	41.770	14.880	56.790	298.001	213.125
	Tengah	896.361	158.691	3.55	0.000	0.000	117.100	491.820	297.198
11	Tepi	560.434	15.904	3.55	42.750	15.860	35.870	212.195	162.349
	Tengah	781.594	133.03	3.55	0.000	0.000	77.670	326.214	257.641
12	Tepi	824.817	44.311	3.55	41.220	13.490	20.390	143.084	143.084
	Tengah	1927.647	190.613	3.55	0.000	0.000	19.460	81.732	81.732

Tabel 6.12.c Gaya geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Kolom Lantai	Letak kolom	$M_{u,k \text{ atas}}$ (kNm)	$M_{u,k \text{ bawah}}$ (kNm)	Hn.Klm (m)	V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	$V_{u \text{ mak}}$ (kN)	V_u (kN)
1	Tepi	103.663	1104.159	4.4	19.670	6.690	142.230	625.044	274.505
	Tengah	295.455	2082.971	4.4	0.000	0.000	344.350	1446.270	540.551
2	Tepi	245.31	818.658	3.4	50.040	17.030	149.360	697.736	312.932
	Tengah	329.486	1379.436	3.4	0.000	0.000	318.980	1339.716	502.624
3	Tepi	358.945	708.11	3.4	44.120	14.990	147.870	683.120	313.840
	Tengah	583.427	1434.043	3.4	0.000	0.000	301.950	1268.190	593.374
4	Tepi	364.257	523.914	3.45	44.140	15.140	140.520	652.428	257.441
	Tengah	590.463	979.126	3.45	0.000	0.000	288.010	1209.642	454.953
5	Tepi	427.25	475.996	3.45	43.610	15.110	130.030	607.782	261.810
	Tengah	769.576	872.731	3.45	0.000	0.000	272.390	1144.038	476.031
6	Tepi	458.696	413.003	3.45	48.620	16.740	125.470	595.602	252.666
	Tengah	728.845	693.619	3.45	0.000	0.000	236.310	992.502	412.308
7	Tepi	357.621	282.691	3.5	39.770	13.940	103.840	492.524	182.946
	Tengah	611.686	505.314	3.5	0.000	0.000	226.290	950.418	319.143
8	Tepi	428.445	264.913	3.5	43.740	15.520	90.980	444.339	198.102
	Tengah	787.11	395.154	3.5	0.000	0.000	192.300	807.660	337.790
9	Tepi	466.951	194.09	3.5	44.130	15.590	76.680	384.762	188.869
	Tengah	851.626	219.731	3.5	0.000	0.000	152.930	642.306	306.102
10	Tepi	418.322	107.308	3.55	41.770	14.880	56.790	298.001	148.065
	Tengah	596.656	105.631	3.55	0.000	0.000	117.100	491.820	197.827
11	Tepi	389.351	11.049	3.55	42.750	15.860	35.870	212.195	112.789
	Tengah	520.262	88.55	3.55	0.000	0.000	77.670	326.214	171.496
12	Tepi	814.146	30.784	3.55	41.220	13.490	20.390	143.084	143.084
	Tengah	1872.477	126.88	3.55	0.000	0.000	19.460	81.732	81.732

2. Penulangan Geser Kolom.

a. Penulangan geser sepanjang l_0 .

Daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis adalah sepanjang l_0 dari muka

kolom yang ditinjau dimana l_0 tidak boleh kurang dari:

$$l_0 \geq h = 650\text{mm, bila } N_{u,k} < 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$$

$$l_0 \geq 1,5h = 1,5 \cdot 650 = 975\text{mm, bila } N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$$

$$l_0 \geq \frac{1}{6} \cdot H_k = \frac{1}{6} \cdot 5000 = 833,33\text{mm}$$

Ditinjau penulangan geser kolom tepi lantai 1.

$$N_{u,k} = 2097,771kN < 0,3 \cdot 500 \cdot 650 \cdot 30 = 2925kN$$

$$V_c = 0$$

$$V_{u,k} = 285,733kN$$

$$V_{s,k} = \frac{V_{u,k}}{0,6} = \frac{285,733}{0,6} = 476,222kN$$

dipakai $l_0 = 650mm$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s,k}} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \Pi \cdot 12^2 \cdot 350 \cdot 580}{476,222} = 165,296mm$$

dipakai $\emptyset 12-100$

b. Penulangan geser daerah diluar l_0 .

$$V_c = \left[1 + \frac{N_{u,k}}{14 \cdot A_g} \right] \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \left[1 + \frac{2097,771}{14 \cdot 500 \cdot 650} \right] \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 500 \cdot 580 = 386,787kN$$

$$V_{s,k} = V_s - V_c = 476,222 - 386,787 = 89,435kN$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s,k}} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \Pi \cdot 12^2 \cdot 350 \cdot 580}{89,435} = 586,780mm$$

dipakai $\emptyset 12-100$

Dengan cara yang sama didapat dimensi dan jarak sengkang geser kolom

lainnya yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 6.13.a Tulangan geser kolom pada kombinasi momen balok di as kolom

Kolom Lantai	Letak	V_u (Kn)	V_c (Kn)	Daerah lo			Di Luar Daerah lo		
				V_s (kN)	S perlu (mm)	Terpakai	V_s (kN)	S perlu (mm)	Terpakai
1	Tepi	285.733	386.787	476.222	165.296	Ø12-100	89.435	586.780	Ø12-100
	tengah	593.735	612.751	989.558	75.891	Ø12-75	376.808	199.302	Ø12-100
2	Tepi	425.964	376.749	709.940	73.919	Ø12-70	333.191	157.502	Ø12-100
	tengah	600.776	591.337	1001.293	75.001	Ø12-75	409.956	183.187	Ø12-100
3	Tepi	427.2	367.113	712.000	73.706	Ø12-70	344.887	152.161	Ø12-100
	tengah	709.247	570.761	1182.078	63.531	Ø12-60	611.317	122.847	Ø12-100
4	Tepi	353.144	329.834	588.573	89.162	Ø12-85	258.740	202.823	Ø12-100
	tengah	585.966	512.043	976.610	76.897	Ø12-70	464.567	161.652	Ø12-100
5	Tepi	359.138	320.258	598.563	87.674	Ø12-85	278.305	188.564	Ø12-100
	tengah	613.113	491.761	1021.855	73.492	Ø12-70	530.094	141.670	Ø12-100
6	Tepi	346.595	310.659	577.658	90.847	Ø12-85	266.999	196.549	Ø12-100
	tengah	531.04	471.529	885.067	84.851	Ø12-75	413.538	181.600	Ø12-100
7	Tepi	270.915	256.476	451.525	96.186	Ø12-85	195.049	222.664	Ø12-100
	tengah	468.38	408.759	780.633	84.611	Ø12-75	371.874	177.615	Ø12-100
8	Tepi	293.358	247.245	488.930	88.827	Ø12-85	241.685	179.698	Ø12-100
	tengah	495.746	389.036	826.243	79.941	Ø12-75	437.208	151.073	Ø12-100
9	Tepi	279.685	237.999	466.142	93.170	Ø12-90	228.143	190.365	Ø12-100
	tengah	449.241	369.344	748.735	88.216	Ø12-85	379.391	174.096	Ø12-100
10	Tepi	228.762	204.551	381.270	113.910	Ø12-100	176.719	245.760	Ø12-100
	tengah	310.289	316.083	517.148	127.720	Ø12-100	201.065	328.502	Ø12-100
11	Tepi	174.26	195.288	290.433	149.537	Ø12-100	95.146	456.462	Ø12-100
	tengah	268.99	296.713	448.317	147.330	Ø12-100	151.604	435.678	Ø12-100
12	Tepi	143.084	185.924	238.473	182.118	Ø12-100	52.550	826.465	Ø12-100
	tengah	81.732	277.341	136.220	484.880	Ø12-100	-141.121	-468.039	Ø12-100

Tabel 6.13.b Tulangan geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom

Kolom Lantai	Letak	V_u (Kn)	V_c (Kn)	Daerah lo			Di Luar Daerah lo		
				V_s (kN)	S perlu (mm)	Terpakai	V_s (kN)	S perlu (mm)	Terpakai
1	Tepi	289.011	385.901	481.685	163.421	Ø12-100	95.784	547.885	Ø12-100
	tengah	560.148	612.751	933.580	80.441	Ø12-80	320.829	234.076	Ø12-100
2	Tepi	392.336	375.836	653.893	80.255	Ø12-80	278.058	188.732	Ø12-100
	tengah	537.328	591.337	895.547	83.858	Ø12-80	304.209	246.864	Ø12-100
3	Tepi	393.474	366.172	655.790	80.023	Ø12-80	289.618	181.199	Ø12-100
	tengah	634.344	570.761	1057.240	71.032	Ø12-70	486.479	154.371	Ø12-100
4	Tepi	325.175	328.962	541.958	96.831	Ø12-95	212.996	246.382	Ø12-100
	tengah	523.693	512.043	872.822	86.041	Ø12-80	360.779	208.156	Ø12-100
5	Tepi	330.694	319.362	551.157	95.215	Ø12-95	231.795	226.400	Ø12-100
	tengah	547.954	491.761	913.257	82.231	Ø12-80	421.495	178.171	Ø12-100
6	Tepi	319.144	309.738	531.907	98.661	Ø12-95	222.169	236.209	Ø12-100
	tengah	474.604	471.529	791.007	94.940	Ø12-85	319.478	235.066	Ø12-100
7	Tepi	252.716	256.190	421.193	103.113	Ø12-95	165.003	263.209	Ø12-100
	tengah	448.751	408.759	747.918	88.312	Ø12-85	339.159	194.747	Ø12-100
8	Tepi	273.652	246.951	456.087	95.224	Ø12-95	209.135	207.666	Ø12-100
	tengah	474.971	389.036	791.618	83.437	Ø12-80	402.583	164.067	Ø12-100
9	Tepi	260.897	237.698	434.828	99.879	Ø12-95	197.131	220.313	Ø12-100
	tengah	430.414	369.344	717.357	92.075	Ø12-90	348.013	189.793	Ø12-100
10	Tepi	213.125	204.330	355.208	122.267	Ø12-100	150.878	287.851	Ø12-100
	tengah	297.198	316.083	495.330	133.346	Ø12-100	179.247	368.489	Ø12-100
11	Tepi	162.349	195.067	270.582	160.508	Ø12-100	75.515	575.126	Ø12-100
	tengah	257.641	296.713	429.402	153.820	Ø12-100	132.689	497.785	Ø12-100
12	Tepi	143.084	185.804	238.473	182.118	Ø12-100	52.670	824.582	Ø12-100
	tengah	81.732	277.341	136.220	484.880	Ø12-100	-141.121	-468.039	Ø12-100

Tabel 6.13.c Tulangan geser kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Kolom Lantai	Letak	V_u (Kn)	V_c (Kn)	Daerah lo			Di Luar Daerah lo		
				V_s (kN)	S perlu (mm)	Terpakai	V_s (kN)	S perlu (mm)	Terpakai
1	Tepi	274.505	385.164	457.508	172.057	Ø12-100	72.345	725.394	Ø12-100
	tengah	540.551	612.751	900.918	83.358	Ø12-80	288.168	260.607	Ø12-100
2	Tepi	312.932	375.075	521.553	100.619	Ø12-100	146.478	358.267	Ø12-100
	tengah	502.624	591.337	837.707	89.648	Ø12-85	246.369	304.820	Ø12-100
3	Tepi	313.84	365.388	523.067	100.328	Ø12-100	157.679	332.819	Ø12-100
	tengah	593.374	570.761	988.957	75.937	Ø12-75	418.195	179.577	Ø12-100
4	Tepi	257.441	328.000	429.068	122.308	Ø12-100	101.068	519.239	Ø12-100
	tengah	454.953	512.043	758.255	99.041	Ø12-90	246.212	305.015	Ø12-100
5	Tepi	261.81	318.372	436.350	120.267	Ø12-100	117.978	444.816	Ø12-100
	tengah	476.031	491.761	793.385	94.656	Ø12-90	301.624	248.981	Ø12-100
6	Tepi	252.666	308.721	421.110	124.619	Ø12-100	112.389	466.934	Ø12-100
	tengah	412.308	471.529	687.180	109.285	Ø12-100	215.651	348.240	Ø12-100
7	Tepi	182.946	254.301	304.910	142.437	Ø12-100	50.609	858.151	Ø12-100
	tengah	319.143	408.759	531.905	124.177	Ø12-100	123.146	536.358	Ø12-100
8	Tepi	198.102	245.012	330.170	131.540	Ø12-100	85.158	510.000	Ø12-100
	tengah	337.79	389.036	562.983	117.322	Ø12-100	173.948	379.714	Ø12-100
9	Tepi	188.869	235.709	314.782	137.970	Ø12-100	79.073	549.246	Ø12-100
	tengah	306.102	369.344	510.170	129.467	Ø12-100	140.826	469.020	Ø12-100
10	Tepi	148.065	202.656	246.775	175.992	Ø12-100	44.119	984.399	Ø12-100
	tengah	197.827	316.083	329.712	200.328	Ø12-100	13.628	4846.495	Ø12-100
11	Tepi	112.789	193.393	187.982	231.035	Ø12-100	-5.411	-8025.807	Ø12-100
	tengah	171.496	296.713	285.827	231.086	Ø12-100	-10.886	-6067.300	Ø12-100
12	Tepi	143.084	184.130	238.473	182.118	Ø12-100	54.344	799.182	Ø12-100
	tengah	81.732	277.341	136.220	484.880	Ø12-100	-141.121	-468.039	Ø12-100

6.3 Pertemuan Balok Kolom

Perencanaan pertemuan balok kolom (joint) didasarkan dengan memperhitungkan kebutuhan penulangan geser arah horisontal dan vertikal. Sebagai contoh hitungan ditinjau pada pertemuan balok kolom tepi lantai 1.

6.3.1 Penulangan Geser

1. Penulangan Geser Horisontal.

$$M_{kap} = 1426,154 \text{ kNm}; M_{kap}' = 0$$

$$V_k = 0,7 \cdot \left(\frac{I_{ki} \cdot M_{kap} + I_{ka} \cdot M_{kap'}}{I_2 \cdot (h_{kb} + k_{ka})} \right) = 0,7 \cdot \left(\frac{9 \cdot 8,23 \cdot 1426,154 + 0}{I_2 \cdot (5 + 4)} \right) = 242,750 \text{ kN}$$

z diasumsikan = 0,60m

$$T = 0,7 \cdot \frac{M_{kap}}{z} = 0,7 \cdot \frac{1426,154}{0,60} = 1663,846 \text{ kN}$$

$$V_{jh} = T - V_k = 1663,846 - 242,750 = 1421,097 \text{ kN}$$

Kontrol tegangan geser horisontal:

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} = \frac{1421,097}{0,5 \cdot 0,65} = 4,372 \text{ MPa} < 1,5 \cdot \sqrt{f_c'} = 8,22 \text{ MPa}$$

Penulangan geser horisontal:

$$N_u = 2097,770 \text{ kN}; \frac{N_u}{A_g} = \frac{2097,770}{0,5 \cdot 0,65} = 6,45 \text{ MPa} > 0,1 \cdot f_c' = 3 \text{ MPa}$$

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left[\left(\frac{N_u}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f_c' \right]} \cdot b_j \cdot h_c = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{[6,45] - 0,1 \cdot 30} \cdot 0,5 \cdot 0,65 = 402,7 \text{ kN}$$

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} = 1421,097 - 402,7 = 1018,400 \text{ kN}$$

As perlu:

$$A_{sh} = \frac{V_{sh}}{f_v} = \frac{1018,400}{400} = 2546,0 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang rangkap $\varnothing 12$

$$A_s = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah lapis perlu} = \frac{A_{sh}}{A_s} = \frac{2546,0}{452,39} = 5,63$$

Dipakai 6 lapis sengkang rangkap $\varnothing 12$.

2. Penulangan Geser Vertikal.

$$V_{cv} = \frac{A_s \cdot V_{th}}{A_s} \cdot \left(0,6 + \frac{N_u}{A_g \cdot f_c'}\right) = 1421,097 \cdot \left(0,6 + \frac{2097,770}{500 \cdot 650 \cdot 30}\right) = 852,964 kN$$

$$V_{sv} = V_{rv} - V_{cv} = 1421,097 - 852,964 = 568,133 kN$$

$$A_{rv} = \frac{V_{sv}}{f_y} = \frac{568,133}{400} = 1420,333 mm^2$$

Tulangan kolom terpasang = 3D25; $A_s = 1472,7 mm^2 > A_{rv}$.

Dengan cara yang sama didapat penulangan geser pertemuan balok kolom lainnya yang ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 6.14.a Tulangan geser joint balok kolom pada kombinasi momen balok di as kolom

Lantai	Joint	Mkap Joint (kNm)		Z ki=Z ka (m)	V_k (kN)	N_u (kN)	Tul. Geser Hors.	
		Mkap ki	Mkap ka				A_{jt} (mm ²)	Jumlah lapis
1	Tepi	1426.154	0.000	0.60	242.750	2097.771	2546.0	6
	Tengah	1426.154	890.229	0.65	394.278	3889.830	3468.9	8
2	Tepi	1426.154	0.000	0.60	273.093	1925.245	2550.7	6
	Tengah	1426.154	890.229	0.65	443.563	3533.733	3475.3	8
3	Tepi	1426.154	0.000	0.60	273.093	1759.628	2635.3	6
	Tengah	1426.154	890.229	0.65	443.563	3191.559	3610.3	8
4	Tepi	1266.611	0.000	0.60	242.543	1573.905	2335.7	6
	Tengah	1266.611	804.321	0.65	396.561	2845.091	3230.0	8
5	Tepi	1266.611	0.000	0.60	242.543	1409.323	2430.6	6
	Tengah	1266.611	804.321	0.65	396.561	2507.820	3378.2	8
6	Tepi	1266.611	0.000	0.60	242.543	1244.342	3087.5	7
	Tengah	1266.611	804.321	0.65	396.561	2171.358	3546.9	8
7	Tepi	1013.049	0.000	0.55	191.658	1041.996	2744.2	6
	Tengah	1013.049	610.750	0.60	307.205	1829.940	3102.1	8
8	Tepi	1013.049	0.000	0.55	191.658	879.779	2437.0	6
	Tengah	1013.049	610.750	0.60	307.205	1498.455	3321.2	8
9	Tepi	1013.049	0.000	0.55	191.658	717.298	2744.2	6
	Tengah	1013.049	610.750	0.60	307.205	1167.495	3672.3	9
10	Tepi	728.993	0.000	0.55	137.918	514.525	1974.7	5
	Tengah	728.993	452.035	0.60	223.438	832.356	2886.1	7
11	Tepi	728.993	0.000	0.55	137.918	351.743	1974.7	5
	Tengah	728.993	452.035	0.60	223.438	506.804	2886.1	7
12	Tepi	728.993	0.000	0.55	275.835	187.194	1629.9	4
	Tengah	728.993	452.035	0.60	446.875	181.230	2327.5	6

Tabel 6.14.b Tulangan geser joint balok kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom

Lantai	Joint	Mkap Joint (kNm)		Z ki=Z ka (m)	V'_k (kN)	N''_u (kN)	Tul. Geser Hors.	
		Mkap ki	Mkap ka				A_{sv} (mm ²)	Jumlah lapis
1	Tepi	1313.564	0.000	0.60	223.585	2082.549	2272.3	6
	Tengah	1313.564	758.186	0.65	352.638	3889.830	2914.4	7
2	Tepi	1313.564	0.000	0.60	251.534	1909.548	2283.9	6
	Tengah	1313.564	758.186	0.65	396.718	3533.733	2933.8	7
3	Tepi	1313.564	0.000	0.60	251.534	1743.455	2369.5	6
	Tengah	1313.564	758.186	0.65	396.718	3191.559	3068.8	7
4	Tepi	1166.294	0.000	0.60	223.333	1558.927	2099.3	5
	Tengah	1166.294	684.551	0.65	354.417	2845.091	2742.8	7
5	Tepi	1166.294	0.000	0.60	223.333	1393.917	2195.6	5
	Tengah	1166.294	684.551	0.65	354.417	2507.820	2891.0	7
6	Tepi	1166.294	0.000	0.60	223.333	1228.508	2843.4	7
	Tengah	1166.294	684.551	0.65	354.417	2171.358	3059.7	7
7	Tepi	944.999	0.000	0.55	178.784	1036.968	2559.9	6
	Tengah	944.999	610.750	0.60	294.331	1829.940	2935.8	7
8	Tepi	944.999	0.000	0.55	178.784	874.618	2258.5	6
	Tengah	944.999	610.750	0.60	294.331	1498.455	3154.9	7
9	Tepi	944.999	0.000	0.55	178.784	712.006	2559.9	6
	Tengah	944.999	610.750	0.60	294.331	1167.495	3506.0	8
10	Tepi	679.163	0.000	0.55	128.490	510.649	1839.7	5
	Tengah	679.163	452.035	0.60	214.010	832.356	2764.3	7
11	Tepi	679.163	0.000	0.55	128.490	347.868	1839.7	5
	Tengah	679.163	452.035	0.60	214.010	506.804	2764.3	7
12	Tepi	679.163	0.000	0.55	256.981	185.086	1518.5	4
	Tengah	679.163	452.035	0.60	428.021	181.230	2229.3	5

Tabel 6.14.c Tulangan geser joint balok kolom pada kombinasi momen balok di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Joint	Mkap Joint (kNm)		Z ki=Z ka (m)	V_k (kN)	N_u (kN)	Tul. Geser Hors.	
		Mkap ki	Mkap ka				A_{sh} (mm ²)	Jumlah lapis
1	Tepi	1047.714	0.000	0.60	178.334	2069.868	1615.8	4
	Tengah	1047.714	890.229	0.65	329.863	3889.830	2611.1	6
2	Tepi	1047.714	0.000	0.60	200.626	1896.470	1642.2	4
	Tengah	1047.714	890.229	0.65	371.095	3533.733	2637.6	6
3	Tepi	1047.714	0.000	0.60	200.626	1729.981	1728.7	4
	Tengah	1047.714	890.229	0.65	371.095	3191.559	2772.6	6
ss4	Tepi	923.355	0.000	0.60	176.813	1542.393	1516.1	4
	Tengah	923.355	684.551	0.65	307.897	2845.091	2205.0	6
5	Tepi	923.355	0.000	0.60	176.813	1376.911	1614.1	4
	Tengah	923.355	684.551	0.65	307.897	2507.820	2353.2	6
6	Tepi	923.355	0.000	0.60	176.813	1211.029	2251.1	5
	Tengah	923.355	684.551	0.65	307.897	2171.358	2522.0	6
7	Tepi	684.104	0.000	0.55	129.425	1003.767	1853.1	5
	Tengah	684.104	422.314	0.60	209.322	1829.940	1837.8	5
8	Tepi	684.104	0.000	0.55	129.425	840.544	1593.5	4
	Tengah	684.104	422.314	0.60	209.322	1498.455	2056.9	5
9	Tepi	684.104	0.000	0.55	129.425	677.058	1853.1	4
	Tengah	684.104	422.314	0.60	209.322	1167.495	2408.0	6
10	Tepi	471.836	0.000	0.55	89.266	481.232	1278.1	3
	Tengah	471.836	281.138	0.60	142.455	832.356	1840.0	5
11	Tepi	471.836	0.000	0.55	89.266	318.450	1278.1	3
	Tengah	471.836	281.138	0.60	142.455	506.804	1840.0	4
12	Tepi	471.836	0.000	0.55	178.533	155.669	1055.0	3
	Tengah	471.836	281.138	0.60	284.909	181.230	1483.9	4

6.4 Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan pondasi digunakan pondasi telapak terpisah atau pondasi telapak setempat berbentuk bujur sangkar. Pada dasarnya pondasi ini adalah plat yang langsung menyangga kolom dari portal struktur. Dalam menyangga beban konsentris, pondasi ini berlaku dan diperhitungkan sebagai struktur kantilever dua arah dengan beban tekanan tanah arah ke atas pada telapak pondasi.

Dalam perencanaan pondasi ini, direncanakan dua pondasi yaitu pondasi pada kolom tepi dan pondasi pada kolom tengah dengan data kondisi tanah diasumsikan:

1. Tegangan ijin tanah, $\bar{\sigma}_t = 3,0 \text{ kg/cm}^2 = 294,3 \text{ kN/m}^2$
2. Berat jenis tanah, $\tau_t = 18 \text{ kN/m}^3$

6.4.1 Perhitungan Pondasi

1. Pondasi Pada Kolom Tepi.

a. Perhitungan dimensi.

Data yang digunakan dalam hitungan ini adalah:

- 1). Gaya aksial perlu, $N_{u,k} = 1876,265 \text{ kN}$.
- 2). Momen kolom terpasang (aktual), $M_{u,k,akt} = 892,896 \text{ kNm}$
- 3). Berat tanah di atas pondasi:

$$q_t = (h - t)\tau_t = 3 - 0,85) \cdot 18 = 38,7 \text{ kN}$$

Berat telapak pondasi:

$$q_p = t \cdot \tau_p = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{ kN}$$

Berat total:

$$q = q_t + q_p = 38,7 + 20,4 = 59,1 \text{ kN}$$

Karena $P = L$, maka:

$$\sigma = \frac{P_n}{B^2} + \frac{M_n}{1,6 \cdot B^3} + q \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\sigma = \frac{2886,562}{B^2} + \frac{1373,686}{\frac{1}{6} \cdot B^3} + 59,1 \leq 294,3$$

didapat $B = 4,5\text{m}$

Tegangan terjadi pada pondasi:

$$\sigma_{mak} = \frac{2886,562}{4,5^2} + \frac{1373,686}{\frac{1}{6} \cdot 4,5^3} + 58,8 = 292,095 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{2886,562}{4,5^2} - \frac{1373,686}{\frac{1}{6} \cdot 4,5^3} + 58,8 = 111,198 \text{ kN/m}^2$$

b. Kontrol kuat geser satu arah.

$$d = t - pb - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{tul} = 850 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 765,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{1}{2} \cdot B - \frac{1}{2} \cdot h_k - d = \frac{1}{2} \cdot 4500 - \frac{1}{2} \cdot 650 - 765,5 = 1809,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{min} + (\sigma_{mak} - \sigma_{min}) \cdot \left(\frac{B - a}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = 111,198 + (292,095 - 111,198) \cdot \left(\frac{4,5 - 1,809,5}{4,5} \right) = 219,354 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = a \cdot B \cdot \sigma_1 = 1,8095 \cdot 4,5 \cdot 219,354 = 1786,147 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 4500 \cdot 765,5 = 3144,612 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_c = 0,6 \cdot 3144,612 = 1886,767 > V_u$$

c. Kontrol kuat geser dua arah.

$$\sigma_2 = \sigma_{min} + (\sigma_{mak} - \sigma_{min}) \cdot \left(\frac{a}{B} \right)$$

$$\sigma_2 = 111,198 + (292,095 - 111,198) \left(\frac{1,8095}{4,5} \right) = 183,939 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_t = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{1}{2} \cdot (219,354 + 183,939) = 201,647 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = \left[(B^2) - (h_k + d)(h_b + b) \right] \bar{\sigma}_t$$

$$V_u = \left[(4,5^2) - (0,65 + 0,7655)(0,3 + 0,7655) \right] 201,647 = 3779,225 \text{ kN}$$

$$h_o = 2 \cdot [(h_k + d) + (h_b + b)] = 2 \cdot [(0,65 + 0,7655) + (0,3 + 0,7655)] = 4,962 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{L}{B} = \frac{4,5}{4,5} = 1$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot h_o \cdot d = \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot 2 \cdot \sqrt{30} \cdot 4962 \cdot 765,5 = 124828,523 \text{ kN}$$

$$V_{c,max} = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot h_o \cdot d = 4 \cdot \sqrt{30} \cdot 4962 \cdot 765,5 = 83219,015 \text{ kN}$$

digunakan $V_c = 83219,015 \text{ kN}$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 83219,015 = 49931,409 \text{ kN} > V_u$$

d. Hitungan tulangan.

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 292,095 \cdot 1,925^2 \cdot 4,5 = 4870,775 \text{ kNm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{0,7 \cdot B \cdot d^2} = \frac{4870,775 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 4500 \cdot 765,5^2} = 2,640$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_u}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,68} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,68 \cdot 2,640}{400}} \right) = 0,0070$$

$$A_s = \rho \cdot B \cdot d = 0,0070 \cdot 4500 \cdot 765,5 = 24113,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan, } s = \frac{1}{4} \cdot \frac{\pi \cdot 29^2 \cdot 4500}{24113,25} = 123,266 \text{ mm}$$

digunakan $\varnothing 29-120$

e. Kontrol kuat dukung.

Gaya aksial yang diijinkan, $\bar{P}_u \geq P_{u, \text{aktual}}$.

$$\bar{P}_u = 0,85 \cdot \Phi \cdot f_c' \cdot A_k = 0,85 \cdot 0,7 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 650 = 5801,250 \text{ kN} > P_u.$$

2. Pondasi Pada Kolom Tengah.

a. Perhitungan dimensi.

Data yang digunakan dalam hitungan ini adalah:

- 1). Gaya aksial perlu, $N_{u,k} = 4335,934 \text{ kN}$.
- 2). Momen kolom terpasang (aktual), $M_{u,k,akt} = 1807,426 \text{ kNm}$
- 3). Berat tanah di atas pondasi:

$$q_t = (h - t) \tau_t = 3 - 0,95 \cdot 18 = 36,9 \text{ kN}$$

Berat telapak pondasi:

$$q_p = t \cdot \tau_p = 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ kN}$$

Berat total:

$$q = q_t + q_p = 36,9 + 22,8 = 59,7 \text{ kN}$$

Karena $P = L$, maka:

$$\sigma = \frac{P_n}{B^2} + \frac{M_n}{1,6 \cdot B^3} + q \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\sigma = \frac{6670,668}{B^2} + \frac{2780,655}{\frac{1}{6} \cdot B^3} + 59,7 \leq 294,3$$

didapat $B = 6,4\text{m}$

Tegangan terjadi pada pondasi:

$$\sigma_{mak} = \frac{6670,668}{6,4^2} + \frac{2780,655}{\frac{1}{6} \cdot 6,4^3} + 59,7 = 286,202\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{6670,668}{6,4^2} - \frac{2780,655}{\frac{1}{6} \cdot 6,4^3} + 59,7 = 158,914\text{kN/m}^2$$

b. Kontrol kuat geser satu arah.

$$d = t - pb - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{tul} = 950 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 865,5\text{mm}$$

$$a = \frac{1}{2} \cdot B - \frac{1}{2} \cdot h_k - d = \frac{1}{2} \cdot 6400 - \frac{1}{2} \cdot 900 - 865,5 = 1859,5\text{mm}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{min} + (\sigma_{mak} - \sigma_{min}) \cdot \left(\frac{B - a}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = 158,91 + (286,202 - 158,91) \cdot \left(\frac{6,4 - 1,8095}{6,4} \right) = 249,219\text{kN/m}^2$$

$$V_u = a \cdot B \cdot \sigma_1 = 1,8095 \cdot 6,4 \cdot 249,219 = 2965,905\text{kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 6400 \cdot 865,5 = 5056,574\text{kN}$$

$$\varnothing V_c = 0,6 \cdot 5056,574 = 3033,945 > V_u$$

c. Kontrol kuat geser dua arah.

$$\sigma_2 = \sigma_{min} + (\sigma_{mak} - \sigma_{min}) \cdot \left(\frac{a}{B} \right)$$

$$\sigma_2 = 158,914 + (286,202 - 158,914) \left(\frac{1,8095}{6,4} \right) = 195,897 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_t = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{1}{2} \cdot (249,219 + 195,897) = 222,558 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = \left[(B^2) - (h_k + d)(h_b + b) \right] \bar{\sigma}_t$$

$$V_u = \left[(6,4^2) - (0,9 + 0,8655)(0,3 + 0,8655) \right] 222,558 = 8658,020 \text{ kN}$$

$$b_o = 2 \cdot [(h_k + d) + (h_b + b)] = 2 \cdot [(0,9 + 0,8655) + (0,3 + 0,8655)] = 5,862 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l}{B} = \frac{6,4}{6,4} = 1$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot 2 \cdot \sqrt{30} \cdot 5862 \cdot 865,5 = 166734,228 \text{ kN}$$

$$V_{c,max} = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 4 \cdot \sqrt{30} \cdot 5862 \cdot 865,5 = 111156,152 \text{ kN}$$

digunakan $V_c = 111156,152 \text{ kN}$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 111156,152 = 66693,691 \text{ kN} > V_u$$

d. Hitungan tulangan.

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 286,202 \cdot 2,75^2 \cdot 6,4 = 6926,088 \text{ kNm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{0,7 \cdot B \cdot d^2} = \frac{6926,088 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 6400 \cdot 865,5^2} = 2,064$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_u}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,68} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,68 \cdot 2,064}{400}} \right) = 0,0054$$

$$A_s = \rho \cdot B \cdot d = 0,0054 \cdot 6400 \cdot 865,5 = 29911,68 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan, } s = \frac{1}{4} \cdot \frac{\pi \cdot 29^2 \cdot 6400}{29911,68} = 141,327 \text{ mm}$$

digunakan $\emptyset 29-140$

e. Kontrol kuat dukung.

Gaya aksial yang diijinkan, $\bar{P}_u \geq P_{u, \text{aktual}}$.

$$\bar{P}_u = 0,85 \cdot \Phi \cdot f_c' \cdot A_k = 0,85 \cdot 0,7 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 900 = 8032,5 \text{ kN} > P_u.$$

BAB VII

PEMBAHASAN

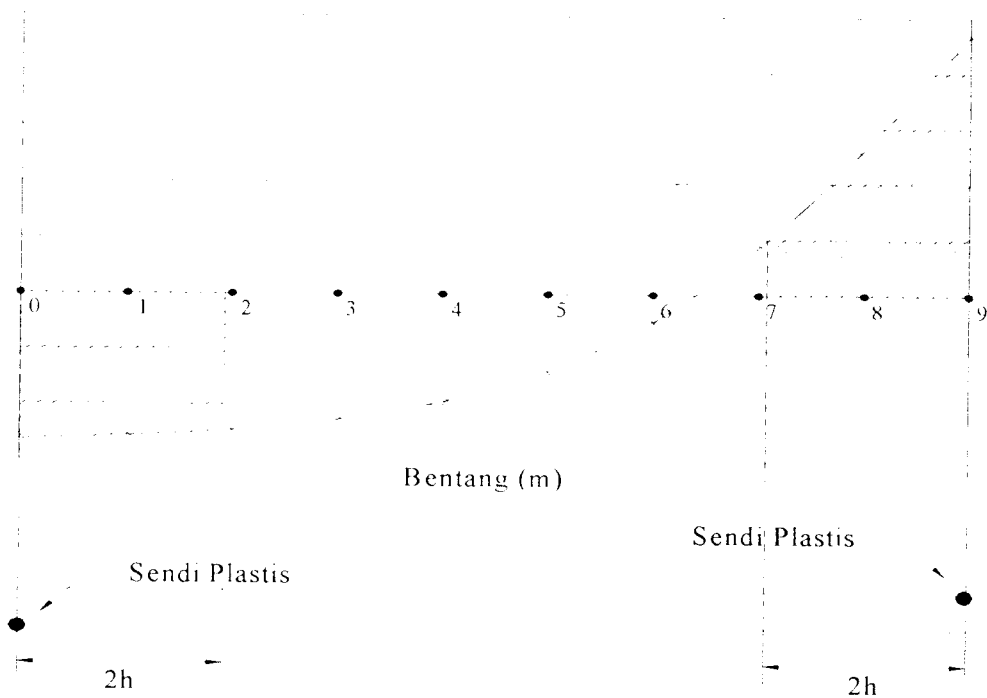
7.1 Identifikasi Lokasi Sendi Plastis Pada Balok

7.1.1 Lokasi Sendi Plastis

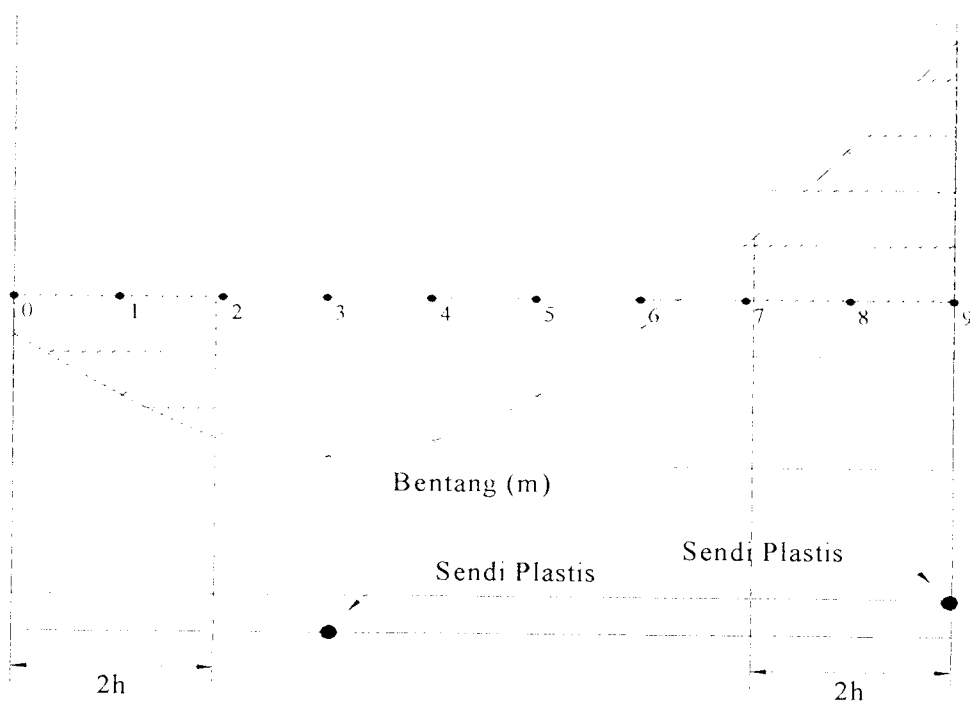
Berdasarkan analisis yang telah dilakukan terhadap model portal struktur 2,3,4, dan 5 bentang, dapat diketahui letak sendi plastis pada balok yang ditentukan berdasarkan momen lentur maksimum yang terjadi pada balok tersebut.

Pada balok yang menerima momen akibat beban gempa relatif lebih besar dibandingkan beban gravitasi, memiliki kemungkinan terjadi sendi plastis akibat momen negatif maupun akibat momen positif pada jarak sejauh $2h$ ke arah tengah bentang.

Sebaliknya pada balok yang menerima beban gravitasi relatif lebih besar daripada beban gempa, memiliki kemungkinan terjadi sendi plastis akibat momen negatif pada jarak sejauh $2h$ namun sendi plastis akibat momen positif pada jarak $> 2h$ ke arah tengah bentang.



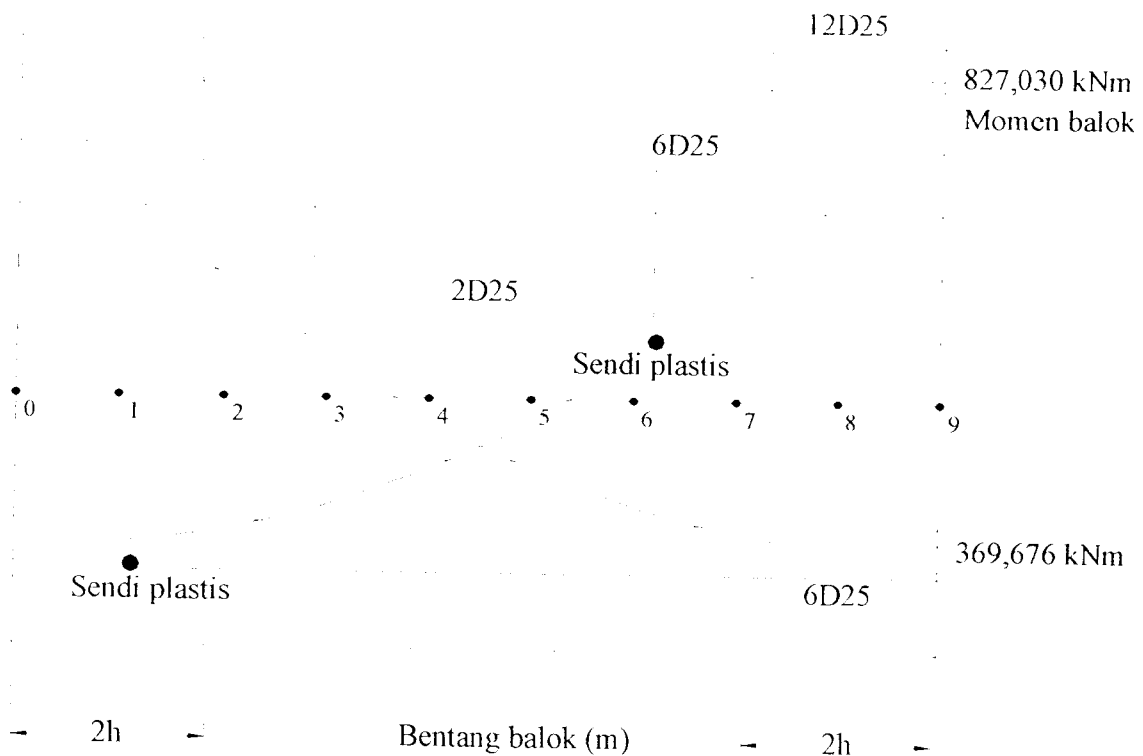
Gambar 7.1 Lokasi sendi plastis sepanjang $2h$



Gambar 7.2 Lokasi sendi plastis sejauh $> 2h$

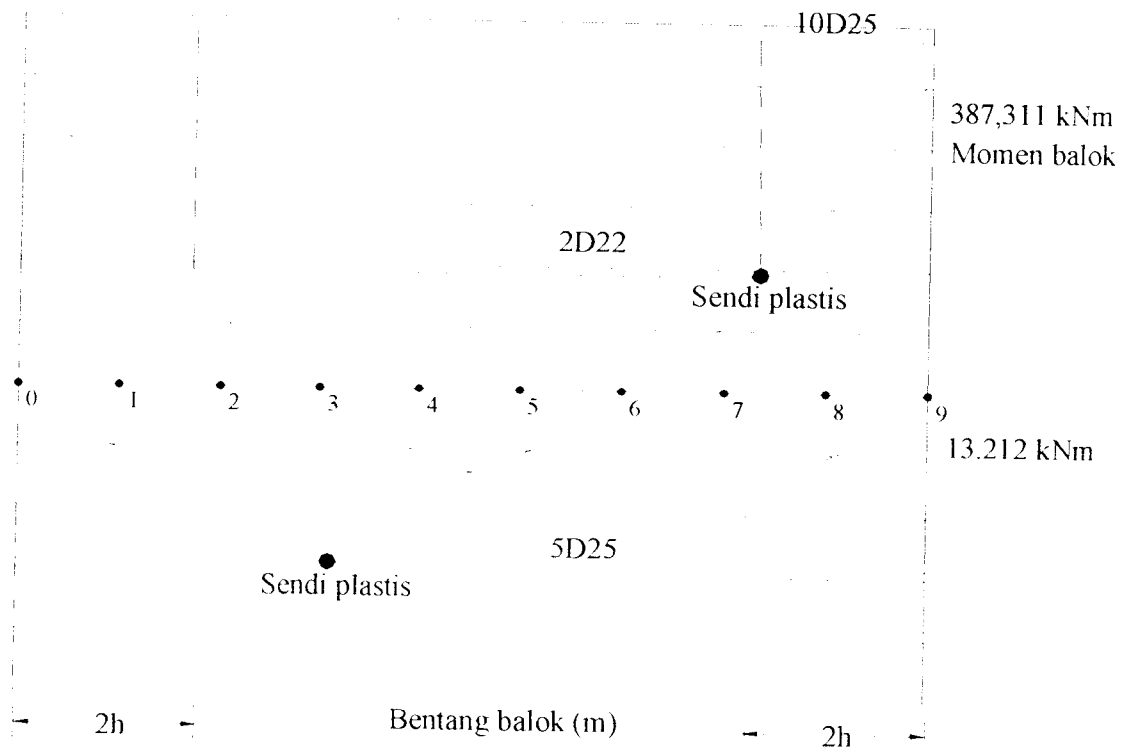
Analisis yang dilakukan terhadap momen pada ke-empat model portal struktur memberikan hasil yang sama, yaitu bahwa lokasi sendi plastis dengan kemungkinan terjadi sejauh $> 2h$ ke arah tengah bentang terdapat pada lantai ke-7 hingga lantai teratas (lantai 12-atap). Kebalikannya, lantai 1 sampai dengan lantai 6 memiliki kemungkinan terjadinya lokasi sendi plastis pada jarak sejauh $2h$.

Walaupun demikian masih ada kemungkinan lain mengenai letak sendi plastis, yaitu letak sendi plastis yang berhubungan dengan momen balok dan momen layan tulangan balok. Hal ini sebagaimana diberikan dalam gambar berikut.



Gambar 7.3 Kemungkinan lokasi sendi plastis dihubungkan dengan momen layan balok pada lantai 3





Gambar 7.4 Kemungkinan lokasi sendi plastis dihubungkan dengan momen layan balok pada lantai 10

Berdasarkan gambar di atas, terlihat bahwa pada lokasi di mana momen balok dan momen layan balok memiliki selisih nilai momen terkecil dimungkinkan terjadi sendi plastis. Hal ini dikarenakan batas layan momen balok akan tercapai lebih dahulu dibandingkan pada lokasi lain yang memiliki selisih nilai momen lebih besar. Kedua keadaan di atas –baik pada lantai tingkat bawah ataupun tingkat atas- memungkinkan sendi plastis terjadi pada jarak lebih besar dari $2h$ ($> 2h$).

Dengan adanya kemungkinan terjadi sendi plastis pada jarak $> 2h$ mengharuskan suatu perlakuan khusus pada desain sengkang geser balok tersebut agar dapat menahan geser akibat momen lentur yang terjadi.

7.1.2 Persyaratan Desain Tulangan Geser Balok

SKSNI T-15-1991-03 memberikan suatu persyaratan tentang pemasangan tulangan transversal (sengkang tertutup) pada komponen struktur lentur sepanjang dua kali tinggi komponen struktur ($2h$) ke arah tengah bentang, pada kedua ujung komponen struktur lentur dengan jarak maksimum spasi tulangan geser:

1. $\leq d/4$.
2. 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil.
3. 24 kali diameter tulangan sengkang.
4. 200mm.
5. berdasarkan persamaan:

$$1600 \cdot \frac{f_y \cdot A_s_t}{[(A_{s_a} + A_{s_b}) f_y]} \quad (7.1)$$

dengan:

A_{s_t} = luas satu kaki tulangan geser, mm^2 .

A_{s_a} = luas tulangan longitudinal atas, mm^2 .

A_{s_b} = luas tulangan longitudinal bawah, mm^2 .

f_y = kuat leleh tulangan longitudinal, MPa.

Sedangkan untuk daerah di luar $2h$, SKSNI memberikan jarak maksimum tulangan geser sebesar $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut. Hal ini dilakukan untuk menahan geser yang terjadi karena momen lentur pada daerah sepanjang $2h$ dimana dimungkinkan terjadi sendi plastis.

Berdasarkan analisis mengenai lokasi sendi plastis balok pada portal struktur beton bertulang 12 lantai dengan 2,3,4, dan 5 bentang yang memberikan hasil bahwa dimungkinkan pada lantai ke-7 hingga lantai teratas lokasi sendi plastis dapat terjadi pada lokasi sejauh $> 2h$ –terjadi pada kedua sisi elemen lentur struktur karena beban gempa merupakan beban siklis (bolak-balik). Dengan demikian persyaratan tulangan geser pada daerah ini sama dengan persyaratan SKSNI mengenai tulangan geser pada daerah sejauh $2h$.

7.2 Hasil Desain Struktur:

7.2.1 Desain Balok

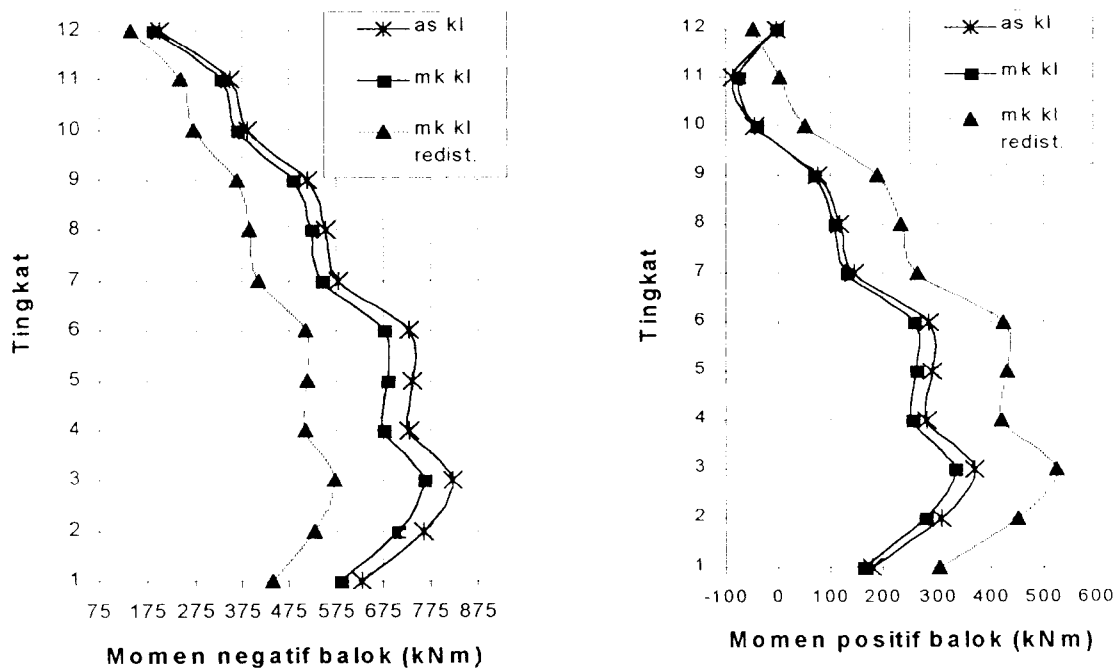
Momen rencana balok yang digunakan dalam desain didapatkan dari analisis struktur dengan menggunakan program bantu SAP90. Momen rencana yang digunakan adalah momen rencana dengan tiga tinjauan, yaitu tinjauan pada as kolom, muka kolom, dan muka kolom dengan redistribusi. Setelah dilakukan kombinasi momen sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 (kombinasi momen akibat beban mati, beban hidup, dan beban gempa) diambil momen maksimum yang merupakan momen ultimit balok. Momen rencana balok dan luas tulangan perlu balok ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 7.1 Momen ultimit balok

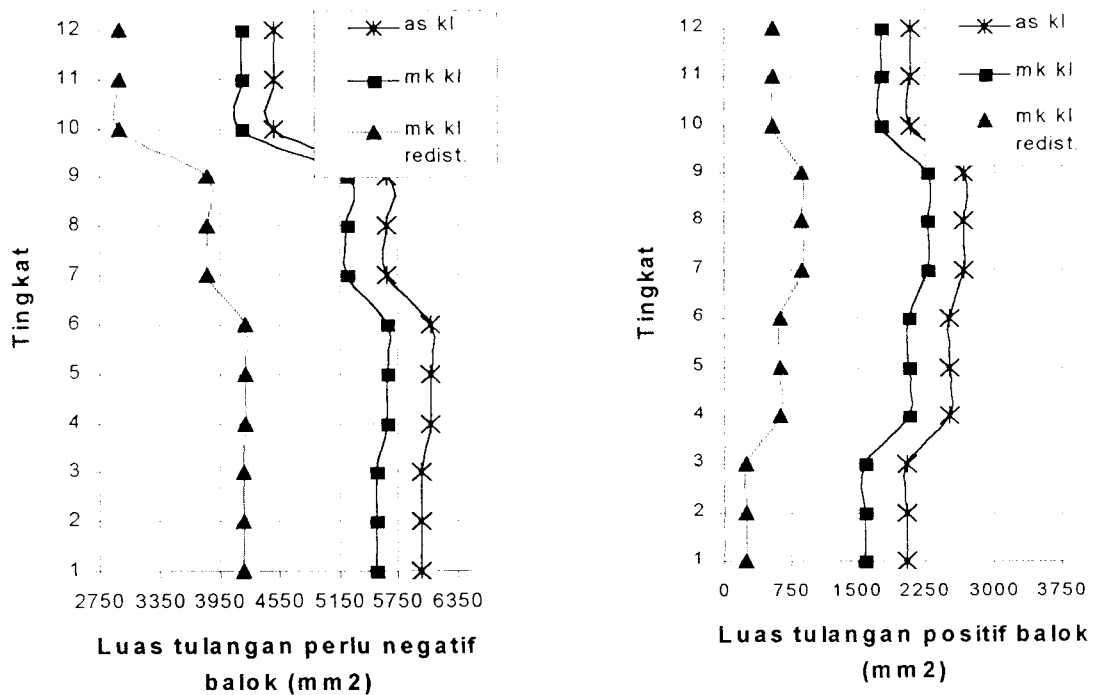
Balok lantai	Momen balok dengan kombinasi beban pada (kNm)					
	As kolom		Muka kolom		Muka kolom dengan redistribusi	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+
1	628.618	177.280	583.218	159.552	437.414	305.357
2	760.078	306.726	705.183	276.053	528.887	452.349
3	821.276	369.613	761.962	332.652	571.472	523.143
4	729.656	281.765	676.959	253.589	507.719	422.829
5	738.018	289.668	684.717	260.701	513.538	431.880
6	729.794	284.424	677.087	255.982	507.815	425.254
7	579.398	141.924	543.990	129.309	407.993	265.307
8	552.854	114.776	519.068	104.574	389.301	234.341
9	511.056	73.525	479.825	66.989	359.869	186.945
10	386.629	-45.515	363.002	-41.469	272.252	49.282
11	347.693	-84.638	326.445	-77.115	244.834	4.496
12	201.560	-2.680	189.242	-2.442	141.932	-49.753

Tabel 7.2 Luas tulangan longitudinal perlu balok

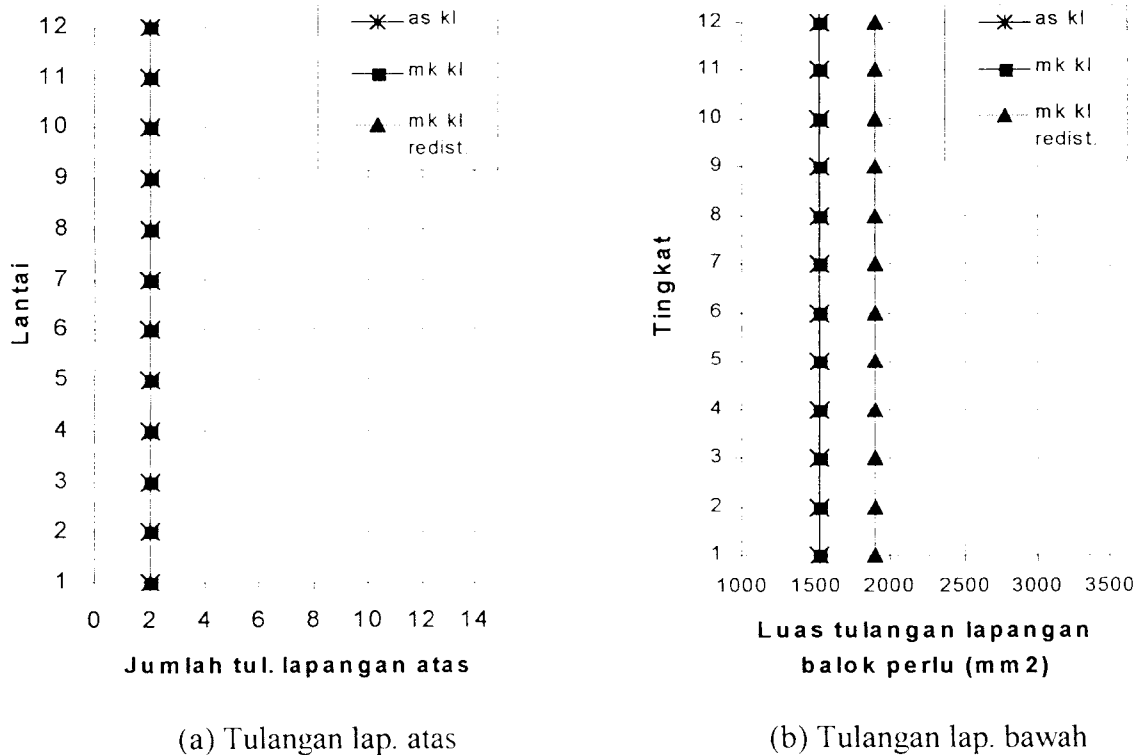
Balok lantai	Luas tulangan balok perlu dengan kombinasi momen balok pada (mm ²)					
	As kolom		Muka kolom		Muka kolom dengan redistribusi	
	negatif	positif	negatif	positif	Negatif	Positif
1	5988.007	2033.773	5529.413	1575.179	4186.857	232.622
2	5988.007	2033.773	5529.413	1575.179	4186.857	232.622
3	5988.007	2033.773	5529.413	1575.179	4186.857	232.622
4	6081.121	2510.792	5633.585	2063.257	4196.302	625.974
5	6081.121	2510.792	5633.585	2063.257	4196.302	625.974
6	6081.121	2510.792	5633.585	2063.257	4196.302	625.974
7	5634.521	2675.700	5229.011	2270.190	3821.236	862.416
8	5634.521	2675.700	5229.011	2270.190	3821.236	862.416
9	5634.521	2675.700	5229.011	2270.190	3821.236	862.416
10	4488.440	2086.284	4162.241	1760.084	2944.479	542.322
11	4488.440	2086.284	4162.241	1760.084	2944.479	542.322
12	4488.440	2086.284	4162.241	1760.084	2944.479	542.322



Gambar 7.5 Momen ultimit balok



Gambar 7.6 Luas tulangan perlu balok



Gambar 7.7 Tulangan lapangan balok

Berdasarkan tabel dan gambar momen rencana balok dan jumlah tulangan balok terlihat bahwa momen ultimit negatif balok dengan kombinasi as kolom relatif lebih besar dibandingkan momen negatif balok dengan kombinasi pada muka kolom ataupun muka kolom dengan redistribusi. Tetapi, untuk momen positif balok dengan kombinasi momen di muka kolom dengan redistribusi memiliki nilai terbesar dibandingkan kedua kombinasi momen balok lainnya.

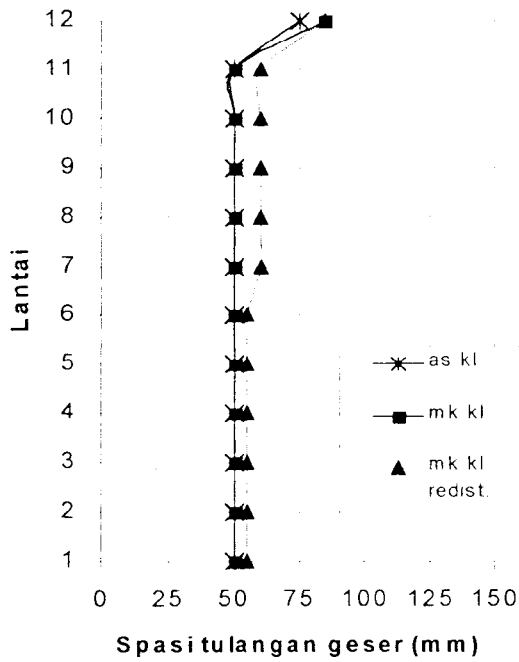
Hal ini berpengaruh pada desain tulangan balok, dengan secara keseluruhan desain tulangan dengan tinjauan momen balok pada muka kolom dengan redistribusi relatif lebih ekonomis dibandingkan dengan kombinasi momen balok di muka kolom ataupun di as kolom.

7.2.2 Desain Tulangan Geser Balok

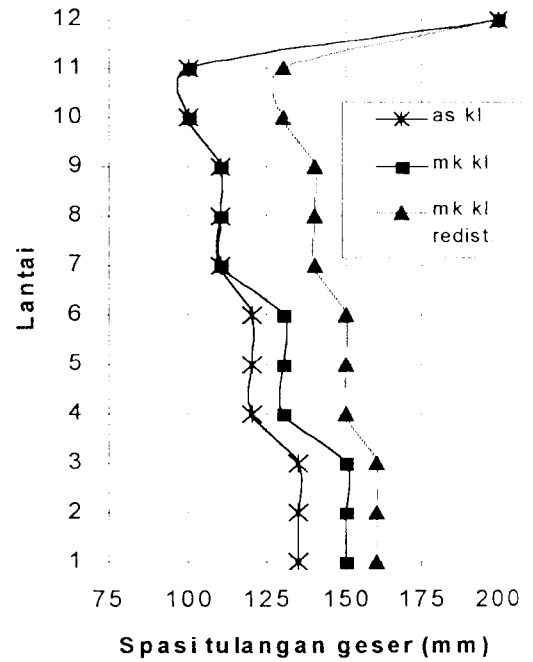
Pada saat balok menerima beban lentur, balok juga menahan gaya geser yang diakibatkan oleh lenturan tersebut. Oleh karenanya diperlukan tulangan geser dengan persyaratan tertentu sebagaimana telah disebutkan sebelumnya. Jumlah tulangan geser balok diberikan dalam tabel dan gambar berikut.

Tabel 7.3 Tulangan geser balok

Balok lantai	Jarak tulangan geser dengan kombinasi momen pada					
	As kolom		Muka kolom		Muka kolom dengan redistribusi	
	Daerah s. plastis	> Daerah s. plastis	Daerah s. plastis	> Daerah s. plastis	Daerah s. plastis	> Daerah s. plastis
1	Ø10-50	Ø10-135	Ø10-50	Ø10-150	Ø10-55	Ø10-160
2	Ø10-50	Ø10-135	Ø10-50	Ø10-150	Ø10-55	Ø10-160
3	Ø10-50	Ø10-135	Ø10-50	Ø10-150	Ø10-55	Ø10-160
4	Ø10-50	Ø10-120	Ø10-50	Ø10-130	Ø10-55	Ø10-150
5	Ø10-50	Ø10-120	Ø10-50	Ø10-130	Ø10-55	Ø10-150
6	Ø10-50	Ø10-120	Ø10-50	Ø10-130	Ø10-55	Ø10-150
7	Ø10-50	Ø10-110	Ø10-50	Ø10-110	Ø10-60	Ø10-140
8	Ø10-50	Ø10-110	Ø10-50	Ø10-110	Ø10-60	Ø10-140
9	Ø10-50	Ø10-110	Ø10-50	Ø10-110	Ø10-60	Ø10-140
10	Ø10-50	Ø10-100	Ø10-50	Ø10-100	Ø10-60	Ø10-130
11	Ø10-50	Ø10-100	Ø10-50	Ø10-100	Ø10-60	Ø10-130
12	Ø10-75	Ø10-200	Ø10-85	Ø10-200	Ø10-85	Ø10-200



(a) spasi tulangan geser daerah sendi plastis



(b) spasi tulangan geser di luar daerah sendi plastis

Gambar 7.8 Tulangan geser balok

Berdasarkan tabel dan gambar tulangan geser tersebut, terlihat bahwa jarak spasi tulangan geser balok dengan pengambilan momen pada as kolom relatif lebih rapat dibandingkan dengan pengambilan momen balok pada muka kolom baik dengan redistribusi maupun tidak. Hal ini berdasarkan perhitungan gaya geser ultimit balok yang berbanding lurus dengan besarnya momen kapasitas balok, sehingga pada pengambilan momen balok di as kolom yang relatif lebih besar dibanding tinjauan momen balok lainnya –oleh karenanya momen kapasitas balok relatif lebih besar- akan menghasilkan gaya geser yang lebih besar dan jarak tulangan geser yang lebih rapat.

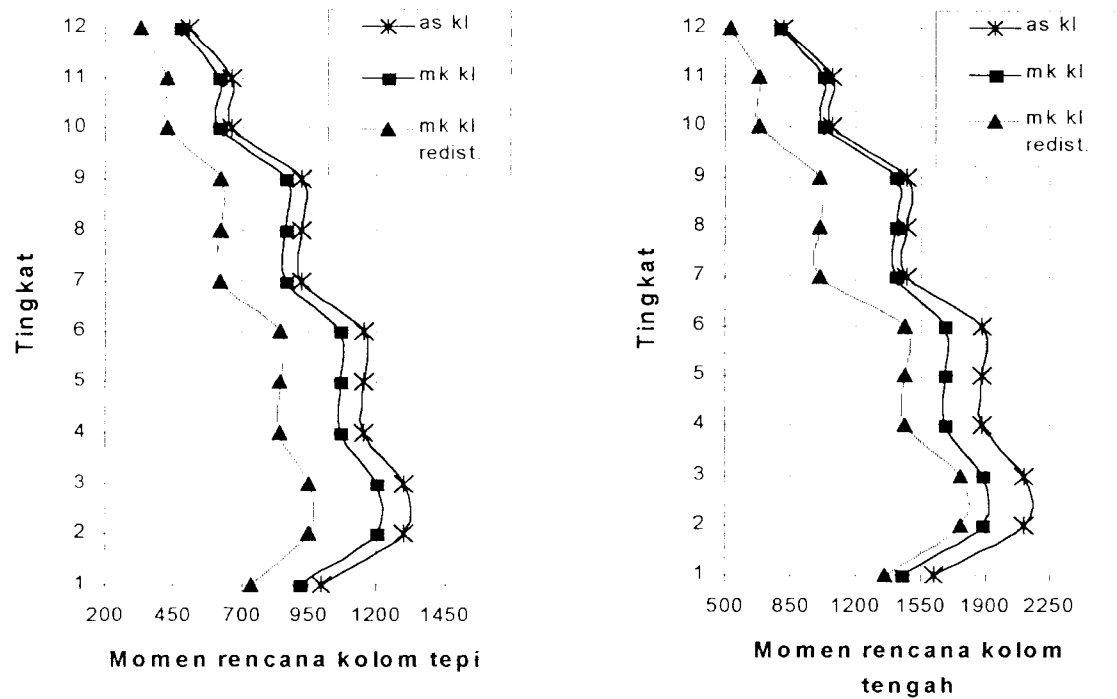
7.2.3 Desain Kolom

Momen rencana kolom didapat dengan mengalikan momen kapasitas balok dengan koefisien tertentu sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 –momen kapasitas balok diperoleh dengan mengalikan momen nominal aktual balok dengan koefisien sebesar 1,25- untuk menjamin terbentuknya mekanisme *strong column, weak beam*.

Tabel 7.4 Momen rencana kolom

Lantai	Momen rencana kolom dengan kombinasi momen balok pada (kNm)					
	As kolom		Muka kolom		Muka kolom dengan redistribusi	
	Kolom		Kolom		Kolom	
	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah
1	998.308	1621.468	919.495	1450.225	733.400	1356.560
2	1297.800	2107.909	1195.343	1885.293	953.420	1763.528
3	1297.800	2107.909	1195.343	1885.293	953.420	1763.528
4	1152.616	1884.548	1061.328	1684.269	840.253	1463.194
5	1152.616	1884.548	1061.328	1684.269	840.253	1463.194
6	1152.616	1884.548	1061.328	1684.269	840.253	1463.194
7	921.875	1477.657	859.949	1415.732	622.535	1006.840
8	921.875	1477.657	859.949	1415.732	622.535	1006.840
9	921.875	1477.657	859.949	1415.732	622.535	1006.840
10	663.384	1074.735	618.038	1029.390	429.371	685.206
11	663.384	1074.735	618.038	1029.390	429.371	685.206
12	510.295	816.186	475.414	791.839	330.285	527.082

Gambar 7.9 menunjukkan bahwa momen rencana kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom dengan redistribusi akan menghasilkan momen kolom yang relatif kecil dibandingkan dengan tinjauan momen balok lainnya.

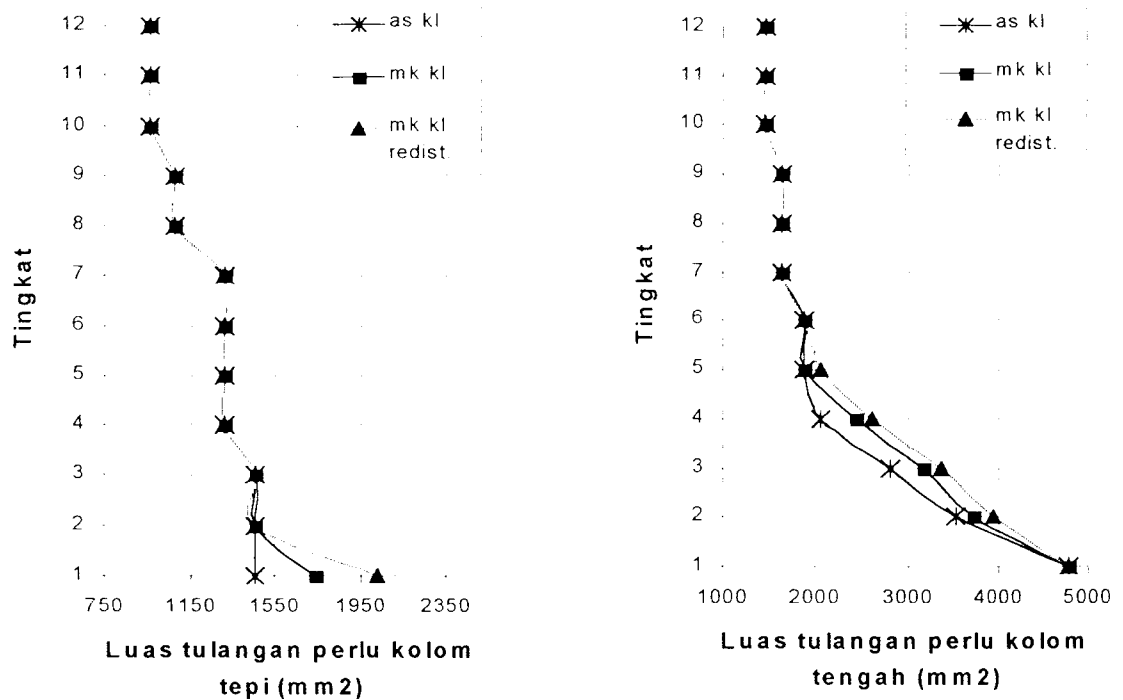


Gambar 7.9 Momen rencana kolom

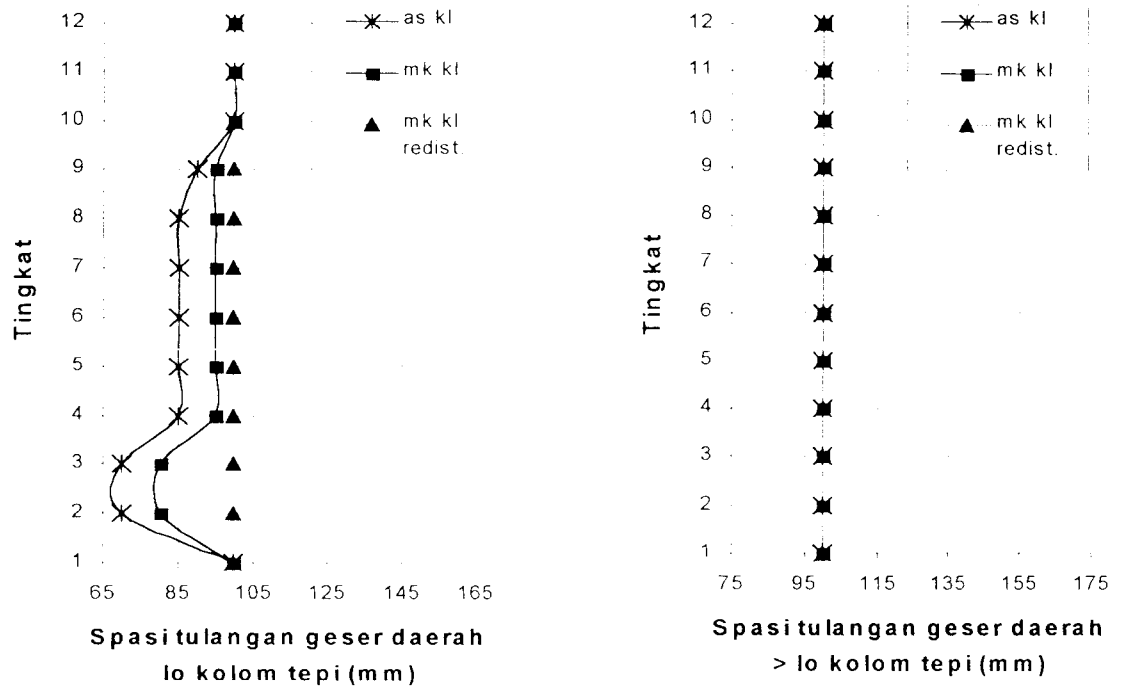
Momen rencana kolom maksimum terjadi pada kolom lantai 2. Hal ini dikarenakan koefisien pembesar dinamis (ω_d) yang digunakan dalam desain momen kolom untuk kolom dasar dan kolom teratas adalah sama dengan 1, sedangkan untuk kolom-kolom lainnya sama dengan 1,3. Keadaan ini untuk menghasilkan keruntuhan daktil yang dilakukan dengan memproporsikan letak sendi plastis pada ujung-ujung kolom dasar dan ujung kolom teratas serta pada semua balok struktur.

Tabel 7.5 Luas tulangan perlu kolom

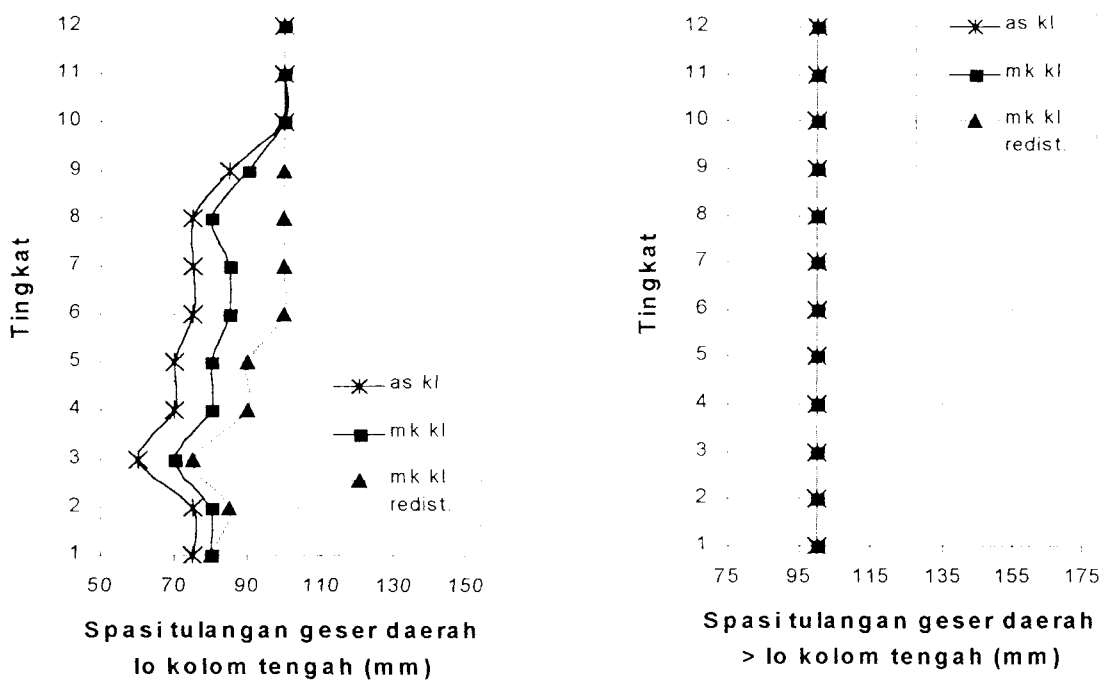
Lantai	Luas tulangan perlu kolom dengan kombinasi momen balok pada (mm ²)					
	As kolom		Muka kolom		Muka kolom dengan redistribusi	
	Kolom		Kolom		Kolom	
	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah
1	1450.000	4772.500	1740.000	4772.500	2030.000	4772.500
2	1450.000	3527.500	1450.000	3735.000	1450.000	3942.500
3	1450.000	2801.300	1450.000	3174.800	1450.000	3361.500
4	1305.000	2054.300	1305.000	2427.800	1305.000	2614.500
5	1305.000	1867.500	1305.000	1867.500	1305.000	2054.300
6	1305.000	1867.500	1305.000	1867.500	1305.000	1867.500
7	1305.000	1642.500	1305.000	1642.500	1305.000	1642.500
8	1080.000	1642.500	1080.000	1642.500	1080.000	1642.500
9	1080.000	1642.500	1080.000	1642.500	1080.000	1642.500
10	960.000	1460.000	960.000	1460.000	960.000	1460.000
11	960.000	1460.000	960.000	1460.000	960.000	1460.000
12	960.000	1460.000	960.000	1460.000	960.000	1460.000



Gambar 7.10 Luas tulangan perlu kolom



Gambar 7.11 Tulangan geser kolom tepi



Gambar 7.12 Tulangan geser kolom tengah

Gambar 7.11 dan 7.12 menunjukkan bahwa pada penulangan geser kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom dengan redistribusi akan memberikan spasi tulangan yang relatif jarang dibandingkan dengan spasi tulangan geser kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok di as kolom maupun muka kolom.

Spasi tulangan geser pada kolom dasar lebih besar dibandingkan spasi tulangan geser kolom di atasnya. Hal ini dikarenakan pada desain gaya geser ultimit kolom ($V_{u,k}$) yang mendasarkan pada momen ultimit kolom ($M_{u,k}$), momen ultimit kolom pada lantai dasar lebih kecil (lihat pada pembahasan momen rencana kolom). Hal ini berbeda bila dibandingkan dengan NZ standar yang memproporsikan spasi tulangan geser pada kolom dasar relatif lebih rapat dibandingkan kolom lainnya untuk mengamankan sendi plastis pada lokasi tersebut terhadap bahaya geser.

Persamaan yang digunakan oleh NZ standar adalah:

$$V_{u,k} = \omega_c \cdot \phi_o \cdot V_{code} \quad (7.1)$$

dengan, $V_{u,k}$ = gaya geser ultimit kolom

ω_c = koefisien pembesar dinamis geser kolom, dimana:

untuk kolom dasar = 2,5

untuk kolom teratas = 2

untuk kolom lainnya = 1,3

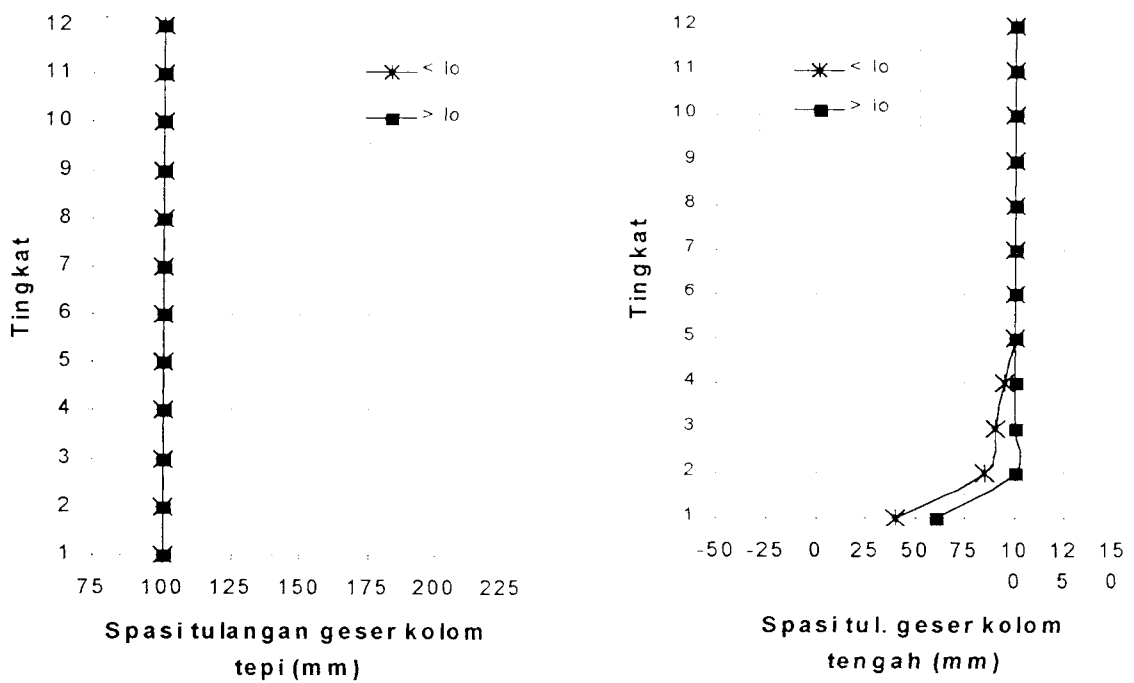
ϕ_o = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*)

V_{code} = gaya geser akibat gempa

Dengan menggunakan persamaan ini di dapat spasi tulangan geser:

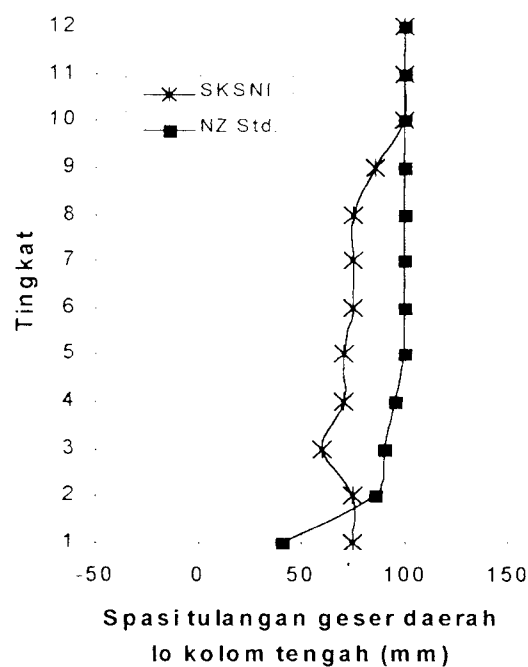
Tabel 7.8 Spasi tulangan geser kolom dengan NZ Standar

Lantai	Spasi tulangan geser kolom			
	< lo		> lo	
	Tepi	tengah	tepi	Tengah
1	Ø12-100	Ø12-40	Ø12-125	Ø12-60
2	Ø12-100	Ø12-85	Ø12-200	Ø12-100
3	Ø12-100	Ø12-90	Ø12-200	Ø12-100
4	Ø12-100	Ø12-95	Ø12-200	Ø12-100
5	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100
6	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100
7	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100
8	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100
9	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100
10	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100
11	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100
12	Ø12-100	Ø12-100	Ø12-200	Ø12-100



Gambar 7.13 Spasi tulangan geser kolom dengan NZ standar

Berdasarkan tabel dan gambar di atas terlihat bahwa untuk kolom dasar, spasi tulangan geser kolom paling rapat dibandingkan kolom lainnya untuk mengamankan lokasi sendi plastis pada kolom dasar terhadap bahaya geser pada desain tulangan geser dengan NZ Standar. Gambar di bawah ini menunjukkan desain spasi tulangan geser kolom dengan SKSNI T-15-1991-03 dan dengan NZ Standar.



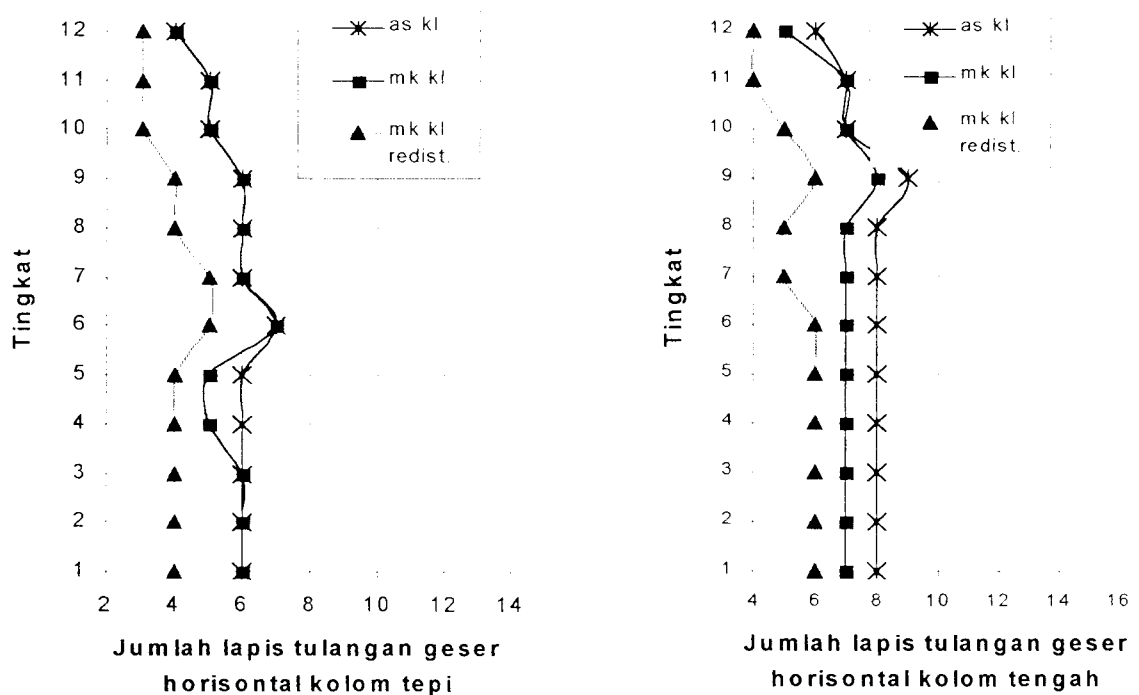
Gambar 7.14 Spasi tulangan geser kolom tengah berdasarkan SKSNI dan NZ Standart

7.2.5 Pertemuan Balok Kolom

SKSNI mensyaratkan penulangan geser horisontal dan vertikal pada pertemuan balok kolom. Pada desain ini -setelah dilakukan desain- ternyata tidak memerlukan penulangan geser vertikal pada pertemuan balok kolom. Hasil desain tulangan geser horisontal pertemuan balok kolom disajikan dalam tabel dan gambar berikut.

Tabel 7.9 Jumlah lapis tulangan horisontal pertemuan balok kolom

Lantai	Jumlah lapis tulangan geser horisontal dengan kombinasi momen balok pada					
	As kolom		Muka kolom		Muka kolom dengan redistribusi	
	Kolom		Kolom		Kolom	
	Tepi	tengah	Tepi	tengah	Tepi	tengah.
1	6	8	6	7	4	6
2	6	8	6	7	4	6
3	6	8	6	7	4	6
4	6	8	5	7	4	6
5	6	8	5	7	4	6
6	7	8	7	7	5	6
7	6	8	6	7	5	5
8	6	8	6	7	4	5
9	6	9	6	8	4	6
10	5	7	5	7	3	5
11	5	7	5	7	3	4
12	4	6	4	5	3	4



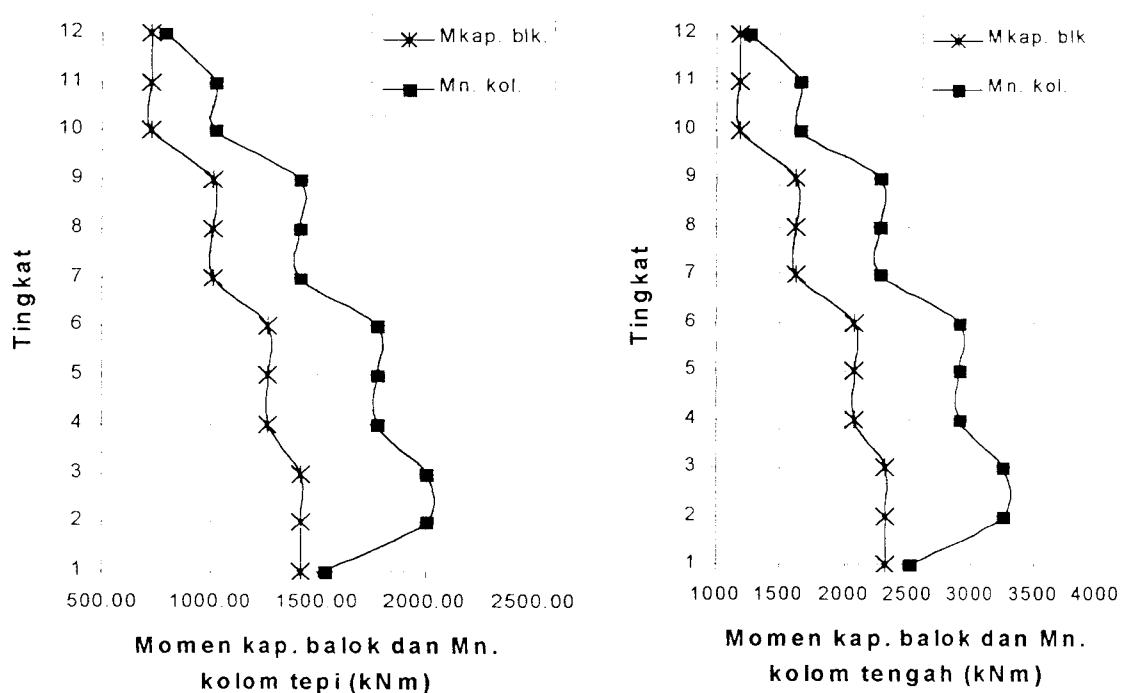
Gambar 7.15 Tulangan geser horisontal pertemuan balok kolom

7.3 Momen Kapasitas Balok Dan Momen Nominal Kolom

Sesuai dengan metode *strong column, weak beam* dengan mekanisme goyang (*sway mechanism*) yang diinginkan adalah pada balok, maka tentunya kekuatan kolom harus lebih besar dibandingkan balok untuk menjamin terbentuknya mekanisme goyang pada balok tersebut. SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan dalam perhitungan momen ultimit kolom dengan mendasarkan pada momen kapasitas kolom, dengan demikian momen ultimit kolom dan momen kapasitas balok akan berbanding lurus. Untuk penghitungan momen nominal kolom, momen ultimit kolom diperbesar sebanyak 53,8% dimana koefisien ini lebih besar (atau dapat dikatakan 2 kali lipat) dibandingkan dengan momen nominal balok yang diperbesar 25%. Dengan adanya beberapa parameter tersebut dapat dipastikan kekuatan kolom yang lebih besar dari balok untuk memastikan mekanisme goyang pada balok (*beam sway mechanism*) dapat diperoleh. Tabel dan gambar berikut menunjukkan momen kapasitas balok dan momen nominal kolom pada desain struktur ini, pada semua tinjauan pengambilan momen balok (as kolom, muka kolom, muka kolom dengan redistribusi).

Tabel 7.10 Momen kapasitas balok dan momen nominal kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada as kolom

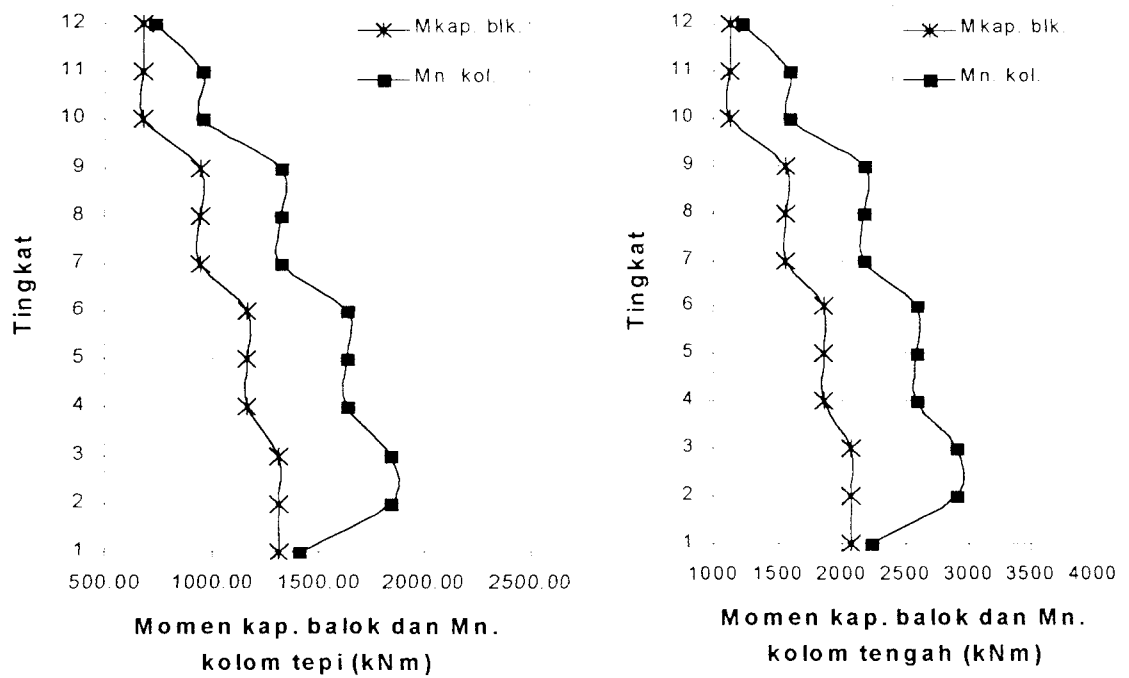
Lantai	Kolom tepi		Kolom tengah	
	$M_{kap.b}$ (kNm)	$M_{n.k}$ (kNm)	$M_{kap.b}$ (kNm)	$M_{n.k}$ (kNm)
1	1426.154	1535.858	2316.383	2494.566
2	1426.154	1996.615	2316.383	3242.937
3	1426.154	1996.615	2316.383	3242.937
4	1266.611	1773.255	2070.932	2899.305
5	1266.611	1773.255	2070.932	2899.305
6	1266.611	1773.255	2070.932	2899.305
7	1013.049	1418.269	1623.799	2273.318
8	1013.049	1418.269	1623.799	2273.318
9	1013.049	1418.269	1623.799	2273.318
10	728.993	1020.591	1181.028	1653.438
11	728.993	1020.591	1181.028	1653.438
12	728.993	785.069	1181.028	1255.671



Gambar 7.16 Perbandingan M_{kap} balok dan M_n kolom dengan tinjauan kombinasi momen balok pada as kolom

Tabel 7.11 Momen kapasitas balok dan momen nominal kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom

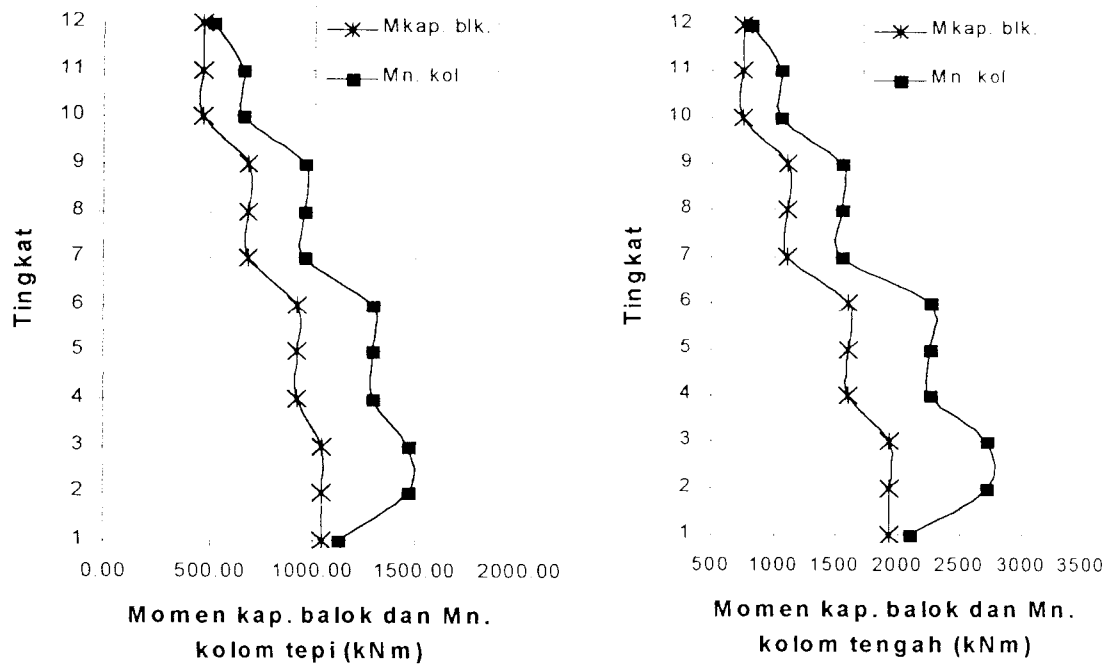
Lantai	Kolom tepi		Kolom tengah	
	$M_{kap,b}$ (kNm)	$M_{n,k}$ (kNm)	$M_{kap,b}$ (kNm)	$M_{n,k}$ (kNm)
1	1313.564	1414.608	2071.750	2231.115
2	1313.564	1838.989	2071.750	2900.451
3	1313.564	1838.989	2071.750	2900.451
4	1166.294	1632.812	1850.845	2591.183
5	1166.294	1632.812	1850.845	2591.183
6	1166.294	1632.812	1850.845	2591.183
7	944.999	1322.998	1555.749	2178.049
8	944.999	1322.998	1555.749	2178.049
9	944.999	1322.998	1555.749	2178.049
10	679.163	950.828	1131.198	1583.677
11	679.163	950.828	1131.198	1583.677
12	679.163	731.406	1131.198	1218.214



Gambar 7.17 M_{kap} balok dan Mn. kolom dengan tinjauan kombinasi momen balok pada muka kolom

Tabel 7.12 Momen kapasitas balok dan momen nominal kolom dengan tinjauan pengambilan momen balok pada muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Kolom tepi		Kolom tengah	
	$M_{kap,b}$ (kNm)	$M_{n,k}$ (kNm)	$M_{kap,b}$ (kNm)	$M_{n,k}$ (kNm)
1	1047.714	1128.308	1937.943	2087.015
2	1047.714	1466.800	1937.943	2713.120
3	1047.714	1466.800	1937.943	2713.120
4	923.355	1292.697	1607.906	2251.068
5	923.355	1292.697	1607.906	2251.068
6	923.355	1292.697	1607.906	2251.068
7	684.104	957.746	1106.418	1548.985
8	684.104	957.746	1106.418	1548.985
9	684.104	957.746	1106.418	1548.985
10	471.836	660.571	752.974	1054.163
11	471.836	660.571	752.974	1054.163
12	471.836	508.131	752.974	810.895



Gambar 7.18 M_{kap} balok dan Mn. kolom dengan tinjauan kombinasi momen balok pada muka kolom dengan redistribusi

Berdasarkan tabel dan gambar momen kapasitas balok dan momen nominal kolom baik kolom tepi maupun kolom tengah, terlihat bahwa momen nominal kolom lebih besar daripada momen kapasitas balok. Keadaan ini menunjukkan suatu kondisi bahwa kolom direncanakan lebih kuat daripada balok untuk menghasilkan keruntuhan sesuai yang diinginkan yaitu keruntuhan balok terlebih dahulu.

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1 Kesimpulan

Setelah melakukan penelitian numeris mengenai identifikasi lokasi sendi plastis pada balok struktur beton bertulang 12 tingkat dengan 2,3,4, dan 5 bentang serta desain struktur beton bertulang 12 tingkat dengan 2 bentang dengan tinjauan momen balok pada as kolom, muka kolom, dan muka kolom dengan redistribusi, kesimpulan yang kami dapatkan adalah:

1. Lokasi sendi plastis pada elemen balok struktur berada sepanjang $2h$ dari as kolom untuk tingkat 1 sampai dengan tingkat 6, sedangkan untuk tingkat 7 hingga tingkat 12 (atap) lokasi sendi plastis elemen balok struktur berada pada jarak $> 2h$ dari as kolom. Kondisi ini terjadi similar pada semua model portal struktur (2,3,4, dan 5 bentang). Hal ini menunjukkan bahwa pada struktur dengan 12 tingkat, tingkat 1 sampai dengan tingkat 6 struktur mengalami beban gempa lebih dominan dibandingkan beban gravitasi, namun kebalikannya pada tingkat 7 hingga 12 beban gravitasi lebih dominan dibandingkan beban gempa. Hal ini hanya berdasarkan momen balok. Bila dihubungkan dengan selimut tulangan beton atau momen layan balok, sendi plastis dapat saja terjadi pada jarak $> 2h$ pada balok lantai-lantai bawah.

Keadaan ini berdasarkan selisih nilai terkecil –atau rasio selisih momen balok terhadap momen tumpuan balok terkecil- yang merupakan titik terlemah dari balok.

2. Lokasi sendi plastis pada elemen balok yang berada pada jarak $> 2h$ dari as kolom menuntut persyaratan jarak tulangan geser balok.
3. Perhitungan spasi tulangan geser kolom berdasarkan SKSNI, memberikan hasil spasi tulangan geser kolom dasar yang relatif lebih lebar bila dibandingkan dengan kolom pada lantai 2 ataupun pada lantai 3. Hal ini berkebalikan dengan perhitungan dengan menggunakan NZ standart.
4. Desain struktur berdasarkan momen balok pada muka kolom dengan redistribusi memberikan penghematan yang signifikan dibandingkan dengan desain struktur berdasarkan momen balok pada as kolom ataupun pada muka kolom.

8.2 Saran

1. Diperlukan persyaratan mengenai jarak tulangan geser balok pada elemen balok yang menerima beban gravitasi relatif lebih besar dibandingkan beban gempa yang mengakibatkan lokasi sendi plastis terletak pada jarak $> 2h$ dari as kolom, untuk menghindari kegagalan geser lentur.
2. Panjang penyaluran tulangan balok tidak hanya bergantung pada faktor keamanan yang diberikan, namun harus mempertimbangkan kemungkinan letak sendi plastis, baik akibat momen positif balok maupun akibat momen negatif balok.
3. Desain tulangan geser kolom perlu memperhatikan spasi tulangan geser kolom khususnya pada kolom dasar yang diposisikan sebagai tempat terjadinya sendi

plastis, untuk menghindari kegagalan geser pada kolom dasar (memperhatikan hasil spasi tulangan geser kolom yang diperoleh dengan perhitungan berdasarkan SKSNI dan NZ Standart).

4. Penelitian numeris ini dilakukan dengan tinjauan struktur dua dimensi dan parameter gempa tertentu, oleh karenanya dapat saja dilakukan penelitian numeris lainnya dengan tinjauan struktur tiga dimensi, wilayah gempa yang berbeda, faktor keamanan struktur yang berbeda. atau dengan melakukan suatu penelitian numeris dengan tinjauan portal memanjang.

DAFTAR PUSTAKA

- _____, 1987, *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung*, SKBI-1.3.53.1987, Yayasan Penerbit PU.
- _____, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung*, SKBI-1.3.53.1987, Yayasan Penerbit PU.
- _____, 1991, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, SK SNI T-15-1991-03, Yayasan LPMB, Bandung.
- Agus Widodo dan Nugroho Adijono, 1996, *Perhitungan Senggang Pada Joint Balok Kolom Persegi Dan Tulangan Geser Pada Penampang Kritis*, UII, Yogyakarta.
- Gusti Andri Wahyudi, 1998, *Analisis Penulangan Tahan Gempa pada Portal Beton Bertulang Konvensional Dengan Menggunakan Prinsip Strong Column Weak Beam*, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- George Winter dan Arthur H. Nilson, 1993, *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*, PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Gideon H. Kusuma, 1994, *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang*, Erlangga, Jakarta.
- Gideon H. Kusuma, 1993, *Disain Struktur Rangka Beton Bertulang Di Daerah Rawan Gempa*, Erlangga, Jakarta.
- Istimawan Dipohusodo, 1996, *Struktur Beton Bertulang*, Edisi Kedua, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- M. Hamron D dan M. Riza P, 1999, *Studi Dominasi Beban Dan Disain Pada Struktur Beton Bertingkat Dengan Variabel Banyak Tingkat*, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Nawy, Edward G, 1990, *Beton Bertulang (Suatu Pendekatan Dasar)*, Eresco, Bandung.

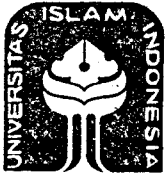
Paulay, T, 1991, *Seismic Design of Reinforced Concrete And Masonry Building*, A Wiley Interscience Publication, New York.

Widodo, 1996, *Bahan Kuliah Teknik Gempa*, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

LAMPIRAN

LAMPIRAN 1

(Lembar konsultasi)



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	ITAMA SAHALA HS.	AG 310 311		STRUKTUR
2.				

JUDUL TUGAS AKHIR : *INSTRUMENTASI LOGS SENSI ELASTIS*
 PADA STRUKTUR BETON BERTANGGUNG RANGKAIAN RIGID TERBENTUK PANGKALAN TUMBUHAN
 ...

Dosen Pembimbing I : *IR. NURUL HUDA*
 Dosen Pembimbing II : *IR. P. H. ...*



2
 3 x 4

Yogyakarta, 15 FEB. 2009
 Ir. D. Kan,
 Dekan Jurusan Teknik Sipil
[Signature]
 IR. H. ...

Lembar Konsultasi

Tugas Akhir

Dosen Pembimbing I : Ir. Wilodo, MSCE, Ph.D.

Dosen Pembimbing II : Ir. Fatkhurrohman Nursodik, M.T.

Dikerjakan oleh

Utama Sahala KS 95310 011

Tanggal	Keterangan	Paraf Dosen
20/8-99	<p>Momen nominal aktual ^{semeny} dicari berdasarkan kesesuaian gaya-gaya internal.</p> <p>Sebagaimana Seminar Komsu.</p> <p>Koncil baru. Sama</p> <p>Lanjutan ke Desain.</p> <p>Buat - Perbaikan</p> <p>Konsultasi: pita</p> <p>Lanjutan!!</p> <p>Asumsi: terbelah }.</p> <p>Dilanjutkan dg teras: dg input dg Foril, lakukan penulisan momen.</p> <p>$I_g = ? \frac{1}{12} b^3 h^3$</p> <p>↓ Input Shop SAP 90</p> <p>lanjutan perbaikan</p> <p>keperluan diffusi lapisan</p> <p>Detail kerucut: pada kemampulan</p>	<p><i>[Signature]</i></p> <p><i>[Signature]</i></p> <p><i>[Signature]</i></p> <p><i>[Signature]</i></p> <p><i>[Signature]</i></p> <p>11/10-99</p> <p><i>[Signature]</i></p> <p><i>[Signature]</i></p> <p><i>[Signature]</i></p> <p><i>[Signature]</i></p>

LAMPIRAN 2

(Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 2 bentang)

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

SATUAN : kN,m

SYSTEMS

L=3 :Macam pembebanan

JOINTS

1 X=0 Y=0
 3 X=18 Y=0 G=1,3,1
 4 X=0 Y=5
 6 X=18 Y=5
 34 X=0 Y=45
 36 X=18 Y=45 Q=4,6,34,36,1,3
 37 X=0 Y=49
 39 X=18 Y=49 G=37,39,1

RESTRAINTS.

4 39 1 R=0,0,1,1,1,0 :Perletakan rol `
 1 3 1 R=1,1,1;1,1,1 :Perletakan jepit

CONSTRAINTS

5 38 3 C=4 I=3
 6 39 3 C=4 I=3

FRAME

NM=12 NL=7 NSEC=10

C MATERIAL STRUKTUR

1 SH=R T=.65,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 1-3
 2 SH=R T=.65,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 4-6
 3 SH=R T=.55,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 7-9
 4 SH=R T=.55,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 10-12
 5 SH=R T=.9,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 1-3
 6 SH=R T=.9,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 4-6
 7 SH=R T=.8,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 7-9
 8 SH=R T=.8,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 10-12
 9 SH=R T=.6,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 1-3
 10 SH=R T=.55,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 4-6
 11 SH=R T=.50,.325 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 7-9
 12 SH=R T=.45,.30 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 10-12

C BEBAN BEKERJA

1 WL=0,-12.146 :Beban mati atap (lantai 12)
 2 WL=0,-25.288 :Beban mati lantai 10,11
 3 WL=0,-25.876 :Beban mati lantai 7,8,9
 4 WL=0,-26.524 :Beban mati lantai 4,5,6
 5 WL=0,-26.944 :Beban mati lantai 1,2,3
 6 WL=0,-3.665 :Beban hidup atap (lantai 12)
 7 WL=0,-9.163 :Beban hidup lantai (lantai 1-11)
 1 1 4 M=1 LP=1 G=1,2,2,2 :Kolom tepi lantai 1
 2 2 5 M=5 LP=1 :Kolom tengah lantai 1
 4 4 7 M=1 LP=1 G=1,2,2,2 :Kolom tepi lantai 2
 5 5 8 M=5 LP=1 :Kolom tengah lantai 2
 7 7 10 M=1 LP=1 G=1,2,2,2 :Kolom tepi lantai 3
 8 8 11 M=5 LP=1 :Kolom tengah lantai 3
 10 10 13 M=2 LP=1 G=1,2,2,2 :Kolom tepi lantai 4
 11 11 14 M=6 LP=1 :Kolom tengah lantai 4

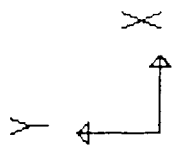
13	13	16	M=2	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 5
14	14	17	M=6	LP=1		:Kolom tengah lantai 5
16	16	19	M=2	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 6
17	17	20	M=6	LP=1		:Kolom tengah lantai 6
19	19	22	M=3	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 7
20	20	23	M=7	LP=1		:Kolom tengah lantai 7
22	22	25	M=3	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 8
23	23	26	M=7	LP=1		:Kolom tengah lantai 8
25	25	28	M=3	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 9
26	26	29	M=7	LP=1		:Kolom tengah lantai 9
28	28	31	M=4	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 10
29	29	32	M=8	LP=1		:Kolom tengah lantai 10
31	31	34	M=4	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 11
32	32	35	M=8	LP=1		:Kolom tengah lantai 11
34	34	37	M=4	LP=1	G=1,2,2,2	:Kolom tepi lantai 12
35	35	38	M=8	LP=1		:Kolom tengah lantai 12
37	4	5	M=9	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=5,7	:Balok lantai 1
39	7	8	M=9	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=5,7	:Balok lantai 2
41	10	11	M=9	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=5,7	:Balok lantai 3
43	13	14	M=10	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=4,7	:Balok lantai 4
45	16	17	M=10	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=4,7	:Balok lantai 5
47	19	20	M=10	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=4,7	:Balok lantai 6
49	22	23	M=11	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=3,7	:Balok lantai 7
51	25	26	M=11	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=3,7	:Balok lantai 8
53	28	29	M=11	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=3,7	:Balok lantai 9
55	31	32	M=12	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=2,7	:Balok lantai 10
57	34	35	M=12	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=2,7	:Balok lantai 11
59	37	38	M=12	LP=1	G=1,1,1,1 NSL=1,6	:Balok lantai 12

LOADS

4	F=11.112	L=3	:Gaya gempa lantai 1
7	F=20.001		:Gaya gempa lantai 2
10	F=28.646		:Gaya gempa lantai 3
13	F=36.596		:Gaya gempa lantai 4
16	F=45.207		:Gaya gempa lantai 5
19	F=53.270		:Gaya gempa lantai 6
22	F=59.728		:Gaya gempa lantai 7
25	F=67.966		:Gaya gempa lantai 8
28	F=75.597		:Gaya gempa lantai 9
31	F=81.262		:Gaya gempa lantai 10
34	F=89.190		:Gaya gempa lantai 11
37	F=60.233		:Gaya gempa lantai 12

COMBO

1	C=1
2	C=0,1
3	C=0,0,1



taf-dsn
 UNDEFORMED
 SHAPE

OPTIONS
 JOINT IDS
 ELEMENT IDS
 WIRE FRAME

SAP90

37	59	38	60	39
34	57	35	58	36
31	55	32	56	33
28	53	29	54	30
25	51	26	52	27
22	49	23	50	24
19	47	20	48	21
16	45	17	46	18
13	43	14	44	15
10	41	11	42	12
7	39	8	40	9
4	37	5	38	6
1		2		3

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----								
1	-1351.98		.0	-19.67	31.91			
			.6	-19.67	20.99			
			1.1	-19.67	10.07			
			1.7	-19.67	-1.66			
			2.2	-19.67	-11.79			
			2.8	-19.67	-22.72			
			3.3	-19.67	-33.65			
			3.9	-19.67	-44.58			
			4.4	-19.67	-55.51			
			5.0	-19.67	-66.44			
2	-469.63		.0	-6.69	10.66			
			.6	-6.69	7.14			
			1.1	-6.69	3.62			
			1.7	-6.69	-1.29			
			2.2	-6.69	-4.01			
			2.8	-6.69	-7.73			
			3.3	-6.69	-11.44			
			3.9	-6.69	-15.16			
			4.4	-6.69	-18.88			
			5.0	-6.69	-22.60			
3	943.35		.0	142.23	-787.94			
			.6	142.23	-708.93			
			1.1	142.23	-629.91			
			1.7	142.23	-550.89			
			2.2	142.23	-471.88			
			2.8	142.23	-392.86			
			3.3	142.23	-313.84			
			3.9	142.23	-234.83			
			4.4	142.23	-155.81			
			5.0	142.23	-76.79			
3 -----								
1	-1351.98		.0	19.67	-31.91			
			.6	19.67	-20.99			
			1.1	19.67	-10.07			
			1.7	19.67	-1.66			
			2.2	19.67	11.79			
			2.8	19.67	22.72			
			3.3	19.67	33.65			
			3.9	19.67	44.58			
			4.4	19.67	55.51			
			5.0	19.67	66.44			
2	-469.63		.0	6.69	-10.66			
			.6	6.69	-7.14			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIF 2 BENTANG

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
3 -943.35	1.1	6.69	-3.42				
	1.7	6.69	.29				
	2.2	6.69	4.01				
	2.8	6.69	7.73				
	3.3	6.69	11.44				
	3.9	6.69	15.16				
	4.4	6.69	18.88				
	5.0	6.69	22.60				
	.0	142.23	-787.94				
	.6	142.23	-708.93				
2 -----	1.1	142.23	-629.91				
	1.7	142.23	-550.89				
	2.2	142.23	-471.88				
	2.8	142.23	-392.86				
	3.3	142.23	-313.84				
	3.9	142.23	-234.83				
	4.4	142.23	-155.81				
	5.0	142.23	-76.79				
	1 -2709.61	.0	.00	.00			
		.6	.00	.00			
1.1		.00	.00				
1.7		.00	.00				
2.2		.00	.00				
2.8		.00	.00				
3.3		.00	.00				
3.9		.00	.00				
4.4		.00	.00				
5.0		.00	.00				
2 -940.99	.0	.00	.00				
	.6	.00	.00				
	1.1	.00	.00				
	1.7	.00	.00				
	2.2	.00	.00				
	2.8	.00	.00				
	3.3	.00	.00				
	3.9	.00	.00				
	4.4	.00	.00				
	5.0	.00	.00				
3 .00	.0	344.35	-2023.86				
	.6	344.35	-1832.55				
	1.1	344.35	-1641.25				
	1.7	344.35	-1449.94				
	2.2	344.35	-1258.64				
	2.8	344.35	-1067.34				

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
	3.3	344.35	-876.03			
	3.9	344.35	-684.73			
	4.4	344.35	-493.43			
	5.0	344.35	-302.12			
4	-----					
1	-1231.99					
	.0	-50.04	107.12			
	.4	-50.04	84.88			
	.9	-50.04	62.64			
	1.3	-50.04	40.40			
	1.8	-50.04	18.16			
	2.2	-50.04	-4.08			
	2.7	-50.04	-26.32			
	3.1	-50.04	-48.56			
	3.6	-50.04	-70.81			
	4.0	-50.04	-93.05			
2	-428.82					
	.0	-17.03	36.44			
	.4	-17.03	28.88			
	.9	-17.03	21.31			
	1.3	-17.03	13.74			
	1.8	-17.03	6.17			
	2.2	-17.03	-1.40			
	2.7	-17.03	-8.97			
	3.1	-17.03	-16.54			
	3.6	-17.03	-24.11			
	4.0	-17.03	-31.67			
3	856.55					
	.0	149.36	-466.49			
	.4	149.36	-400.11			
	.9	149.36	-333.73			
	1.3	149.36	-267.35			
	1.8	149.36	-200.97			
	2.2	149.36	-134.59			
	2.7	149.36	-68.21			
	3.1	149.36	-1.83			
	3.6	149.36	64.56			
	4.0	149.36	130.94			
6	-----					
1	-1231.99					
	.0	50.04	-107.12			
	.4	50.04	-84.88			
	.9	50.04	-62.64			
	1.3	50.04	-40.40			
	1.8	50.04	-18.16			
	2.2	50.04	4.08			
	2.7	50.04	26.32			
	3.1	50.04	48.56			
	3.6	50.04	70.81			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	-428.82	4.0	50.04	93.05		
		.0	17.03	-36.44		
		.4	17.03	-28.86		
		.9	17.03	-21.31		
		1.3	17.03	-13.74		
		1.8	17.03	-6.17		
		2.2	17.03	1.40		
		2.7	17.03	8.97		
		3.1	17.03	16.54		
		3.6	17.03	24.11		
		4.0	17.03	31.67		
3	-856.55	.0	149.36	-466.49		
		.4	149.36	-400.11		
		.9	149.36	-333.73		
		1.3	149.36	-267.35		
		1.8	149.36	-200.97		
		2.2	149.36	-134.59		
		2.7	149.36	-68.21		
		3.1	149.36	-1.83		
		3.6	149.36	64.56		
		4.0	149.36	130.94		
	5	-2464.59				
1	-2464.59	.0	.00	.00		
		.4	.00	.00		
		.9	.00	.00		
		1.3	.00	.00		
		1.8	.00	.00		
		2.2	.00	.00		
		2.7	.00	.00		
		3.1	.00	.00		
		3.6	.00	.00		
		4.0	.00	.00		
	2	-857.67	.0	.00	.00	
		.4	.00	.00		
		.9	.00	.00		
		1.3	.00	.00		
		1.8	.00	.00		
		2.2	.00	.00		
		2.7	.00	.00		
		3.1	.00	.00		
		3.6	.00	.00		
		4.0	.00	.00		
3		.00	.0	318.98	-1085.04	
		.4	318.98	-943.27		

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.9	318.98	-801.51			
	1.3	318.98	-659.74			
	1.8	318.98	-517.97			
	2.2	318.98	-376.20			
	2.7	318.98	-234.43			
	3.1	318.98	-92.66			
	3.6	318.98	49.11			
	4.0	318.98	190.88			
7 -----						
1	-1111.09					
	.0	-44.12	85.48			
	.4	-44.12	65.87			
	.9	-44.12	46.26			
	1.3	-44.12	26.65			
	1.8	-44.12	7.04			
	2.2	-44.12	-12.57			
	2.7	-44.12	-32.18			
	3.1	-44.12	-51.79			
	3.6	-44.12	-71.40			
	4.0	-44.12	-91.01			
2	-387.70					
	.0	-14.99	29.06			
	.4	-14.99	22.40			
	.9	-14.99	15.74			
	1.3	-14.99	9.08			
	1.8	-14.99	2.42			
	2.2	-14.99	-4.24			
	2.7	-14.99	-10.90			
	3.1	-14.99	-17.56			
	3.6	-14.99	-24.22			
	4.0	-14.99	-30.88			
3	743.25					
	.0	147.87	-377.97			
	.4	147.87	-312.25			
	.9	147.87	-246.53			
	1.3	147.87	-180.81			
	1.8	147.87	-115.09			
	2.2	147.87	-49.37			
	2.7	147.87	16.35			
	3.1	147.87	82.07			
	3.6	147.87	147.79			
	4.0	147.87	213.51			
9 -----						
1	-1111.09					
	.0	44.12	-85.48			
	.4	44.12	-65.87			
	.9	44.12	-46.26			
	1.3	44.12	-26.65			
	1.8	44.12	-7.04			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	-387.70	2.2	44.12	12.57			
		2.7	44.12	32.16			
		3.1	44.12	51.79			
		3.6	44.12	71.40			
		4.0	44.12	91.01			
		.0	14.99	-29.06			
		.4	14.99	-22.40			
		.9	14.99	-15.74			
		1.3	14.99	-9.08			
		1.8	14.99	-2.42			
3	-743.25	2.2	14.99	4.24			
		2.7	14.99	10.99			
		3.1	14.99	17.50			
		3.6	14.99	24.22			
		4.0	14.99	30.66			
		.0	147.87	-377.97			
		.4	147.87	-312.23			
		.9	147.87	-246.53			
		1.3	147.87	-180.61			
		1.8	147.87	-115.09			
8 -----							
1	-2221.40	2.2	147.87	-49.37			
		2.7	147.87	16.35			
		3.1	147.87	82.07			
		3.6	147.87	147.79			
		4.0	147.87	213.51			
		.0	.00	.00			
		.4	.00	.00			
		.9	.00	.00			
		1.3	.00	.00			
		1.8	.00	.00			
2	-774.98	2.2	.00	.00			
		2.7	.00	.00			
		3.1	.00	.00			
		3.6	.00	.00			
		4.0	.00	.00			
		.0	.00	.00			
		.4	.00	.00			
		.9	.00	.00			
		1.3	.00	.00			
		1.8	.00	.00			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
	4.0	.00	.00				
3	.00						
	.0	301.95	-830.78				
	.4	301.95	-696.57				
	.9	301.95	-562.37				
	1.3	301.95	-428.17				
	1.8	301.95	-293.97				
	2.2	301.95	-159.77				
	2.7	301.95	-25.57				
	3.1	301.95	108.63				
	3.6	301.95	242.83				
	4.0	301.95	377.03				
10		-----					
1	-990.11						
	.0	-44.14	87.57				
	.4	-44.14	67.95				
	.9	-44.14	48.34				
	1.3	-44.14	28.72				
	1.8	-44.14	9.10				
	2.2	-44.14	-10.51				
	2.7	-44.14	-30.13				
	3.1	-44.14	-49.74				
	3.6	-44.14	-69.36				
	4.0	-44.14	-88.98				
2	-346.54						
	.0	-15.14	29.90				
	.4	-15.14	23.17				
	.9	-15.14	16.45				
	1.3	-15.14	9.72				
	1.8	-15.14	2.99				
	2.2	-15.14	-3.73				
	2.7	-15.14	-10.46				
	3.1	-15.14	-17.19				
	3.6	-15.14	-23.91				
	4.0	-15.14	-30.64				
3	616.92						
	.0	140.52	-353.61				
	.4	140.52	-291.16				
	.9	140.52	-228.70				
	1.3	140.52	-166.25				
	1.8	140.52	-103.80				
	2.2	140.52	-41.34				
	2.7	140.52	21.11				
	3.1	140.52	83.56				
	3.6	140.52	146.02				
	4.0	140.52	208.47				
12		-----					
1	-990.11						
	.0	44.14	-87.57				

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.4	44.14	-67.95			
	.9	44.14	-48.34			
	1.3	44.14	-28.72			
	1.8	44.14	-9.10			
	2.2	44.14	10.51			
	2.7	44.14	30.13			
	3.1	44.14	49.74			
	3.6	44.14	69.36			
	4.0	44.14	88.98			
2	-346.54					
	.0	15.14	-29.90			
	.4	15.14	-23.17			
	.9	15.14	-16.45			
	1.3	15.14	-9.72			
	1.8	15.14	-2.99			
	2.2	15.14	3.73			
	2.7	15.14	10.46			
	3.1	15.14	17.19			
	3.6	15.14	23.91			
	4.0	15.14	30.64			
3	-616.92					
	.0	140.52	-353.61			
	.4	140.52	-291.16			
	.9	140.52	-228.70			
	1.3	140.52	-166.25			
	1.8	140.52	-103.80			
	2.2	140.52	-41.34			
	2.7	140.52	21.11			
	3.1	140.52	83.56			
	3.6	140.52	146.02			
	4.0	140.52	208.47			
11						
1	-1978.38					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
2	-692.35					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR MOMENT		1-3 PLANE SHEAR MOMENT		AXIAL TORQ
	2.2	.00	.00			
	2.7		.00			
	3.1		.00			
	3.6		.00			
	4.0		.00			
3	.00					
	.0	288.01	-762.62			
	.4	288.01	-634.62			
	.9	288.01	-506.61			
	1.3	288.01	-378.61			
	1.8	288.01	-250.61			
	2.2	288.01	-122.60			
	2.7	288.01	5.40			
	3.1	288.01	133.41			
	3.6	288.01	261.41			
	4.0	288.01	389.42			
13						
1	-870.76					
	.0	-43.61	88.30			
	.4	-43.61	68.92			
	.9	-43.61	49.54			
	1.3	-43.61	30.16			
	1.8	-43.61	10.78			
	2.2	-43.61	-8.60			
	2.7	-43.61	-27.98			
	3.1	-43.61	-47.36			
	3.6	-43.61	-66.75			
	4.0	-43.61	-86.13			
2	-305.31					
	.0	-15.11	30.60			
	.4	-15.11	23.89			
	.9	-15.11	17.18			
	1.3	-15.11	10.46			
	1.8	-15.11	3.75			
	2.2	-15.11	-2.97			
	2.7	-15.11	-9.68			
	3.1	-15.11	-16.39			
	3.6	-15.11	-23.11			
	4.0	-15.11	-29.82			
3	509.88					
	.0	130.03	-272.42			
	.4	130.03	-214.63			
	.9	130.03	-156.83			
	1.3	130.03	-99.04			
	1.8	130.03	-41.25			
	2.2	130.03	16.54			
	2.7	130.03	74.33			
	3.1	130.03	132.13			
	3.6	130.03	189.92			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	4.0	130.03	247.71			
15	-----					
1	-870.76					
	.0	43.61	-88.30			
	.4	43.61	-68.92			
	.9	43.61	-49.54			
	1.3	43.61	-30.16			
	1.8	43.61	-10.78			
	2.2	43.61	8.60			
	2.7	43.61	27.98			
	3.1	43.61	47.36			
	3.6	43.61	66.75			
	4.0	43.61	86.13			
2	-305.31					
	.0	15.11	-30.60			
	.4	15.11	-23.89			
	.9	15.11	-17.18			
	1.3	15.11	-10.46			
	1.8	15.11	-3.75			
	2.2	15.11	2.97			
	2.7	15.11	9.68			
	3.1	15.11	16.39			
	3.6	15.11	23.11			
	4.0	15.11	29.82			
3	-509.88					
	.0	130.03	-272.42			
	.4	130.03	-214.63			
	.9	130.03	-156.83			
	1.3	130.03	-99.04			
	1.8	130.03	-41.25			
	2.2	130.03	16.54			
	2.7	130.03	74.33			
	3.1	130.03	132.13			
	3.6	130.03	189.92			
	4.0	130.03	247.71			
14	-----					
1	-1739.64					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
2	-609.88					
	.0	.00	.00			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
3	.00					
	.0	272.39	-575.58			
	.4	272.39	-454.51			
	.9	272.39	-333.45			
	1.3	272.39	-212.39			
	1.8	272.39	-91.33			
	2.2	272.39	29.73			
	2.7	272.39	150.80			
	3.1	272.39	271.86			
	3.6	272.39	392.92			
	4.0	272.39	513.98			
16						
1	-751.13					
	.0	-48.62	92.54			
	.4	-48.62	70.93			
	.9	-48.62	49.32			
	1.3	-48.62	27.71			
	1.8	-48.62	6.10			
	2.2	-48.62	-15.51			
	2.7	-48.62	-37.12			
	3.1	-48.62	-58.73			
	3.6	-48.62	-80.34			
	4.0	-48.62	-101.95			
2	-263.96					
	.0	-16.74	31.91			
	.4	-16.74	24.47			
	.9	-16.74	17.03			
	1.3	-16.74	9.59			
	1.8	-16.74	2.15			
	2.2	-16.74	-5.29			
	2.7	-16.74	-12.74			
	3.1	-16.74	-20.18			
	3.6	-16.74	-27.62			
	4.0	-16.74	-35.06			
3	401.46					
	.0	125.47	-239.45			
	.4	125.47	-183.69			
	.9	125.47	-127.93			
	1.3	125.47	-72.17			
	1.8	125.47	-16.40			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	2.2	125.47	39.36			
	2.7	125.47	95.12			
	3.1	125.47	150.89			
	3.6	125.47	206.65			
	4.0	125.47	262.41			
18	-----					
1	-751.13					
	.0	48.62	-92.54			
	.4	48.62	-70.93			
	.9	48.62	-49.32			
	1.3	48.62	-27.71			
	1.8	48.62	-6.10			
	2.2	48.62	15.51			
	2.7	48.62	37.12			
	3.1	48.62	58.73			
	3.6	48.62	80.34			
	4.0	48.62	101.95			
2	-263.98					
	.0	16.74	-31.91			
	.4	16.74	-24.47			
	.9	16.74	-17.03			
	1.3	16.74	-9.59			
	1.8	16.74	-2.15			
	2.2	16.74	5.29			
	2.7	16.74	12.74			
	3.1	16.74	20.18			
	3.6	16.74	27.62			
	4.0	16.74	35.06			
3	-401.46					
	.0	125.47	-239.45			
	.4	125.47	-183.69			
	.9	125.47	-127.93			
	1.3	125.47	-72.17			
	1.8	125.47	-16.40			
	2.2	125.47	39.36			
	2.7	125.47	95.12			
	3.1	125.47	150.89			
	3.6	125.47	206.65			
	4.0	125.47	262.41			
17	-----					
1	-1501.47					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
2	-527.61					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
3	.00					
	.0	236.31	-463.25			
	.4	236.31	-358.23			
	.9	236.31	-253.20			
	1.3	236.31	-148.17			
	1.8	236.31	-43.14			
	2.2	236.31	61.88			
	2.7	236.31	166.91			
	3.1	236.31	271.94			
	3.6	236.31	376.97			
	4.0	236.31	481.99			
19	-----					
1	-631.65					
	.0	-39.77	75.57			
	.4	-39.77	57.90			
	.9	-39.77	40.22			
	1.3	-39.77	22.54			
	1.6	-39.77	4.86			
	2.2	-39.77	-12.81			
	2.7	-39.77	-30.49			
	3.1	-39.77	-48.17			
	3.6	-39.77	-65.84			
	4.0	-39.77	-83.52			
2	-222.70					
	.0	-13.94	26.31			
	.4	-13.94	20.11			
	.9	-13.94	13.92			
	1.3	-13.94	7.72			
	1.8	-13.94	1.53			
	2.2	-13.94	-4.66			
	2.7	-13.94	-10.86			
	3.1	-13.94	-17.05			
	3.6	-13.94	-23.25			
	4.0	-13.94	-29.44			
3	294.29					
	.0	103.84	-218.28			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.4	103.84	-172.13			
	.9	103.84	-125.98			
	1.3	103.84	-79.83			
	1.8	103.84	-33.68			
	2.2	103.84	12.48			
	2.7	103.84	58.63			
	3.1	103.84	104.78			
	3.6	103.84	150.93			
	4.0	103.84	197.08			

21	1 -631.65					
	.0	39.77	-75.57			
	.4	39.77	-57.94			
	.9	39.77	-40.22			
	1.3	39.77	-22.54			
	1.8	39.77	-4.86			
	2.2	39.77	12.81			
	2.7	39.77	39.49			
	3.1	39.77	66.17			
	3.6	39.77	92.84			
	4.0	39.77	119.52			
	2 -222.70					
	.0	13.94	-26.31			
	.4	13.94	-20.11			
	.9	13.94	-13.92			
	1.3	13.94	-7.72			
	1.8	13.94	-1.53			
	2.2	13.94	4.66			
	2.7	13.94	10.66			
	3.1	13.94	17.05			
	3.6	13.94	23.25			
	4.0	13.94	29.44			
	3 -294.29					
	.0	103.84	-218.28			
	.4	103.84	-172.13			
	.9	103.84	-125.98			
	1.3	103.84	-79.83			
	1.8	103.84	-33.68			
	2.2	103.84	12.48			
	2.7	103.84	58.63			
	3.1	103.84	104.78			
	3.6	103.84	150.93			
	4.0	103.84	197.08			

20	1 -1263.00					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
2	-445.24					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
3	.00					
	.0	226.29	-485.63			
	.4	226.29	-385.06			
	.9	226.29	-284.49			
	1.3	226.29	-183.91			
	1.8	226.29	-83.34			
	2.2	226.29	17.24			
	2.7	226.29	117.81			
	3.1	226.29	218.39			
	3.6	226.29	318.96			
	4.0	226.29	419.53			
22	-----					
1	-515.33					
	.0	-43.74	88.66			
	.4	-43.74	69.22			
	.9	-43.74	49.77			
	1.3	-43.74	30.33			
	1.8	-43.74	10.89			
	2.2	-43.74	-8.55			
	2.7	-43.74	-27.99			
	3.1	-43.74	-47.43			
	3.6	-43.74	-66.87			
	4.0	-43.74	-86.31			
2	-181.52					
	.0	-15.52	31.49			
	.4	-15.52	24.59			
	.9	-15.52	17.69			
	1.3	-15.52	10.80			
	1.8	-15.52	3.90			
	2.2	-15.52	-3.00			
	2.7	-15.52	-9.90			
	3.1	-15.52	-16.80			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	3.6	-15.52	-23.70			
	4.0	-15.52	-30.60			
3	217.81					
	.0	90.98	-145.99			
	.4	90.98	-105.55			
	.9	90.98	-65.12			
	1.3	90.98	-24.69			
	1.8	90.98	15.75			
	2.2	90.98	56.18			
	2.7	90.98	96.62			
	3.1	90.98	137.05			
	3.6	90.98	177.48			
	4.0	90.98	217.92			
24 -----						
1	-515.33					
	.0	43.74	-86.66			
	.4	43.74	-69.22			
	.9	43.74	-49.77			
	1.3	43.74	-30.33			
	1.8	43.74	-10.89			
	2.2	43.74	8.55			
	2.7	43.74	27.99			
	3.1	43.74	47.43			
	3.6	43.74	66.87			
	4.0	43.74	86.31			
2	-181.52					
	.0	15.52	-31.49			
	.4	15.52	-24.59			
	.9	15.52	-17.69			
	1.3	15.52	-10.80			
	1.8	15.52	-3.90			
	2.2	15.52	3.00			
	2.7	15.52	9.90			
	3.1	15.52	16.80			
	3.6	15.52	23.70			
	4.0	15.52	30.60			
3	-217.81					
	.0	90.98	-145.99			
	.4	90.98	-105.55			
	.9	90.98	-65.12			
	1.3	90.98	-24.69			
	1.8	90.98	15.75			
	2.2	90.98	56.18			
	2.7	90.98	96.62			
	3.1	90.98	137.05			
	3.6	90.98	177.48			
	4.0	90.98	217.92			
23 -----						
1	-1029.87					

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.6	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
2	-362.67					
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.6	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
3	.00					
	.0	192.30	-271.02			
	.4	192.30	-185.56			
	.9	192.30	-100.09			
	1.3	192.30	-14.63			
	1.6	192.30	70.84			
	2.2	192.30	156.30			
	2.7	192.30	241.77			
	3.1	192.30	327.24			
	3.6	192.30	412.70			
	4.0	192.30	498.17			
25						
1	-398.83					
	.0	-44.13	86.81			
	.4	-44.13	67.20			
	.9	-44.13	47.59			
	1.3	-44.13	27.97			
	1.6	-44.13	8.36			
	2.2	-44.13	-11.25			
	2.7	-44.13	-30.87			
	3.1	-44.13	-50.48			
	3.6	-44.13	-70.09			
	4.0	-44.13	-89.70			
2	-140.27					
	.0	-15.59	30.69			
	.4	-15.59	23.76			
	.9	-15.59	16.83			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
3	147.22	1.3	-15.59	9.90			
		1.8	-15.59	2.97			
		2.2	-15.59	-3.96			
		2.7	-15.59	-10.89			
		3.1	-15.59	-17.82			
		3.6	-15.59	-24.75			
		4.0	-15.59	-31.68			
		.0	76.68	-98.72			
		.4	76.68	-64.64			
		.9	76.68	-30.56			
		1.3	76.68	3.52			
		1.8	76.68	37.60			
		2.2	76.68	71.68			
		2.7	76.68	105.75			
	3.1	76.68	139.83				
	3.6	76.68	173.91				
	4.0	76.68	207.99				
27		-----					
1	-398.83	.0	44.13	-86.81			
		.4	44.13	-67.20			
		.9	44.13	-47.59			
		1.3	44.13	-27.97			
		1.8	44.13	-8.36			
		2.2	44.13	11.25			
		2.7	44.13	30.87			
		3.1	44.13	50.48			
		3.6	44.13	70.09			
		4.0	44.13	89.70			
	2	-140.27	.0	15.59	-30.69		
			.4	15.59	-23.76		
			.9	15.59	-16.83		
			1.3	15.59	-9.90		
		1.8	15.59	-2.97			
		2.2	15.59	3.96			
		2.7	15.59	10.89			
		3.1	15.59	17.82			
		3.6	15.59	24.75			
		4.0	15.59	31.68			
3		-147.22	.0	76.68	-98.72		
			.4	76.68	-64.64		
			.9	76.68	-30.56		
			1.3	76.68	3.52		
		1.8	76.68	37.60			
		2.2	76.68	71.68			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	2.7	76.68	105.75			
	3.1	76.68	139.83			
	3.6	76.68	173.91			
	4.0	76.68	207.99			

26	1	-797.10				
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
	2	-280.24				
	.0	.00	.00			
	.4	.00	.00			
	.9	.00	.00			
	1.3	.00	.00			
	1.8	.00	.00			
	2.2	.00	.00			
	2.7	.00	.00			
	3.1	.00	.00			
	3.6	.00	.00			
	4.0	.00	.00			
	3	.00				
	.0	152.93	-139.07			
	.4	152.93	-71.10			
	.9	152.93	-3.14			
	1.3	152.93	64.83			
	1.8	152.93	132.80			
	2.2	152.93	200.76			
	2.7	152.93	268.73			
	3.1	152.93	336.70			
	3.6	152.93	404.66			
	4.0	152.93	472.63			

28	1	-282.38				
	.0	-41.77	83.03			
	.4	-41.77	64.46			
	.9	-41.77	45.90			
	1.3	-41.77	27.34			
	1.8	-41.77	8.77			
	2.2	-41.77	-9.79			
	2.7	-41.77	-28.36			
	3.1	-41.77	-46.92			
	3.6	-41.77	-65.48			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	-99.04	4.0	-41.77	-84.05			
		.0	-14.88	29.47			
		.4	-14.88	22.86			
		.9	-14.88	16.25			
		1.3	-14.88	9.64			
		1.8	-14.88	3.03			
		2.2	-14.88	-3.58			
		2.7	-14.88	-10.19			
		3.1	-14.88	-16.81			
		3.6	-14.88	-23.42			
3	85.37	4.0	-14.88	-30.03			
		.0	56.79	-69.30			
		.4	56.79	-44.06			
		.9	56.79	-18.82			
		1.3	56.79	6.42			
		1.8	56.79	31.67			
		2.2	56.79	56.91			
		2.7	56.79	82.15			
		3.1	56.79	107.39			
		3.6	56.79	132.63			

1	-282.38	4.0	41.77	84.05			
		.0	41.77	-83.03			
		.4	41.77	-64.46			
		.9	41.77	-45.90			
		1.3	41.77	-27.34			
		1.8	41.77	-8.77			
		2.2	41.77	9.79			
		2.7	41.77	28.36			
		3.1	41.77	46.92			
		3.6	41.77	65.48			
2	-99.04	4.0	41.77	84.05			
		.0	14.88	-29.47			
		.4	14.88	-22.86			
		.9	14.88	-16.25			
		1.3	14.88	-9.64			
		1.8	14.88	-3.03			
		2.2	14.88	3.58			
		2.7	14.88	10.19			
		3.1	14.88	16.81			
		3.6	14.88	23.42			
3	-85.37	4.0	14.88	30.03			
		.0	56.79	-69.30			
		.4	56.79	-44.06			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
	.9	56.79	-18.82				
	1.3	56.79	6.42				
	1.8	56.79	31.67				
	2.2	56.79	56.91				
	2.7	56.79	82.15				
	3.1	56.79	107.39				
	3.6	56.79	132.63				
	4.0	56.79	157.88				
29		-----					
	1	-564.23					
	.0	.00	.00				
	.4	.00	.00				
	.9	.00	.00				
	1.3	.00	.00				
	1.8	.00	.00				
	2.2	.00	.00				
	2.7	.00	.00				
	3.1	.00	.00				
	3.6	.00	.00				
	4.0	.00	.00				
	2	-197.77					
	.0	.00	.00				
	.4	.00	.00				
	.9	.00	.00				
	1.3	.00	.00				
	1.8	.00	.00				
	2.2	.00	.00				
	2.7	.00	.00				
	3.1	.00	.00				
	3.6	.00	.00				
	4.0	.00	.00				
	3	.00					
	.0	117.10	-86.14				
	.4	117.10	-34.09				
	.9	117.10	17.95				
	1.3	117.10	69.99				
	1.8	117.10	122.03				
	2.2	117.10	174.08				
	2.7	117.10	226.12				
	3.1	117.10	278.16				
	3.6	117.10	330.20				
	4.0	117.10	382.25				
31		-----					
	1	-168.58					
	.0	-42.75	85.32				
	.4	-42.75	66.32				
	.9	-42.75	47.32				
	1.3	-42.75	28.32				
	1.8	-42.75	9.32				

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	2.2	-42.75	-9.68			
	2.7	-42.75	-28.69			
	3.1	-42.75	-47.69			
	3.6	-42.75	-66.69			
	4.0	-42.75	-85.69			
2	-57.81					
	.0	-15.86	31.31			
	.4	-15.86	24.26			
	.9	-15.86	17.21			
	1.3	-15.86	10.16			
	1.8	-15.86	3.11			
	2.2	-15.86	-3.94			
	2.7	-15.86	-10.99			
	3.1	-15.86	-18.04			
	3.6	-15.86	-25.10			
	4.0	-15.86	-32.15			
3	49.28					
	.0	35.87	-4.17			
	.4	35.87	11.77			
	.9	35.87	27.72			
	1.3	35.87	43.66			
	1.8	35.87	59.60			
	2.2	35.87	75.55			
	2.7	35.87	91.49			
	3.1	35.87	107.44			
	3.6	35.87	123.38			
	4.0	35.87	139.32			
33						
1	-168.58					
	.0	42.75	-85.32			
	.4	42.75	-66.32			
	.9	42.75	-47.32			
	1.3	42.75	-28.32			
	1.8	42.75	-9.32			
	2.2	42.75	9.68			
	2.7	42.75	28.69			
	3.1	42.75	47.69			
	3.6	42.75	66.69			
	4.0	42.75	85.69			
2	-57.81					
	.0	15.86	-31.31			
	.4	15.86	-24.26			
	.9	15.86	-17.21			
	1.3	15.86	-10.16			
	1.8	15.86	-3.11			
	2.2	15.86	3.94			
	2.7	15.86	10.99			
	3.1	15.86	18.04			
	3.6	15.86	25.10			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			4.0	15.86	32.15			
3	-49.28		.0	35.87	-4.17			
			.4	35.87	11.77			
			.9	35.87	27.72			
			1.3	35.87	43.66			
			1.8	35.87	59.60			
			2.2	35.87	75.55			
			2.7	35.87	91.49			
			3.1	35.87	107.44			
			3.6	35.87	123.38			
			4.0	35.87	139.32			
32								
1	-336.66		.0	.00	.00			
			.4	.00	.00			
			.9	.00	.00			
			1.3	.00	.00			
			1.8	.00	.00			
			2.2	.00	.00			
			2.7	.00	.00			
			3.1	.00	.00			
			3.6	.00	.00			
			4.0	.00	.00			
2	-115.29		.0	.00	.00			
			.4	.00	.00			
			.9	.00	.00			
			1.3	.00	.00			
			1.8	.00	.00			
			2.2	.00	.00			
			2.7	.00	.00			
			3.1	.00	.00			
			3.6	.00	.00			
			4.0	.00	.00			
3	.00		.0	77.67	56.73			
			.4	77.67	91.25			
			.9	77.67	125.78			
			1.3	77.67	160.30			
			1.8	77.67	194.82			
			2.2	77.67	229.34			
			2.7	77.67	263.86			
			3.1	77.67	298.38			
			3.6	77.67	332.91			
			4.0	77.67	367.43			
34								
1	-54.76		.0	-41.22	83.71			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	-16.60	.4	-41.22	65.39		
		.9	-41.22	47.07		
		1.3	-41.22	28.75		
		1.8	-41.22	10.43		
		2.2	-41.22	-7.90		
		2.7	-41.22	-26.22		
		3.1	-41.22	-44.54		
		3.6	-41.22	-62.86		
		4.0	-41.22	-81.18		
		3	21.45	.0	-13.49	29.07
.4	-13.49			23.08		
.9	-13.49			17.08		
1.3	-13.49			11.09		
1.8	-13.49			5.09		
2.2	-13.49			- .90		
2.7	-13.49			-6.89		
3.1	-13.49			-12.89		
3.6	-13.49			-18.88		
4.0	-13.49			-24.87		
36 -----						
1	-54.76	.0	41.22	-83.71		
		.4	41.22	-65.39		
		.9	41.22	-47.07		
		1.3	41.22	-28.75		
		1.8	41.22	-10.43		
		2.2	41.22	7.90		
		2.7	41.22	26.22		
		3.1	41.22	44.54		
		3.6	41.22	62.86		
		4.0	41.22	81.18		
2	-16.60	.0	13.49	-29.07		
		.4	13.49	-23.08		
		.9	13.49	-17.08		
		1.3	13.49	-11.09		
		1.8	13.49	-5.09		

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ		
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT			
3	-21.45	2.2	13.49	.90					
		2.7	13.49	6.89					
		3.1	13.49	12.89					
		3.6	13.49	18.88					
		4.0	13.49	24.87					
		.0	20.39	14.32					
		.4	20.39	23.36					
		.9	20.39	32.44					
		1.3	20.39	41.50					
		1.8	20.39	50.56					
		2.2	20.39	59.62					
		2.7	20.39	68.68					
		3.1	20.39	77.74					
		3.6	20.39	86.80					
4.0	20.39	95.86							
35 -----									
1	-109.11	.0	.00	.00					
		.4	.00	.00					
		.9	.00	.00					
		1.3	.00	.00					
		1.8	.00	.00					
		2.2	.00	.00					
		2.7	.00	.00					
		3.1	.00	.00					
		3.6	.00	.00					
		4.0	.00	.00					
		2	-32.77	.0	.00	.00			
				.4	.00	.00			
				.9	.00	.00			
				1.3	.00	.00			
1.8	.00			.00					
2.2	.00			.00					
2.7	.00			.00					
3.1	.00			.00					
3.6	.00			.00					
4.0	.00			.00					
3	.00			.0	19.46	116.49			
				.4	19.46	125.14			
				.9	19.46	133.79			
				1.3	19.46	142.43			
		1.8	19.46	151.08					
		2.2	19.46	159.73					
		2.7	19.46	168.38					
		3.1	19.46	177.03					
		3.6	19.46	185.68					

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
37			4.0	19.46	194.33			
	1	.00						
			.0	119.99	-173.56			
			1.0	93.04	-67.05			
			2.0	66.10	12.52			
			3.0	39.16	65.15			
			4.0	12.21	90.84			
			5.0	-14.73	89.58			
			6.0	-41.68	61.37			
			7.0	-68.62	6.23			
			8.0	-95.56	-75.87			
			9.0	-122.51	-164.90			
	2	.00						
			.0	40.81	-89.04			
			1.0	31.65	-22.81			
			2.0	22.46	4.25			
			3.0	13.32	22.15			
			4.0	4.16	30.89			
			5.0	-5.01	30.46			
			6.0	-14.17	20.88			
			7.0	-23.33	2.13			
			8.0	-32.50	-25.79			
			9.0	-41.66	-62.87			
	3	.00						
			.0	-86.80	369.70			
			1.0	-86.80	302.91			
			2.0	-86.80	216.11			
			3.0	-86.80	129.31			
			4.0	-86.80	42.52			
			5.0	-86.80	-44.28			
			6.0	-86.80	-131.07			
			7.0	-86.80	-217.87			
			8.0	-86.80	-304.66			
			9.0	-86.80	-391.46			
38								
	1	.00						
			.0	122.51	-164.90			
			1.0	95.56	-75.87			
			2.0	68.62	6.23			
			3.0	41.68	61.37			
			4.0	14.73	89.58			
			5.0	-12.21	90.84			
			6.0	-39.16	65.15			
			7.0	-66.10	12.52			
			8.0	-93.04	-67.05			
			9.0	-119.99	-173.56			
	2	.00						
			.0	41.66	-62.87			

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM: SAP90/FILE:TAF-DSN1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
3	.00	1.0	32.50	-25.79			
		2.0	23.33	2.13			
		3.0	14.17	20.88			
		4.0	5.01	30.46			
		5.0	-4.16	30.89			
		6.0	-13.32	22.15			
		7.0	-22.48	4.25			
		8.0	-31.65	-22.81			
		9.0	-40.81	-59.04			
		.0	-86.80	391.46			
		1.0	-86.80	304.66			
		2.0	-86.80	217.87			
		3.0	-86.80	131.07			
		4.0	-86.80	44.28			
		5.0	-86.80	-42.52			
		6.0	-86.80	-129.31			
		7.0	-86.80	-216.11			
		8.0	-86.80	-302.91			
	9.0	-86.80	-389.70				

39	1	.00	.0	120.90	-178.53		
			1.0	93.96	-71.10		
			2.0	67.01	9.39		
			3.0	40.07	62.93		
			4.0	13.12	89.52		
			5.0	-13.82	89.17		
			6.0	-40.76	61.88		
			7.0	-67.71	7.64		
			8.0	-94.65	-73.54		
		9.0	-121.60	-181.66			
	2	.00	.0	41.12	-60.74		
			1.0	31.96	-24.20		
			2.0	22.79	3.18		
			3.0	13.63	21.39		
			4.0	4.47	30.44		
			5.0	-4.69	30.33		
			6.0	-13.86	21.05		
			7.0	-23.02	2.61		
		8.0	-32.18	-24.99			
3	.00	.0	-113.30	508.91			
		1.0	-113.30	395.61			
		2.0	-113.30	282.30			
		3.0	-113.30	169.00			
		4.0	-113.30	55.69			

CSI / SAP90 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM: SAP90/FILE:TAF-DSN1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	5.0	-113.30	-57.61			
	6.0	-113.30	-170.91			
	7.0	-113.30	-284.22			
	8.0	-113.30	-397.52			
	9.0	-113.30	-510.83			
40	-----					
1	.00					
	.0	121.60	-181.66			
	1.0	94.65	-73.54			
	2.0	67.71	7.64			
	3.0	40.76	61.88			
	4.0	13.82	89.17			
	5.0	-13.12	89.52			
	6.0	-40.07	62.93			
	7.0	-67.01	9.39			
	8.0	-93.96	-71.10			
	9.0	-120.90	-178.53			
2	.00					
	.0	41.35	-61.75			
	1.0	32.18	-24.99			
	2.0	23.02	2.61			
	3.0	13.86	21.05			
	4.0	4.69	30.33			
	5.0	-4.47	30.44			
	6.0	-13.63	21.39			
	7.0	-22.79	3.18			
	8.0	-31.96	-24.20			
	9.0	-41.12	-60.74			
3	.00					
	.0	-113.30	510.83			
	1.0	-113.30	397.52			
	2.0	-113.30	284.22			
	3.0	-113.30	170.91			
	4.0	-113.30	57.61			
	5.0	-113.30	-55.69			
	6.0	-113.30	-169.00			
	7.0	-113.30	-282.30			
	8.0	-113.30	-395.61			
	9.0	-113.30	-508.91			
41	-----					
1	.00					
	.0	120.99	-178.58			
	1.0	94.04	-71.07			
	2.0	67.10	9.50			
	3.0	40.16	63.13			
	4.0	13.21	89.82			
	5.0	-13.73	89.55			
	6.0	-40.68	62.35			
	7.0	-67.62	8.20			

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM: SAP90/FILE:TAF-DSN1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	.00	8.0	-94.56	-72.89			
		9.0	-121.51	-189.93			
		.0	41.16	-60.78			
		1.0	31.99	-24.21			
		2.0	22.83	3.20			
		3.0	13.67	21.45			
		4.0	4.50	30.54			
		5.0	-4.66	30.46			
		6.0	-13.82	21.22			
		7.0	-22.99	2.81			
3	.00	8.0	-32.15	-24.75			
		9.0	-41.31	-61.46			
		.0	-126.33	569.83			
		1.0	-126.33	440.79			
		2.0	-126.33	314.47			
		3.0	-126.33	186.14			
		4.0	-126.33	61.81			
		5.0	-126.33	-64.52			
		6.0	-126.33	-190.85			
		7.0	-126.33	-317.17			
8.0	-126.33	-443.50					
9.0	-126.33	-569.83					
42 -----							
1	.00	.0	121.51	-189.93			
		1.0	94.56	-72.89			
		2.0	67.62	3.20			
		3.0	40.68	62.35			
		4.0	13.73	89.55			
		5.0	-13.21	89.62			
		6.0	-40.16	63.13			
		7.0	-67.10	9.50			
		8.0	-94.04	-71.07			
		9.0	-120.99	-178.56			
2	.00	.0	41.31	-61.46			
		1.0	32.15	-24.75			
		2.0	22.99	2.81			
		3.0	13.82	21.22			
		4.0	4.66	30.54			
		5.0	-4.50	30.46			
		6.0	-13.67	21.45			
		7.0	-22.83	3.20			
		8.0	-31.99	-24.21			
		9.0	-41.16	-60.78			
3	.00	.0	-126.33	569.83			

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDF	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	1.0	-126.33	443.50			
	2.0	-126.33	317.17			
	3.0	-126.33	190.85			
	4.0	-126.33	64.52			
	5.0	-126.33	-61.81			
	6.0	-126.33	-188.14			
	7.0	-126.33	-314.47			
	8.0	-126.33	-440.79			
	9.0	-126.33	-567.12			
43 -----						
1	.00					
	.0	119.35	-177.27			
	1.0	92.82	-71.19			
	2.0	66.30	8.37			
	3.0	39.77	61.40			
	4.0	13.25	87.91			
	5.0	-13.27	87.90			
	6.0	-39.80	61.36			
	7.0	-66.32	8.30			
	8.0	-92.85	-71.28			
	9.0	-119.37	-177.39			
2	.00					
	.0	41.23	-61.25			
	1.0	32.07	-24.60			
	2.0	22.90	2.89			
	3.0	13.74	21.21			
	4.0	4.58	30.37			
	5.0	-4.58	30.37			
	6.0	-13.75	21.20			
	7.0	-22.91	2.87			
	8.0	-32.07	-24.62			
	9.0	-41.24	-61.27			
3	.00					
	.0	-107.04	480.89			
	1.0	-107.04	373.84			
	2.0	-107.04	266.80			
	3.0	-107.04	159.76			
	4.0	-107.04	52.72			
	5.0	-107.04	-54.33			
	6.0	-107.04	-161.37			
	7.0	-107.04	-268.41			
	8.0	-107.04	-375.45			
	9.0	-107.04	-482.50			
44 -----						
1	.00					
	.0	119.37	-177.39			
	1.0	92.85	-71.28			
	2.0	66.32	8.30			
	3.0	39.80	61.36			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	4.0	13.27	87.90			
	5.0	-13.25	87.91			
	6.0	-39.77	61.40			
	7.0	-66.30	8.37			
	8.0	-92.82	-71.19			
	9.0	-119.35	-177.27			
2	.00					
	.0	41.24	-61.27			
	1.0	32.07	-24.62			
	2.0	22.91	2.87			
	3.0	13.75	21.20			
	4.0	4.58	30.37			
	5.0	-4.58	30.37			
	6.0	-13.74	21.21			
	7.0	-22.90	2.89			
	8.0	-32.07	-24.60			
	9.0	-41.23	-61.25			
3	.00					
	.0	-107.04	482.50			
	1.0	-107.04	375.45			
	2.0	-107.04	268.41			
	3.0	-107.04	161.37			
	4.0	-107.04	54.33			
	5.0	-107.04	-52.72			
	6.0	-107.04	-159.76			
	7.0	-107.04	-266.80			
	8.0	-107.04	-373.84			
	9.0	-107.04	-480.89			
45						
1	.00					
	.0	119.63	-178.66			
	1.0	93.10	-72.30			
	2.0	66.58	7.55			
	3.0	40.06	60.86			
	4.0	13.53	87.66			
	5.0	-12.99	87.93			
	6.0	-39.52	61.67			
	7.0	-66.04	8.90			
	8.0	-92.56	-70.40			
	9.0	-119.09	-176.23			
2	.00					
	.0	41.33	-61.74			
	1.0	32.17	-24.99			
	2.0	23.00	2.60			
	3.0	13.84	21.02			
	4.0	4.68	30.28			
	5.0	-4.48	30.38			
	6.0	-13.65	21.31			
	7.0	-22.81	3.08			

FR A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD	AXIAL	DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COMB	FORCE	ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
		8.0	-31.97	-24.31			
		9.0	-41.14	-60.86			
3	.00	.0	-108.42	487.17			
		1.0	-108.42	378.75			
		2.0	-108.42	270.32			
		3.0	-108.42	161.90			
		4.0	-108.42	53.48			
		5.0	-108.42	-54.94			
		6.0	-108.42	-163.36			
		7.0	-108.42	-271.78			
		8.0	-108.42	-380.20			
		9.0	-108.42	-488.62			

46							
1	.00	.0	119.09	-176.23			
		1.0	92.86	-70.40			
		2.0	66.64	8.90			
		3.0	39.82	61.67			
		4.0	12.99	87.93			
		5.0	-13.83	87.66			
		6.0	-40.36	60.86			
		7.0	-66.88	7.55			
		8.0	-93.10	-72.30			
		9.0	-119.63	-178.66			
2	.00	.0	41.14	-60.86			
		1.0	31.97	-24.31			
		2.0	22.81	3.08			
		3.0	13.65	21.31			
		4.0	4.48	30.38			
		5.0	-4.68	30.28			
		6.0	-13.84	21.02			
		7.0	-23.00	2.60			
		8.0	-32.17	-24.99			
		9.0	-41.33	-61.74			
3	.00	.0	-108.42	488.62			
		1.0	-108.42	380.20			
		2.0	-108.42	271.78			
		3.0	-108.42	163.36			
		4.0	-108.42	54.94			
		5.0	-108.42	-53.48			
		6.0	-108.42	-161.90			
		7.0	-108.42	-270.32			
		8.0	-108.42	-378.75			
		9.0	-108.42	-487.17			

47							
1	.00						

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDT	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	.0	119.48	-177.52			
	1.0	92.96	-71.30			
	2.0	66.44	8.40			
	3.0	39.91	61.57			
	4.0	13.39	88.22			
	5.0	-13.14	88.35			
	6.0	-39.66	61.95			
	7.0	-66.18	9.03			
	8.0	-92.71	-70.42			
9.0	-119.23	-176.39				
2	.00					
	.0	41.29	-61.37			
	1.0	27.12	-24.66			
	2.0	22.96	-2.88			
	3.0	13.80	21.25			
	4.0	4.63	30.47			
	5.0	-4.53	30.52			
	6.0	-13.69	21.41			
	7.0	-22.86	3.13			
8.0	-32.02	-24.30				
9.0	-41.18	-60.90				
3	.00					
	.0	-107.17	480.70			
	1.0	-107.17	373.53			
	2.0	-107.17	266.36			
	3.0	-107.17	159.19			
	4.0	-107.17	52.03			
	5.0	-107.17	-55.14			
	6.0	-107.17	-162.31			
	7.0	-107.17	-269.48			
8.0	-107.17	-376.65				
9.0	-107.17	-483.81				
48	-----					
1	.00					
	.0	119.23	-176.39			
	1.0	92.71	-70.42			
	2.0	66.18	9.03			
	3.0	39.66	61.95			
	4.0	13.14	88.35			
	5.0	-13.39	88.22			
	6.0	-39.91	61.57			
	7.0	-66.44	8.40			
8.0	-92.96	-71.30				
9.0	-119.48	-177.52				
2	.00					
	.0	41.18	-60.90			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
3	.00	1.0	32.02	-24.30			
		2.0	22.86	3.13			
		3.0	13.69	21.41			
		4.0	4.53	30.52			
		5.0	-4.63	30.47			
		6.0	-13.60	21.25			
		7.0	-22.96	2.88			
		8.0	-32.12	-24.66			
		9.0	-41.28	-61.37			
		.0	-107.17	483.81			
		1.0	-107.17	376.65			
		2.0	-107.17	269.48			
		3.0	-107.17	162.31			
		4.0	-107.17	55.14			
		5.0	-107.17	-52.03			
		6.0	-107.17	-159.19			
		7.0	-107.17	-266.36			
		8.0	-107.17	-373.53			
	9.0	-107.17	-480.70				
49		-----					
1	.00	.0	116.32	-172.18			
		1.0	90.44	-68.80			
		2.0	64.57	8.71			
		3.0	38.69	60.34			
		4.0	12.81	86.09			
		5.0	-13.06	85.97			
		6.0	-38.94	59.97			
		7.0	-64.81	8.09			
		8.0	-90.69	-69.66			
		9.0	-116.57	-173.28			
	2	.00	.0	41.18	-60.93		
			1.0	32.02	-24.33		
			2.0	22.86	3.11		
			3.0	13.69	21.38		
			4.0	4.53	30.49		
			5.0	-4.63	30.44		
			6.0	-13.60	21.23		
			7.0	-22.96	2.85		
		8.0	-32.12	-24.69			
		9.0	-41.28	-61.39			
3	.00	.0	-76.48	343.07			
		1.0	-76.48	266.59			
		2.0	-76.48	190.10			
		3.0	-76.48	113.62			
		4.0	-76.48	37.14			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	5.0	-76.48	-39.35			
	6.0	-76.48	-115.83			
	7.0	-76.48	-192.31			
	8.0	-76.48	-268.79			
	9.0	-76.48	-345.28			
50	-----					
1	.00					
	.0	116.57	-173.28			
	1.0	90.69	-69.66			
	2.0	64.81	8.09			
	3.0	38.94	59.97			
	4.0	13.06	85.97			
	5.0	-12.81	86.09			
	6.0	-38.69	60.34			
	7.0	-64.57	8.71			
	8.0	-90.44	-68.80			
	9.0	-116.32	-172.18			
2	.00					
	.0	41.28	-61.39			
	1.0	32.12	-24.69			
	2.0	22.96	2.85			
	3.0	13.80	21.23			
	4.0	4.63	30.44			
	5.0	-4.53	30.49			
	6.0	-13.69	21.38			
	7.0	-22.86	3.11			
	8.0	-32.02	-24.33			
	9.0	-41.18	-60.93			
3	.00					
	.0	-76.48	345.28			
	1.0	-76.48	268.79			
	2.0	-76.48	192.31			
	3.0	-76.48	115.83			
	4.0	-76.48	39.35			
	5.0	-76.48	-37.14			
	6.0	-76.48	-113.62			
	7.0	-76.48	-190.10			
	8.0	-76.48	-266.59			
	9.0	-76.48	-343.07			
51	-----					
1	.00					
	.0	116.50	-173.12			
	1.0	90.62	-69.56			
	2.0	64.75	8.12			
	3.0	38.87	59.93			
	4.0	12.99	85.86			
	5.0	-12.88	85.92			
	6.0	-38.76	60.10			
	7.0	-64.63	8.40			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ		
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT			
2	.00	8.0	-90.51	-69.17				
		9.0	-116.39	-172.62				
		.0	41.25	-61.28				
		1.0	32.08	-24.62				
		2.0	22.92	2.89				
		3.0	13.76	21.23				
		4.0	4.60	30.41				
		5.0	-4.57	30.42				
		6.0	-13.73	21.27				
3	.00	7.0	-22.89	2.96				
		8.0	-32.08	-24.51				
		9.0	-41.22	-61.15				
		.0	-70.58	316.64				
		1.0	-70.58	248.05				
		2.0	-70.58	175.47				
		3.0	-70.58	104.89				
		4.0	-70.58	34.30				
		5.0	-70.58	-36.28				
6.0	-70.58	-106.87						
52	-----	7.0	-70.58	-177.45				
		8.0	-70.58	-248.03				
		9.0	-70.58	-318.62				
		1	.00	.0	116.39	-172.62		
				1.0	90.51	-69.17		
				2.0	64.63	8.40		
				3.0	38.76	60.10		
				4.0	12.88	85.92		
				5.0	-12.99	85.86		
6.0	-38.87			59.93				
7.0	-64.75			8.12				
8.0	-90.62			-69.56				
2	.00	9.0	-116.50	-173.12				
		.0	41.22	-61.15				
		1.0	32.06	-24.51				
		2.0	22.89	2.96				
		3.0	13.73	21.27				
		4.0	4.57	30.42				
		5.0	-4.60	30.41				
		6.0	-13.76	21.23				
		7.0	-22.92	2.89				
3	.00	8.0	-32.08	-24.62				
		9.0	-41.25	-61.28				
		.0	-70.58	318.62				

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	1.0	-70.58	248.03			
	2.0	-70.58	177.45			
	3.0	-70.58	106.87			
	4.0	-70.58	36.28			
	5.0	-70.58	-34.30			
	6.0	-70.58	-104.89			
	7.0	-70.58	-175.47			
	8.0	-70.58	-246.05			
	9.0	-70.58	-316.64			

53 -----

1	.00					
	.0	116.45	-172.73			
	1.0	90.57	-69.22			
	2.0	64.70	8.42			
	3.0	38.82	60.18			
	4.0	12.95	86.06			
	5.0	-12.93	66.07			
	6.0	-38.81	60.20			
	7.0	-64.68	8.45			
	8.0	-90.56	-69.17			
	9.0	-116.43	-172.66			

2	.00					
	.0	41.23	-61.15			
	1.0	32.07	-24.50			
	2.0	22.91	2.99			
	3.0	13.74	21.31			
	4.0	4.58	30.47			
	5.0	-4.58	30.47			
	6.0	-13.75	21.31			
	7.0	-22.91	2.98			
	8.0	-32.07	-24.51			
	9.0	-41.24	-61.16			

3	.00					
	.0	-61.85	277.30			
	1.0	-61.85	215.44			
	2.0	-61.85	153.59			
	3.0	-61.85	91.74			
	4.0	-61.85	29.88			
	5.0	-61.85	-31.97			
	6.0	-61.85	-93.82			
	7.0	-61.85	-155.68			
	8.0	-61.85	-217.53			
	9.0	-61.85	-279.38			

54 -----

1	.00					
	.0	116.43	-172.66			
	1.0	90.56	-69.17			
	2.0	64.68	8.45			
	3.0	38.81	60.20			

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM:SAP90/FILE:TAF-DSN1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	.00	4.0	12.93	86.07		
		5.0	-12.95	86.06		
		6.0	-36.62	60.18		
		7.0	-64.70	8.42		
		8.0	-90.57	-69.22		
		9.0	-116.45	-172.73		
		.0	41.24	-61.16		
		1.0	32.07	-24.51		
		2.0	22.91	2.98		
3	.00	3.0	13.75	21.31		
		4.0	4.58	30.47		
		5.0	-4.58	30.47		
		6.0	-13.74	21.31		
		7.0	-22.91	2.99		
		8.0	-32.07	-24.50		
		9.0	-41.23	-61.15		
		.0	-61.85	279.38		
		1.0	-61.85	217.53		
	2.0	-61.85	155.68			
	3.0	-61.85	93.62			
	4.0	-61.85	31.97			
	5.0	-61.85	-29.88			
	6.0	-61.85	-91.74			
	7.0	-61.85	-153.59			
	8.0	-61.85	-215.44			
	9.0	-61.85	-277.30			
55		-----				
1	.00	.0	113.81	-169.37		
		1.0	66.52	-66.21		
		2.0	63.23	7.67		
		3.0	37.94	58.25		
		4.0	12.65	83.55		
		5.0	-12.63	83.56		
		6.0	-37.92	58.28		
		7.0	-63.21	7.72		
		8.0	-86.50	-68.14		
	9.0	-113.79	-169.28			
2	.00	.0	41.23	-61.33		
		1.0	32.07	-24.69		
		2.0	22.90	2.80		
		3.0	13.74	21.12		
		4.0	4.58	30.27		
		5.0	-4.59	30.27		
		6.0	-13.75	21.10		
		7.0	-22.91	2.77		

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR MOMENT		1-3 PLANE SHEAR MOMENT		AXIAL TORQ
	8.0	-32.08	-24.73			
	9.0	-41.24	-61.38			
3	.00					
	.0	-36.09	162.05			
	1.0	-36.09	125.96			
	2.0	-36.09	89.87			
	3.0	-36.09	53.78			
	4.0	-36.09	17.69			
	5.0	-36.09	-18.40			
	6.0	-36.09	-54.49			
	7.0	-36.09	-90.58			
	8.0	-36.09	-126.67			
	9.0	-36.09	-162.76			
56	-----					
1	.00					
	.0	113.79	-169.28			
	1.0	88.50	-68.14			
	2.0	63.21	7.72			
	3.0	37.92	56.28			
	4.0	12.63	83.56			
	5.0	-12.65	83.55			
	6.0	-37.94	58.25			
	7.0	-63.23	7.67			
	8.0	-88.52	-68.21			
	9.0	-113.81	-169.37			
2	.00					
	.0	41.24	-61.38			
	1.0	32.08	-24.73			
	2.0	22.91	2.77			
	3.0	13.75	21.10			
	4.0	4.59	30.27			
	5.0	-4.58	30.27			
	6.0	-13.74	21.12			
	7.0	-22.90	2.80			
	8.0	-32.07	-24.69			
	9.0	-41.23	-61.33			
3	.00					
	.0	-36.09	162.76			
	1.0	-36.09	126.67			
	2.0	-36.09	90.58			
	3.0	-36.09	54.49			
	4.0	-36.09	18.40			
	5.0	-36.09	-17.69			
	6.0	-36.09	-53.78			
	7.0	-36.09	-89.87			
	8.0	-36.09	-125.96			
	9.0	-36.09	-162.05			
57	-----					
1	.00					

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
2	.00	.0	113.82	-169.40			
		1.0	88.53	-68.23			
		2.0	63.24	7.66			
		3.0	37.95	58.25			
		4.0	12.66	83.56			
		5.0	-12.62	83.58			
		6.0	-37.91	58.31			
		7.0	-63.20	7.76			
		8.0	-88.49	-68.09			
	9.0	-113.78	-169.22				
	.00	.0	41.21	-61.21			
		1.0	32.05	-24.59			
		2.0	22.88	2.88			
		3.0	13.72	21.18			
		4.0	4.56	30.32			
		5.0	-4.60	30.30			
		6.0	-13.77	21.11			
		7.0	-22.93	2.76			
8.0		-32.09	-24.75				
9.0	-41.26	-61.43					
3	.00	.0	-27.83	125.01			
		1.0	-27.83	97.18			
		2.0	-27.83	69.35			
		3.0	-27.83	41.52			
		4.0	-27.83	13.68			
		5.0	-27.83	-14.15			
		6.0	-27.83	-41.98			
		7.0	-27.83	-69.81			
		8.0	-27.83	-97.64			
	9.0	-27.83	-125.47				
	1	.00	.0	113.78	-169.22		
			1.0	88.49	-68.09		
			2.0	63.20	7.76		
			3.0	37.91	58.31		
			4.0	12.62	83.58		
			5.0	-12.66	83.56		
			6.0	-37.95	58.25		
			7.0	-63.24	7.66		
8.0			-88.53	-68.23			
9.0	-113.82	-169.40					
2	.00	.0	41.26	-61.43			
		1.0	32.09	-24.75			
		2.0	22.93	2.76			
		3.0	13.77	21.11			

58

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM:SAP90/FILE:TAF-DSN1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	4.0	4.60	30.30			
	5.0	-4.56	30.32			
	6.0	-13.72	21.18			
	7.0	-22.88	2.88			
	8.0	-32.05	-24.59			
	9.0	-41.21	-61.21			
3	.00					
	.0	-27.83	125.47			
	1.0	-27.83	97.64			
	2.0	-27.83	69.81			
	3.0	-27.83	41.98			
	4.0	-27.83	14.15			
	5.0	-27.83	-13.66			
	6.0	-27.83	-41.52			
	7.0	-27.83	-69.35			
	8.0	-27.83	-97.18			
	9.0	-27.83	-125.01			
59						
1	.00					
	.0	54.76	-81.18			
	1.0	42.61	-32.49			
	2.0	30.47	4.05			
	3.0	18.32	28.44			
	4.0	6.18	40.69			
	5.0	-5.97	40.80			
	6.0	-18.12	28.75			
	7.0	-30.26	4.57			
	8.0	-42.41	-31.77			
	9.0	-54.55	-80.25			
2	.00					
	.0	16.60	-24.87			
	1.0	12.93	-10.11			
	2.0	9.27	.99			
	3.0	5.60	8.43			
	4.0	1.94	12.20			
	5.0	-1.73	12.30			
	6.0	-5.39	8.74			
	7.0	-9.06	1.52			
	8.0	-12.72	-9.37			
	9.0	-16.39	-23.93			
3	.00					
	.0	-21.45	95.86			
	1.0	-21.45	74.42			
	2.0	-21.45	52.97			
	3.0	-21.45	31.52			
	4.0	-21.45	10.07			
	5.0	-21.45	-11.37			
	6.0	-21.45	-32.82			
	7.0	-21.45	-54.27			

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM: SAP90/FILE: TAF-DSN1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 2 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	8.0	-21.45	-75.72			
	9.0	-21.45	-97.16			
60	-----					
1	.00					
	.0	54.55	-80.25			
	1.0	42.41	-31.77			
	2.0	30.26	4.57			
	3.0	18.12	28.75			
	4.0	5.97	40.80			
	5.0	-6.18	40.69			
	6.0	-18.32	28.44			
	7.0	-30.47	4.05			
	8.0	-42.61	-32.49			
	9.0	-54.76	-81.18			
2	.00					
	.0	16.39	-23.93			
	1.0	12.72	-9.37			
	2.0	9.06	1.52			
	3.0	5.39	8.74			
	4.0	1.73	12.30			
	5.0	-1.94	12.20			
	6.0	-5.60	8.43			
	7.0	-9.27	.99			
	8.0	-12.93	-10.11			
	9.0	-16.60	-24.87			
3	.00					
	.0	-21.45	97.16			
	1.0	-21.45	75.72			
	2.0	-21.45	54.27			
	3.0	-21.45	32.82			
	4.0	-21.45	11.37			
	5.0	-21.45	-10.07			
	6.0	-21.45	-31.52			
	7.0	-21.45	-52.97			
	8.0	-21.45	-74.42			
	9.0	-21.45	-95.86			

LAMPIRAN 3

(Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 3 bentang)

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

SATUAN : kN,m

SYSTEMS

L=3 :Macam pembebanan

JOINTS

1 X=0 Y=0
 4 X=27 Y=0 G=1,4,1
 5 X=0 Y=5
 8 X=27 Y=5
 49 X=0 Y=49
 52 X=27 Y=49 Q=5,8,49,52,1,4

RESTRAINTS

5 52 1 R=0,0,1,1,1,0 :Perletakan rol
 1 4 1 R=1,1,1,1,1,1 :Perletakan jepit

CONSTRAINTS

6 50 4 C=5 I=4
 7 51 4 C=5 I=4
 8 52 4 C=5 I=4

FRAME

NM=12 NL=7 NSEC=10

C MATERIAL STRUKTUR

1 SH=R T=.65,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 1-3
 2 SH=R T=.65,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 4-6
 3 SH=R T=.55,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 7-9
 4 SH=R T=.55,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 10-12
 5 SH=R T=.9,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 1-3
 6 SH=R T=.9,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 4-6
 7 SH=R T=.8,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 7-9
 8 SH=R T=.8,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 10-12
 9 SH=R T=.6,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 1-3
 10 SH=R T=.55,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 4-6
 11 SH=R T=.50,.325 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 7-9
 12 SH=R T=.45,.30 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 10-12

C BEBAN BEKERJA

1 WL=0,-12.146 :Beban mati atap (lantai 12)
 2 WL=0,-25.288 :Beban mati lantai 10,11
 3 WL=0,-25.876 :Beban mati lantai 7,8,9
 4 WL=0,-26.524 :Beban mati lantai 4,5,6
 5 WL=0,-26.944 :Beban mati lantai 1,2,3
 6 WL=0,-3.665 :Beban hidup atap (lantai 12)
 7 WL=0,-9.163 :Beban hidup lantai (lantai 1-11)

C LETAK ELEMEN

1 1 5 G=1,3,3,3 LP=1 M=1 :Kolom tepi lantai 1
 2 2 6 G=1,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 1
 5 5 9 G=1,3,3,3 M=1 :Kolom tepi lantai 2
 6 6 10 G=1,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 2
 9 9 13 G=1,3,3,3 M=1 :Kolom tepi lantai 3
 10 10 14 G=1,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 3
 13 13 17 G=1,3,3,3 M=2 :Kolom tepi lantai 4
 14 14 18 G=1,1,1,1 M=6 :Kolom tengah lantai 4

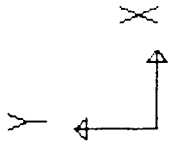
17	17	21	G=1,3,3,3	M=2	:Kolom tepi lantai 5
18	18	22	G=1,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 5
21	21	25	G=1,3,3,3	M=2	:Kolom tepi lantai 6
22	22	26	G=1,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 6
25	25	29	G=1,3,3,3	M=3	:Kolom tepi lantai 7
26	26	30	G=1,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 7
29	29	33	G=1,3,3,3	M=3	:Kolom tepi lantai 8
30	30	34	G=1,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 8
33	33	37	G=1,3,3,3	M=3	:Kolom tepi lantai 9
34	34	38	G=1,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 9
37	37	41	G=1,3,3,3	M=4	:Kolom tepi lantai 10
38	38	42	G=1,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 10
41	41	45	G=1,3,3,3	M=4	:Kolom tepi lantai 11
42	42	46	G=1,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 11
45	45	49	G=1,3,3,3	M=4	:Kolom tepi lantai 12
46	46	50	G=1,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 12
49	5	6	G=2,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 1
52	9	10	G=2,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 2
55	13	14	G=2,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 3
58	17	18	G=2,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 4
61	21	22	G=2,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 5
64	25	26	G=2,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 6
67	29	30	G=2,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 7
70	33	34	G=2,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 8
73	37	38	G=2,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 9
76	41	42	G=2,1,1,1	M=12	NSL=2,7 :Balok lantai 10
79	45	46	G=2,1,1,1	M=12	NSL=2,7 :Balok lantai 11
82	49	50	G=2,1,1,1	M=12	NSL=1,6 :Balok lantai 12

LOADS

5	F=15.353	L=3	:Gaya gempa lantai 1
9	F=27.636		:Gaya gempa lantai 2
13	F=39.674		:Gaya gempa lantai 3
17	F=50.085		:Gaya gempa lantai 4
21	F=61.870		:Gaya gempa lantai 5
25	F=73.108		:Gaya gempa lantai 6
29	F=82.123		:Gaya gempa lantai 7
33	F=93.451		:Gaya gempa lantai 8
37	F=104.171		:Gaya gempa lantai 9
41	F=112.134		:Gaya gempa lantai 10
45	F=123.073		:Gaya gempa lantai 11
49	F=85.175		:Gaya gempa lantai 12

COMBO

1	C=1
2	C=0,1
3	C=0,0,1



taf3btg
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

49	82	50	83	51	84	52
45	79	46	80	47	81	48
41	76	42	77	43	78	44
37	73	38	74	39	75	40
33	70	34	71	35	72	36
29	67	30	68	31	69	32
25	64	26	65	27	66	28
21	61	22	62	23	63	24
17	58	18	59	19	60	20
13	55	14	56	15	57	16
9	52	10	53	11	54	12
5	49	6	50	7	51	8
1		2		3		4

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT	LOAD	AXIAL	DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID	COMB	FORCE	ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
49		-----						
	1	.00						
			.0	120.00	-173.60			
			1.0	93.06	-67.07			
			2.0	66.11	12.51			
			3.0	39.17	65.16			
			4.0	12.23	90.85			
			5.0	-14.72	89.61			
			6.0	-41.66	61.42			
			7.0	-68.61	6.28			
			8.0	-95.55	-75.80			
			9.0	-122.49	-184.82			
	2	.00						
			.0	40.81	-59.05			
			1.0	31.65	-22.82			
			2.0	22.49	4.25			
			3.0	13.32	22.15			
			4.0	4.16	30.90			
			5.0	-5.00	30.47			
			6.0	-14.17	20.89			
			7.0	-23.33	2.14			
			8.0	-32.49	-25.77			
			9.0	-41.65	-62.84			
	3	.00						
			.0	-78.41	352.05			
			1.0	-78.41	273.65			
			2.0	-78.41	195.24			
			3.0	-78.41	116.84			
			4.0	-78.41	38.43			
			5.0	-78.41	-39.97			
			6.0	-78.41	-118.38			
			7.0	-78.41	-196.79			
			8.0	-78.41	-275.19			
			9.0	-78.41	-353.60			
52		-----						
	1	.00						
			.0	120.90	-178.51			
			1.0	93.95	-71.09			
			2.0	67.01	9.39			
			3.0	40.06	62.93			
			4.0	13.12	89.52			
			5.0	-13.82	89.16			
			6.0	-40.77	61.87			
			7.0	-67.71	7.63			
			8.0	-94.66	-73.56			
			9.0	-121.60	-181.69			
	2	.00						
			.0	41.12	-60.73			
			1.0	31.96	-24.19			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	2.0	22.79	3.18			
	3.0	13.63	21.39			
	4.0	4.47	30.44			
	5.0	-4.70	30.33			
	6.0	-13.86	21.05			
	7.0	-23.02	2.61			
	8.0	-32.19	-25.00			
	9.0	-41.35	-61.76			
3	.00					
	.0	-102.88	462.10			
	1.0	-102.88	359.22			
	2.0	-102.88	256.35			
	3.0	-102.88	153.47			
	4.0	-102.88	50.60			
	5.0	-102.88	-52.28			
	6.0	-102.88	-155.16			
	7.0	-102.88	-258.03			
	8.0	-102.88	-360.91			
	9.0	-102.88	-463.78			
55						
1	.00					
	.0	120.98	-178.57			
	1.0	94.04	-71.06			
	2.0	67.10	9.51			
	3.0	40.15	63.13			
	4.0	13.21	89.81			
	5.0	-13.74	89.55			
	6.0	-40.68	62.34			
	7.0	-67.62	8.19			
	8.0	-94.57	-72.90			
	9.0	-121.51	-180.94			
2	.00					
	.0	41.15	-60.78			
	1.0	31.99	-24.21			
	2.0	22.83	3.20			
	3.0	13.67	21.45			
	4.0	4.50	30.54			
	5.0	-4.66	30.46			
	6.0	-13.82	21.21			
	7.0	-22.99	2.81			
	8.0	-32.15	-24.76			
	9.0	-41.31	-61.49			
3	.00					
	.0	-114.95	516.10			
	1.0	-114.95	401.15			
	2.0	-114.95	286.20			
	3.0	-114.95	171.24			
	4.0	-114.95	56.29			
	5.0	-114.95	-58.66			

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDF	1-2 PLANE SHEAR MOMENT		1-3 PLANE SHEAR MOMENT		AXIAL TORQ
	6.0	-114.95	-173.61			
	7.0	-114.95	-288.57			
	8.0	-114.95	-403.52			
	9.0	-114.95	-518.47			
58	-----					
1	.00					
	.0	119.34	-177.26			
	1.0	92.82	-71.18			
	2.0	66.29	8.37			
	3.0	39.77	61.40			
	4.0	13.25	87.91			
	5.0	-13.28	87.89			
	6.0	-39.80	61.35			
	7.0	-66.33	8.29			
	8.0	-92.85	-71.30			
	9.0	-119.37	-177.41			
2	.00					
	.0	41.23	-61.24			
	1.0	32.07	-24.59			
	2.0	22.90	2.89			
	3.0	13.74	21.21			
	4.0	4.58	30.37			
	5.0	-4.59	30.37			
	6.0	-13.75	21.20			
	7.0	-22.91	2.87			
	8.0	-32.07	-24.62			
	9.0	-41.24	-61.28			
3	.00					
	.0	-97.50	438.02			
	1.0	-97.50	340.53			
	2.0	-97.50	243.03			
	3.0	-97.50	145.54			
	4.0	-97.50	48.04			
	5.0	-97.50	-49.45			
	6.0	-97.50	-146.95			
	7.0	-97.50	-244.44			
	8.0	-97.50	-341.94			
	9.0	-97.50	-439.43			
61	-----					
1	.00					
	.0	119.62	-178.64			
	1.0	93.10	-72.28			
	2.0	66.57	7.55			
	3.0	40.05	60.86			
	4.0	13.53	87.65			
	5.0	-13.00	87.91			
	6.0	-39.52	61.65			
	7.0	-66.05	8.87			
	8.0	-92.57	-70.44			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	.00	9.0	-119.09	-176.27		
		.0	41.33	-61.73		
		1.0	32.17	-24.98		
		2.0	23.00	2.60		
		3.0	13.84	21.02		
		4.0	4.68	30.28		
		5.0	-4.49	30.37		
		6.0	-13.65	21.30		
		7.0	-22.81	3.07		
		8.0	-31.98	-24.32		
3	.00	9.0	-41.14	-60.88		
		.0	-98.88	444.34		
		1.0	-98.88	345.45		
		2.0	-98.88	246.57		
		3.0	-98.88	147.69		
		4.0	-98.88	48.81		
		5.0	-98.88	-50.07		
		6.0	-98.88	-148.96		
		7.0	-98.88	-247.84		
		8.0	-98.88	-346.72		
	9.0	-98.88	-445.60			
64 -----						
1	.00	.0	119.48	-177.50		
		1.0	92.95	-71.28		
		2.0	66.43	8.41		
		3.0	39.90	61.57		
		4.0	13.38	88.21		
		5.0	-13.14	88.33		
		6.0	-39.67	61.93		
		7.0	-66.19	8.99		
		8.0	-92.72	-70.46		
		9.0	-119.24	-176.44		
2	.00	.0	41.28	-61.36		
		1.0	32.12	-24.66		
		2.0	22.96	2.88		
		3.0	13.79	21.25		
		4.0	4.63	30.47		
		5.0	-4.53	30.51		
		6.0	-13.70	21.40		
		7.0	-22.86	3.12		
		8.0	-32.02	-24.32		
		9.0	-41.18	-60.92		
3	.00	.0	-97.67	438.14		
		1.0	-97.67	340.48		

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
	2.0	-97.67	242.81				
	3.0	-97.67	145.14				
	4.0	-97.67	47.48				
	5.0	-97.67	-50.19				
	6.0	-97.67	-147.86				
	7.0	-97.67	-245.53				
	8.0	-97.67	-343.19				
	9.0	-97.67	-440.86				
67	-----						
1	.00						
	.0	116.32	-172.17				
	1.0	90.44	-68.79				
	2.0	64.56	8.71				
	3.0	38.69	60.34				
	4.0	12.81	86.09				
	5.0	-13.06	85.96				
	6.0	-38.94	59.96				
	7.0	-64.82	8.09				
	8.0	-90.69	-69.67				
	9.0	-116.57	-173.30				
2	.00						
	.0	41.18	-60.93				
	1.0	32.02	-24.33				
	2.0	22.86	3.11				
	3.0	13.69	21.38				
	4.0	4.53	30.49				
	5.0	-4.63	30.44				
	6.0	-13.80	21.23				
	7.0	-22.96	2.85				
	8.0	-32.12	-24.69				
	9.0	-41.29	-61.40				
3	.00						
	.0	-69.56	312.05				
	1.0	-69.56	242.48				
	2.0	-69.56	172.92				
	3.0	-69.56	103.36				
	4.0	-69.56	33.80				
	5.0	-69.56	-35.76				
	6.0	-69.56	-105.32				
	7.0	-69.56	-174.88				
	8.0	-69.56	-244.44				
	9.0	-69.56	-314.00				
70	-----						
1	.00						
	.0	116.49	-173.11				
	1.0	90.62	-69.56				
	2.0	64.74	8.12				
	3.0	38.87	59.93				
	4.0	12.99	85.85				

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	.00	5.0	-12.89	85.91		
		6.0	-38.76	60.08		
		7.0	-64.64	8.38		
		8.0	-90.51	-69.20		
		9.0	-116.39	-172.65		
		.0	41.25	-61.28		
		1.0	32.08	-24.61		
		2.0	22.92	2.89		
		3.0	13.76	21.23		
3	.00	4.0	4.59	30.40		
		5.0	-4.57	30.42		
		6.0	-13.73	21.27		
		7.0	-22.89	2.95		
		8.0	-32.06	-24.52		
		9.0	-41.22	-61.16		
		.0	-64.29	288.44		
		1.0	-64.29	224.15		
		2.0	-64.29	159.86		
	3.0	-64.29	95.57			
	4.0	-64.29	31.27			
	5.0	-64.29	-33.02			
	6.0	-64.29	-97.31			
	7.0	-64.29	-161.60			
	8.0	-64.29	-225.89			
	9.0	-64.29	-290.19			
73		-----				
1	.00	.0	116.44	-172.72		
		1.0	90.57	-69.21		
		2.0	64.69	8.42		
		3.0	38.82	60.17		
		4.0	12.94	86.05		
		5.0	-12.94	86.06		
		6.0	-38.81	60.18		
		7.0	-64.69	8.43		
		8.0	-90.56	-69.19		
2	.00	9.0	-116.44	-172.69		
		.0	41.23	-61.14		
		1.0	32.07	-24.50		
		2.0	22.90	2.99		
		3.0	13.74	21.31		
		4.0	4.58	30.47		
		5.0	-4.58	30.47		
		6.0	-13.75	21.30		
		7.0	-22.91	2.97		
	8.0	-32.07	-24.52			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
3	.00	9.0	-41.24	-61.17		
		.0	-56.45	253.11		
		1.0	-56.45	196.66		
		2.0	-56.45	140.21		
		3.0	-56.45	83.76		
		4.0	-56.45	27.31		
		5.0	-56.45	-29.14		
		6.0	-56.45	-85.59		
		7.0	-56.45	-142.04		
		8.0	-56.45	-198.49		
		9.0	-56.45	-254.94		

1	.00	.0	113.80	-169.36		
		1.0	88.52	-68.20		
		2.0	63.23	7.67		
		3.0	37.94	58.25		
		4.0	12.65	83.55		
		5.0	-12.64	83.56		
		6.0	-37.92	58.27		
		7.0	-63.21	7.71		
		8.0	-88.50	-68.15		
		9.0	-113.79	-169.29		
2	.00	.0	41.23	-61.33		
		1.0	32.06	-24.69		
		2.0	22.90	2.80		
		3.0	13.74	21.12		
		4.0	4.58	30.27		
		5.0	-4.59	30.27		
		6.0	-13.75	21.10		
		7.0	-22.91	2.77		
		8.0	-32.08	-24.73		
		9.0	-41.24	-61.39		
3	.00	.0	-33.04	148.35		
		1.0	-33.04	115.32		
		2.0	-33.04	82.28		
		3.0	-33.04	49.24		
		4.0	-33.04	16.21		
		5.0	-33.04	-16.83		
		6.0	-33.04	-49.86		
		7.0	-33.04	-82.90		
		8.0	-33.04	-115.94		
		9.0	-33.04	-148.97		

1	.00	.0	113.81	-169.39		

79

CSI / SAP90 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM: SAP90/FILE: TAF3BTG1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
2	.00	1.0	88.53	-68.22				
		2.0	63.24	7.66				
		3.0	37.95	58.25				
		4.0	12.66	83.56				
		5.0	-12.63	83.58				
		6.0	-37.91	58.31				
		7.0	-63.20	7.75				
		8.0	-88.49	-68.09				
		9.0	-113.78	-169.23				
3	.00	1.0	41.21	-61.21				
		2.0	22.88	2.88				
		3.0	13.72	21.18				
		4.0	4.56	30.32				
		5.0	-4.60	30.30				
		6.0	-13.77	21.11				
		7.0	-22.93	2.76				
		8.0	-32.09	-24.75				
		9.0	-41.26	-61.42				

82	1	.00	1.0	54.75	-81.16			
			2.0	30.46	4.05			
			3.0	18.31	28.44			
			4.0	6.17	40.68			
			5.0	-5.98	40.78			
			6.0	-18.12	28.73			
			7.0	-30.27	4.53			
			8.0	-42.42	-31.81			
			9.0	-54.56	-80.30			
	2	.00	1.0	16.59	-24.86			
			2.0	9.26	.99			
			3.0	5.60	8.43			
			4.0	1.93	12.19			

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
 PROGRAM:SAP90/FILE:TAF3BTG1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 3 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
	5.0	-1.73	12.29			
	6.0	-5.40	8.73			
	7.0	-9.06	1.50			
	8.0	-12.73	-9.39			
	9.0	-16.39	-23.95			
3	.00					
	.0	-19.92	89.07			
	1.0	-19.92	69.16			
	2.0	-19.92	49.24			
	3.0	-19.92	29.32			
	4.0	-19.92	9.40			
	5.0	-19.92	-10.52			
	6.0	-19.92	-30.44			
	7.0	-19.92	-50.36			
	8.0	-19.92	-70.27			
	9.0	-19.92	-90.19			

LAMPIRAN 4

(Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 4 bentang)

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

SATUAN : kN,m

SYSTEMS

L=3

:Macam pembebanan

JOINTS

1 X=0 Y=0
 5 X=36 Y=0 G=1,5,1
 6 X=0 Y=5
 10 X=36 Y=5
 61 X=0 Y=49
 65 X=36 Y=49 Q=6,10,61,65,1,5

RESTRAINTS

6 65 1 R=0,0,1,1,1,0 :Perletakan rol
 1 5 1 R=1,1,1,1,1,1 :Perletakan jepit

CONSTRAINTS

7 62 5 C=6 I=5
 8 63 5 C=6 I=5
 9 64 5 C=6 I=5
 10 65 5 C=6 I=5

FRAME

NM=12 NL=7 NSEC=10

C MATERIAL STRUKTUR

1 SH=R T=.65,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 1-3
 2 SH=R T=.65,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 4-6
 3 SH=R T=.55,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 7-9
 4 SH=R T=.55,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 10-12
 5 SH=R T=.9,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 1-3
 6 SH=R T=.9,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 4-6
 7 SH=R T=.8,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 7-9
 8 SH=R T=.8,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 10-12
 9 SH=R T=.6,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 1-3
 10 SH=R T=.55,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 4-6
 11 SH=R T=.50,.325 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 7-9
 12 SH=R T=.45,.30 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 10-12

C BEBAN BEKERJA

1 WL=0,-12.146 :Beban mati atap (lantai 12)
 2 WL=0,-25.288 :Beban mati lantai 10,11
 3 WL=0,-25.876 :Beban mati lantai 7,8,9
 4 WL=0,-26.524 :Beban mati lantai 4,5,6
 5 WL=0,-26.944 :Beban mati lantai 1,2,3
 6 WL=0,-3.665 :Beban hidup atap (lantai 12)
 7 WL=0,-9.163 :Beban hidup lantai (lantai 1-11)

C LETAK ELEMEN

1 1 6 G=1,4,4,4 LP=1 M=1 :Kolom tepi lantai 1
 2 2 7 G=2,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 1
 6 6 11 G=1,4,4,4 M=1 :Kolom tepi lantai 2
 7 7 12 G=2,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 2
 11 11 16 G=1,4,4,4 M=1 :Kolom tepi lantai 3
 12 12 17 G=2,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 3
 16 16 21 G=1,4,4,4 M=2 :Kolom tepi lantai 4

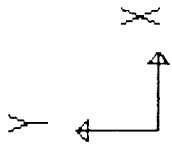
17	17	22	G=2,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 4
21	21	26	G=1,4,4,4	M=2	:Kolom tepi lantai 5
22	22	27	G=2,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 5
26	26	31	G=1,4,4,4	M=2	:Kolom tepi lantai 6
27	27	32	G=2,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 6
31	31	36	G=1,4,4,4	M=3	:Kolom tepi lantai 7
32	32	37	G=2,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 7
36	36	41	G=1,4,4,4	M=3	:Kolom tepi lantai 8
37	37	42	G=2,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 8
41	41	46	G=1,4,4,4	M=3	:Kolom tepi lantai 9
42	42	47	G=2,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 9
46	46	51	G=1,4,4,4	M=4	:Kolom tepi lantai 10
47	47	52	G=2,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 10
51	51	56	G=1,4,4,4	M=4	:Kolom tepi lantai 11
52	52	57	G=2,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 11
56	56	61	G=1,4,4,4	M=4	:Kolom tepi lantai 12
57	57	62	G=2,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 12
61	6	7	G=3,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 1
65	11	12	G=3,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 2
69	16	17	G=3,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 3
73	21	22	G=3,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 4
77	26	27	G=3,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 5
81	31	32	G=3,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 6
85	36	37	G=3,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 7
89	41	42	G=3,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 8
93	46	47	G=3,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 9
97	51	52	G=3,1,1,1	M=12	NSL=2,7 :Balok lantai 10
101	56	57	G=3,1,1,1	M=12	NSL=2,7 :Balok lantai 11
105	61	62	G=3,1,1,1	M=12	NSL=1,6 :Balok lantai 12

LOADS

6	F=20.167	L=3	:Gaya gempa lantai 1
11	F=36.300		:Gaya gempa lantai 2
16	F=52.117		:Gaya gempa lantai 3
21	F=65.330		:Gaya gempa lantai 4
26	F=80.701		:Gaya gempa lantai 5
31	F=95.389		:Gaya gempa lantai 6
36	F=107.189		:Gaya gempa lantai 7
41	F=121.974		:Gaya gempa lantai 8
46	F=135.971		:Gaya gempa lantai 9
51	F=146.376		:Gaya gempa lantai 10
56	F=160.656		:Gaya gempa lantai 11
61	F=112.159		:Gaya gempa lantai 12

COMBO

1	C=1
2	C=0,1
3	C=0,0,1



taf4btg
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

61	105	62	106	63	107	64	108	65
56	101	57	102	58	103	59	104	60
51	97	52	98	53	99	54	100	55
46	93	47	94	48	95	49	96	50
41	89	42	90	43	91	44	92	45
36	85	37	86	38	87	39	88	40
31	81	32	82	33	83	34	84	35
26	77	27	78	28	79	29	80	30
21	73	22	74	23	75	24	76	25
16	69	17	70	18	71	19	72	20
11	65	12	66	13	67	14	68	15
6	61	7	62	8	63	9	64	10
1		2		3		4		5

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
61								
	1	.00	.0	120.00	-173.60			
			1.0	93.06	-67.07			
			2.0	66.11	12.51			
			3.0	39.17	65.16			
			4.0	12.23	90.85			
			5.0	-14.72	89.61			
			6.0	-41.66	61.42			
			7.0	-68.61	6.28			
			8.0	-95.55	-75.80			
			9.0	-122.49	-184.82			
	2	.00	.0	40.81	-59.05			
			1.0	31.65	-22.82			
			2.0	22.49	4.25			
			3.0	13.32	22.15			
			4.0	4.16	30.90			
			5.0	-5.00	30.47			
			6.0	-14.17	20.89			
			7.0	-23.33	2.14			
			8.0	-32.49	-25.77			
			9.0	-41.65	-62.84			
	3	.00	.0	-76.16	341.97			
			1.0	-76.16	265.81			
			2.0	-76.16	189.65			
			3.0	-76.16	113.49			
			4.0	-76.16	37.33			
			5.0	-76.16	-38.83			
			6.0	-76.16	-114.99			
			7.0	-76.16	-191.15			
			8.0	-76.16	-267.31			
			9.0	-76.16	-343.47			
65								
	1	.00	.0	120.90	-178.51			
			1.0	93.95	-71.09			
			2.0	67.01	9.39			
			3.0	40.06	62.93			
			4.0	13.12	89.52			
			5.0	-13.82	89.16			
			6.0	-40.77	61.87			
			7.0	-67.71	7.63			
			8.0	-94.66	-73.56			
			9.0	-121.60	-181.68			
	2	.00	.0	41.12	-60.73			
			1.0	31.96	-24.19			

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 40
 PROGRAM:SAP90/FILE:TAF4BTG1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	2.0	22.79	3.18			
	3.0	13.63	21.39			
	4.0	4.47	30.44			
	5.0	-4.70	30.33			
	6.0	-13.86	21.05			
	7.0	-23.02	2.61			
	8.0	-32.19	-25.00			
	9.0	-41.35	-61.76			
3	.00					
	.0	-100.16	449.90			
	1.0	-100.16	349.74			
	2.0	-100.16	249.58			
	3.0	-100.16	149.42			
	4.0	-100.16	49.26			
	5.0	-100.16	-50.90			
	6.0	-100.16	-151.06			
	7.0	-100.16	-251.22			
	8.0	-100.16	-351.38			
	9.0	-100.16	-451.54			
69						
1	.00					
	.0	120.98	-178.57			
	1.0	94.04	-71.06			
	2.0	67.10	9.51			
	3.0	40.15	63.13			
	4.0	13.21	89.81			
	5.0	-13.74	89.55			
	6.0	-40.68	62.34			
	7.0	-67.62	8.19			
	8.0	-94.57	-72.90			
	9.0	-121.51	-180.94			
2	.00					
	.0	41.15	-60.78			
	1.0	31.99	-24.21			
	2.0	22.83	3.20			
	3.0	13.67	21.45			
	4.0	4.50	30.54			
	5.0	-4.66	30.46			
	6.0	-13.82	21.21			
	7.0	-22.99	2.81			
	8.0	-32.15	-24.76			
	9.0	-41.31	-61.49			
3	.00					
	.0	-112.02	502.95			
	1.0	-112.02	390.93			
	2.0	-112.02	278.91			
	3.0	-112.02	166.88			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	4.0	-112.02	54.86			
	5.0	-112.02	-57.17			
	6.0	-112.02	-169.19			
	7.0	-112.02	-281.21			
	8.0	-112.02	-393.24			
	9.0	-112.02	-505.26			
73 -----						
1	.00					
	.0	119.34	-177.26			
	1.0	92.82	-71.18			
	2.0	66.29	8.37			
	3.0	39.77	61.40			
	4.0	13.25	87.91			
	5.0	-13.28	87.89			
	6.0	-39.80	61.35			
	7.0	-66.33	8.29			
	8.0	-92.85	-71.30			
	9.0	-119.37	-177.41			
2	.00					
	.0	41.23	-61.24			
	1.0	32.07	-24.59			
	2.0	22.90	2.89			
	3.0	13.74	21.21			
	4.0	4.58	30.37			
	5.0	-4.59	30.37			
	6.0	-13.75	21.20			
	7.0	-22.91	2.87			
	8.0	-32.07	-24.62			
	9.0	-41.24	-61.28			
3	.00					
	.0	-95.04	426.97			
	1.0	-95.04	331.94			
	2.0	-95.04	236.90			
	3.0	-95.04	141.87			
	4.0	-95.04	46.83			
	5.0	-95.04	-48.20			
	6.0	-95.04	-143.24			
	7.0	-95.04	-238.28			
	8.0	-95.04	-333.31			
	9.0	-95.04	-428.35			
77 -----						
1	.00					
	.0	119.62	-178.64			
	1.0	93.10	-72.28			
	2.0	66.57	7.55			
	3.0	40.05	60.86			
	4.0	13.53	87.65			
	5.0	-13.00	87.91			
	6.0	-39.52	61.65			

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 40
 PROGRAM:SAP90/FILE:TAF4BTG1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
	7.0	-66.05	8.87			
	8.0	-92.57	-70.44			
	9.0	-119.09	-176.27			
2	.00					
	.0	41.33	-61.73			
	1.0	32.17	-24.98			
	2.0	23.00	2.60			
	3.0	13.84	21.02			
	4.0	4.68	30.28			
	5.0	-4.49	30.37			
	6.0	-13.65	21.30			
	7.0	-22.81	3.07			
	8.0	-31.98	-24.32			
	9.0	-41.14	-60.88			
3	.00					
	.0	-96.43	433.32			
	1.0	-96.43	336.89			
	2.0	-96.43	240.46			
	3.0	-96.43	144.03			
	4.0	-96.43	47.60			
	5.0	-96.43	-48.83			
	6.0	-96.43	-145.26			
	7.0	-96.43	-241.69			
	8.0	-96.43	-338.12			
	9.0	-96.43	-434.55			
81	-----					
1	.00					
	.0	119.48	-177.50			
	1.0	92.95	-71.28			
	2.0	66.43	8.41			
	3.0	39.90	61.57			
	4.0	13.38	88.21			
	5.0	-13.14	88.33			
	6.0	-39.67	61.93			
	7.0	-66.19	8.99			
	8.0	-92.72	-70.46			
	9.0	-119.24	-176.44			
2	.00					
	.0	41.28	-61.36			
	1.0	32.12	-24.66			
	2.0	22.96	2.88			
	3.0	13.79	21.25			
	4.0	4.63	30.47			
	5.0	-4.53	30.51			
	6.0	-13.70	21.40			
	7.0	-22.86	3.12			
	8.0	-32.02	-24.32			
	9.0	-41.18	-60.92			
3	.00					

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.0	-95.20	427.08			
	1.0	-95.20	331.88			
	2.0	-95.20	236.68			
	3.0	-95.20	141.48			
	4.0	-95.20	46.28			
	5.0	-95.20	-48.92			
	6.0	-95.20	-144.12			
	7.0	-95.20	-239.32			
	8.0	-95.20	-334.52			
	9.0	-95.20	-429.72			
85 -----						
1	.00					
	.0	116.32	-172.17			
	1.0	90.44	-68.79			
	2.0	64.56	8.71			
	3.0	38.69	60.34			
	4.0	12.81	86.09			
	5.0	-13.06	85.96			
	6.0	-38.94	59.96			
	7.0	-64.82	8.08			
	8.0	-90.69	-69.67			
	9.0	-116.57	-173.30			
2	.00					
	.0	41.18	-60.93			
	1.0	32.02	-24.33			
	2.0	22.86	3.11			
	3.0	13.69	21.38			
	4.0	4.53	30.49			
	5.0	-4.63	30.44			
	6.0	-13.80	21.23			
	7.0	-22.96	2.85			
	8.0	-32.12	-24.69			
	9.0	-41.29	-61.40			
3	.00					
	.0	-67.72	303.78			
	1.0	-67.72	236.06			
	2.0	-67.72	168.34			
	3.0	-67.72	100.63			
	4.0	-67.72	32.91			
	5.0	-67.72	-34.81			
	6.0	-67.72	-102.53			
	7.0	-67.72	-170.25			
	8.0	-67.72	-237.97			
	9.0	-67.72	-305.69			
89 -----						
1	.00					
	.0	116.49	-173.11			
	1.0	90.62	-69.55			
	2.0	64.74	8.12			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD	AXIAL	DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COMB	FORCE	ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
		3.0	38.87	59.93			
		4.0	12.99	85.85			
		5.0	-12.89	85.91			
		6.0	-38.76	60.08			
		7.0	-64.64	8.38			
		8.0	-90.51	-69.20			
		9.0	-116.39	-172.65			
2	.00	.0	41.25	-61.28			
		1.0	32.08	-24.61			
		2.0	22.92	2.89			
		3.0	13.76	21.23			
		4.0	4.59	30.40			
		5.0	-4.57	30.42			
		6.0	-13.73	21.27			
		7.0	-22.89	2.95			
		8.0	-32.06	-24.52			
		9.0	-41.22	-61.16			
3	.00	.0	-62.62	280.93			
		1.0	-62.62	218.31			
		2.0	-62.62	155.69			
		3.0	-62.62	93.08			
		4.0	-62.62	30.46			
		5.0	-62.62	-32.16			
		6.0	-62.62	-94.77			
		7.0	-62.62	-157.39			
		8.0	-62.62	-220.01			
		9.0	-62.62	-282.63			
93	-----						
1	.00	.0	116.44	-172.72			
		1.0	90.57	-69.21			
		2.0	64.69	8.42			
		3.0	38.82	60.17			
		4.0	12.94	86.05			
		5.0	-12.94	86.06			
		6.0	-38.81	60.18			
		7.0	-64.69	8.43			
		8.0	-90.56	-69.19			
		9.0	-116.44	-172.69			
2	.00	.0	41.23	-61.14			
		1.0	32.07	-24.50			
		2.0	22.90	2.99			
		3.0	13.74	21.31			
		4.0	4.58	30.47			
		5.0	-4.58	30.47			
		6.0	-13.75	21.30			



PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ		
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT			
3	.00	7.0	-22.91	2.97				
		8.0	-32.07	-24.52				
		9.0	-41.24	-61.17				
		.0	-55.02	246.69				
		1.0	-55.02	191.67				
		2.0	-55.02	136.65				
		3.0	-55.02	81.63				
		4.0	-55.02	26.62				
		5.0	-55.02	-28.40				
		6.0	-55.02	-83.42				
97	-----	7.0	-55.02	-138.44				
		8.0	-55.02	-193.45				
		9.0	-55.02	-248.47				
		1	.00	.0	113.80	-169.36		
				1.0	88.52	-68.20		
				2.0	63.23	7.67		
				3.0	37.94	58.25		
				4.0	12.65	83.55		
				5.0	-12.64	83.56		
				6.0	-37.92	58.27		
7.0	-63.21			7.71				
8.0	-88.50			-68.15				
9.0	-113.79			-169.29				
2	.00	.0	41.23	-61.33				
		1.0	32.06	-24.69				
		2.0	22.90	2.80				
		3.0	13.74	21.12				
		4.0	4.58	30.27				
		5.0	-4.59	30.27				
		6.0	-13.75	21.10				
		7.0	-22.91	2.77				
		8.0	-32.08	-24.73				
		9.0	-41.24	-61.39				
3	.00	.0	-32.23	144.73				
		1.0	-32.23	112.50				
		2.0	-32.23	80.27				
		3.0	-32.23	48.04				
		4.0	-32.23	15.81				
		5.0	-32.23	-16.42				
		6.0	-32.23	-48.65				
		7.0	-32.23	-80.88				
		8.0	-32.23	-113.11				
		9.0	-32.23	-145.34				

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
101		-----						
	1	.00						
			.0	113.81	-169.39			
			1.0	88.53	-68.22			
			2.0	63.24	7.66			
			3.0	37.95	58.25			
			4.0	12.66	83.56			
			5.0	-12.63	83.58			
			6.0	-37.91	58.31			
			7.0	-63.20	7.75			
			8.0	-88.49	-68.09			
			9.0	-113.78	-169.23			
	2	.00						
			.0	41.21	-61.21			
			1.0	32.05	-24.59			
			2.0	22.88	2.88			
			3.0	13.72	21.18			
			4.0	4.56	30.32			
			5.0	-4.60	30.30			
			6.0	-13.77	21.11			
			7.0	-22.93	2.76			
			8.0	-32.09	-24.75			
			9.0	-41.26	-61.43			
	3	.00						
			.0	-25.14	112.92			
			1.0	-25.14	87.79			
			2.0	-25.14	62.65			
			3.0	-25.14	37.51			
			4.0	-25.14	12.37			
			5.0	-25.14	-12.77			
			6.0	-25.14	-37.91			
			7.0	-25.14	-63.05			
			8.0	-25.14	-88.18			
			9.0	-25.14	-113.32			
105		-----						
	1	.00						
			.0	54.75	-81.16			
			1.0	42.61	-32.48			
			2.0	30.46	4.05			
			3.0	18.31	28.44			
			4.0	6.17	40.68			
			5.0	-5.98	40.78			
			6.0	-18.12	28.73			
			7.0	-30.27	4.53			
			8.0	-42.42	-31.81			
			9.0	-54.56	-80.30			
	2	.00						
			.0	16.59	-24.86			
			1.0	12.93	-10.10			

CSI / SAP90 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 40
 PROGRAM:SAP90/FILE:TAF4BTG1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 4 BENTANG

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	2.0	9.26	.99			
	3.0	5.60	8.43			
	4.0	1.93	12.19			
	5.0	-1.73	12.29			
	6.0	-5.40	8.73			
	7.0	-9.06	1.50			
	8.0	-12.73	-9.39			
	9.0	-16.39	-23.95			
3	.00					
	.0	-19.56	87.48			
	1.0	-19.56	67.91			
	2.0	-19.56	48.35			
	3.0	-19.56	28.79			
	4.0	-19.56	9.23			
	5.0	-19.56	-10.33			
	6.0	-19.56	-29.89			
	7.0	-19.56	-49.45			
	8.0	-19.56	-69.01			
	9.0	-19.56	-88.57			

LAMPIRAN 5

(Data input dan output SAP90 untuk portal struktur 5 bentang)

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 5 BENTANG

SATUAN : kN,m

SYSTEMS

L=3 :Macam pembebanan

JOINTS

1 X=0 Y=0
 6 X=45 Y=0 G=1,6,1
 7 X=0 Y=5
 12 X=45 Y=5
 73 X=0 Y=49
 78 X=45 Y=49 Q=7,12,73,78,1,6

RESTRAINTS

7 78 1 R=0,0,1,1,1,0 :Perletakan rol
 1 6 1 R=1,1,1,1,1,1 :Perletakan jepit

CONSTRAINTS

8 74 6 C=7 I=6
 9 75 6 C=7 I=6
 10 76 6 C=7 I=6
 11 77 6 C=7 I=6
 12 78 6 C=7 I=6

FRAME

NM=12 NL=7 NSEC=10

C MATERIAL STRUKTUR

1 SH=R T=.65,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 1-3
 2 SH=R T=.65,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 4-6
 3 SH=R T=.55,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 7-9
 4 SH=R T=.55,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tepi lantai 10-12
 5 SH=R T=.9,.5 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 1-3
 6 SH=R T=.9,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 4-6
 7 SH=R T=.8,.45 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 7-9
 8 SH=R T=.8,.4 E=0.686E7 :Dimensi Kolom tengah lantai 10-12
 9 SH=R T=.6,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 1-3
 10 SH=R T=.55,.35 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 4-6
 11 SH=R T=.50,.325 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 7-9
 12 SH=R T=.45,.3 E=0.343E7 :Dimensi Balok lantai 10-12

C BEBAN BEKERJA

1 WL=0,-12.146 :Beban mati atap (lantai 12)
 2 WL=0,-25.288 :Beban mati lantai 10,11
 3 WL=0,-25.876 :Beban mati lantai 7,8,9
 4 WL=0,-26.524 :Beban mati lantai 4,5,6
 5 WL=0,-26.944 :Beban mati lantai 1,2,3
 6 WL=0,-3.665 :Beban hidup atap (lantai 12)
 7 WL=0,-9.163 :Beban hidup lantai (lantai 1-11)

C LETAK ELEMEN

1 1 7 G=1,5,5,5 LP=1 M=1 :Kolom tepi lantai 1
 2 2 8 G=3,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 1
 7 7 13 G=1,5,5,5 M=1 :Kolom tepi lantai 2
 8 8 14 G=3,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 2
 13 13 19 G=1,5,5,5 M=1 :Kolom tepi lantai 3
 14 14 20 G=3,1,1,1 M=5 :Kolom tengah lantai 3

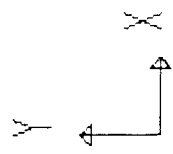
19	19	25	G=1,5,5,5	M=2	:Kolom tepi lantai 4
20	20	26	G=3,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 4
25	25	31	G=1,5,5,5	M=2	:Kolom tepi lantai 5
26	26	32	G=3,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 5
31	31	37	G=1,5,5,5	M=2	:Kolom tepi lantai 6
32	32	38	G=3,1,1,1	M=6	:Kolom tengah lantai 6
37	37	43	G=1,5,5,5	M=3	:Kolom tepi lantai 7
38	38	44	G=3,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 7
43	43	49	G=1,5,5,5	M=3	:Kolom tepi lantai 8
44	44	50	G=3,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 8
49	49	55	G=1,5,5,5	M=3	:Kolom tepi lantai 9
50	50	56	G=3,1,1,1	M=7	:Kolom tengah lantai 9
55	55	61	G=1,5,5,5	M=4	:Kolom tepi lantai 10
56	56	62	G=3,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 10
61	61	67	G=1,5,5,5	M=4	:Kolom tepi lantai 11
62	62	68	G=3,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 11
67	67	73	G=1,5,5,5	M=4	:Kolom tepi lantai 12
68	68	74	G=3,1,1,1	M=8	:Kolom tengah lantai 12
73	7	8	G=4,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 1
78	13	14	G=4,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 2
83	19	20	G=4,1,1,1	M=9	NSL=5,7 :Balok lantai 3
88	25	26	G=4,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 4
93	31	32	G=4,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 5
98	37	38	G=4,1,1,1	M=10	NSL=4,7 :Balok lantai 6
103	43	44	G=4,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 7
108	49	50	G=4,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 8
113	55	56	G=4,1,1,1	M=11	NSL=3,7 :Balok lantai 9
118	61	62	G=4,1,1,1	M=12	NSL=2,7 :Balok lantai 10
123	67	68	G=4,1,1,1	M=12	NSL=2,7 :Balok lantai 11
128	73	74	G=4,1,1,1	M=12	NSL=1,6 :Balok lantai 12

LOADS

7	F=24.980	L=3	:Gaya gempa lantai 1
13	F=44.964		:Gaya gempa lantai 2
19	F=64.560		:Gaya gempa lantai 3
25	F=80.574		:Gaya gempa lantai 4
31	F=99.532		:Gaya gempa lantai 5
37	F=117.669		:Gaya gempa lantai 6
43	F=132.255		:Gaya gempa lantai 7
49	F=150.497		:Gaya gempa lantai 8
55	F=167.771		:Gaya gempa lantai 9
61	F=180.618		:Gaya gempa lantai 10
67	F=198.239		:Gaya gempa lantai 11
73	F=139.143		:Gaya gempa lantai 12

COMBO

1	C=1
2	C=0,1
3	C=0,0,1



taf5btg
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

73	128	74	129	75	130	76	131	77	132	78
67	123	68	124	69	125	70	126	71	127	72
61	118	62	119	63	120	64	121	65	122	66
55	113	56	114	57	115	58	116	59	117	68
49	108	50	109	51	110	52	111	53	112	54
43	103	44	104	45	105	46	106	47	107	48
37	98	38	99	39	100	40	101	41	102	42
31	93	32	94	33	95	34	96	35	97	36
25	88	26	89	27	90	28	91	29	92	38
19	83	20	84	21	85	22	86	23	87	24
13	78	14	79	15	80	16	81	17	82	18
7	73	8	74	9	75	10	76	11	77	12
1		2		3		4		5		6

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
73		-----						
1	.00							
		.0		120.00	-173.60			
		1.0		93.06	-67.07			
		2.0		66.11	12.51			
		3.0		39.17	65.16			
		4.0		12.23	90.85			
		5.0		-14.72	89.61			
		6.0		-41.66	61.42			
		7.0		-68.61	6.28			
		8.0		-95.55	-75.80			
		9.0		-122.49	-184.82			
2	.00							
		.0		40.81	-59.05			
		1.0		31.65	-22.82			
		2.0		22.49	4.25			
		3.0		13.32	22.15			
		4.0		4.16	30.90			
		5.0		-5.00	30.47			
		6.0		-14.17	20.89			
		7.0		-23.33	2.14			
		8.0		-32.49	-25.77			
		9.0		-41.65	-62.84			
3	.00							
		.0		-74.83	336.02			
		1.0		-74.83	261.18			
		2.0		-74.83	186.35			
		3.0		-74.83	111.51			
		4.0		-74.83	36.68			
		5.0		-74.83	-38.15			
		6.0		-74.83	-112.99			
		7.0		-74.83	-187.82			
		8.0		-74.83	-262.66			
		9.0		-74.83	-337.49			
78		-----						
1	.00							
		.0		120.90	-178.51			
		1.0		93.95	-71.09			
		2.0		67.01	9.39			
		3.0		40.06	62.93			
		4.0		13.12	89.52			
		5.0		-13.82	89.16			
		6.0		-40.77	61.87			
		7.0		-67.71	7.63			
		8.0		-94.66	-73.56			
		9.0		-121.60	-181.68			
2	.00							
		.0		41.12	-60.73			
		1.0		31.96	-24.19			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 5 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
3	.00	2.0	22.79	3.18			
		3.0	13.63	21.39			
		4.0	4.47	30.44			
		5.0	-4.70	30.33			
		6.0	-13.86	21.05			
		7.0	-23.02	2.61			
		8.0	-32.19	-25.00			
		9.0	-41.35	-61.76			
		.0	-98.55	442.66			
	1.0	-98.55	344.11				
	2.0	-98.55	245.56				
	3.0	-98.55	147.01				
	4.0	-98.55	48.47				
	5.0	-98.55	-50.08				
	6.0	-98.55	-148.63				
	7.0	-98.55	-247.17				
	8.0	-98.55	-345.72				
	9.0	-98.55	-444.27				

83	1	.00	.0	120.98	-178.57		
			1.0	94.04	-71.06		
			2.0	67.10	9.51		
			3.0	40.15	63.13		
			4.0	13.21	89.81		
			5.0	-13.74	89.55		
			6.0	-40.68	62.34		
			7.0	-67.62	8.19		
			8.0	-94.57	-72.90		
	9.0	-121.51	-180.94				
	2	.00	.0	41.15	-60.78		
			1.0	31.99	-24.21		
			2.0	22.83	3.20		
			3.0	13.67	21.45		
			4.0	4.50	30.54		
			5.0	-4.66	30.46		
			6.0	-13.82	21.21		
			7.0	-22.99	2.81		
8.0			-32.15	-24.76			
9.0	-41.31	-61.49					
3	.00	.0	-110.28	495.13			
		1.0	-110.28	384.85			
		2.0	-110.28	274.57			
		3.0	-110.28	164.29			
		4.0	-110.28	54.00			
		5.0	-110.28	-56.28			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR MOMENT		1-3 PLANE SHEAR MOMENT		AXIAL TORQ
	6.0	-110.28	-166.56			
	7.0	-110.28	-276.84			
	8.0	-110.28	-387.12			
	9.0	-110.28	-497.41			
88 -----						
1	.00					
	.0	119.34	-177.26			
	1.0	92.82	-71.18			
	2.0	66.29	8.37			
	3.0	39.77	61.40			
	4.0	13.25	87.91			
	5.0	-13.28	87.89			
	6.0	-39.80	61.35			
	7.0	-66.33	8.29			
	8.0	-92.85	-71.30			
	9.0	-119.37	-177.41			
2	.00					
	.0	41.23	-61.24			
	1.0	32.07	-24.59			
	2.0	22.90	2.89			
	3.0	13.74	21.21			
	4.0	4.58	30.37			
	5.0	-4.59	30.37			
	6.0	-13.75	21.20			
	7.0	-22.91	2.87			
	8.0	-32.07	-24.62			
	9.0	-41.24	-61.28			
3	.00					
	.0	-93.57	420.39			
	1.0	-93.57	326.82			
	2.0	-93.57	233.25			
	3.0	-93.57	139.68			
	4.0	-93.57	46.11			
	5.0	-93.57	-47.46			
	6.0	-93.57	-141.03			
	7.0	-93.57	-234.60			
	8.0	-93.57	-328.18			
	9.0	-93.57	-421.75			
93 -----						
1	.00					
	.0	119.62	-178.64			
	1.0	93.10	-72.28			
	2.0	66.57	7.55			
	3.0	40.05	60.86			
	4.0	13.53	87.65			
	5.0	-13.00	87.91			
	6.0	-39.52	61.65			
	7.0	-66.05	8.87			
	8.0	-92.57	-70.44			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 5 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	.00	9.0	-119.09	-176.27		
	.0		41.33	-61.73		
	1.0		32.17	-24.98		
	2.0		23.00	2.60		
	3.0		13.84	21.02		
	4.0		4.68	30.28		
	5.0		-4.49	30.37		
	6.0		-13.65	21.30		
	7.0		-22.81	3.07		
	8.0		-31.98	-24.32		
3	.00	9.0	-41.14	-60.88		
	.0		-94.97	426.75		
	1.0		-94.97	331.78		
	2.0		-94.97	236.81		
	3.0		-94.97	141.84		
	4.0		-94.97	46.88		
	5.0		-94.97	-48.09		
	6.0		-94.97	-143.06		
	7.0		-94.97	-238.03		
	8.0		-94.97	-333.00		
9.0		-94.97	-427.97			
98 -----						
1	.00	.0	119.48	-177.50		
	1.0		92.95	-71.28		
	2.0		66.43	8.41		
	3.0		39.90	61.57		
	4.0		13.38	88.21		
	5.0		-13.14	88.33		
	6.0		-39.67	61.93		
	7.0		-66.19	8.99		
	8.0		-92.72	-70.46		
	9.0		-119.24	-176.44		
2	.00	.0	41.28	-61.36		
	1.0		32.12	-24.66		
	2.0		22.96	2.88		
	3.0		13.79	21.25		
	4.0		4.63	30.47		
	5.0		-4.53	30.51		
	6.0		-13.70	21.40		
	7.0		-22.86	3.12		
	8.0		-32.02	-24.32		
	9.0		-41.18	-60.92		
3	.00	.0	-93.73	420.50		
		1.0	-93.73	326.77		

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR MOMENT		1-3 PLANE SHEAR MOMENT		AXIAL TORQ
	2.0	-93.73	233.03			
	3.0	-93.73	139.30			
	4.0	-93.73	45.57			
	5.0	-93.73	-48.16			
	6.0	-93.73	-141.90			
	7.0	-93.73	-235.63			
	8.0	-93.73	-329.36			
	9.0	-93.73	-423.09			

103						
1	.00					
	.0	116.32	-172.17			
	1.0	90.44	-68.79			
	2.0	64.56	8.71			
	3.0	38.69	60.34			
	4.0	12.81	86.09			
	5.0	-13.06	85.96			
	6.0	-38.94	59.96			
	7.0	-64.82	8.08			
	8.0	-90.69	-69.67			
	9.0	-116.57	-173.30			
2	.00					
	.0	41.18	-60.93			
	1.0	32.02	-24.33			
	2.0	22.86	3.11			
	3.0	13.69	21.38			
	4.0	4.53	30.49			
	5.0	-4.63	30.44			
	6.0	-13.80	21.23			
	7.0	-22.96	2.85			
	8.0	-32.12	-24.69			
	9.0	-41.29	-61.40			
3	.00					
	.0	-66.63	298.88			
	1.0	-66.63	232.26			
	2.0	-66.63	165.63			
	3.0	-66.63	99.00			
	4.0	-66.63	32.38			
	5.0	-66.63	-34.25			
	6.0	-66.63	-100.88			
	7.0	-66.63	-167.51			
	8.0	-66.63	-234.13			
	9.0	-66.63	-300.76			

108						
1	.00					
	.0	116.49	-173.11			
	1.0	90.62	-69.55			
	2.0	64.74	8.12			
	3.0	38.87	59.93			
	4.0	12.99	85.85			

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 5 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
2	.00	5.0	-12.89	85.91			
		6.0	-38.76	60.08			
		7.0	-64.64	8.38			
		8.0	-90.51	-69.20			
		9.0	-116.39	-172.65			
		.0	41.25	-61.28			
		1.0	32.08	-24.61			
		2.0	22.92	2.89			
		3.0	13.76	21.23			
3	.00	4.0	4.59	30.40			
		5.0	-4.57	30.42			
		6.0	-13.73	21.27			
		7.0	-22.89	2.95			
		8.0	-32.06	-24.52			
		9.0	-41.22	-61.16			
		.0	-61.62	276.47			
		1.0	-61.62	214.85			
		2.0	-61.62	153.22			
	3.0	-61.62	91.60				
	4.0	-61.62	29.98				
	5.0	-61.62	-31.65				
	6.0	-61.62	-93.27				
	7.0	-61.62	-154.89				
	8.0	-61.62	-216.52				
	9.0	-61.62	-278.14				

113	1	.00	.0	116.44	-172.72		
			1.0	90.57	-69.21		
			2.0	64.69	8.42		
			3.0	38.82	60.17		
			4.0	12.94	86.05		
			5.0	-12.94	86.06		
			6.0	-38.81	60.18		
			7.0	-64.69	8.43		
			8.0	-90.56	-69.19		
	9.0	-116.44	-172.69				
2	.00	.0	41.23	-61.14			
		1.0	32.07	-24.50			
		2.0	22.90	2.99			
		3.0	13.74	21.31			
		4.0	4.58	30.47			
		5.0	-4.58	30.47			
		6.0	-13.75	21.30			
		7.0	-22.91	2.97			
		8.0	-32.07	-24.52			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
3	.00	9.0	-41.24	-61.17			
		.0	-54.17	242.88			
		1.0	-54.17	188.71			
		2.0	-54.17	134.54			
		3.0	-54.17	80.37			
		4.0	-54.17	26.21			
		5.0	-54.17	-27.96			
		6.0	-54.17	-82.13			
		7.0	-54.17	-136.30			
		8.0	-54.17	-190.46			
		9.0	-54.17	-244.63			

118	1	.00					
		.0	113.80	-169.36			
		1.0	88.52	-68.20			
		2.0	63.23	7.67			
		3.0	37.94	58.25			
		4.0	12.65	83.55			
		5.0	-12.64	83.56			
		6.0	-37.92	58.27			
		7.0	-63.21	7.71			
		8.0	-88.50	-68.15			
		9.0	-113.79	-169.29			
	2	.00					
		.0	41.23	-61.33			
		1.0	32.06	-24.69			
		2.0	22.90	2.80			
		3.0	13.74	21.12			
		4.0	4.58	30.27			
		5.0	-4.59	30.27			
		6.0	-13.75	21.10			
		7.0	-22.91	2.77			
		8.0	-32.08	-24.73			
		9.0	-41.24	-61.39			
	3	.00					
		.0	-31.75	142.59			
		1.0	-31.75	110.83			
		2.0	-31.75	79.08			
		3.0	-31.75	47.33			
		4.0	-31.75	15.58			
		5.0	-31.75	-16.17			
		6.0	-31.75	-47.93			
		7.0	-31.75	-79.68			
		8.0	-31.75	-111.43			
		9.0	-31.75	-143.18			

123	1	.00					
		.0	113.81	-169.39			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	.00	1.0	88.53	-68.22		
		2.0	63.24	7.66		
		3.0	37.95	58.25		
		4.0	12.66	83.56		
		5.0	-12.63	83.58		
		6.0	-37.91	58.31		
		7.0	-63.20	7.75		
		8.0	-88.49	-68.09		
		9.0	-113.78	-169.23		
3	.00	.0	41.21	-61.21		
		1.0	32.05	-24.59		
		2.0	22.88	2.88		
		3.0	13.72	21.18		
		4.0	4.56	30.32		
		5.0	-4.60	30.30		
		6.0	-13.77	21.11		
		7.0	-22.93	2.76		
		8.0	-32.09	-24.75		
	9.0	-41.26	-61.43			
128	.00	.0	-24.81	111.47		
		1.0	-24.81	86.65		
		2.0	-24.81	61.84		
		3.0	-24.81	37.02		
		4.0	-24.81	12.21		
		5.0	-24.81	-12.60		
		6.0	-24.81	-37.42		
		7.0	-24.81	-62.23		
		8.0	-24.81	-87.05		
	9.0	-24.81	-111.86			
1	.00	.0	54.75	-81.16		
		1.0	42.61	-32.48		
		2.0	30.46	4.05		
		3.0	18.31	28.44		
		4.0	6.17	40.68		
		5.0	-5.98	40.78		
		6.0	-18.12	28.73		
		7.0	-30.27	4.53		
		8.0	-42.42	-31.81		
	9.0	-54.56	-80.30			
2	.00	.0	16.59	-24.86		
		1.0	12.93	-10.10		
		2.0	9.26	.99		
		3.0	5.60	8.43		
		4.0	1.93	12.19		

C S I / S A P 9 0 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 48
 PROGRAM: SAP90/FILE: TAF5BTG1.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR 5 BENTANG

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
	5.0	-1.73	12.29			
	6.0	-5.40	8.73			
	7.0	-9.06	1.50			
	8.0	-12.73	-9.39			
	9.0	-16.39	-23.95			
3	.00					
	.0	-19.34	86.51			
	1.0	-19.34	67.16			
	2.0	-19.34	47.82			
	3.0	-19.34	28.47			
	4.0	-19.34	9.13			
	5.0	-19.34	-10.22			
	6.0	-19.34	-29.56			
	7.0	-19.34	-48.90			
	8.0	-19.34	-68.25			
	9.0	-19.34	-87.59			

LAMPIRAN 6

(Kombinasi momen balok pada portal struktur 2,3,4, dan 5 bentang)

1. Tabel kombinasi momen portal struktur 2 bentang

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 2 bentang lantai 1-4

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
1	0.00	-173.56	-59.04	389.7	189.75
	1.00	-67.05	-22.81	302.91	233.28
	2.00	12.52	4.25	216.11	242.75
	3.00	65.15	22.15	129.31	218.15
	4.00	90.84	30.89	42.52	159.48
	5.00	89.58	30.46	-44.28	66.76
	6.00	61.37	20.88	-131.07	-60.03
	7.00	6.23	2.13	-217.87	-220.89
	8.00	-75.87	-25.79	-304.66	-415.8
	9.00	-184.9	-62.87	-391.46	-644.78
2	0.00	-178.53	-60.74	508.91	308.64
	1.00	-71.1	-24.2	395.61	325.49
	2.00	9.39	3.18	282.3	308.28
	3.00	62.93	21.39	169	257.00
	4.00	89.52	30.44	55.69	171.65
	5.00	89.17	30.33	-57.61	52.25
	6.00	61.88	21.05	-170.91	-101.22
	7.00	7.64	2.61	-284.22	-288.76
	8.00	-73.54	-24.99	-397.52	-510.36
	9.00	-181.66	-61.75	-510.83	-766.02
3	0.00	-178.58	-60.78	567.12	369.67
	1.00	-71.07	-24.21	440.79	372.96
	2.00	9.5	3.2	314.47	342.19
	3.00	63.13	21.45	188.14	277.35
	4.00	89.82	30.54	61.81	178.44
	5.00	89.55	30.46	-64.52	45.48
	6.00	62.35	21.22	-190.85	-121.55
	7.00	8.2	2.81	-317.17	-322.65
	8.00	-72.89	-24.75	-443.5	-557.81
	9.00	-180.93	-61.48	-569.83	-827.03
4	0.00	-177.27	-61.25	480.89	369.67
	1.00	-71.19	-24.6	373.84	372.96
	2.00	8.37	2.89	266.8	342.19
	3.00	61.4	21.21	159.76	277.35
	4.00	87.91	30.37	52.72	178.44
	5.00	87.9	30.37	-54.33	45.48
	6.00	61.36	21.2	-161.37	-121.55
	7.00	8.3	2.87	-268.41	-322.65
	8.00	-71.28	-24.62	-375.45	-557.81
	9.00	-177.39	-61.27	-482.5	-827.03

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 2 bentang lantai 5-8

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
5	0.00	-178.66	-61.74	487.17	285.03
	1.00	-72.3	-24.99	378.75	306.03
	2.00	7.55	2.6	270.32	293.40
	3.00	60.86	21.02	161.9	247.15
	4.00	87.66	30.28	53.48	167.28
	5.00	87.93	30.38	-54.94	53.78
	6.00	61.67	21.31	-163.36	-93.34
	7.00	8.9	3.08	-271.78	-274.08
	8.00	-70.4	-24.31	-380.2	-488.45
	9.00	-176.23	-60.86	-488.62	-736.43
6	0.00	-177.52	-61.37	480.7	279.68
	1.00	-71.3	-24.66	373.53	301.81
	2.00	8.4	2.88	266.36	290.31
	3.00	61.57	21.25	159.19	245.20
	4.00	88.22	30.47	52.03	166.46
	5.00	88.35	30.52	-55.14	54.10
	6.00	61.95	21.41	-162.31	-91.89
	7.00	9.03	3.13	-269.48	-271.50
	8.00	-70.42	-24.3	-376.65	-484.73
	9.00	-176.39	-60.9	-483.81	-731.58
7	0.00	-172.18	-60.93	343.07	141.05
	1.00	-68.80	-24.33	266.59	192.35
	2.00	8.71	3.11	190.10	210.71
	3.00	60.34	21.38	113.62	196.13
	4.00	86.09	30.49	37.14	148.60
	5.00	85.97	30.44	-39.35	68.13
	6.00	59.97	21.23	-115.83	-45.28
	7.00	8.09	2.85	-192.31	-191.63
	8.00	-69.66	-24.69	-268.79	-370.93
	9.00	-173.28	-61.39	-345.28	-583.17
8	0.00	-173.12	-61.28	316.64	112.08
	1.00	-69.56	-24.62	246.05	169.81
	2.00	8.12	2.89	175.47	194.59
	3.00	59.93	21.23	104.89	186.43
	4.00	85.86	30.41	34.30	145.33
	5.00	85.92	30.42	-36.28	71.28
	6.00	60.10	21.27	-106.87	-35.71
	7.00	8.40	2.96	-177.45	-175.64
	8.00	-69.17	-24.51	-248.03	-348.51
	9.00	-172.62	-61.15	-318.62	-554.32

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 2 bentang lantai 9-12

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_I (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{I_r} + M_E)$ (kNm)
9	0.00	-172.73	-61.15	277.30	71.27
	1.00	-69.22	-24.50	215.44	138.10
	2.00	8.42	2.99	153.59	171.99
	3.00	60.18	21.31	91.74	172.93
	4.00	86.06	30.47	29.88	140.94
	5.00	86.07	30.47	-31.97	76.00
	6.00	60.20	21.31	-93.82	-21.88
	7.00	8.45	2.98	-155.68	-152.71
	8.00	-69.17	-24.51	-217.53	-316.47
9.00	-172.66	-61.16	-279.38	-513.18	
10	0.00	-169.37	-61.33	162.05	-46.33
	1.00	-68.21	-24.69	125.96	45.09
	2.00	7.67	2.80	89.87	104.18
	3.00	58.25	21.12	53.78	130.94
	4.00	83.55	30.27	17.69	125.38
	5.00	83.56	30.27	-18.40	87.49
	6.00	58.28	21.10	-54.49	17.28
	7.00	7.72	2.77	-90.58	-85.26
	8.00	-68.14	-24.73	-126.67	-220.12
9.00	-169.28	-61.38	-162.76	-387.31	
11	0.00	-169.40	-61.21	125.01	-85.18
	1.00	-68.23	-24.59	97.18	14.91
	2.00	7.66	2.88	69.35	82.67
	3.00	58.25	21.18	41.52	118.10
	4.00	83.56	30.32	13.68	121.21
	5.00	83.58	30.30	-14.15	92.00
	6.00	58.31	21.11	-41.98	30.45
	7.00	7.76	2.76	-69.81	-63.41
	8.00	-68.09	-24.75	-97.64	-189.60
9.00	-169.22	-61.43	-125.47	-348.12	
12	0.00	-81.18	-24.87	95.86	-0.25
	1.00	-32.49	-10.11	74.42	37.65
	2.00	4.05	0.99	52.97	60.49
	3.00	28.44	8.43	31.52	68.27
	4.00	40.69	12.20	10.07	60.99
	5.00	40.80	12.30	-11.37	38.64
	6.00	28.75	8.74	-32.82	1.24
	7.00	4.57	1.52	-54.27	-51.23
	8.00	-31.77	-9.37	-75.72	-118.76
9.00	-80.25	-23.93	-97.16	-201.36	

2. Tabel kombinasi momen portal struktur 3 bentang

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 3 bentang lantai 1-4

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
1	0.00	-173.6	-59.05	352.05	150.17
	1.00	-67.07	-22.82	273.65	202.53
	2.00	12.51	4.25	195.24	220.82
	3.00	65.16	22.15	116.84	205.05
	4.00	90.85	30.9	38.43	155.21
	5.00	89.61	30.47	-39.97	71.31
	6.00	61.42	20.89	-118.38	-46.65
	7.00	6.28	2.14	-196.79	-198.68
	8.00	-75.8	-25.77	-275.19	-384.77
	9.00	-184.82	-62.84	-353.6	-604.93
2	0.00	-178.51	-60.73	462.1	259.50
	1.00	-71.09	-24.19	359.22	287.30
	2.00	9.39	3.18	256.35	281.03
	3.00	62.93	21.39	153.47	240.69
	4.00	89.52	30.44	50.6	166.30
	5.00	89.16	30.33	-52.28	57.83
	6.00	61.87	21.05	-155.16	-84.69
	7.00	7.63	2.61	-258.03	-261.28
	8.00	-73.56	-25	-360.91	-471.93
	9.00	-181.69	-61.76	-463.78	-716.65
3	0.00	-178.57	-60.78	516.1	316.11
	1.00	-71.06	-24.21	401.15	331.34
	2.00	9.51	3.2	286.2	312.51
	3.00	63.13	21.45	171.24	259.61
	4.00	89.81	30.54	56.29	172.65
	5.00	89.55	30.46	-58.66	51.62
	6.00	62.34	21.21	-173.61	-103.47
	7.00	8.19	2.81	-288.57	-292.62
	8.00	-72.9	-24.76	-403.52	-515.84
	9.00	-180.94	-61.49	-518.47	-773.12
4	0.00	-177.26	-61.24	438.02	235.22
	1.00	-71.18	-24.59	340.53	267.32
	2.00	8.37	2.89	243.03	265.80
	3.00	61.4	21.21	145.54	230.65
	4.00	87.91	30.37	48.04	161.88
	5.00	87.89	30.37	-49.45	59.49
	6.00	61.35	21.2	-146.95	-76.52
	7.00	8.29	2.87	-244.44	-246.16
	8.00	-71.3	-24.62	-341.94	-449.42
	9.00	-177.41	-61.28	-439.43	-686.30

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 3 bentang lantai 5-8

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
5	0.00	-178.64	-61.73	444.34	240.09
	1.00	-72.28	-24.98	345.45	271.09
	2.00	7.55	2.60	246.57	268.47
	3.00	60.86	21.02	147.69	232.22
	4.00	87.65	30.28	48.81	162.36
	5.00	87.91	30.37	-50.07	58.87
	6.00	61.65	21.30	-148.96	-78.25
	7.00	8.87	3.07	-247.84	-248.98
	8.00	-70.44	-24.32	-346.72	-453.34
	9.00	-176.27	-60.88	-445.60	-691.32
6	0.00	-177.50	-61.36	438.14	235.02
	1.00	-71.28	-24.66	340.48	267.12
	2.00	8.41	2.88	242.81	265.59
	3.00	61.57	21.25	145.14	230.44
	4.00	88.21	30.47	47.48	161.67
	5.00	88.33	30.51	-50.19	59.27
	6.00	61.93	21.40	-147.86	-76.75
	7.00	8.99	3.12	-245.53	-246.39
	8.00	-70.46	-24.32	-343.19	-449.66
	9.00	-176.44	-60.92	-440.86	-686.54
7	0.00	-172.17	-60.93	312.05	108.48
	1.00	-68.79	-24.33	242.48	167.05
	2.00	8.71	3.11	172.92	192.67
	3.00	60.34	21.38	103.36	185.36
	4.00	86.09	30.49	33.80	145.10
	5.00	85.96	30.44	-35.76	71.89
	6.00	59.96	21.23	-105.32	-34.25
	7.00	8.09	2.85	-174.88	-173.34
	8.00	-69.67	-24.69	-244.44	-345.37
	9.00	-173.30	-61.40	-314.00	-550.34
8	0.00	-173.11	-61.28	288.44	82.49
	1.00	-69.56	-24.61	224.15	146.82
	2.00	8.12	2.89	159.86	178.20
	3.00	59.93	21.23	95.57	176.64
	4.00	85.85	30.40	31.27	142.14
	5.00	85.91	30.42	-33.02	74.69
	6.00	60.08	21.27	-97.31	-25.69
	7.00	8.38	2.95	-161.60	-159.02
	8.00	-69.20	-24.52	-225.89	-325.29
	9.00	-172.65	-61.16	-290.19	-524.51

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 3 bentang lantai 9-12

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
9	0.00	-172.72	-61.14	253.11	45.89
	1.00	-69.21	-24.50	196.66	118.39
	2.00	8.42	2.99	140.21	157.94
	3.00	60.17	21.31	83.76	164.56
	4.00	86.05	30.47	27.31	138.23
	5.00	86.06	30.47	-29.14	78.96
	6.00	60.18	21.30	-85.59	-13.26
	7.00	8.43	2.97	-142.04	-138.41
	8.00	-69.19	-24.52	-198.49	-296.51
9.00	-172.69	-61.17	-254.94	-487.56	
10	0.00	-169.36	-61.33	148.35	-60.70
	1.00	-68.20	-24.69	115.32	33.91
	2.00	7.67	2.80	82.28	96.21
	3.00	58.25	21.12	49.24	126.17
	4.00	83.55	30.27	16.21	123.82
	5.00	83.56	30.27	-16.83	89.13
	6.00	58.27	21.10	-49.86	22.12
	7.00	7.71	2.77	-82.90	-77.21
	8.00	-68.15	-24.73	-115.94	-208.87
9.00	-169.29	-61.39	-148.97	-372.85	
11	0.00	-169.39	-61.21	115.36	-95.30
	1.00	-68.22	-24.59	89.68	7.04
	2.00	7.66	2.88	64.00	77.05
	3.00	58.25	21.18	38.32	114.74
	4.00	83.56	30.32	12.64	120.11
	5.00	83.58	30.30	-13.04	93.15
	6.00	58.31	21.11	-38.73	33.86
	7.00	7.75	2.76	-64.41	-57.75
	8.00	-68.09	-24.75	-90.09	-181.68
9.00	-169.23	-61.42	-115.77	-337.94	
12	0.00	-81.16	-24.86	89.07	-7.35
	1.00	-32.48	-10.10	69.16	32.15
	2.00	4.05	0.99	49.24	56.58
	3.00	28.44	8.43	29.32	65.96
	4.00	40.68	12.19	9.40	60.27
	5.00	40.78	12.29	-10.52	39.52
	6.00	28.73	8.73	-30.44	3.71
	7.00	4.53	1.50	-50.36	-47.17
	8.00	-31.81	-9.39	-70.27	-113.10
9.00	-80.30	-23.95	-90.19	-194.10	

3. Tabel kombinasi momen portal struktur 4 bentang

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 4 bentang lantai 1-4

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
1	0.00	-173.60	-59.05	341.97	139.59
	1.00	-67.07	-22.82	265.81	194.3
	2.00	12.51	4.25	189.65	214.95
	3.00	65.16	22.15	113.49	201.54
	4.00	90.85	30.90	37.33	154.06
	5.00	89.61	30.47	-38.83	72.51
	6.00	61.42	20.89	-114.99	-43.09
	7.00	6.28	2.14	-191.15	-192.76
	8.00	-75.80	-25.77	-267.31	-376.5
	9.00	-184.82	-62.84	-343.47	-594.3
2	0.00	-178.51	502.95	449.90	246.69
	1.00	-71.09	390.93	349.74	277.34
	2.00	9.39	278.91	249.58	273.92
	3.00	62.93	166.88	149.42	236.44
	4.00	89.52	54.86	49.26	164.89
	5.00	89.16	-57.17	-50.90	59.28
	6.00	61.87	-169.19	-151.06	-80.39
	7.00	7.63	-281.21	-251.22	-254.13
	8.00	-73.56	-393.24	-351.38	-461.93
	9.00	-181.68	-505.26	-451.54	-703.79
3	0.00	-178.57	-60.78	502.95	302.31
	1.00	-71.06	-24.21	390.93	320.61
	2.00	9.51	3.20	278.91	304.85
	3.00	63.13	21.45	166.88	255.03
	4.00	89.81	30.54	54.86	171.14
	5.00	89.55	30.46	-57.17	53.19
	6.00	62.34	21.21	-169.19	-98.83
	7.00	8.19	2.81	-281.21	-284.91
	8.00	-72.90	-24.76	-393.24	-505.05
	9.00	-180.94	-61.49	-505.26	-759.26
4	0.00	-177.26	-61.24	426.97	223.61
	1.00	-71.18	-24.59	331.94	258.30
	2.00	8.37	2.89	236.90	259.36
	3.00	61.40	21.21	141.87	226.80
	4.00	87.91	30.37	46.83	160.61
	5.00	87.89	30.37	-48.20	60.80
	6.00	61.35	21.20	-143.24	-72.63
	7.00	8.29	2.87	-238.28	-239.68
	8.00	-71.30	-24.62	-333.31	-440.36
	9.00	-177.41	-61.28	-428.35	-674.66

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 4 bentang lantai 5-8

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
5	0.00	-178.64	-61.73	433.32	228.52
	1.00	-72.28	-24.98	336.89	262.09
	2.00	7.55	2.60	240.46	262.05
	3.00	60.86	21.02	144.03	228.38
	4.00	87.65	30.28	47.60	161.09
	5.00	87.91	30.37	-48.83	60.17
	6.00	61.65	21.30	-145.26	-74.37
	7.00	8.87	3.07	-241.69	-242.53
	8.00	-70.44	-24.32	-338.12	-444.31
	9.00	-176.27	-60.88	-434.55	-679.72
6	0.00	-177.50	-61.36	427.08	223.41
	1.00	-71.28	-24.66	331.88	258.09
	2.00	8.41	2.88	236.68	259.16
	3.00	61.57	21.25	141.48	226.60
	4.00	88.21	30.47	46.28	160.41
	5.00	88.33	30.51	-48.92	60.61
	6.00	61.93	21.40	-144.12	-72.82
	7.00	8.99	3.12	-239.32	-239.87
	8.00	-70.46	-24.32	-334.52	-440.55
	9.00	-176.44	-60.92	-429.72	-674.85
7	0.00	-172.17	-60.93	303.78	99.81
	1.00	-68.79	-24.33	236.06	160.31
	2.00	8.71	3.11	168.34	187.87
	3.00	60.34	21.38	100.63	182.48
	4.00	86.09	30.49	32.91	144.16
	5.00	85.96	30.44	-34.81	72.89
	6.00	59.96	21.23	-102.53	-31.33
	7.00	8.08	2.85	-170.25	-168.48
	8.00	-69.67	-24.69	-237.97	-338.58
	9.00	-173.30	-61.40	-305.69	-541.61
8	0.00	-173.11	-61.28	280.93	74.60
	1.00	-69.55	-24.61	218.31	140.69
	2.00	8.12	2.89	155.69	173.83
	3.00	59.93	21.23	93.08	174.03
	4.00	85.85	30.40	30.46	141.28
	5.00	85.91	30.42	-32.16	75.60
	6.00	60.08	21.27	-94.77	-23.03
	7.00	8.38	2.95	-157.39	-154.60
	8.00	-69.20	-24.52	-220.01	-319.12
	9.00	-172.65	-61.16	-282.63	-516.57

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 4 bentang lantai 9-12

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
9	0.00	-172.72	-61.14	246.69	39.15
	1.00	-69.21	-24.50	191.67	113.15
	2.00	8.42	2.99	136.65	154.21
	3.00	60.17	21.31	81.63	162.33
	4.00	86.05	30.47	26.62	137.50
	5.00	86.06	30.47	-28.40	79.73
	6.00	60.18	21.30	-83.42	-10.98
	7.00	8.43	2.97	-138.44	-134.63
	8.00	-69.19	-24.52	-193.45	-291.22
	9.00	-172.69	-61.17	-248.47	-480.76
10	0.00	-169.36	-61.33	144.73	-64.50
	1.00	-68.20	-24.69	112.50	30.96
	2.00	7.67	2.80	80.27	94.10
	3.00	58.25	21.12	48.04	124.91
	4.00	83.55	30.27	15.81	123.40
	5.00	83.56	30.27	-16.42	89.56
	6.00	58.27	21.10	-48.65	23.40
	7.00	7.71	2.77	-80.88	-75.09
	8.00	-68.15	-24.73	-113.11	-205.90
	9.00	-169.29	-61.39	-145.34	-369.04
11	0.00	-169.39	-61.21	112.92	-97.86
	1.00	-68.22	-24.59	87.79	5.05
	2.00	7.66	2.88	62.65	75.64
	3.00	58.25	21.18	37.51	113.90
	4.00	83.56	30.32	12.37	119.83
	5.00	83.58	30.30	-12.77	93.44
	6.00	58.31	21.11	-37.91	34.72
	7.00	7.75	2.76	-63.05	-56.32
	8.00	-68.09	-24.75	-88.18	-179.68
	9.00	-169.23	-61.43	-113.32	-335.37
12	0.00	-81.16	-24.86	87.48	-9.03
	1.00	-32.48	-10.10	67.91	30.84
	2.00	4.05	0.99	48.35	55.66
	3.00	28.44	8.43	28.79	65.41
	4.00	40.68	12.19	9.23	60.09
	5.00	40.78	12.29	-10.33	39.72
	6.00	28.73	8.73	-29.89	4.28
	7.00	4.53	1.50	-49.45	-46.22
	8.00	-31.81	-9.39	-69.01	-111.78
	9.00	-80.30	-23.95	-88.57	-192.40

4. Tabel kombinasi momen portal struktur 5 bentang

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 5 bentang lantai 1-4

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
1	0.00	-173.60	-59.05	336.02	133.33
	1.00	-67.07	-22.82	261.18	189.44
	2.00	12.51	4.25	186.35	211.48
	3.00	65.16	22.15	111.51	199.46
	4.00	90.85	30.90	36.68	153.37
	5.00	89.61	30.47	-38.15	73.22
	6.00	61.42	20.89	-112.99	-40.99
	7.00	6.28	2.14	-187.82	-189.27
	8.00	-75.80	-25.77	-262.66	-371.61
9.00	-184.82	-62.84	-337.49	-588.02	
2	0.00	-178.51	-60.73	442.66	239.09
	1.00	-71.09	-24.19	344.11	271.43
	2.00	9.39	3.18	245.56	269.70
	3.00	62.93	21.39	147.01	233.91
	4.00	89.52	30.44	48.47	164.06
	5.00	89.16	30.33	-50.08	60.14
	6.00	61.87	21.05	-148.63	-77.84
	7.00	7.63	2.61	-247.17	-249.88
	8.00	-73.56	-25.00	-345.72	-455.99
9.00	-181.68	-61.76	-444.27	-696.16	
3	0.00	-178.57	-60.78	495.13	294.10
	1.00	-71.06	-24.21	384.85	314.23
	2.00	9.51	3.20	274.57	300.30
	3.00	63.13	21.45	164.29	252.30
	4.00	89.81	30.54	54.00	170.25
	5.00	89.55	30.46	-56.28	54.12
	6.00	62.34	21.21	-166.56	-96.06
	7.00	8.19	2.81	-276.84	-280.31
	8.00	-72.90	-24.76	-387.12	-498.63
9.00	-180.94	-61.49	-497.41	-751.01	
4	0.00	-177.26	-61.24	420.39	216.71
	1.00	-71.18	-24.59	326.82	252.93
	2.00	8.37	2.89	233.25	255.53
	3.00	61.40	21.21	139.68	224.50
	4.00	87.91	30.37	46.11	159.85
	5.00	87.89	30.37	-47.46	61.58
	6.00	61.35	21.20	-141.03	-70.31
	7.00	8.29	2.87	-234.60	-235.83
	8.00	-71.30	-24.62	-328.18	-434.97
9.00	-177.41	-61.28	-421.75	-667.73	

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 5 bentang lantai 5-8

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_L (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{Lr} + M_E)$ (kNm)
5	0.00	-178.64	-61.73	426.75	221.63
	1.00	-72.28	-24.98	331.78	256.74
	2.00	7.55	2.60	236.81	258.22
	3.00	60.86	21.02	141.84	226.09
	4.00	87.65	30.28	46.88	160.33
	5.00	87.91	30.37	-48.09	60.95
	6.00	61.65	21.30	-143.06	-72.06
	7.00	8.87	3.07	-238.03	-238.68
	8.00	-70.44	-24.32	-333.00	-438.93
	9.00	-176.27	-60.88	-427.97	-672.81
6	0.00	-177.50	-61.36	420.50	216.50
	1.00	-71.28	-24.66	326.77	252.72
	2.00	8.41	2.88	233.03	255.33
	3.00	61.57	21.25	139.30	224.31
	4.00	88.21	30.47	45.57	159.67
	5.00	88.33	30.51	-48.16	61.40
	6.00	61.93	21.40	-141.90	-70.49
	7.00	8.99	3.12	-235.63	-236.00
	8.00	-70.46	-24.32	-329.36	-435.13
	9.00	-176.44	-60.92	-423.09	-667.89
7	0.00	-172.17	-60.93	298.88	94.66
	1.00	-68.79	-24.33	232.26	156.31
	2.00	8.71	3.11	165.63	185.02
	3.00	60.34	21.38	99.00	180.78
	4.00	86.09	30.49	32.38	143.60
	5.00	85.96	30.44	-34.25	73.48
	6.00	59.96	21.23	-100.88	-29.59
	7.00	8.08	2.85	-167.51	-165.60
	8.00	-69.67	-24.69	-234.13	-334.55
	9.00	-173.30	-61.40	-300.76	-536.44
8	0.00	-173.11	-61.28	276.47	69.92
	1.00	-69.55	-24.61	214.85	137.05
	2.00	8.12	2.89	153.22	171.24
	3.00	59.93	21.23	91.60	172.48
	4.00	85.85	30.40	29.98	140.78
	5.00	85.91	30.42	-31.65	76.13
	6.00	60.08	21.27	-93.27	-21.45
	7.00	8.38	2.95	-154.89	-151.98
	8.00	-69.20	-24.52	-216.52	-315.45
	9.00	-172.65	-61.16	-278.14	-511.86

Tabel Kombinasi momen balok portal struktur 5 bentang lantai 9-12

Lantai	Jarak dari as kolom kiri (m)	M_D (kNm)	M_I (kNm)	M_E (kNm)	$1,05(M_D + M_{I_r} + M_E)$ (kNm)
9	0.00	-172.72	-61.14	242.88	35.14
	1.00	-69.21	-24.50	188.71	110.04
	2.00	8.42	2.99	134.54	151.99
	3.00	60.17	21.31	80.37	161.00
	4.00	86.05	30.47	26.21	137.07
	5.00	86.06	30.47	-27.96	80.19
	6.00	60.18	21.30	-82.13	-9.62
	7.00	8.43	2.97	-136.30	-132.38
	8.00	-69.19	-24.52	-190.46	-288.09
9.00	-172.69	-61.17	-244.63	-476.73	
10	0.00	-169.36	-61.33	142.59	-66.75
	1.00	-68.20	-24.69	110.83	29.21
	2.00	7.67	2.80	79.08	92.85
	3.00	58.25	21.12	47.33	124.16
	4.00	83.55	30.27	15.58	123.15
	5.00	83.56	30.27	-16.17	89.82
	6.00	58.27	21.10	-47.93	24.16
	7.00	7.71	2.77	-79.68	-73.83
	8.00	-68.15	-24.73	-111.43	-204.14
9.00	-169.29	-61.39	-143.18	-366.78	
11	0.00	-169.39	-61.21	111.47	-99.39
	1.00	-68.22	-24.59	86.65	3.86
	2.00	7.66	2.88	61.84	74.79
	3.00	58.25	21.18	37.02	113.39
	4.00	83.56	30.32	12.21	119.66
	5.00	83.58	30.30	-12.60	93.61
	6.00	58.31	21.11	-37.42	35.24
	7.00	7.75	2.76	-62.23	-55.46
	8.00	-68.09	-24.75	-87.05	-178.49
9.00	-169.23	-61.43	-111.86	-333.84	
12	0.00	-81.16	-24.86	86.51	-10.05
	1.00	-32.48	-10.10	67.16	30.05
	2.00	4.05	0.99	47.82	55.09
	3.00	28.44	8.43	28.47	65.07
	4.00	40.68	12.19	9.13	59.99
	5.00	40.78	12.29	-10.22	39.84
	6.00	28.73	8.73	-29.56	4.63
	7.00	4.53	1.50	-48.90	-45.64
	8.00	-31.81	-9.39	-68.25	-110.98
9.00	-80.30	-23.95	-87.59	-191.37	

LAMPIRAN 7

(Hitungan interstorey-drift pada semua portal struktur)

1. Tabel Hitungan Interstorey-drift

Tabel hitungan interstorey-drift portal struktur 2 bentang

Tingkat	b_k (m)	h_k (m)	I_k (m ⁴)	H_k (m)	K_k (T/m)	F_c (Ton)	Shear (Ton)	Stiffness (T/m)	St-drift (m)	Lateral Disp. (m)
12	0.40	0.55	0.005545	4	8186.1	6.14	5.84	8186.1	0.00071	0.04274
11	0.40	0.55	0.005545	4	8186.1	9.09	14.93	8186.1	0.00182	0.04202
10	0.40	0.55	0.005545	4	8186.1	8.28	23.21	8186.1	0.00284	0.04020
9	0.45	0.55	0.006239	4	9209.4	7.71	30.92	9209.4	0.00336	0.03736
8	0.45	0.55	0.006239	4	9209.4	6.93	37.85	9209.4	0.00411	0.03401
7	0.45	0.55	0.006239	4	9209.4	6.09	43.94	9209.4	0.00477	0.02990
6	0.45	0.65	0.010298	4	15201.4	5.43	49.37	15201.4	0.00325	0.02513
5	0.45	0.65	0.010298	4	15201.4	4.61	53.98	15201.4	0.00355	0.02188
4	0.45	0.65	0.010298	4	15201.4	3.73	57.71	15201.4	0.00380	0.01833
3	0.50	0.65	0.011442	4	16890.4	2.92	60.63	16890.4	0.00359	0.01453
2	0.50	0.65	0.011442	4	16890.4	2.04	62.67	16890.4	0.00371	0.01094
1	0.50	0.65	0.011442	5	8647.9	1.13	63.80	8647.9	0.00738	0.00723

Tabel hitungan interstorey-drift portal struktur 3 bentang

Tingkat	b_k (m)	h_k (m)	I_k (m ⁴)	H_k (m)	K_k (T/m)	F_c (Ton)	Shear (Ton)	Stiffness (T/m)	St-drift (m)	Lateral Disp. (m)
12	0.40	0.55	0.005546	4	10914.8	8.68	8.68	10914.8	0.00080	0.04484
11	0.40	0.55	0.005546	4	10914.8	12.55	21.23	10914.8	0.00195	0.04404
10	0.40	0.55	0.005546	4	10914.8	11.43	32.66	10914.8	0.00299	0.04210
9	0.45	0.55	0.006239	4	12279.2	10.62	43.28	12279.2	0.00352	0.03910
8	0.45	0.55	0.006239	4	12279.2	9.53	52.81	12279.2	0.00430	0.03558
7	0.45	0.55	0.006239	4	12279.2	8.37	61.18	12279.2	0.00498	0.03128
6	0.45	0.65	0.010298	4	20268.5	7.45	68.63	20268.5	0.00339	0.02630
5	0.45	0.65	0.010298	4	20268.5	6.31	74.94	20268.5	0.00370	0.02291
4	0.45	0.65	0.010298	4	20268.5	5.11	80.05	20268.5	0.00395	0.01921
3	0.50	0.65	0.011443	4	22520.6	4.04	84.09	22520.6	0.00373	0.01526
2	0.50	0.65	0.011443	4	22520.6	2.82	86.91	22520.6	0.00386	0.01153
1	0.50	0.65	0.011443	5	11530.5	1.57	88.48	11530.5	0.00767	0.00767

Tabel hitungan interstorey-drift portal struktur 3 bentang

Tingkat	h_k (m)	h_k (m)	I_k (m ⁴)	H_k (m)	K_k (T/m)	F_c (Ton)	Shear (Ton)	Stiffness (T/m)	St-drift (m)	Lateral Disp. (m)
12	0.40	0.55	0.005546	4	13643.6	11.43	11.43	13643.6	0.00084	0.04689
11	0.40	0.55	0.005546	4	13643.6	16.38	27.81	13643.6	0.00204	0.04605
10	0.40	0.55	0.005546	4	13643.6	14.92	42.73	13643.6	0.00313	0.04401
9	0.45	0.55	0.006239	4	15349.0	13.86	56.59	15349.0	0.00369	0.04088
8	0.45	0.55	0.006239	4	15349.0	12.43	69.02	15349.0	0.00450	0.03719
7	0.45	0.55	0.006239	4	15349.0	10.93	79.95	15349.0	0.00521	0.03270
6	0.45	0.65	0.010298	4	25335.7	9.72	89.67	25335.7	0.00354	0.02749
5	0.45	0.65	0.010298	4	25335.7	8.23	97.90	25335.7	0.00386	0.02395
4	0.45	0.65	0.010298	4	25335.7	6.66	104.56	25335.7	0.00413	0.02008
3	0.50	0.65	0.011443	4	28150.7	5.31	109.87	28150.7	0.00390	0.01596
2	0.50	0.65	0.011443	4	28150.7	3.70	113.57	28150.7	0.00403	0.01205
1	0.50	0.65	0.011443	5	14413.2	2.06	115.63	14413.2	0.00802	0.00802

Tabel hitungan interstorey-drift portal struktur 5 bentang

Tingkat	h_k (m)	h_k (m)	I_k (m ⁴)	H_k (m)	K_k (T/m)	F_c (Ton)	Shear (Ton)	Stiffness (T/m)	St-drift (m)	Lateral Disp. (m)
12	0.40	0.55	0.005546	4	16372.3	14.18	14.18	16372.3	0.00087	0.04826
11	0.40	0.55	0.005546	4	16372.3	20.21	34.39	16372.3	0.00210	0.04740
10	0.40	0.55	0.005546	4	16372.3	18.41	52.80	16372.3	0.00322	0.04530
9	0.45	0.55	0.006239	4	18418.8	17.10	69.90	18418.8	0.00380	0.04207
8	0.45	0.55	0.006239	4	18418.8	15.34	85.24	18418.8	0.00463	0.03828
7	0.45	0.55	0.006239	4	18418.8	13.48	98.72	18418.8	0.00536	0.03365
6	0.45	0.65	0.010298	4	30402.8	11.99	110.71	30402.8	0.00364	0.02829
5	0.45	0.65	0.010298	4	30402.8	10.15	120.86	30402.8	0.00398	0.02465
4	0.45	0.65	0.010298	4	30402.8	8.21	129.07	30402.8	0.00425	0.02067
3	0.50	0.65	0.011443	4	33780.9	6.58	135.65	33780.9	0.00402	0.01643
2	0.50	0.65	0.011443	4	33780.9	4.58	140.23	33780.9	0.00415	0.01241
1	0.50	0.65	0.011443	5	17295.8	2.55	142.78	17295.8	0.00826	0.00826