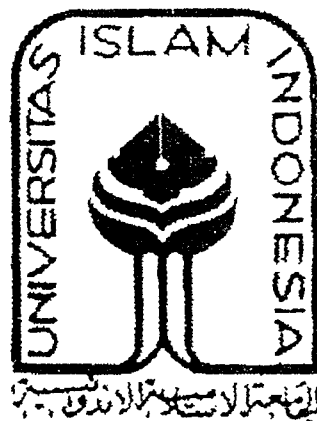


TUGAS AKHIR
STUDI DOMINASI BEBAN DAN DISAIN
PADA STRUKTUR BETON BERTINGKAT
DENGAN VARIABEL BANYAK TINGKAT



Oleh :

M. HAMRON DESTUARI
93 310 032

M. RIZA PAHLEVI
93 310 236

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

TUGAS AKHIR
STUDI DOMINASI BEBAN DAN DISAIN
PADA STRUKTUR BETON BERTINGKAT
DENGAN VARIABEL BANYAK TINGKAT

Diajukan Guna Melengkapi Persyaratan Untuk Memperoleh
Derajat Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Islam Indonesia

Oleh :

M. HAMRON DESTUARI
93 310 032

M. RIZA PAHLEVI
93 310 236

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

**STUDI DOMINASI BEBAN DAN DISAIN
PADA STRUKTUR BETON BERTINGKAT
DENGAN VARIABEL BANYAK TINGKAT**

Oleh :

M. HAMRON DESTUARI
93 310 032

M. RIZA PAHLEVI
93 310 236


Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Ir. Widodo, MSCE, PhD.

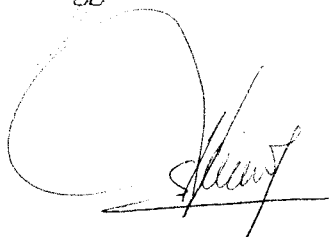
Dosen Pembimbing I

Ir. Ade Iham, MT.

Dosen Pembimbing II


Tanggal :

3/9/99


Tanggal : 31-8-1999

KATA PENGANTAR

*Bismillahirrahmaanirrahiim
Assalamu 'alaikum. Wr. Wb.*

Segala puji syukur hanya kepada Allah SWT atas segala rahmat, hidayah dan karunia Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul **“STUDI DOMINASI BEBAN DAN DISAIN STRUKTUR BETON BERTINGKAT DENGAN VARIABEL BANYAK TINGKAT”**.

Tugas akhir ini merupakan salah satu persyaratan pada Jurusan Teknik sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang harus ditempuh guna memperoleh derajat kesarjanaan teknik sipil.

Dengan selesainya Tugas Akhir ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada berbagai pihak yang telah membimbing dan memberikan masukan dalam penulisan Tugas Akhir ini yaitu kepada :

1. Bapak Ir. Widodo, MSCE, PhD, Selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, sekaligus sebagai Dosen Pembimbing I,
2. Bapak Ir. H. Tadjudin BM. Aris, MS, Selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
3. Bapak Ir. Ade Ilham, MT, Selaku Dosen Pembimbing II,
4. Seluruh staf Pengajar di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,

5. Seluruh karyawan dan rekan-rekan mahasiswa yang ada di lingkungan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
6. Kedua orang tua penulis dan seluruh keluarga besar penulis yang telah memberikan bantuan baik moril maupun spirituil sehingga terselesaikannya laporan Tugas Akhir ini,
7. Armi, Heru, Dwi, Ona dan semua pihak yang telah memberikan bantuan yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu,

Kepada semua pihak yang tersebut diatas penulis hanya dapat mendoakan dan berharap semoga segala bantuan baik moril maupun spirituil mendapatkan berkah dan rahmat dari Allah SWT

Penulis menyadari bahwa dalam penulisan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan, dikarenakan keterbatasan kemampuan penulis. Walaupun demikian penulis telah berusaha memberikan yang terbaik. Untuk itu penulis dengan senang hati menerima kritik serta saran yang membangun untuk kesempurnaan Tugas Akhir ini

Akhir kata penulis berharap semoga Tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi mahasiswa teknik sipil pada khususnya dan pembaca pada umumnya.

*Wabillaihattaufiq Walhidayah,
Wassalamu 'alaikum. Wr. Wb*

Yogyakarta, Agustus 1999

Penulis

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI	xvi
ABSTRAKSI	xxi
BAB I. PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Tujuan	4
1.3. Manfaat Penelitian	5
1.4. Batasan Masalah	5
BAB II. TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Gempa Bumi	7
2.1.1 Pembagian Wilayah Gempa di Indonesia	8
2.1.2 Ukuran Besar Gempa Bumi	11
2.1.3 Kerusakan-kerusakan Yang Diakibatkan Gempa Bumi	11
2.2 Peneliti Terdahulu	18

BAB III. LANDASAN TEORI	22
3.1 Dominasi Beban Gravitasi.....	22
3.2 Dominasi Beban Gempa	23
3.3 Konsep Disain Kapasitas	24
3.4 Pembebana Struktur	29
3.4.1 Kombinasi Pembebanan	29
3.4.2 Faktor Reduksi Kekuatan	29
3.5 Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi Pada Daerah Rawan Gempa	30
3.5.1 Faktor-faktor Penentu Beban Gempa	30
3.5.2 Analisis Beban Statik Ekuivalen	33
3.5.3 Distribusi Beban Geser Akibat Gempa	33
3.6 Struktur beton Bertulang Tahan Gempa.....	34
3.7 Karakteristik Disain	34
3.7.1 Disain Balok	34
3.7.2 Penulangan Geser Balok Terlentur.....	42
3.8 Disain Kolom.....	46
3.8.1 Kolom Tahan Gempa	46
3.8.2 Kolom Eksentrisitas Kecil	50
3.8.3 Kolom Eksentrisitas Besar.....	53
3.8.4 Struktur Kolom Langsing.....	57
3.9 Titik Pertemuan Rangka.....	61
3.10 Perencanaan Pondasi	63
3.10.1 Menentukan Ukuran Pondasi	64

3.10.2 Kuat Geser Pondasi.....	64
3.11 Hipotesis.....	66
BAB IV. METODE PENELITIAN	67
4.1 Data Daerah Gempa	67
4.2 Waktu Penelitian	67
4.3 Data Struktur	67
4.4 Variabel dan Analisis Data	68
4.5 Model Struktur	68
BAB V. DOMINASI BEBAN DAN PENENTUAN MOMEN	
RENCANA	71
5.1 Pembebanan Struktur	71
5.1.1 Analisa Pembebanan	72
5.1.2 Perhitungan Gaya Gempa	75
5.2 Diagram Momen Pada Balok	87
5.2.1 Struktur Tiga Lantai.....	88
5.2.2 Struktur Enam Lantai	89
5.2.3 Struktur Sembilan Lantai	91
5.2.4 Struktur Duabelas Lantai	94
5.2.5 Struktur Limabelas Lantai	98

BAB VI. DISAIN STRUKTUR BETON BERTULANG	103
6.1 Disain Balok	103
6.1.1 Momen Rencana Balok.....	103
6.1.2 Hitungan Tulangan Longitudinal.....	107
6.1.3 Momen Tersedia.....	113
6.1.4 Panjang Penyaluran dan Selimut Momen.....	118
6.1.5 Disain Senggang Pada Balok	119
6.2 Disain Kolom.....	128
6.2.1 Disain Penulangan Kolom Akibat Beban Lentur dan Aksial.....	128
6.2.2 Diagram Interaksi Kolom	146
6.2.3 Gaya Geser Rencana Kolom	149
6.2.4 Tulangan Geser Kolom.....	152
6.3 Panel Pertemuan Balok Kolom.....	157
BAB VII. PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN PONDASI.....	165
7.1 Perencanaan Penempatan Pondasi.....	165
7.2 Perhitungan Pondasi.....	165
7.3 Menentukan Dimensi Pondasi.....	166
7.4 Kontrol Kuat Dukung	173
BAB VIII. HASIL DAN PEMBAHASAN.....	175
8.1 Dominasi Beban Pada Struktur.....	175
8.2 Disain Tulangan Geser.....	177

8.1.1	Disain Balok	179
8.1.2	Tulangan Geser Balok	183
8.1.3	Disain Kolom	183
8.1.4	Tulangan Geser Kolom	185
8.1.5	Joint Balok Kolom	190
8.1.6	Perbandingan Momen Kapasitas Balok Terhadap Momen Nominal Kolom.....	191
8.1.7	Penggambaran Momen Rencana Positif dan Negatif Kolom	195
BAB IX. KESIMPULAN DAN SARAN		198
9.1	Kesimpulan	198
9.2	Saran	199

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

1.1	Hubungan antara beban dan defleksi balok lentur	3
2.1	Peta jalur gempa dunia	8
2.2	Wilayah-wilayah gempa Indonesia	9
2.3	Koefisien gempa dasar	10
2.4	Kerusakan struktur akibat soft storey effects	13
2.5	Kegagalan struktur akibat geser	14
2.6	Kegagalan joint balok kolom	15
2.7	Kegagalan struktur akibat torsi	17
2.8	Kegagalan struktur akibat liquefaction	18
3.3	Mekanisme khas yang terjadi pada portal rangka terbuka	27
3.4	Koefisien gempa dasar pada wilayah gempa-3	31
3.5	Distribusi tegangan dan regangan balok bertulangan sebelah	35
3.6	Distribusi tegangan dan regangan balok bertulangan rangkap	37
3.7	Penampang balok T sebagai bagian dari sistem lantai	40
3.8	Pertemuan balik dan kolom dalam kondisi terjadinya sendi plastis pada ujung-ujung balok	47
3.9	Tegangan dan gaya-gaya pada kolom	54
3.10	Gaya-gaya pada titik pertemuan rangka	63
3.11	Analisis geser pondasi telapak	64
4.1	Denah struktur tipikal	69
4.2	Portal melintang as-2	69
4.3	Penomoran joint struktur	70
4.4	Penomoran elemen struktur	70
5.1	Penyebaran beban pada plat	71
5.2	Pola penyebaran beban untuk perhitungan beban gempa	75
5.3	Diagram momen struktur tiga lantai	88

5.4	Diagram momen lantai 1-3.....	89
5.5	Diagram momen lantai 4-6.....	90
5.6	Diagram momen lantai 1-3.....	91
5.7	Diagram momen lantai 4-6.....	92
5.8	Diagram momen lantai 7-9.....	93
5.9	Diagram momen lantai 1-3.....	94
5.10	Diagram momen lantai 4-5.....	95
5.11	Diagram momen lantai 7-9.....	96
5.12	Diagram momen lantai 10-12.....	97
5.13	Diagram momen lantai 1-3.....	98
5.14	Diagram momen lantai 4-6.....	99
5.15	Diagram momen lantai 7-9.....	100
5.16	Diagram momen lantai 10-12.....	101
5.17	Diagram momen lantai 13-15.....	102
6.1	Penamaan bentang balok.....	103
6.2	Distribusi momen.....	106
7.1	Bentuk dan dimensi pondasi.....	166
7.2	Kuat geser satu arah.....	168
7.3	Kuat geser dua arah.....	169
7.4	Penulangan pondasi tengah.....	171
7.5	Penulangan pondasi tepi.....	173
8.1	Ilustrasi definisi dominasi beban gempa.....	175
8.2	Ilustrasi definisi dominasi beban gravitasi.....	176
8.3	Sendi plastis terjadi pada ujung-ujung balok (dalam daerah 2h).....	178
8.4	Sendi plastis terjadi diluar daerah 2h.....	179
8.5	Momen rencana balok.....	180
8.6	Tulangan tumpuan balok.....	181
8.7	Tulangan lapangan balok.....	182
8.8	Grafik jarak tulangan geser.....	184
8.9	Momen rencana kolom.....	186

8.10	Jumlah tulangan longitudinal kolom.....	187
8.11	Jarak tulanga geser kolom tepi.....	189
8.12	Jarak tulanga geser kolom tengah	189
8.13	Jumlah tulanga geser joint balok kolom	191
8.14	Perbandingan $M_{kap, b}$ dengan $M_{n, kol}$	194

DAFTAR TABEL

5.1	Penyebaran beban pada struktur 3 lantai	73
5.2	Penyebaran beban pada struktur 6 lantai	74
5.3	Penyebaran beban pada struktur 9 lantai	74
5.4	Penyebaran beban pada struktur 12 lantai	74
5.5	Penyebaran beban pada struktur 15 lantai	74
5.6	Berat struktur 3 lantai	76
5.7	Gaya geser tingkat struktur 3 lantai	77
5.8	Perhitungan waktu getar rayleigh	78
5.9	Berat struktur 6 lantai	79
5.10	Gaya geser tingkat struktur 6 lantai	79
5.11	Perhitungan waktu getar rayleigh	80
5.12	Berat struktur 9 lantai	81
5.13	Gaya geser tingkat struktur 9 lantai	81
5.14	Perhitungan waktu getar rayleigh	82
5.15	Berat struktur 12 lantai	83
5.16	Gaya geser tingkat struktur 12 lantai	84
5.17	Perhitungan waktu getar rayleigh	85
5.18	Berat struktur 15 lantai	85
5.19	Gaya geser tingkat struktur 15 lantai	86
5.20	Perhitungan waktu getar rayleigh	87
5.21	Momen pada struktur 3 lantai	88
5.22	Momen pada struktur 1-3 lantai	89
5.23	Momen pada struktur 4-6 lantai	90
5.24	Momen pada struktur 1-3 lantai	91
5.25	Momen pada struktur 4-6 lantai	92
5.26	Momen pada struktur 7-9 lantai	93
5.27	Momen pada struktur 1-3 lantai	94

5.28	Momen pada struktur 4-6 lantai	95
5.29	Momen pada struktur 7-9 lantai	96
5.30	Momen pada struktur 10-12 lantai	97
5.31	Momen pada struktur 1-3 lantai	98
5.32	Momen pada struktur 4-6 lantai	99
5.33	Momen pada struktur 7-9 lantai	100
5.34	Momen pada struktur 10-12 lantai	101
5.35	Momen pada struktur 13-15 lantai	102
6.1.a	Momen balok untuk semua kombinasi di as kolom	104
6.1.b	Momen balok untuk semua kombinasi di muka kolom	105
6.1.c	Momen balok untuk semua kombinasi di muka kolom dengan redistribusi	106
6.2	Momen rencana balok	107
6.3.a	Tulangan longitudinal dan momen tahanan di as kolom	115
6.3.b	Tulangan longitudinal dan momen tahanan di muka kolom	116
6.3.c	Tulangan longitudinal dan momen tahanan di muka kolom dengan redistribusi	117
6.4.a	Momen kapasitas dan gaya lintang perlu di as kolom	121
6.4.b	Momen kapasitas dan gaya lintang perlu di muka kolom	122
6.4.c	Momen kapasitas dan gaya lintang perlu di muka kolom dengan redistribusi	123
6.5.a	Penulangan geser balok di as kolom	126
6.5.b	Penulangan geser balok di muka kolom	127
6.5.c	Penulangan geser balok di muka kolom dengan redistribusi	128
6.6.1	Gaya-gaya kolom portal elemen 13 di as kolom	129
6.6.1	Gaya-gaya kolom portal elemen 14 di as kolom	129
6.7.a	Momen rencana kolom tepi dan tengah di as kolom	133
6.7.b	Momen rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom	134
6.7.c	Momen rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom dengan redistribusi	135

6.8.a	Momen maximum kolom tepi dan tengah di as kolom	136
6.8.b	Momen maximum kolom tepi dan tengah di muka kolom dengan redistribusi	137
6.9.a	Gaya aksial rencana kolom dan tengah di as kolom	138
6.9.b	Gaya aksial rencana kolom dan tengah di muka kolom	139
6.9.c	Gaya aksial rencana kolom dan tengah di muka kolom dengan redistribusi	140
6.10	Gaya aksial maximum kolom tepi dan tengah pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi	141
6.11	Gaya-gaya rencana pada kolom	142
6.12.a	Tulangan longitudinal kolom di as kolom	143
6.12.b	Tulangan longitudinal kolom di muka kolom	144
6.12.c	Tulangan longitudinal kolom di muka kolom dengan redistribusi	145
6.13.a	Gaya geser rencana kolom di as kolom	150
6.13.b	Gaya geser rencana kolom di muka kolom	151
6.13.c	Gaya geser rencana kolom di muka kolom dengan redistribusi	152
6.14.a	Gaya geser rencana dan tulangan geser kolom di as kolom	155
6.14.b	Gaya geser rencana dan tulangan geser kolom di muka kolom	156
6.14.c	Gaya geser rencana dan tulangan geser kolom di muka kolom dengan redistribusi	157
6.15.a	Tulangan geser panel balok kolom joint luar di as kolom	162
6.15.b	Tulangan geser panel balok kolom joint luar di muka kolom	162
6.15.c	Tulangan geser panel balok kolom joint luar di muka kolom dengan redistribusi	163
6.16.a	Tulangan geser panel balok kolom joint dalam di as kolom	163
6.16.b	Tulangan geser panel balok kolom joint dalam di muka kolom	164
6.16.c	Tulangan geser panel balok kolom joint dalam di muka kolom dengan redistribusi	164
8.1	Momen rencana balok	180
8.2	Tulangan longitudinal balok	181

8.3	Jarak tulangan geser balok.....	184
8.4	Momen rencana pada kolom.....	185
8.5	Tulangan longitudinal kolom.....	187
8.6	Jarak tulangan geser kolom terpasang.....	188
8.7	Tulangan joint balok kolom.....	190
8.8	Perbandingan $M_{kap, b}$ dengan $M_{n, kol}$	192

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran I : Lembar Konsultasi
- Lampiran II : Gambar Diagram Interaksi
- Lampiran III : Data Input *SAP 90*
- Lampiran IV : Data Out put *SAP 90*

DAFTAR NOTASI

- a = tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen,
- A = luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik, bertitik pusat sama dengan tulangan tersebut, dibagi dengan jumlah batang tulangan, mm²,
- A_b = luas penampang satu batang tulangan, mm²,
- A_c = luas penampang beton yang menahan penyaluran geser, mm²,
- A_g = luas bruto penampang, mm²,
- A_{g,h} = luas tulangan geser horisontal pada *joint*, mm²,
- A_{g,v} = luas tulangan geser vertikal pada *joint*, mm²,
- A_c = luas tulangan tarik *longitudinal* non pra-tegangan, mm²,
- A_{s'} = luas tulangan tekan *longitudinal*, mm²,
- 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, mm²,
- b = lebar dari muka tekan komponen struktur, mm,
- b_j = lebar efektif *joint*, mm,
- b_o = keliling (perimeter) penampang kritis pada plat dan pondasi, mm,
- b_v = luas penampang pada bidang kontak yang ditinjau terhadap geser horisontal, mm²,
- 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_m = faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan suatu diagram momen merata ekuivalen,
- 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, atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan beban tersebut,
 e = eksentrisitas gaya terhadap sumbu, mm,
 E = pengaruh gaya gempa atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan beban tersebut,
 E_c = modulus elastisitas beton, MPa,
 E_t = kekakuan lenturkomponen struktur tekan,
 E_s = modulus elastisitas baja, MPa,
 f'_c = kuat tekan beton, MPa,
 f_s = kuat leleh tulangan yang dihitung pada beban kerja, MPa,
 f_y = kuat leleh baja tulangan yang disyaratkan, MPa,
 F_1 = distribusi beban geser pada tingkat ke-I, N,
 h_k = tinggi kolom portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan,
 h_k' = tinggi bersih kolom portal,
 h_n = tinggi bersih komponen yang ditinjau, mm,
 H = tinggi total komponen struktur, mm,
 H_1 = tinggi tingkat ke-I, m,
 I = momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor,
 I_g = momen inersia penampang bruto beton terhadap garis sumbuanya (penulangan diabaikan),
 I_{cr} = 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 yang dihitung diukur dari muka ke muka tumpuan, mm,
 l_k' = panjang bersih bentang balok portal, mm,
 l_u = panjang komponen struktur tekan yang tidak ditopang, mm,

- L = beban hidup, atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan beban tersebut,
- L_d = panjang penyaluran tulangan tekan, mm,
- L_{db} = panjang penyaluran dasar, mm,
- L_k = panjang bentang balok portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan, mm,
- M_c = momen terfaktor, digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan, Nmm,
- M_{kap} = momen kapasitas dari penampang, Nmm,
- M_{max} = momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar, Nmm,
- M_n = kuat momen nominal pada suatu penampang, Nmm,
- $M_{n,ak}$ = momen nominal aktual, Nmm,
- M_R = momen tahanan, Nmm,
- M_u = momen terfaktor pada penampang, Nmm,
- N_c = gaya tarik dalam beton akibat beban mati dan hidup tidak terfaktor, N,
- N_g = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat *joint*, N,
- N_E = gaya aksial akibat beban gempa terfaktor pada pusat *joint*, N,
- N_u = beban aksial terfaktor, normal terhadap penampang dan terjadi bersamaan dengan V_u diambil positif untuk tekan, negatif untuk tarik dan memperhitungkan pengaruh tarik akibat rangkai atau susut,
- P_b = kuat beban aksial nominal pada kondisi regangan seimbang, N,
- P_c = beban kritis, N,
- P_n = kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan, N,
- P_0 = kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas nol, N,
- P_u = beban aksial terfaktor pada eksentrisitas yang diberikan, $\leq \phi P_n$, 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 didalam struktur,

- s = spasi tulangan geser atau torsi kearah 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_u = kuat geser nominal, N,
- V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser, N,
- V_u = kuat geser terfaktor pada penampang, N,
- Z = besaran pembatas distribusi tegangan lentur,
- α = rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan plat, dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu panel yang bersebelahan (bila ada) pada sisi balok atau sudut antara sengkang miring dan sumbu longitudinal komponen struktur,
- α_k = faktor distribusi momen dari kolom portal yang ditinjau, yang nilainya dapat dihitung sebanding dengan kekakuan relatif dari unsur-unsur struktur yang bertemu di titik pertemuan tersebut,
- β_c = rasio antara sisi panjang dan sisi pendek pondasi,
- β_d = rasio dari momen beban mati terfaktor maksimum terhadap momen beban mati total terfaktor maksimum (selalu bernilai positif),
- β_1 = faktor reduksi tinggi blok tegangan tekan ekuivalen beton,
- δ_b = faktor pembesar momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping, untuk menggambarkan pengaruh kelengkungan komponen struktur di antara ujung-ujung diantara struktur tekan,
- δ_s = faktor pembesar momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping, untuk menggambarkan penyimpangan lateral akibat beban lateral dan gravitasi,
- ϵ_c' = regangan tekan beton,
- ϵ_s = regangan pada baja tulangan,

- ε_y = regangan leleh baja tulangan,
- ρ = rasio pemulangan tarik non-prategangan,
- ρ' = rasio pemulangan tekan non-prategangan,
- ρ_b = rasio pemulangan pada kondisi regangan seimbang,
- ϕ = faktor reduksi kekuatan,
- ϕ_0 = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk baja tulangan dengan $f_y < 400\text{MPa}$ dan 1,4 untuk $f_y > 400\text{MPa}$,
- ω_d = koefisien pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terbentuknya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan.

ABSTRAKSI

Untuk struktur bangunan gedung yang berada di Indonesia, kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa umumnya adalah kombinasi yang menentukan dalam desain suatu struktur bangunan, tetapi tidak semua bangunan mengalami kedua kombinasi tersebut, adakalanya suatu struktur pada tingkat tertentu mengalami dominasi beban gempa dan adakalanya suatu struktur mengalami dominasi beban gravitasi pada tingkat tertentu.

Studi dominasi beban dengan variabel banyak tingkat adalah studi yang mempelajari tentang pengaruh beban gravitasi dan beban gempa pada suatu struktur bangunan bertingkat banyak, dengan cara menggambarkan diagram momen rencana dengan kombinasi pembebanan $1,05.(D + L_1 \pm E)$, dalam Tugas Akhir ini variabel tingkat yang dipakai adalah 3, 6, 9, 12 dan 15 dengan panjang bentang balok 8 m. hasil penelitian menunjukkan bahwa suatu struktur yang memiliki ketinggian kurang atau sama dengan enam lantai mengalami dominasi beban gravitasi, sedang pada struktur yang memiliki ketinggian lebih dari enam lantai mengalami dua kondisi dominasi beban yaitu dominasi beban gempa pada lantai-lantai bawah dan dominasi beban gravitasi pada lantai-lantai atas.

Pada saat terjadi dominasi beban gravitasi ada kecenderungan letak sendi plastis pada elemen balok terjadi pada daerah di luar $2h$, sehingga pada daerah tersebut perlu diperhatikan cara mendesain jarak tulangan geser yang berbeda dengan penulangan geser di luar $2h$ pada umumnya, hal ini tampaknya belum/kurang mendapatkan perhatian dari para peneliti.

Tugas Akhir ini juga membahas tentang desain struktur beton secara keseluruhan dengan pengambilan momen rencana pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi. Hasil penelitian menunjukkan bahwa desain struktur dengan tinjauan momen pada as kolom relatif lebih boros dibandingkan dengan desain struktur dengan tinjauan momen pada muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gempa bumi merupakan suatu fenomena alam yang sangat mengerikan dan kejadiannya secara tak terduga. Sepanjang waktu sejarah gempa bumi, telah banyak mengakibatkan kerugian yang tak terhitung nilainya bagi kehidupan manusia. Kerugian itu dapat berupa kerusakan sarana dan prasarana fisik seperti jalan, rumah, gedung, jembatan dan lain sebagainya. Selain kerugian harta benda, biasanya gempa bumi juga memakan banyak korban jiwa akibat ditimpa reruntuhan bangunan.

Pada kenyataannya gempa bumi juga sering kali terjadi di Indonesia, baik dalam ukuran kecil maupun dalam ukuran yang cukup besar, yang dapat menimbulkan kerusakan dan memakan korban jiwa. Hal ini tidak lepas dari kondisi geografis Indonesia yang terletak di jalur gempa dunia dan berada di antara empat sistem tektonik yang aktif yaitu lempeng Eurasia, lempeng Indo Australia, lempeng Filipina dan lempeng Pasifik. Sehubungan bahwa negara Indonesia adalah negara kepulauan yang membentang dari timur ke barat, maka intensitas dan kekuatan gempa yang terjadi disetiap wilayah Indonesia tidaklah sama. Wilayah gempa di Indonesia dibagi menjadi enam wilayah gempa yang berbeda-beda, dengan wilayah gempa I adalah daerah paling rawan gempa dan wilayah gempa VI merupakan daerah aman dari bahaya gempa.

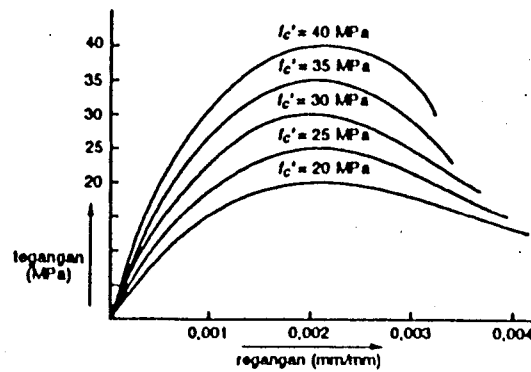
Mengingat Indonesia merupakan daerah jalur gempa dunia, maka bangunan-bangunan fisik di Indonesia menjadi sangat rentan terhadap bahaya gempa, oleh karena itu bangunan-bangunan yang dinilai memiliki arti penting sudah sepantasnya direncanakan sedemikian rupa agar tahan gempa disamping berat sendiri bangunan yang harus dipikul.

Untuk struktur bangunan gedung yang berada di Indonesia, kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa umumnya adalah kombinasi yang menentukan, namun tidak semua struktur bangunan mengalami kedua kombinasi tersebut. Dalam analisis struktur dapat kita ketahui apakah gaya horisontal akibat gempa akan menentukan (dominan) ataukah beban gravitasi yang menentukan (dominan). Pengaruh kedua pembebanan tersebut bergantung pada 4 hal utama, yaitu :

1. banyaknya jumlah tingkat (tinggi rendahnya suatu struktur bangunan),
2. banyaknya jumlah bentang,
3. panjang pendeknya bentang elemen balok,
4. perbedaan letak bangunan struktur yang terletak pada wilayah gempa yang berbeda.

Beton sebagai salah satu bahan bangunan merupakan jenis material getas, sehingga penggunaannya dalam bidang konstruksi dikombinasikan dengan baja tulangan agar beton dapat berperilaku duktail. Pemilihan unsur struktur tahan gempa dapat didasarkan atas 2 aspek, yaitu aspek kekuatan dan duktailitas, akan tetapi, karena daya serap energi merupakan tolak ukur yang lebih penting dibandingkan kekuatan saja, maka struktur tahan gempa menuntut duktailitas yang cukup (Binsar, 1987), sehingga dalam perencanaan struktur bangunan di daerah rawan gempa, perlu diperhatikan bahwa segenap komponen struktur penahan gempa harus

direncanakan dan dibuat detailnya sedemikian rupa, agar keseluruhannya mampu memberikan perilaku duktail.



Gambar 1.1. Hubungan antara beban-defleksi balok lentur (Dipohusodo, 1994)

Dari gambar 1.1. terlihat bahwa suatu elemen struktur duktail memiliki kemampuan berdeformasi yang jauh lebih baik dibandingkan dengan elemen struktur getas. Hal ini berarti, saat suatu struktur mengalami beban gempa yang merupakan pembebanan bolak-balik (siklik), maka dengan elemen duktail tersebut, struktur akan mampu berdeformasi secara inelastis tanpa mengakibatkan penurunan kekuatan yang berarti, sehingga kegagalan elemen yang dapat mengakibatkan keruntuhan total bangunan (*collapse*) dapat dihindari.

Berdasarkan kenyataan bahwa secara ekonomis tidaklah lazim untuk merencanakan struktur bangunan gedung sedemikian kuat sehingga tahan terhadap gempa secara elastik, sebab kejadian gempa dengan kekuatan besar adalah sangat jarang terjadi.

Studi-studi kasus yang telah dipelajari selama ini menunjukkan bahwa sendi-sendi plastis cenderung akan terbentuk pada elemen-elemen struktur yang lemah pada saat struktur tersebut dilanda beban gempa besar, sehingga disarankan dalam perencanaan struktur bertantai banyak diarahkan ke konsep struktur *strong column*

weak beam. Konsep *strong column weak beam* ini adalah merupakan suatu konsep yang digunakan untuk merencanakan struktur tahan gempa yang menitik beratkan pada sistem keruntuhan pada balok (*beam sway mechanism*). Dalam hal ini sifat elastis pada kolom dipertahankan dan energi yang dihamburkan oleh beban gempa diserap oleh sendi-sendi plastis yang terbentuk pada ujung-ujung balok setiap lantai dan ujung bawah kolom dasar. Dalam merencanakan suatu struktur portal tahan gempa konsep *strong column weak beam* ini sangat dianjurkan untuk digunakan, sebab konsep ini akan memberikan keuntungan-keuntungan sebagai berikut, yaitu:

1. pemencaran energi tersebar dalam banyak komponen,
2. bahaya ketidak stabilan struktur akibat efek $P-\Delta$ kecil,
3. sendi-sendi plastis dalam balok dapat berfungsi dengan baik, yang memungkinkan berlangsungnya rotasi-rotasi besar, dan
4. daktilitas balok yang dituntut untuk mencapai tingkat daktilitas 4 pada umumnya dapat dipenuhi dengan detail penulangan yang ada (Dipohusodo, 1994).

Dengan keuntungan tersebut maka struktur direncanakan berperilaku daktil, untuk menjadikan struktur berperilaku demikian haruslah diperhatikan dominasi beban yang bekerja pada struktur tersebut.

Beban gempa yang bekerja pada struktur merupakan beban dengan arah horisontal, untuk dapat mendisain bangunan yang memenuhi kaidah-kaidah bangunan tahan gempa maka penentuan gempa rencana sangat penting.

1.2 Tujuan

Tujuan dari penulisan atau penelitian tugas akhir ini adalah :

1. untuk mempelajari dominasi beban pada suatu struktur, apakah suatu struktur mengalami dominasi beban gempa ataukah mengalami dominasi beban gravitasi,
2. untuk menentukan letak sendi plastis pada bentang balok yang berguna untuk mendisain tulangan *transversal* (sengkang),
3. untuk mendimensi elemen struktur terutama detail tulangan pada daerah sendi plastis.

1.3 Manfaat Penulisan

Manfaat yang dapat diambil dari penulisan ini adalah dapat mengetahui lebih dalam tentang perencanaan sistem penulangan tahan gempa yang baik pada suatu portal sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03, baik pada struktur yang mengalami dominasi beban gravitasi maupun pada struktur yang mengalami dominasi beban gempa, sehingga keruntuhan total dapat dihindari untuk meminimalkan kerugian, baik harta benda maupun nyawa pada saat terjadi gempa yang relatif besar.

1.4 Batasan Masalah

Beberapa batasan yang dipakai dalam penyelesaian tugas akhir ini adalah :

1. bentang balok yang dipakai adalah 8 m,
2. struktur yang ditinjau terdiri dari struktur 3, 6, 9, 12 dan 15 lantai,
3. struktur yang didisain adalah struktur duabelas lantai,
4. bangunan berada pada wilayah gempa III, dengan kondisi tanah lunak,
5. analisis struktur dilakukan hanya secara dua dimensi atas suatu portal,
6. perencanaan beton berdasarkan SK SNI T-15-1991-03,

7. perencanaan pembebanan gempa berdasarkan PPKGURDG '87,
8. untuk analisis mekanika digunakan program *SAP90*,
9. analisis beban gempa rencana yang digunakan adalah analisa beban statik ekuivalen,
10. bangunan direncanakan dalam kondisi daktilitas penuh sehingga sendi-sendi plastis telah terbentuk pada elemen-elemen struktur akibat beban gempa kuat,
11. bangunan direncanakan dengan Konsep Desain Kapasitas, dengan mekanisme runtuh pada balok (*Strong Column Weak Beam*),
12. struktur didisain dengan pengambilan momen tiga macam yaitu momen di atas kolom, momen di muka kolom dan momen pada muka kolom yang didistribusi,
13. bangunan direncanakan tanpa menggunakan dinding geser (*shear wall*), dengan elemen balok dan kolom berbentuk segi empat,
14. dianggap tidak terjadi torsi pada bangunan,
15. beban angin tidak ikut diperhitungkan.

BAB II

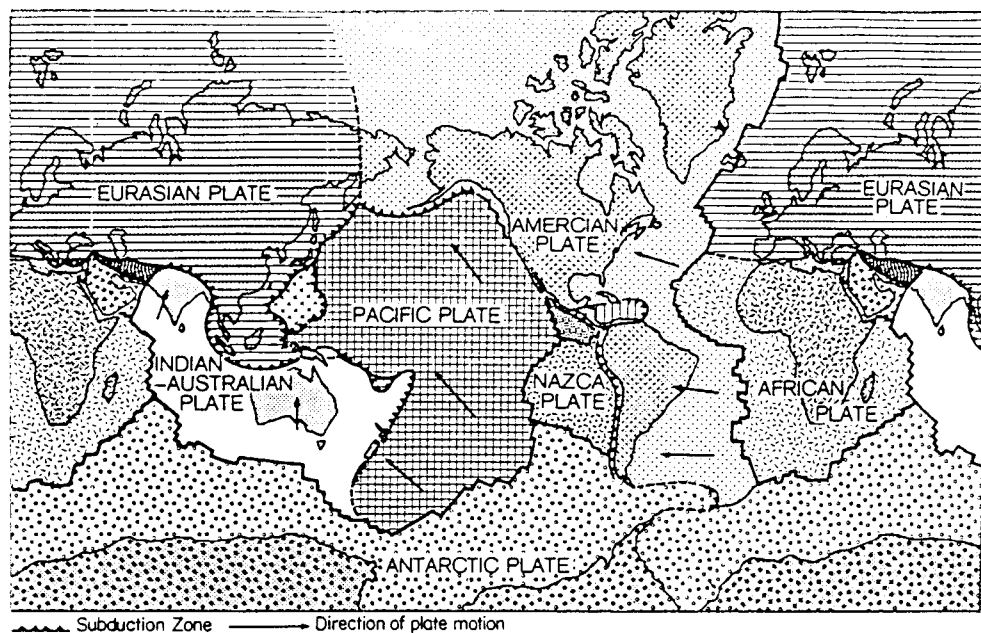
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Gempa Bumi

Gempa bumi merupakan bencana alam yang paling membahayakan bagi keselamatan jiwa manusia yang ada di planet bumi ini, sebab kapan akan terjadinya gempa tersebut sulit sekali untuk diperkirakan. Selain itu kerusakan yang ditimbulkan dan banyaknya korban jiwa yang jatuh akibat bencana gempa jauh lebih besar bila dibandingkan dengan bencana alam lainnya seperti banjir, tanah longsor, angin dan lain-lain. Sebagai contoh gempa di Agadir, Maroko yang terjadi pada tanggal 29 Februari 1960 yang mengalami guncangan selama ± 15 detik. Akibat gempa tersebut hampir seluruh perumahan di kota tersebut hancur, gedung-gedung perkantoran dan hotel mengalami kerusakan antara 50% - 80% serta lebih dari 12.000 penduduknya tewas dan 12.000 lagi mengalami luka-luka (Hutchison, 1981). Dapat dibayangkan bagaimana dahsyatnya gempa tersebut, yang hanya dalam waktu ± 15 detik saja mampu menghancurkan sebuah kota yang telah dibangun selama bertahun-tahun dan menewaskan 12.000 jiwa penduduknya.

Seperti yang ditunjukkan oleh gambar 2.1. Indonesia termasuk dalam daerah yang rawan terhadap bahaya gempa. Hal ini terlihat dari banyaknya titik-titik hitam yang melintas di wilayah Indonesia. Titik-titik hitam tersebut

melambungkan tempat-tempat yang sangat potensial terjadi gempa. Gerakan antara 2 plat tektonik pada daerah-daerah sepanjang pantai barat Sumatera, selatan Jawa sampai Nusa Tenggara, daerah Maluku dan pantai Irian Jaya menyebabkan sering terjadinya gempa pada daerah tersebut. Gempa Lampung, Jambi, Flores dan gempa Irian Jaya merupakan bukti bahwa daerah-daerah tersebut memang daerah rawan gempa (Widodo, 1996).

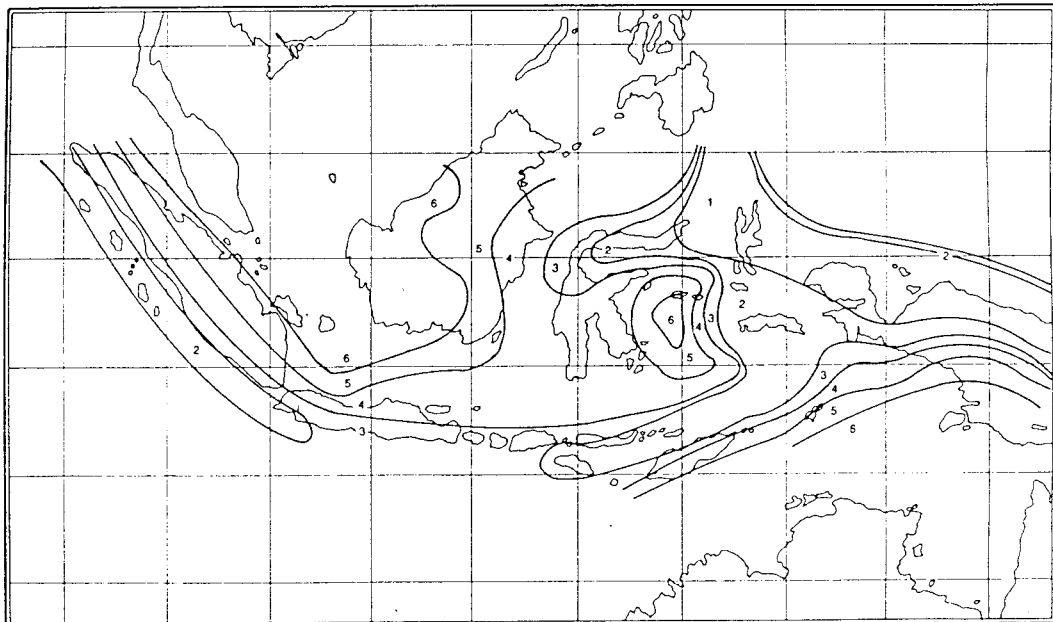


Gambar 2.1. Peta jalur gempa dunia (Dowrick, 1987)

2.1.1 Pembagian Wilayah Gempa di Indonesia

Indonesia termasuk daerah dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena Indonesia berada di antara empat sistem tektonik yang aktif yaitu lempeng Eurasia, lempeng Indo Australia, lempeng Filipina dan lempeng Pasifik, seperti ditunjukkan pada gambar 2.2. Berhubung negara

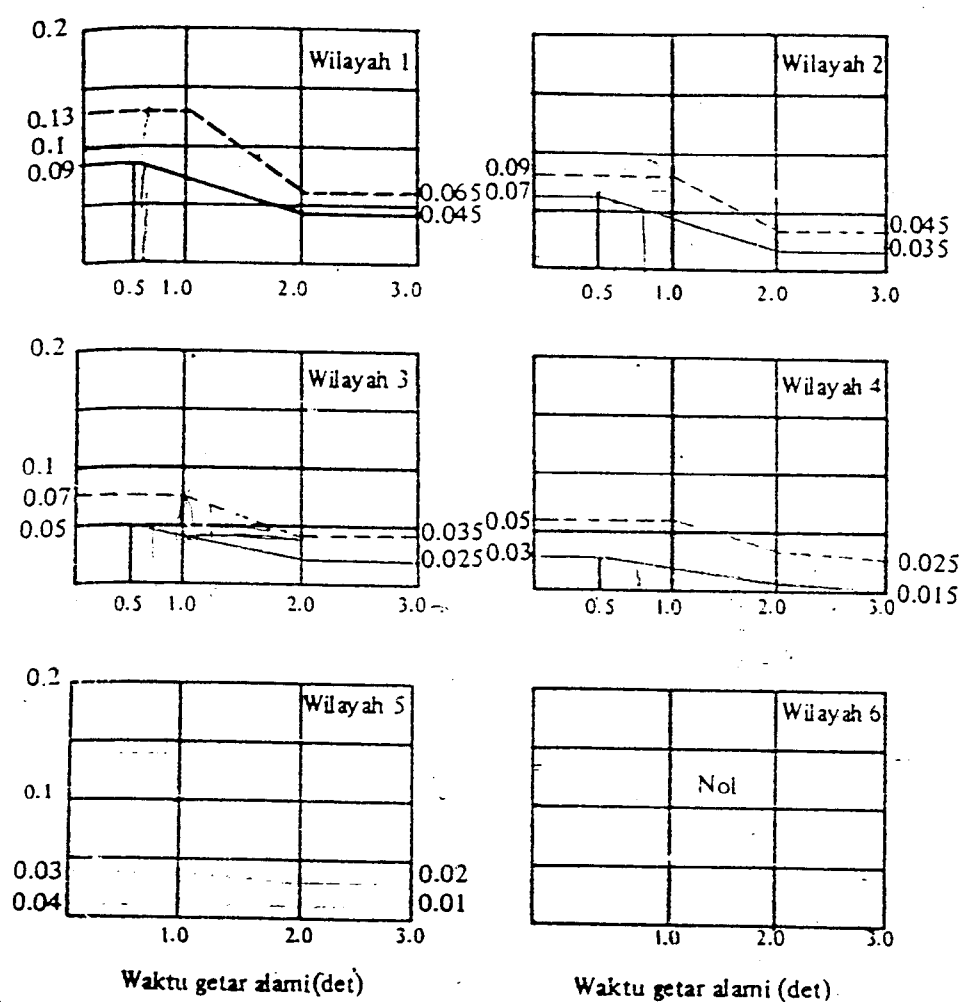
Indonesia adalah negara kepulauan yang membentang dari Barat ke Timur, maka intensitas dan kekuatan gempa yang terjadi disetiap wilayah Indonesia tidaklah sama. Untuk menghindari kesalahan dalam perencanaan struktur gedung tahan gempa di wilayah Indonesia yang memiliki intensitas dan kekuatan gempa yang berbeda-beda, maka oleh para pakar Indonesia dan Selandia Baru, wilayah Indonesia dibagi menjadi 6 wilayah gempa yang berbeda-beda, dengan wilayah 1 merupakan daerah paling rawan terhadap gempa dan wilayah 6 merupakan daerah aman dari bahaya gempa. Pembagian wilayah gempa di Indonesia dapat dilihat pada gambar 2.2 berikut ini.



Gambar 2.2. Wilayah-wilayah gempa Indonesia (PPKGURDG, 1987)

Dari gambar 2.2. terlihat bahwa Kalimantan Barat merupakan daerah yang paling aman terhadap bahaya gempa dan sebaliknya Irian Jaya merupakan daerah yang paling rawan terhadap bahaya gempa.

Menurut Peraturan Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung (PPKGURDG, 1987) wilayah negara Indonesia dibagi menjadi 6 wilayah gempa, dengan besar koefisien gempa dasar C untuk masing-masing wilayah ditunjukkan oleh gambar berikut :



Gambar 2.3. Koefisien Gempa Dasar (PPKGURDG, 1987)

2.1.2 Ukuran Besaran Gempa Bumi

Bila kita lihat dari kedalaman terjadinya gempa (H), maka gempa dapat diklasifikasikan menjadi tiga macam yaitu gempa dangkal (*shallow*) kedalamannya berkisar 0 – 65 km, gempa menengah (*moderate*) 66 – 450 km, gempa dalam (*deep*) kedalamannya > 450 km. Dalam mengukur besar kecilnya suatu gempa dapat digunakan beberapa parameter salah satunya yang sering digunakan secara universal adalah parameter yang didasarkan pada skala richter dan skala *Intensitas Modified Mercalli* (MMI). Kedua parameter tersebut menggunakan tolok ukur yang berbeda dalam menentukan besarnya ukuran gempa yaitu skala richter berdasarkan pada besarnya energi yang dilepaskan sedangkan MMI berdasarkan pada tingkat kerusakan dan respon manusia terhadap gempa tersebut (Widodo, 1996).

2.1.3 Kerusakan-kerusakan yang Diakibatkan Oleh Gempa

Kerusakan-kerusakan yang ditimbulkan akibat gempa dapat dikelompokkan menjadi dua bagian utama, yaitu pertama kerusakan bangunan dikarenakan tidak stabilnya tanah akibat gempa, misalnya tanah longsor (*landslides*), penurunan tanah (*settlement*) dan hilangnya daya dukung tanah berpasir jenuh air (*liquefaction*) ataupun kerusakan-kerusakan akibat *ground displacement* baik secara vertikal maupun horisontal. Kedua kerusakan bangunan tersebut dikarenakan bangunan yang bersangkutan kurang/tidak memenuhi kaidah-kaidah bangunan tahan gempa (Widodo, 1996). Khusus untuk daerah pantai kerusakan

bangunan dapat juga disebabkan gelombang pasang (tsunami), seperti yang pernah terjadi di Flores beberapa waktu yang lalu.

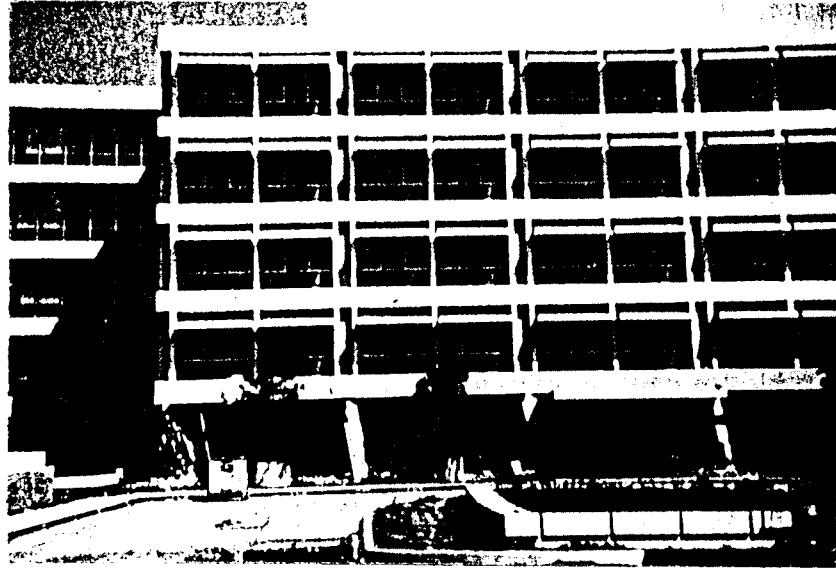
Belakangan ini kebanyakan kerusakan bangunan-bangunan sipil disebabkan oleh tidak jelasnya prinsip disain bangunan tahan gempa yang digunakan pada struktur bangunan khususnya detail penulangan beton tidak direncanakan cukup daktail, seperti kejadian gempa yang terjadi di Armenia (1988), Loma Prieta (1989), Filipina (1990), Northridge (1994) dan Kobe (1995) (Widodo, 1996).

Pada saat terjadi gempa struktur bangunan mengalami kerusakan-kerusakan yang dapat diklasifikasikan menjadi beberapa jenis :

1. *Soft Storey effects*

Soft Storey Effects merupakan suatu peristiwa lemahnya salah satu tingkat dari suatu bangunan tingkat banyak akibat adanya perbedaan kekakuan struktur yang ada pada bangunan tersebut, terutama kekakuan pada lantai dasar dan kekakuan lantai-lantai di atasnya. Terjadinya *soft storey effects* antara lain disebabkan oleh adanya perbedaan tinggi antar tingkat terutama bila tinggi tingkat dasar lebih tinggi dari tingkat-tingkat di atasnya, selain dari perbedaan tinggi tingkat, *soft storey effects* dapat juga terjadi bila pada struktur bertingkat banyak, seluruh dindingnya dipasang tembok dari pasangan bata kecuali pada lantai dasar, sehingga kekakuan pada lantai dasar menjadi lebih kecil dibandingkan dengan kekakuan lantai-lantai di atasnya. Dari beberapa hasil penelitian ternyata dinding-dinding bata dapat menaikkan kekakuan sampai beberapa ratus persen dan dapat menurunkan periode

getar sebesar 50 % (Widodo, 1996). Contoh kerusakan yang diakibatkan adanya *soft storey effects* dapat dilihat pada gambar 2.4, yaitu kerusakan yang dialami oleh rumah sakit Olive View saat terjadinya gempa San Fernando (1971).

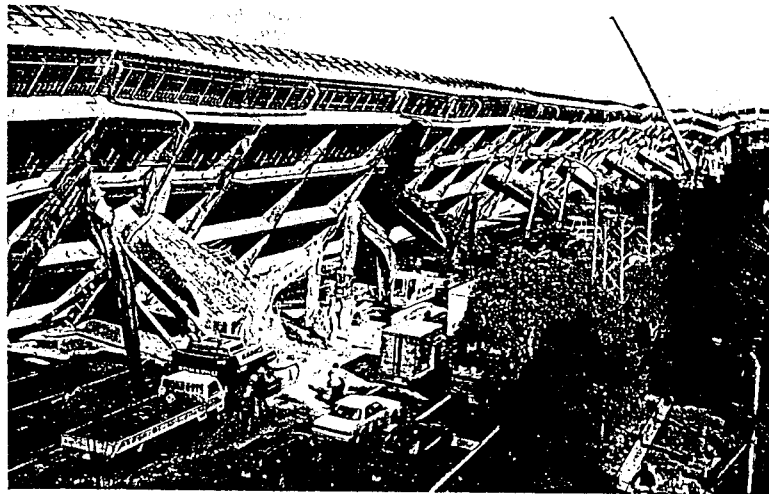


Gambar 2.4. Kerusakan struktur akibat *soft storey effects* (Norman, 1981)

2. *Short Column and Short Beam Effects*

Short Column and Short Beam Effects dapat diartikan sebagai efek dari rendahnya kelangsingan batang (balok dan kolom) dalam hal ini perbandingan antara panjang dan lebar, sehingga batang menjadi batang gemuk. Menurut hasil pengujian di laboratorium, untuk batang gemuk umumnya akan mengalami kerusakan akibat geser (Widodo, 1996). Dalam perencanaan gedung tahan gempa kegagalan akibat geser ini sedapat mungkin dihindari karena kegagalan semacam ini merupakan

kegagalan tipe batang getas yang runtuh secara tiba-tiba tanpa diawali dengan peringatan berupa retak-retak pada batang. Contoh kegagalan struktur akibat geser ini dapat dilihat pada gambar 2.5. yang terjadi pada pilar-pilar jembatan layang saat terjadi gempa Kobe (1995).

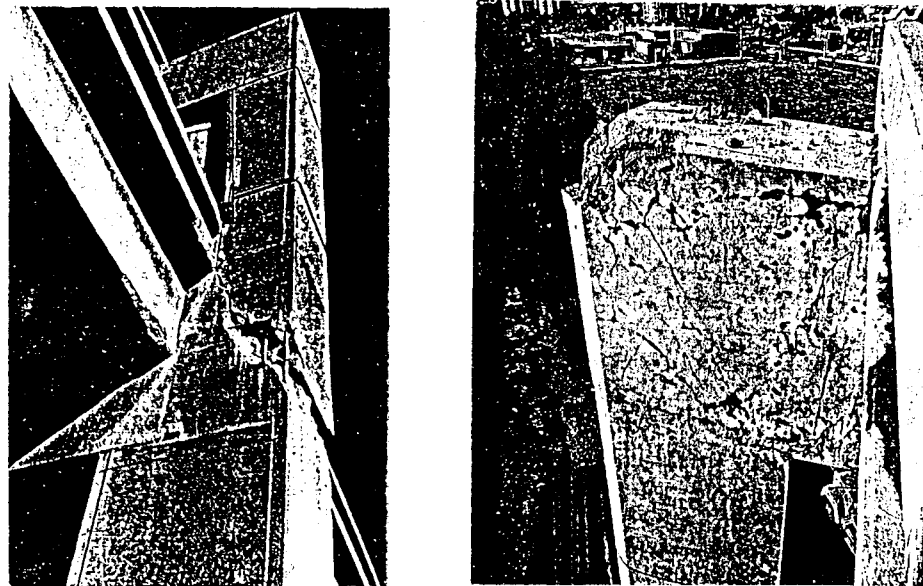


Gambar 2.5. Kegagalan struktur akibat geser (Priestley, 1996)

3. *Beam Column Joint*

Joint adalah merupakan tempat pertemuan antara balok dan kolom yang dalam analisis struktur dianggap tetap siku-siku walaupun pada kenyataannya *joint* tersebut mengalami rotasi akibat beban yang bekerja pada struktur. Dengan anggapan seperti itu, rotasi yang terjadi pada ujung-ujung balok bukan karena deformasi inelastik pada *joint* yang bersangkutan tetapi murni karena rotasi *joint*. Dalam hal ini *joint* tetap dalam kondisi elastik, hal ini terjadi apabila *joint* betul-betul kaku dan dibuat monolit antara balok dengan kolom. Namun dari hasil uji laboratorium menunjukkan sangat sulit menjaga agar *joint* tetap elastik.

Hal tersebut dikarenakan adanya sendi-sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung balok yang terjadi langsung pada muka kolom. Sebagai akibatnya deformasi inelastik pada sendi-sendi plastis tersebut merambat ke dalam *joint* sehingga terjadilah kondisi inelastik *joint*. Apabila *joint* tersebut sudah dalam keadaan inelastik, maka rotasi inelastik *joint* akan memperbesar rotasi total *joint* (Widodo, 1996). Contoh kegagalan struktur pada *joint* balok kolom dapat dilihat pada gambar 2.6 yang terjadi pada gempa di Loma Prieta (1989).



Gambar 2.6. Kegagalan *joint* balok kolom (Priestley, 1996)

4. *Structural Pounding*

Dua bangunan yang berdampingan dan mempunyai ketinggian yang berbeda akan mendatangkan masalah saat terjadinya gempa. Pada umumnya bangunan yang tidak sama tinggi mempunyai massa dan

kekakuan yang tidak sama pula. Keadaan ini akan menyebabkan perbedaan periode getar bangunan, dengan demikian bangunan tersebut bergetar tidak dalam phase yang sama pada saat dilanda gempa. Sehingga adakalanya bangunan tersebut bergetar saling menjauh, tetapi pada suatu saat bergetar saling mendekat. Pada kondisi saling mendekat inilah dimungkinkan kedua bangunan tersebut saling bertumbukan yang akan mengakibatkan kerusakan pada bangunan tersebut. Peristiwa bertumbuhnya bangunan saat terjadi gempa sering disebut *Structural Pounding* (Widodo, 1996).

5. Torsi

Untuk keperluan estetika biasanya denah bangunan dibuat menjadi kompleks. Bangunan yang kompleks denahnya akan berkecenderungan tidak simetris, kondisi ini akan menyebabkan tidak sinkronnya antara pusat masa dan pusat kekakuan, pengaruh torsi tidak dapat dihindarkan. Pengaruh torsi yang besar akan membahayakan terhadap kesetabilan struktur saat terjadi gempa. Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, masalah torsi ini merupakan hal yang sangat kompleks dan masih kurang mendapat perhatian dari para perencana (Widodo, 1996), sebagai contoh adalah gempa yang terjadi di alaska (1964)

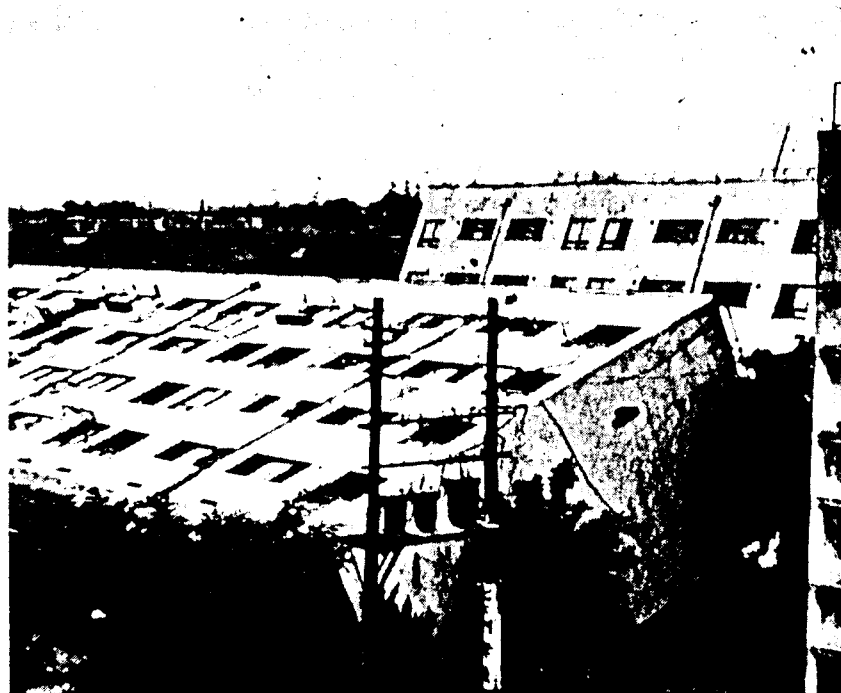


Gambar 2.7. Kegagalan struktur akibat torsi (Norman, 1981)

6. *Liquefaction*

Pada tanah berpasir yang mempunyai kadar air tinggi maupun yang jenuh air, pada saat terjadi gempa tekanan air porinya akan bertambah besar. Bertambahnya tekanan air pori tersebut akan mengurangi atau

bahkan menghilangkan daya dukung tanah pasir karena, tekanan butir-butir tanah atau pasir menjadi berkurang atau bahkan tereliminasi sama sekali. Peristiwa ini biasanya disebut *liquefaction* ini hanya terjadi pada kedalaman tanah tertentu, maka biasanya akan terjadi penurunan tanah (*sattlement*). Namun bila keseluruhan ketebalan tanah mengalami *liquefaction* maka bangunan di atasnya dapat terguling, seperti dijumpai pada gempa Niiigata (1964).



Gambar 2.8. Kegagalan struktur yang akibat *liquefaction* (Norman, 1981)

2.2 Peneliti Terdahulu

Untuk merencanakan atau mendisain suatu struktur bangunan bertingkat tinggi memerlukan penguasaan akan ilmu dan pengetahuan tentang struktur secara

menyeluruh, baik mengenai analisis struktur, struktur beton, struktur baja dan semua hal yang berhubungan dengan struktur suatu bangunan.

Penelitian tentang perencanaan dan disain struktur pada bangunan gedung bertingkat tinggi telah banyak dilakukan, baik oleh mahasiswa dalam bentuk tugas akhir maupun oleh dosen-dosen pasca sarjana dalam bentuk tesis dan peneliti-peneliti lain yang juga telah banyak dibukukan baik di dalam maupun di luar negeri.

Dalam tulisan ini akan disajikan suatu studi tentang perencanaan struktur beton bangunan gedung bertingkat terutama pada elemen struktur balok dan kolom yang berhubungan dengan dominasi beban gempa maupun beban gravitasi dengan variabel banyaknya tingkat pada struktur tersebut.

Adi dan Agus (1996) menganalisis pertemuan antara balok dengan kolom dan meninjau daerah penampang kritis balok, yaitu dengan menghitung jarak sengkang yang telah ada pada beberapa bangunan beton bertulang bertingkat banyak. Dengan mengamati beberapa proyek yang ada, penelitian ini ingin mengetahui apakah selama ini para perencana konstruksi bangunan gedung bertingkat banyak telah benar-benar menerapkan dan melaksanakan peraturan yang ada, khususnya tentang tulangan geser pada *joint* kolom balok dan persyaratan minimum tulangan geser balok pada penampang kritis dengan objek pada tiga proyek bangunan gedung bertingkat banyak (minimal lima lantai) yang berada di kawasan Yogyakarta. Hasil yang didapat bahwa dua dari tiga proyek yang diamati sudah menerapkan dan melaksanakan peraturan yang berlaku,

terutama penggunaan tulangan geser pada daerah kritis dengan ketentuan yang ada.

Gusti Andri (1998) dalam penelitiannya menganalisa sistem penulangan pada suatu elemen struktur balok dan kolom 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 tugas akhir ini cukup bagus dan menarik, yaitu: (a). menjamin terbentuknya sendi plastis di balok dengan merencanakan kolom lebih kuat dari balok, yaitu dengan cara memperhitungkan kapasitas momen balok sebagai momen rencana kolom, (b). menghindari kegagalan akibat geser, sehingga pada daerah-daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis, kuat geser yang mampu disumbangkan oleh penampang beton dianggap sama dengan nol, (c). ketinggian suatu gedung yang mencapai 10 tingkat/ 40 m tidak akan mempengaruhi besarnya gaya lateral yang bekerja, bila struktur gedung tersebut dibangun di atas tanah lunak dan direncanakan dengan analisis statik ekuivalen.

Paulay (1991) dari berbagai jenis gaya horisontal yang mungkin bekerja pada struktur, maka gaya horisontal akibat gempa bumi dapat saja lebih menentukan. Struktur yang demikian umumnya disebut dominasi beban gempa (*earthquake load dominated*). Struktur bangunan tinggi bertingkat banyak dengan bentang balok tidak terlalu panjang umumnya termasuk dalam jenis ini.

Pada struktur bangunan yang tinggi, pengaruh gaya horisontal akibat gempa terhadap momen balok dan kolom umumnya sangat dominan, sedangkan pada bentang yang relatif pendek momen balok dan kolom akibat beban gravitasi tidak

terlalu besar. Oleh karena itu kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa menjadi lebih dominan dari pada hanya memperhitungkan beban gravitasi saja. Sehingga bila karakteristik struktur tidak seperti yang disebut di atas, maka perilaku struktur akan berbeda. Struktur bangunan rendah dan mempunyai bentang balok yang panjang umumnya termasuk jenis dominasi beban gravitasi (*gravity load dominated*). Bila bentang balok relatif panjang, momen akibat beban gravitasi cukup besar, sedangkan akibat beban gempa tidak begitu besar karena bangunan relatif rendah, dengan kondisi seperti itu maka pengaruh gaya horisontal menjadi tidak dominan, sebaliknya beban gravitasi lebih dominan.

Dari uraian di atas, akan dilakukan studi tentang dominasi beban, apakah suatu struktur termasuk jenis dominasi beban gempa (*earthquake load dominated*) atau dominasi beban gravitasi (*gravity load dominated*), pada struktur beton bertingkat dengan variabel banyak tingkat.

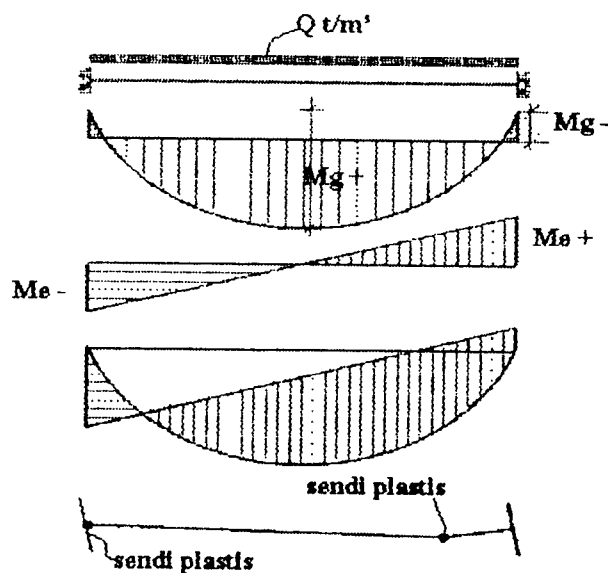
BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Dominasi Beban Gravitasi

Dominasi beban gravitasi umumnya terjadi pada jenis bangunan yang tidak begitu tinggi dan mempunyai bentang balok relatif panjang. Struktur yang memiliki bentang panjang, momen-momen akibat beban gravitasi sangat besar, di samping itu pada bangunan yang relatif rendah pengaruh gaya horisontal relatif kecil, sehingga momen balok dan kolom tidak begitu besar. Dengan kondisi seperti itu maka pengaruh beban gravitasi lebih dominan dibandingkan beban gempa, sehingga pengaruhnya lebih besar dalam perencanaan gedung tersebut.

Pada saat terjadi dominasi beban gravitasi, kecenderungan letak sendi plastis pada elemen balok, terbentuk tidak pada ujung-ujung bentang, hal ini disebabkan momen-momen akibat beban gravitasi relatif lebih besar dibandingkan akibat beban gempa yang terjadi. Untuk jelasnya dapat dilihat ilustrasi pada gambar 3.1 tentang pembentukan sendi plastis.

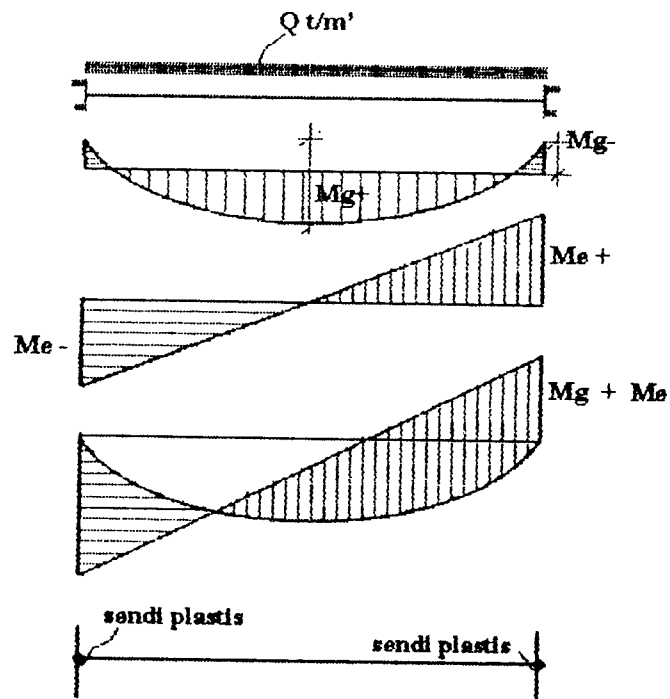


Gambar 3.1. Ilustrasi momen pada balok yang menunjukkan dominasi beban gravitasi dan letak sendi plastis

3.2 Dominasi Beban Gempa

Dominasi beban gempa umumnya terjadi pada jenis struktur bangunan bertingkat banyak dan mempunyai bentang balok yang relatif pendek. Pada bentang balok tersebut, momen balok dan kolom akibat beban gravitasi relatif kecil dan pengaruh gaya horizontal akibat beban gempa, momen balok dan kolom menjadi besar. Oleh sebab itu dari kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa mengakibatkan dominasi beban gempa.

Pada saat terjadi dominasi beban gempa, kecenderungan letak sendi plastis pada elemen balok, terbentuk pada ujung-ujung bentang, hal ini disebabkan momen-momen akibat beban gempa relatif lebih besar dibandingkan momen-momen akibat beban gravitasi yang terjadi. Untuk jelasnya dapat dilihat ilustrasi pada gambar 3.2.



Gambar 3.2. Ilustrasi momen pada balok yang menunjukkan dominasi beban gempa dan letak sendi plastis

3.3 Konsep Desain Kapasitas

Gempa merupakan suatu kejadian yang tidak mudah diprediksikan waktunya maupun besarnya, meskipun jarang terjadi namun kerusakan yang ditimbulkannya sangatlah merugikan. Telah diterima sebagai suatu kenyataan bahwa secara ekonomis tidaklah layak untuk merencanakan struktur-struktur gedung sedemikian kuatnya, sehingga tetap berperilaku elastis saat dilanda gempa kuat.

Berbagai perencanaan bangunan tahan terhadap beban gempa termasuk pedoman perencanaan yang berlaku di Indonesia menetapkan suatu taraf pembebanan gempa yang menjamin suatu struktur agar tidak rusak karena gempa-

gempa kecil atau sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi struktur diizinkan mengalami kerusakan daktail, dan struktur tersebut harus mampu memencarkan energi gempa sekaligus membatasi beban gempa yang masuk sehingga perencanaan menjadi aman dan ekonomis.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis, yang mampu memencarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk ke dalam struktur, harus dikendalikan sedemikian rupa agar struktur berperilaku daktail dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan seperti ini dikenal sebagai Konsep Desain Kapasitas.

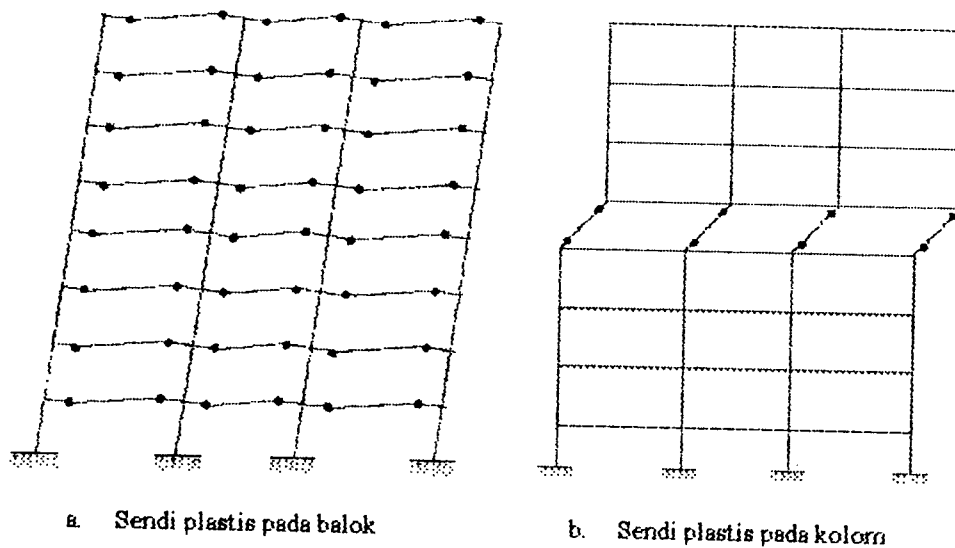
Sendi plastis adalah sendi yang terjadi seakan-akan pada elemen yang bersangkutan terdapat sebuah sendi, namun demikian sendi tersebut tidak bersifat bebas gesekan tetapi akan mempunyai daya tahan yang tetap terhadap rotasi (George dan Arthur, 1991) Konsep Desain Kapasitas hanya akan berhasil menjamin struktur untuk berperilaku daktail saat terjadi gempa kuat apabila disertai dengan pendetailan yang baik pada elemen-elemen struktur dan *joint*. Tempat-tempat terbentuknya sendi plastis perlu didetail secara khusus agar mampu berdeformasi inelastis cukup besar sesuai dengan daktailitas yang dituntut. Daerah-daerah di luar sendi plastis harus diusahakan agar sedapat mungkin tetap elastis, tergantung dari intensitas gempa yang terjadi (daerah-daerah di luar sendi plastis tidak perlu dilakukan pendetailan khusus).

Untuk menghadapi gempa kuai yang mungkin terjadi dalam periode waktu tertentu, misalnya 100 tahun, maka mekanisme keruntuhan suatu portal rangka terbuka beton bertulang dipilih sedemikian rupa, sehingga pemencaran energi gempa terjadi secara memuaskan dan keruntuhan yang bersifat katastrofik dapat dihindarkan. Gambar 3.3. memperlihatkan dua mekanisme khas yang dapat terjadi pada portal-portal rangka terbuka. Mekanisme goyangan dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok-balok lebih dikehendaki dari pada mekanisme dengan pembentukan sendi plastis yang terpusat hanya pada ujung-ujung kolom suatu lantai (*soft-storey mechanism*), karena beberapa alasan sebagai berikut :

1. Pada mekanisme pertama (gambar 3.3.a.) pemencaran energi gempa terjadi di dalam banyak unsur, sedangkan pada mekanisme kedua (gambar 3.3.b.) pemencaran energi terpusat pada sejumlah kolom struktur pada satu tingkat.
2. Daktailitas kurvatur yang dituntut dari balok untuk menghasilkan daktailitas struktur tertentu, misalnya $\mu = 4$, pada umumnya jauh lebih mudah dipenuhi dari pada kolom yang sering kali tidak cukup daktailitas akibat besarnya gaya aksial tekan yang bekerja.

Dalam dunia konstruksi dikenal 2 macam mekanisme goyangan yaitu mekanisme goyangan kolom (*column sway mechanism*) dan mekanisme goyangan balok (*beam sway mechanism*). Pada mekanisme goyangan balok, sendi-sendi plastis terjadi pada seluruh tampang kritis balok dan pada ujung bawah kolom dasar. Pada mekanisme ini balok dibuat lebih lemah kemampuannya dalam

menahan beban bila dibandingkan dengan kolom. Hal ini dimaksudkan agar balok terlebih dahulu mencapai kondisi luluh sebelum kolom, sehingga bangunan diharapkan tidak runtuh secara tiba-tiba pada saat kondisi elastis telah terlampaui. Sebaliknya pada mekanisme keruntuhan kolom, sendi plastis hanya terjadi pada ujung-ujung kolom pada salah satu tingkat saja, sehingga sangat memungkinkan bangunan akan runtuh secara tiba-tiba pada saat terjadi gempa besar. Oleh sebab itu dalam perencanaan gedung tahan gempa, mekanisme keruntuhan kolom sedapat mungkin dihindari.



Gambar 3.3. Mekanisme khas yang terjadi pada portal rangka terbuka (Istimawan, 1994)

Apabila sistem goyangan pada suatu struktur telah ditentukan, tempat-tempat yang direncanakan terjadi sendi-sendi plastis untuk melepaskan energi harus ditentukan dan dibuatkan detailnya sedemikian rupa sehingga komponen struktur yang bersangkutan benar-benar berperilaku duktail. SK SNI T-15-1991-03

menetapkan tingkat daktilitas rencana untuk struktur beton bertulang yang dibagi di dalam 3 tingkatan berikut ini :

1. Tingkat daktilitas 1

Struktur beton bertulang diproporsikan sedemikian rupa sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail struktur hanya sedikit. Struktur sepenuhnya berperilaku elastis, $\mu = 1$ (dengan μ adalah daktilitas simpangan struktur). Beban gempa rencana dihitung berdasarkan faktor $K = 4$ (K adalah faktor jenis bangunan).

2. Tingkat daktilitas 2

Struktur beton bertulang diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban bolak-balik yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas, $\mu = 2$. Kondisi demikian dinamakan juga sebagai daktilitas terbatas. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan faktor K minimum = 2.

3. Tingkat daktilitas 3

Struktur beton bertulang diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban bolak-balik dan mampu menjamin pengembangan mekanisme terbentuknya sendi plastis dengan kapasitas disipasi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan, $\mu = 4$. Kondisi ini dinamakan sebagai daktilitas penuh. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor $K = 1$.

Pada prinsipnya, dengan Konsep Desain Kapasitas elemen-elemen utama penahan gempa dapat dipilih, direncanakan dan didetail sedemikian rupa, sehingga mampu memencarkan energi gempa dengan deformasi inelastis yang cukup besar tanpa runtuh, sedangkan elemen-elemen lainnya diberi kekuatan yang cukup, sehingga mekanisme yang telah dipilih dapat dipertahankan pada saat terjadi gempa kuat.

3.4 Pembebanan Struktur

3.4.1 Kombinasi Pembebanan

Menurut SK SNI T-15-1991-03 agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan laik pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor pembebanan berikut :

$$1. U = 1,2D + 1,6L \dots\dots\dots (3-1)$$

$$2. U = 1,05 (D + L \pm E) \dots\dots\dots (3-2)$$

$$3. U = 0,9 (D \pm E) \dots\dots\dots (3-3)$$

dimana : D = Beban Mati

L = Beban Hidup

E = Beban Gempa

3.4.2 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

1. $\phi = 0,80$ untuk lentur tanpa beban aksial,

2a. $\phi = 0,80$ untuk aksial tarik, dan aksial tekan lentur,

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

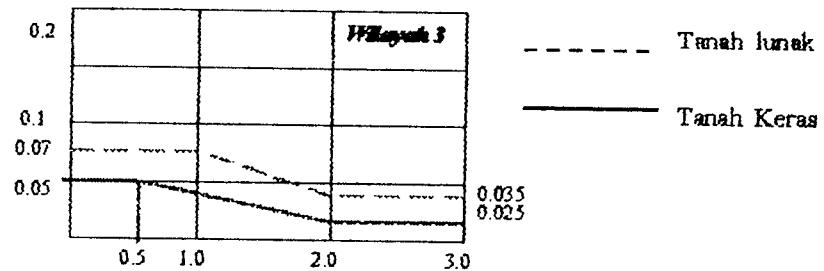
3.5 Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi Pada Daerah Rawan Gempa

Gempa merupakan salah satu beban yang sedikit banyak diperhitungkan dalam pendimensian struktur bangunan, karena beban yang ditimbulkan membahayakan dan dapat meruntuhkan bangunan terutama untuk daerah rawan gempa.

3.5.1 Faktor-faktor Penentu Beban Gempa

1. Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekwensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur, dan kondisi tanah setempat nilai koefisien gempa dasar C di Indonesia diberikan dalam PPKGURDG 1987 yang merupakan plot antara C lawan T (*respon spektra*).



Gambar 3.4. Koefisien gempa dasar pada wilayah gempa-3

2. Faktor Keutamaan (I)

Pada perencanaan struktur di daerah rawan gempa, perlu diperhatikan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting fungsi suatu bangunan semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan ini dipergunakan untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur dapat memiliki beban gempa dengan periode ulang yang panjang atau struktur mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil. Faktor keutamaan struktur selengkapnya diberikan pada PPKGURDG 1987 pasal 2.4.3 (lihat lampiran 1).

3. Faktor Jenis Struktur (K)

Faktor jenis struktur **K** dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktailitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktailitas yang tersedia pada saat terjadi gempa kuat.

Faktor jenis struktur **K** tergantung pada jenis struktur dan bahan konstruksi yang dipakai. Struktur harus mempunyai daktailitas yang cukup dan mampu memencarkan energi gempa sejumlah besar elemen-elemennya, untuk hal seperti itu digunakan nilai **K** rendah, nilai **K**

yang lebih tinggi diberikan agar struktur mempunyai ketahanan yang cukup selama terjadi gempa kuat, diperlukan pada struktur yang mempunyai mekanisme pemencaran energi yang sedikit. PPKGURDG 1987 pasal 2.4.4 memberikan besarnya K_{min} dan K_{max} untuk portal daktail (lihat lampiran 2).

4. Waktu Getar Alami Gedung

Dalam perencanaan struktur tahan gempa untuk keperluan analisis pendahuluan dan pendimensian, waktu getar alami T dapat ditentukan dengan rumus pendekatan pada pasal 2.4.5 PPKGURDG 1987. Untuk portal beton, rumus pendekatan T adalah :

$$T = 0,060 \times H^{3/4} \dots\dots\dots (3-4a)$$

dengan, H adalah tinggi struktur gedung yang diukur dari tingkat penjepitan lateral pada dasar gedung sampai puncak struktur utama.

Sebagai evaluasi periode getar struktur yang sebenarnya digunakan metode *Raleigh*. Waktu getar alami struktur gedung T , menggunakan persamaan Rayleigh, yaitu:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i d_i^2}{g \sum F_i d_i}} \dots\dots\dots (3-4b)$$

dengan W_i adalah berat struktur pada lantai ke- i , d_i merupakan simpangan horisontal gedung pada lantai ke- i , g adalah percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$), F_i adalah gaya gempa pada lantai ke- i . Bila $T_{raleigh}$ kurang 80% atau lebih besar dari 120% dari nilai yang dipakai

pada perhitungan pendahuluan maka beban gempa harus dihitung kembali.

3.5.2 Analisa Beban Statik Ekivalen

Struktur bangunan yang dapat menahan beban gempa harus direncanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat gempa. Menurut PPKGURDG 1987, besarnya beban geser dasar adalah sebagai berikut :

$$V = C.I.K.W_t \dots\dots\dots (3-5)$$

dengan, W_t adalah kombinasi beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal yang tereduksi.

3.5.3 Distribusi Beban Geser Dasar Akibat Gempa

Jika perbandingan antara tinggi dan lebar sistem bangunan penahan gempa kurang dari 3, maka beban geser dasar akibat gempa harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horisontal terpusat pada masing-masing tingkat. Adapun distribusi beban geser dasar menurut rumus sebagai berikut :

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \cdot V \dots\dots\dots (3-6)$$

dengan, H_i adalah tinggi tingkat ke-I dari dasar perletakan lateral.

Namun jika perbandingan antara tinggi dan lebar sistim bangunan tersebut lebih dari 3, maka 0,1 V dianggap sebagai beban terpusat pada tingkat teratas dan 0,9 V sisanya harus dibagikan menurut persamaan (3.6).

3.6 Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa

Bila suatu struktur direncanakan tahan terhadap gempa bukan berarti struktur tersebut tidak mengalami kerusakan sama sekali pada saat dilanda gempa, kerusakan boleh terjadi pada daerah tertentu dan pada batas-batas tertentu sehingga tidak membahayakan penghuninya.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa tempat-tempat terjadinya sendi plastis harus ditentukan sebagai tempat pemencaran energi gempa, guna menjamin terjadinya mekanisme goyangan rangka portal dengan sendi-sendi plastis yang terbentuk pada balok, maka Konsep Disain Kapasitas diterapkan untuk merencanakan agar jumlah kekuatan kolom pada suatu titik buhul harus lebih besar dari kekuatan baloknya sehingga terjadi sendi plastis di dalam balok (*strong coloumn weak beam*).

3.7 Karakteristik Disain

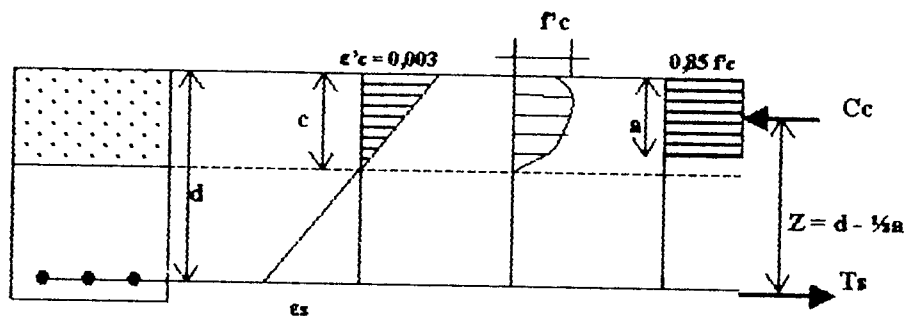
3.7.1 Disain Balok

1. Balok Bertulangan Sebelah

Suatu balok beton direncanakan sebagai balok beton bertulangan sebelah apabila penampang balok beton tersebut mampu menghasilkan gaya dalam minimal sama dengan besar momen yang terjadi akibat

beban luar yang bekerja pada balok tersebut, sehingga tulangan balok tersebut cukup diperhitungkan untuk daerah/serat yang mengalami tarik saja.

Dalam perencanaan balok beton bertulangan sebelah, kekuatan yang mampu dihasilkan oleh balok dapat diperoleh melalui persamaan-persamaan berikut (Istimawan, 1994):



Gambar 3.5. Distribusi tegangan dan regangan balok bertulangan sebelah

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{f_y + 600} \dots\dots\dots (3-7)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (3-8)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (3-9)$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y \dots\dots\dots (3-10)$$

dengan nilai rasio yang diambil harus memenuhi : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

Berdasarkan pada bentuk blok tegangan ekuivalen seperti terlihat pada gambar 3.5, maka intensitas tegangan beton rata-rata ditentukan

sebesar $0,85 f'_c$ dan dianggap bekerja pada daerah tekan pada penampang balok sedalam a dan selebar b ,

jika $f'_c < 30$ MPa, maka $\beta = 0,85$

jika $30 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa}$, maka $\beta = 0,85 - 0,008(f'_c - 30)$

jika $f'_c > 55 \text{ MPa}$, maka $\beta = 0,65$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots (3-11)$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m \right) \dots\dots\dots (3-12)$$

Berdasarkan kesetimbangan gaya $C_c = T_s$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots (3-13)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (3-14)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots (3-15)$$

atau

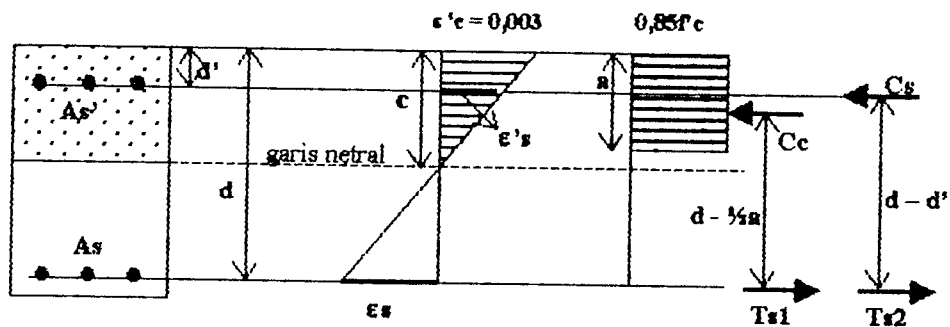
$$a = \beta \cdot c \dots\dots\dots (3-16)$$

sehingga momen tahanan nominalnya

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} a \right) \text{ atau } 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{1}{2} a \right) \dots\dots\dots (3-17)$$

2. Balok Bertulangan Rangkap dan Balok Berpenampang T

Balok bertulangan rangkap apabila balok tersebut memiliki tulangan tarik dan tulangan desak sekaligus dan dikehendaki menopang beban yang lebih besar dari kapasitasnya serta bermanfaat juga untuk mendukung beban siklik, dilain pihak seringkali karena pertimbangan teknis dan tuntutan arsitektur membatasi dimensi balok.



Gambar 3.6. Distribusi tegangan dan regangan balok bertulangan rangkap

a. Balok Bertulangan Rangkap Kondisi I

Balok bertulangan rangkap kondisi I, diasumsikan tulangan tarik dan tulangan desak sudah luluh atau paling tidak saat regangan beton mencapai 0,003. Dengan menganggap semua tulangan baja sudah luluh, sehingga $f_s = f_s' = f_y$. Untuk kondisi ini $A_s = A_{s1} + A_{s2}$ dan $A_{s2} = A_{s'}$, sehingga tinggi blok tegangan tekan menjadi :

$$a = \frac{(A_s - A_{s'})f_y}{0,85.f_c.b} \quad \text{atau} \quad \frac{A_{s1}.f_y}{0,85.f_c.b} \quad \dots\dots\dots (3-18)$$

untuk mengetahui apakah asumsi yang digunakan benar maka dilakukan pemeriksaan regangan dengan persamaan berikut dimana nilai c dihitung dengan persamaan (3-16)

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} (0,003) \dots\dots\dots (3-19)$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} (0,003) \dots\dots\dots (3-20)$$

apabila nilai dari persamaan (3-19) dan (3-20) lebih besar dari regangan leleh bajanya (ϵ_y) maka asumsi mengenai tegangan baja benar selanjutnya untuk menghitung momen tahanan nominal menjadi

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \dots\dots\dots (3-21)$$

$$M_{n1} = 0,85 f_c a b \left(d - \frac{1}{2} a \right) \text{ atau } M_{n1} = A_{s1} f_y \left(d - \frac{1}{2} a \right) \dots\dots\dots (3-22)$$

$$M_{n2} = A_s f_y (d - d') \dots\dots\dots (3-23)$$

b. Balok Bertulangan Rangkap Kondisi II

Pada kondisi ini adalah kasus di mana anggapan tulangan baja tarik telah luluh akan tetapi baja desak belum luluh pada saat regangan beton mencapai 0,003. Jika $\epsilon'_s < \epsilon_y$ dan $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ untuk mendapatkan nilai c digunakan persamaan berikut :

$$(0,85 f_c b \beta_1) c^2 + (600 A_s - A_s f_y) c - 600 d' A_s = 0 \dots\dots\dots (3-24)$$

Kuat momen tahanan ideal dari pasangan kopel tulangan baja tekan dengan baja tarik tambahan serta kopel gaya beton tekan dengan tulangan baja tarik (lihat gambar 3.6), dihitung dengan persamaan kesetimbangan $T_1 + T_2 = C_c + C_s$ dan momen-momen akibat gaya dalam dihitung dengan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= C_c \cdot Z_1 \\ &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{1}{2} a \right) \dots\dots\dots (3-25) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= C_s \cdot Z_2 \\ &= A_s \cdot f_s \cdot (d - d') \dots\dots\dots (3-26) \end{aligned}$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \dots\dots\dots (3-27)$$

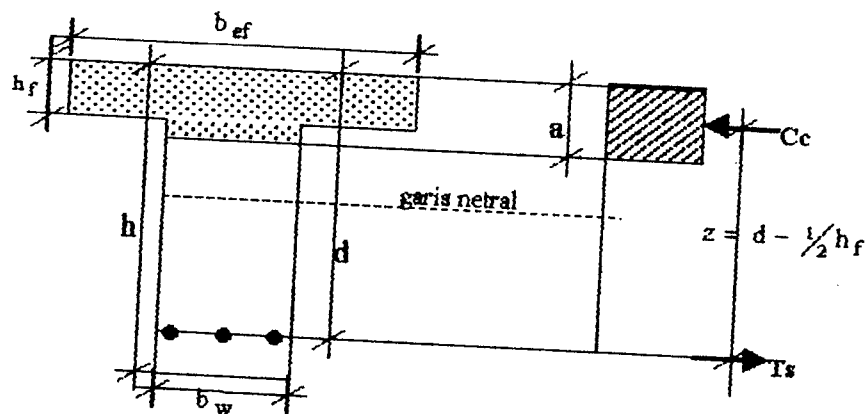
Sebagai persyaratan daktilitas maka rasio penulangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik tidak melampaui $\rho = 0,75 \rho_b$ dengan nilai ρ_b diperoleh melalui persamaan (3-7) dan A_{s1} dihitung berdasarkan keadaan bahwa tegangan pada tulangan baja tekan belum mencapai f_y

$$A_{s1} = A_s - \frac{A'_s \cdot f'_s}{f_y} \dots\dots\dots (3-28)$$

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

c. Balok Berpenampang T

Analisis dan perencanaan balok yang dicetak menjadi satu kesatuan dengan plat lantai atau atap, didasarkan pada anggapan bahwa pada plat dan balok terjadi interaksi saat menahan momen lentur positif yang bekerja pada balok. Interaksi antara plat dan balok-balok yang menjadi satu kesatuan membentuk huruf T tipikal dan oleh karena itu dinamakan sebagai balok T. Dalam perencanaan balok T, langkah awal yang dilakukan adalah menentukan apakah balok tersebut berperilaku sebagai balok T persegi atau balok T murni. Apabila ditentukan sebagai balok T persegi, maka perencanaan sama dengan yang dilakukan pada balok persegi bertulangan tarik, sedangkan apabila sebagai balok T murni perencanaan dilakukan dengan cara perkiraan yang diikuti dengan analisis.



Gambar 3.7. Penampang balok T sebagai bagian sistem lantai

Balok T dapat direncanakan menurut persamaan-persamaan berikut dengan diawali menentukan lebar plat efektif yakni mengambil nilai-nilai terkecil dari nilai-nilai berikut :

1) seperempat panjang bentang balok,

2) $b_w + 16h_f$,

3) jarak dari pusat ke pusat antar balok,

bila flens hanya terdapat pada salah satu sisi balok maka lebar efektif plat yang menonjol tidak lebih besar dari : $\frac{1}{2}$ panjang bentang balok, atau $6h_f$, atau $\frac{1}{2}$ jarak bersih dengan balok disebelahnya.

Apabila $T_s > C_c$, balok berperilaku sebagai balok T murni dan selisih gaya tekan akan ditampung di sebagian daerah badan balok di bawah flens, sedangkan bila $T_s < C_c$ berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar b , atau disebut balok T persegi.

$$a = \frac{T_s - C_c}{(0,85\gamma_c)b_w} + h_f \dots \dots \dots (3-29)$$

(nilai a bila dihitung sebagai balok T murni)

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \dots \dots \dots (3-30)$$

$$\rho_{\text{aktual}} > \rho_{\text{min}}$$

$$M_R = \phi(0,85\gamma_c) \cdot b \cdot h_f \left(d - \frac{1}{2}h_f \right) \dots \dots \dots (3-31)$$

apabila $M_R > M_u$, balok berperilaku sebagai balok T persegi dengan lebar b_{ef} , dan apabila $M_R < M_u$, balok berperilaku sebagai balok T murni.

3.7.2 Penulangan Geser Balok Terlentur

Dalam perencanaan beton bertulang selain harus memenuhi syarat-syarat lentur balok juga harus aman terhadap terjadinya keruntuhan prematur yang disebabkan bekerjanya kombinasi tegangan geser dan tegangan lentur. Apabila gaya geser yang bekerja sedemikian besar sehingga diluar dari kemampuan beton untuk menahanya maka perlu disediakan baja tulangan yang bekerja untuk menahan gaya geser tersebut.

Penulangan geser dapat dilakukan dengan beberapa cara seperti sengkang vertikal, sengkang miring/diagonal, jaringan kawat baja (*wire mesh*), spiral dan dengan membengkokkan tulangan pokok balok di tempat-tempat yang diperlukan. Untuk komponen struktur yang menahan geser dan lentur SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.3 memberikan kapasitas kemampuan beton (tanpa penulangan geser) untuk menahan gaya geser adalah :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \dots \dots \dots (3-32)$$

atau boleh dihitung dengan perhitungan yang lebih rinci sebagai berikut :

$$V_c = \frac{1}{7} \left(\sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w \cdot d \quad \dots \dots \dots (3-33)$$

dengan :

V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan beton,

f'_c = kuat desak beton yang disyaratkan,

b_w = lebar badan balok,

d = tinggi efektif balok,

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang,

M_u = momen terfaktor pada penampang,

Apabila $V_u > \frac{1}{2} V_c$ maka harus dipasang tulangan geser minimum dan besarnya gaya geser yang disumbangkan oleh beton pada persamaan (3-32) dan (3-33) harus memenuhi persyaratan berikut :

$$\frac{V_{u,d}}{M_u} \leq 1,0 \quad \text{dan} \quad V_c \leq (0,3 \cdot \sqrt{f'_c}) b_w \cdot d$$

Perencanaan tulangan geser untuk komponen struktur tahan gempa, SK SNI T-15-1991-03 memberikan persyaratan untuk daerah yang berpotensi terjadinya sendi plastis, gaya geser yang disumbangkan oleh beton (V_c) dianggap sama dengan nol. Besarnya gaya geser rencana yang harus ditahan oleh struktur lentur tahan gempa dengan daktilitas 3 dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_{u,b} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} + 1,05 \cdot V_g \quad \dots \dots \dots (3-34)$$

akan tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot \left(V_{D,b} + V_{L,b} \pm \frac{4,0}{K} \cdot V_{E,b} \right) \dots\dots\dots (3-35)$$

dengan :

M_{kap} = momen kapasitas (momen nominal aktual) di sendi plastis pada salah satu ujungnya atau bidang muka kolom,

M'_{kap} = momen kapasitas pada ujung lainnya,

I_n = bentang bersih komponen,

$V_{D,b}$ = gaya geser balok akibat beban mati,

$V_{L,b}$ = gaya geser balok akibat beban hidup,

$V_{E,b}$ = gaya geser balok akibat beban gempa.

Apabila gaya geser yang bekerja V_u lebih besar dari ϕV_c maka diperlukan tulangan geser untuk memperkuatnya agar tidak hancur. Pada sembarang tempat di sepanjang bentang bila gaya geser yang bekerja lebih besar dari $\frac{1}{2} \phi V_c$ maka harus dipasang tulangan geser minimum sehingga diperoleh :

$$V_{u,b} \leq \phi \cdot (V_c + V_s) \dots\dots\dots (3-36)$$

untuk sengkang vertikal, V_s dapat dihitung dengan persamaan :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y}{s} \cdot d \dots\dots\dots (3-37)$$

dan untuk sengkang miring

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \cdot d \dots\dots\dots (3-38)$$

dengan :

V_s = kuat geser nominal tulangan geser,

A_v = luas tulangan geser dalam jarak s

tulangan geser minimum yang disediakan harus dipasang menurut persamaan berikut :

$$A_v = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot \frac{d}{f_y} \dots\dots\dots (3-39)$$

Untuk mencegah terjadinya lebar retak yang berlebihan pada balok akibat gaya tarik diagonal yang berlebihan maka kuat luluh tulangan geser tidak boleh lebih besar dari 400 MPa dan pembatasan nilai kuat geser V_s :

$$V_s = \frac{2}{3} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (3-40)$$

SK SNI T-15-1991-03 mensyaratkan untuk komponen struktur tahan gempa dengan daktilitas 3 disepanjang dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka komponen pendukung kearah tengah bentang dikedua ujung komponen harus dipasang sengkang tertutup. Sengkang tertutup pertama harus dipasang sejarak 50 mm dari muka komponen struktur pendukung dan jarak spasi maksimum yang diperbolehkan tidak boleh lebih dari :

- a. seperempat tinggi efektif balok,
- b. delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil,



c. dua puluh empat kali diameter sengkang,

$$d. \frac{1600.f_y.A_{s,l}}{[A_{s,a} + A_{s,b}]f_y}$$

dengan :

$A_{s,l}$ = luas satu kaki tulangan sengkang,

$A_{s,a}$ = luas tulangan longitudinal atas,

$A_{s,b}$ = luas tulangan longitudinal bawah,

f_y = kuat leleh tulangan longitudinal

3.8 Disain Kolom

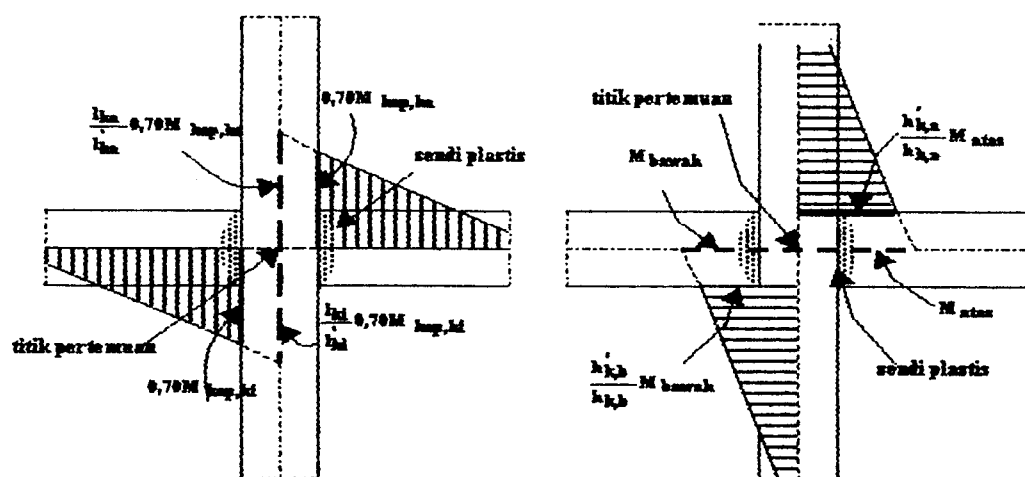
3.8.1 Kolom Tahan Gempa

SK SNI T-15-1991-03 memberikan definisi komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral terkecil. Sebagai bagian dari kerangka bangunan dengan peran dan fungsi seperti di atas kolom menempati posisi yang sangat penting dalam sistem struktur bangunan. Kegagalan kolom akan berdampak pada komponen struktur lain yang berhubungan dengannya atau bahkan merupakan batas runtuh total keseluruhan struktur bangunan, sebab kegagalan kolom ini cenderung bersifat mendadak tanpa diawali dengan peringatan yang jelas. Oleh karena itu perencanaan kolom harus diperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan yang lebih daripada komponen struktur lainnya, sehingga saat bangunan dilanda beban gempa besar kolom-

kolom pada bangunan tersebut (kecuali kolom lantai dasar) masih dalam kondisi elastis sedangkan pada ujung-ujung balok dan kolom dasarnya telah terbentuk sendi plastis.

SK SNI T-15-1991-03 mensyaratkan untuk kolom tahan gempa dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm dari rasio dimensi pendek penampang terhadap dimensi yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0,4. Sedangkan perbandingan tinggi kolom terhadap dimensi pendek penampang harus < 25 . Dan untuk kolom yang mengalami momen yang dapat berbalik tanda, rasio tidak boleh lebih besar dari 16.

Kuat lentur perlu bagi kolom portal pada bidang muka balok berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu, yang dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,k}$ dengan gaya aksial $N_{u,k}$ yang bersangkutan, harus dihitung berturut-turut menurut persamaan berikut :



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

$$M_{u,k} = \frac{h'_k}{h_k} \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{I_{kl}}{I_{kl}} M_{kap,kl} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}} M_{kap,ka} \right) \dots\dots\dots (3-41)$$

akan tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} \pm \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3-42)$$

$$M_{kap,b} = \phi_o M_{nak,b} \dots\dots\dots (3-43)$$

dengan:

- $M_{u,k}$ = momen lentur perlu bagi kolom portal pada bidang muka balok,
- $M_{kap,b}$ = momen kapasitas balok pada muka kolom,
- $M_{nak,b}$ = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan sebenarnya pada penampang balok yang ditinjau,
- $M_{D,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati,
- $M_{L,k}$ = momen pada kolom akibat beban hidup,
- $M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa dasar (tanpa faktor pengali tambahan)
- h_k = tinggi kolom portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan,
- h'_k = tinggi bersih kolom portal,
- l_k = bentang balok portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan,
- l'_k = bentang bersih balok portal,

- ω_d = koefisien pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terbentuknya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan = 1,3,
- α_k = faktor distribusi momen dari kolom portal yang ditinjau, yang nilainya dapat dihitung sebanding dengan kekakuan relatif dari unsur-unsur struktur yang bertemu di titik pertemuan tersebut,
- K = faktor jenis struktur,
- ϕ_o = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk baja tulangan dengan $f_y < 400$ MPa dan 1,40 untuk $f_y \geq 400$ MPa

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

$$N_{u,k} = 0,7R_v \left(\frac{M_{kap, ki} + M_{kap, ki'}}{I_{ki'}} + \frac{M_{kap, ka} + M_{kap, ka'}}{I_{ka'}} \right) + 1,05N_g \quad (3.44)$$

tetapi dalam segala hal tidak boleh diambil lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3-45)$$

dengan :

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

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

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

n = jumlah lantai tingkat diatas kolom yang ditinjau

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

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

N_E = gaya aksial akibat beban gempa terfaktor pada pusat join,

Selain mensyaratkan dimensi minimal SK SNI T-15-1991-03 juga mensyaratkan tentang penulangan kolom tahan gempa, baik itu tulangan *longitudinal* maupun tulangan *transversal*. Untuk tulangan *longitudinal* rasio penulangan ρ tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06 dari luas penampang kolom sedangkan untuk daerah sambungan tidak boleh lebih dari 0,08, jarak pemasangan tulangan sengkang tidak boleh melebihi :

1. seperempat kali dimensi komponen struktur terkecil,
2. delapan kali diameter tulangan memanjang,
3. lebih kecil atau sama dengan seratus milimeter.

3.8.2 Kolom Eksentrisitas Kecil

Dalam kenyataannya, hampir tidak pernah dijumpai kolom yang mendukung beban aksial tekan secara konsentris, bahkan kombinasi beban aksial dengan eksentrisitas kecil sangat jarang ditemui. Meskipun demikian untuk memperoleh dasar pengertian perilaku kolom pada waktu menahan beban dan

timbulnya momen pada kolom, akan dibahas kolom dengan beban aksial tekan eksentrisitas kecil.

SK SNI T-15-1991-03 menentukan bahwa di dalam praktek tidak ada kolom yang dibebani tanpa eksentrisitas. Eksentrisitas beban dapat terjadi karena timbulnya momen yang antara lain disebabkan oleh kekangan ujung-ujung kolom yang dicetak secara monolit dengan komponen lain, pelaksanaan pemasangan yang tidak sempurna ataupun penggunaan mutu bahan yang tidak merata. Maka sebagai faktor reduksi kekuatan untuk memperhitungkan eksentrisitas minimum, peraturan memberikan ketentuan bahwa kekuatan nominal kolom dengan pengikat sengkang direduksi 20% dan untuk kolom dengan pengikat spiral direduksi 15%. Ketentuan tersebut di atas akan memberikan rumus kuat beban aksial maksimum sebagai berikut :

1. untuk kolom dengan penulangan spiral :

$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \dots\dots\dots (3-46)$$

2. untuk kolom dengan penulangan sengkang :

$$\phi P_{n(max)} = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \dots\dots\dots (3-47)$$

dengan :

$$\begin{aligned} \phi &= \text{faktor reduksi kekuatan} & \phi_{\text{sengkang biasa}} &= 0,65 \\ & & \phi_{\text{sengkang spiral}} &= 0,70 \end{aligned}$$

A_g = luas kotor penampang lintang kolom,

A_{st} = luas total penampang tulangan memanjang,

P_n = beban aksial nominal dengan eksentrisitas tertentu

Perencanaan kolom beton bertulangan pada hakekatnya menentukan dimensi serta ukuran-ukuran penampang kolom beton maupun batang tulangan baja yang dibutuhkan baik itu tulangan lentur maupun tulangan geser. Karena rasio luas tulangan terhadap beton harus ada dalam batasan $0,01 < \rho_g < 0,08$, maka bila :

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad \text{atau} \quad A_{st} = \rho_g \cdot A_g$$

Persamaan (3-46) dan (3-47) dimodifikasi menjadi :

$$\begin{aligned} \phi P_{n(max)} &= 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ \phi P_{n(max)} &= 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - \rho_g \cdot A_g) + \rho_g \cdot A_g \cdot f_y) \\ &= 0,8 \cdot \phi \cdot A_g (0,85 \cdot f'_c \cdot (1 - \rho_g) + \rho_g \cdot f_y) \dots\dots\dots(3-48) \end{aligned}$$

karena $P_u \leq \phi P_{n(max)}$ maka dapat disusun ungkapan A_g perlu berdasarkan pada kuat kolom P_u dan rasio penulangan ρ_g sebagai berikut :

$$A_g = \frac{P_u}{0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (1 - \rho_g) + \rho_g \cdot f_y)} \dots\dots\dots(3-49)$$

dengan cara yang sama untuk kolom dengan pengikat berupa tulangan spiral :

$$A_g = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (1 - \rho_g) + \rho_g \cdot f_y)} \dots\dots\dots(3-50)$$

khusus untuk penulangan spiral, rasio penulangan ρ_g tidak boleh kurang dari :

$$\rho_{s(\text{min})} = 0,45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c - 1} \right) \cdot \frac{\Gamma_c}{f_y} \quad \dots\dots\dots (3-51)$$

$$\rho_{s(\text{aktual})} = \frac{4 \cdot A_{sp}}{D_c \cdot s} \quad \dots\dots\dots (3-52)$$

dengan :

ρ_s = rasio minimum tulangan spiral,

A_g = luas penampang lintang kotor kolom,

A_c = luas penampang lintang inti kolom,

A_{sp} = luas penampang batang tulangan spiral,

D_c = diameter inti kolom,

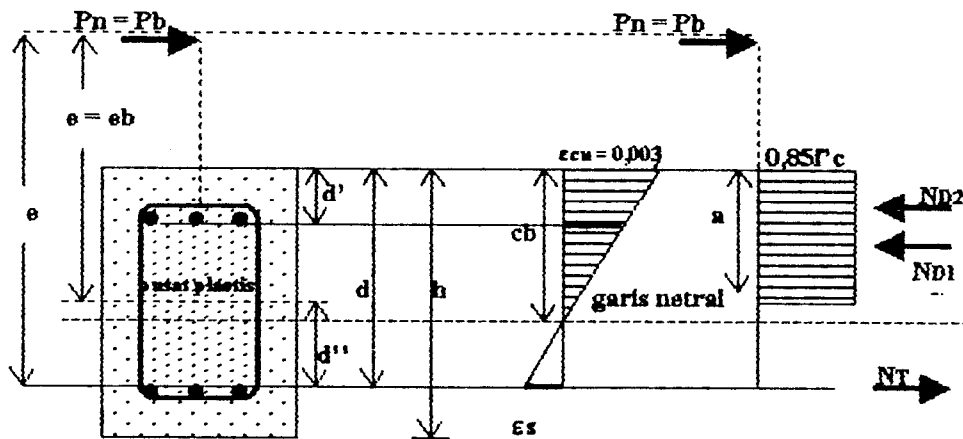
s = jarak spasi tulangan spiral.

f_y = tegangan luluh baja spiral

3.8.3 Kolom Eksentrisitas Besar

Pada kolom yang memiliki eksentrisitas besar, berdasarkan regangan yang terjadi pada tulangan baja, awal kehancuran atau keruntuhan penampang kolom dapat dibedakan menjadi dua kondisi, yaitu kehancuran tarik yang diawali luluhnya tulangan tarik dan kehancuran tekan yang diawali dengan hancurnya beton tekan. Sama halnya dengan balok pada kolom juga dikenal penulangan seimbang ($P_n = P_{nb}$ atau $e = e_b$). Pada penampang kolom yang dibebani dengan beban aksial eksentrisitas besar apabila $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$, keruntuhan

ditandai dengan luluhnya tulangan baja tarik dengan demikian berarti $f_s = f_y$, sedangkan pada tulangan baja tekan masih terdapat dua kemungkinan yaitu luluh atau belum. Apabila $P_n > P_{nb}$ atau $e < e_b$ maka kehancuran yang terjadi adalah kehancuran dikarenakan gaya tekan keruntuhan yang diawali dengan luluhnya beton. Dengan menggunakan penampang persegi seperti gambar berikut keadaan keseimbangan regangan memberikan :



Gambar 3.9. Tegangan dan gaya-gaya pada kolom

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

dengan memasukkan nilai $E_s = 200.000 \text{ MPa}$, maka didapat

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \dots\dots\dots (3-53)$$

keseimbangan gaya-gaya mensyaratkan :

$$N_{D1} = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b$$

$$N_{D2} = A_s \cdot f_y$$

$$N_T = A_s \cdot f_y$$

sehingga

$$\begin{aligned} P_b &= N_{D1} + N_{D2} - N_T \\ &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_s \cdot f_y - A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (3-54) \end{aligned}$$

apabila baja tulangan tekan telah meluluh dalam keadaan keseimbangan regangan, maka :

$$N_{D2} = A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c)$$

sehingga persamaan (3-50) menjadi :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot c \cdot b + A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c) - A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (3-55)$$

Besarnya eksentrisitas diukur dari titik pusat plastis dan untuk penampang simetris titik pusat plastis berada di tengah-tengah tinggi penampang. Pada penampang kolom pendek yang dibebani beban aksial. Apabila pemulangan tekan dan tarik simetris, $A_s = A_s'$ dan keduanya sudah mencapai luluh, maka didapat

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \quad \dots\dots\dots (3-56)$$

Kesetimbangan momen terhadap pusat plastis, di mana jarak eksentrisitas e ditentukan, $\Sigma M = 0$, menghasilkan persamaan berikut :

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \frac{1}{2} (h - a) + A_s \cdot f_y \left(\frac{1}{2} h - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{1}{2} h \right) \quad \dots\dots\dots (3-57)$$

$$P_n \cdot e = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \frac{1}{2} (h - a) + A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad \dots\dots\dots (3-58)$$

dengan melakukan substitusi nilai P_n dari pers (3-56) diperoleh :

$$P_n \cdot e = P_n \left(\frac{h}{2} - \frac{P_n}{1,7 \cdot f_c \cdot b} \right) + A_s \cdot f_y (d - d')$$

$$\frac{P_n^2}{1,7 \cdot f_c \cdot b} - P_n \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s \cdot f_y \cdot (d - d') = 0 \dots\dots\dots (3-59)$$

dari persamaan (3-59) didapat persamaan untuk P_n sebagai berikut :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot b \left\{ \left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_y (d - d')}{0,85 \cdot f_c \cdot b}} \right\} \dots\dots (3-60)$$

apabila : $m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$ dan $\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$

maka persamaan (3-60) dapat disusun ulang sebagai berikut :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot b \left\{ \left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right\} \dots\dots (3-61)$$

bila keseimbangan momen diperhitungkan terhadap titik berat tulangan tarik, maka eksentrisitas diperhitungkan sebagai :

$$e' = \left[e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right]$$

selanjutnya didapat hubungan sebagai berikut :

$$\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} = 1 - \frac{e'}{d}$$

sehingga persamaan (3-61) menjadi :

$$P_n = 0,85.f_c \cdot b \left\{ \left(1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2.m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right\} \dots (3-62)$$

Untuk kolom persegi yang hancur karena tekan $P_n > P_{nb}$, maka besarnya nilai P_n dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan Whitney, yaitu :

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,05} + \frac{b \cdot h \cdot f_c}{d^3 + 1,18} \dots \dots \dots (3-63)$$

3.8.4 Struktur Kolom Langsing

Suatu kolom dikatag langsing apabila dimensi atau ukuran penampang lintangnya kecil dibandingkan dengan tinggi bebasnya (tinggi tidak ditopang). Tingkat kelangsingan struktur kolom diungkapkan sebagai rasio kelangsingan, yaitu kl/r . Sebelum memperhitungkan momen rencana, harus dilakukan pemeriksaan apakah kelangsingan suatu kolom harus diperhitungkan atau dapat diabaikan. Untuk menentukan kelangsingan kolom SK SNI T-15-1991-03 membedakan komponen struktur tekan menjadi dua golongan yaitu dengan pengaku lateral dan tanpa pengaku lateral, kelangsingan ini dapat diabaikan apabila memenuhi ketentuan berikut akan tetapi bila nilai $kl_u > 100$ maka dimensi kolom harus diperbesar :

1. untuk komponen struktur tekan dengan pengaku lateral

$$\frac{k.l_u}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \dots\dots\dots (3-64)$$

2. untuk komponen struktur tekan tanpa pengaku lateral

$$\frac{k.l_u}{r} < 22 \dots\dots\dots (3-65)$$

dengan :

l_u = panjang bebas kolom

r = jari-jari putaran potongan lintang komponen struktur tekan = $\sqrt{I/A}$

k = faktor panjang efektif komponen yang tergantung pada dukungannya,

a. kedua ujung sendi tidak bergerak lateral $k = 1,0$

b. kedua ujung jepit $k = 0,50$

c. satu ujung jepit, ujung lainnya bebas $k = 2,0$

d. kedua ujung jepit, ada gerak lateral $k = 1,0$

Apabila suatu kolom memiliki angka kelangsingan yang cukup tinggi, maka akan tertekuk bila dicapai batas beban aksial tertentu atau lebih dikenal dengan beban tekuk *Euler*, yang diperoleh dengan persamaan berikut :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.l_u)^2} \dots\dots\dots (3-66)$$

dengan : P_c = beban tekuk *Euler*,

EI = kekakuan kolom

Kolom selain menahan beban aksial, kolom juga menahan beban lentur. SK SNI T-15-1991-03, komponen struktur tekan harus direncanakan dengan menggunakan beban aksial terfaktor P_u yang didapat dari analisis rangka elastis (konvensional) dan suatu momen rencana yang dibesarkan M_c dan didefinisikan sebagai :

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots\dots\dots (3-67)$$

dengan :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1,0 \quad \dots\dots\dots (3-68)$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi P_c}} \geq 1,0 \quad \dots\dots\dots (3-69)$$

Untuk komponen struktur yang ditahan terhadap goyangan kesamping dan tanpa beban transversal pada tumpuannya

$$C_m = 0,60 + 0,40 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,40 \quad \dots\dots\dots (3-70)$$

dimana $M_{1b} \leq M_{2b}$, sedangkan untuk kelengkungan tunggal $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} > 0$.

Apabila hasil dari analisis struktur menunjukkan bahwa di kedua ujung tidak terdapat momen, rasio $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ diambil sama dengan satu, sedangkan apabila eksentrisitas ujung kurang dari $(15 + 0,03h)$ mm, momen ujung yang didapat dari

perhitungan boleh digunakan untuk menentukan rasio $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$. Apabila perhitungan

menunjukkan bahwa pada kedua ujung kolom, baik berpengaku atau tidak terdapat momen atau eksentrisitas ujung kurang dari $(15 + 0,003h)$ mm, maka eksentrisitas harus didasarkan pada eksentrisitas minimum $(15 + 0,03)$ mm terhadap salib sumbu utama secara terpisah. Apabila dampak sifat nonelastik beton, retak dan rangkai diperhitungkan untuk pembebanan jangka panjang maka nilai EI diperhitungkan sama dengan balok terlentur tanpa beban aksial.

$$EI = \frac{\frac{1}{5} \cdot (E_c \cdot I_g) + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots (3-71)$$

untuk komponen struktur bertulangan sedikit ($\rho_g \leq 3\%$) dapat dihitung secara konservatif

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,50 \cdot (1 + \beta_d)} \dots\dots\dots (3-72)$$

dengan :

E_c = modulus elastis beton,

E_s = modulus elastis baja tulangan,

I_g = momen inersia beton kotor (penulangan diabaikan) terhadap sumbu berat penampang,

I_{se} = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang komponen struktur,

β_d = rasio dari momen beban mati terfaktor maksimum terhadap momen beban mati total terfaktor maksimum, selalu bernilai positif

3.9 Titik Pertemuan Rangka

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, titik pertemuan (*joint*) rangka harus memenuhi beberapa ketentuan. Momen lentur dan gaya geser kolom, serta geser horisontal V_{jh} dan geser Vertikal V_{jv} yang melewati inti joint harus dianalisis dengan memperhitungkan seluruh pengaruh gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada titik pertemuan (*joint*) tersebut.

Keseimbangan gaya-gaya pada titik pertemuan rangka dapat dilihat pada gambar (3.8), :

$$V_{u,h} = N_{Dkl} + N_{T,ka} - V_{kol} \dots\dots\dots (3-73)$$

$$N_{Dkl} = N_{Tkl} = 0,70 \cdot \frac{M_{kap,kl}}{Z_{kl}} \dots\dots\dots (3-74)$$

$$N_{Dka} = N_{Tka} = 0,70 \cdot \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \dots\dots\dots (3-75)$$

$$V_{kol} = \frac{\frac{I_{kl}}{I_{kl}} \cdot M_{kap,kl} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}} \cdot M_{kap,ka}}{\frac{1}{2} (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots\dots\dots (3-76)$$

Untuk perhitungan kuat geser rencana ($V_{u,k}$) yang mengalami kombinasi lentur dan aksial harus ditentukan berdasarkan terjadinya sendi plastis pada ujung-

ujung balok yang bertemu pada ujung-ujung kolom tersebut dan memenuhi persamaan berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k,a} + M_{u,k,b}}{h_k'} \dots\dots\dots (3-77)$$

dan harus lebih kecil dari

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{D,k} + V_{L,k} \pm \frac{4,0}{K} V_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3-78)$$

Tegangan geser horisontal nominal dalam *joint* diberikan oleh persamaan berikut :

$$V_{uh} = \left(\frac{b_f}{h_c} \right) \cdot V_{uh} < 1,5 \sqrt{f_c} \dots\dots\dots (3-79)$$

dengan :

$V_{u,k}$ = kuat geser perlu bagi kolom portal berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom,

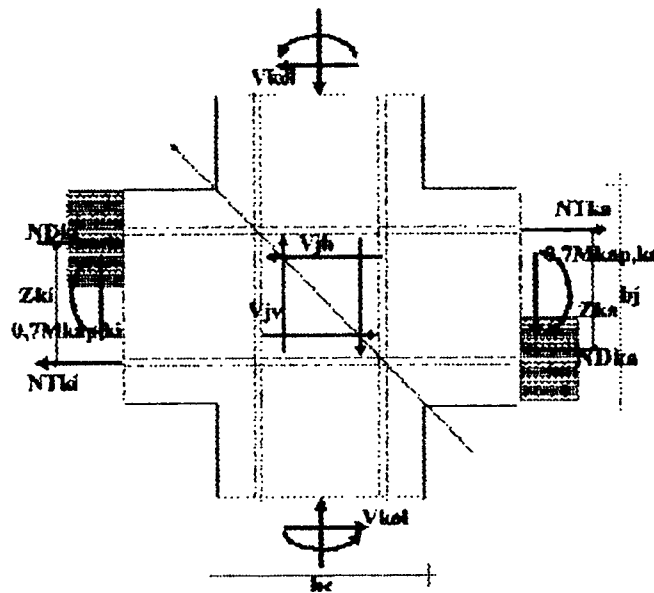
$V_{D,k}$ = gaya geser kolom portal akibat beban mati,

$V_{L,k}$ = gaya geser kolom portal akibat beban hidup,

$V_{E,k}$ = gaya geser kolom portal akibat beban gempa, an momen intern yang n dengan M_{kap} ,

$h_{k,a}$ = tinggi kolom atas portal diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan,

- $h_{k,b}$ = tinggi kolom bawah portal diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan,
- b_j = lebar efektif joint, mm,
- h_c = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau, mm.



Gambar 3.10. Gaya-gaya pada titik pertemuan rangka

3.10 Perencanaan Pondasi

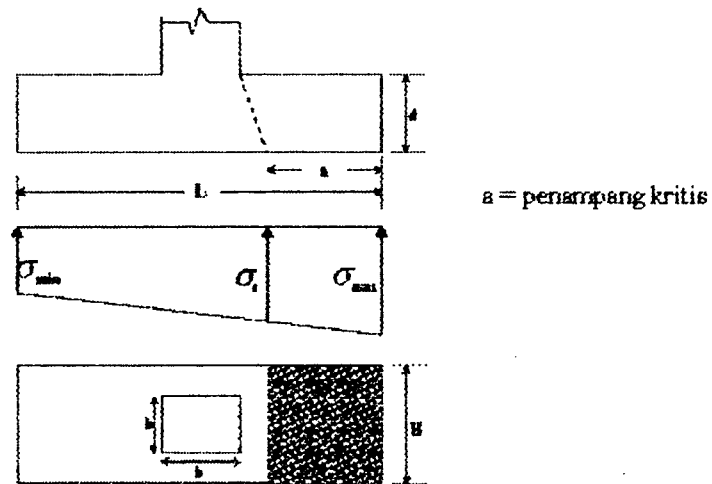
Pondasi merupakan bagian dari struktur gedung yang menahan gaya-gaya di atasnya untuk diteruskan ke tanah, disamping itu pondasi juga menahan momen yang bekerja pada kolom. Pada perencanaan gedung ini digunakan pondasi telapak berdasarkan momen dan gaya aksial yang bekerja, momen dan gaya aksial ini didapat dari analisis struktur pada program *SAP 90*, adapun tahap-tahap

perencanaan pondasi telapak meliputi hal-hal menentukan ukuran pondasi dengan cara *trial and error*, mengontrol kuat geser, menghitung tulangan yang dibutuhkan, menghitung kuat dukung rencana yang dibutuhkan.

3.10.1 Menentukan Ukuran Pondasi

Untuk menentukan ukuran pondasi (B dan L) dilakukan dengan cara *trial and error* dengan persyaratan tegangan tanah oleh beban bekerja < tegangan tanah ijin.

$$\sigma = \frac{P}{B.L} + \frac{H}{\frac{1}{6}BL^2} + q < \sigma_t \dots\dots\dots(3-80)$$



Gambar 3.11. Analisis geser pondasi Telapak

3.10.2 Kuat geser pondasi

Perhitungan 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 ditentukan tidak boleh lebih besar dari V_c yang ditentukan dari nilai terkecil persamaan berikut :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(2\sqrt{f'_c}\right) b_o \cdot d \dots\dots\dots (3-81)$$

$$V_c = \left(4\sqrt{f'_c}\right) b_o \cdot d \dots\dots\dots (3-82)$$

penggunaan penulangan geser pada pondasi tidak disarankan karena tidak praktis terutama berkaitan dengan kesulitan dalam pemasangan, oleh karena itu perencanaan kuat geser pondasi telapak didasarkan sepenuhnya pada kuat geser beton saja. Penampang geser kritis satu arah pada pondasi adalah pada bidang vertikal memotong lebar di 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

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\right) b_w \cdot d \dots\dots\dots (3-83)$$

untuk kedua jenis kuat geser pondasi tersebut, apabila keduanya tanpa penulangan geser, sebagai alternatif perencanaan kuat geser adalah $V_u \leq \phi V_n$, di mana

$$V_n = V_c$$

dengan :

β_c = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek,

b_0 = panjang keliling penampang kritis geser dua arah yang bekerja pada pondasi telapak.

3.11 Hipotesis

Untuk struktur bangunan gedung yang berada di Indonesia, kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa umumnya adalah kombinasi yang menentukan, namun tidak semua struktur bangunan mengalami kedua kombinasi tersebut. Dalam analisis struktur dapat kita ketahui apakah gaya horisontal akibat gempa akan menentukan (dominan) ataukah beban gravitasi yang menentukan (dominan), hal ini terjadi dikarenakan pertambahan jumlah tingkat yang berpengaruh terhadap dominasi beban pada suatu struktur bertingkat.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Data Daerah Gempa

Pada penulisan tugas akhir ini dipakai wilayah gempa 3 dan bangunan terletak di atas tanah lunak sehingga koefisien gempa dasarnya berkisar antara 0,025 sampai dengan 0,05 (PPKGURDG 1987).

4.2 Waktu Penelitian

Waktu penelitian dilakukan mulai bulan Desember 1998 dan direncanakan selesai pada bulan April 1999.

4.3 Data Struktur

Model stuktur yang dipakai yaitu struktur beton bertulang dengan spesifikasi data sebagai berikut :

1. $f_y = 300 \text{ Mpa}$,
2. $f'_c = 25 \text{ Mpa}$,
3. tebal pelat 12 cm,
4. berat volume beton 24 kN/m^3 ,
5. portal yang dianalisa hanya satu portal melintang saja dari delapan portal melintang yang ada (portal as-2),

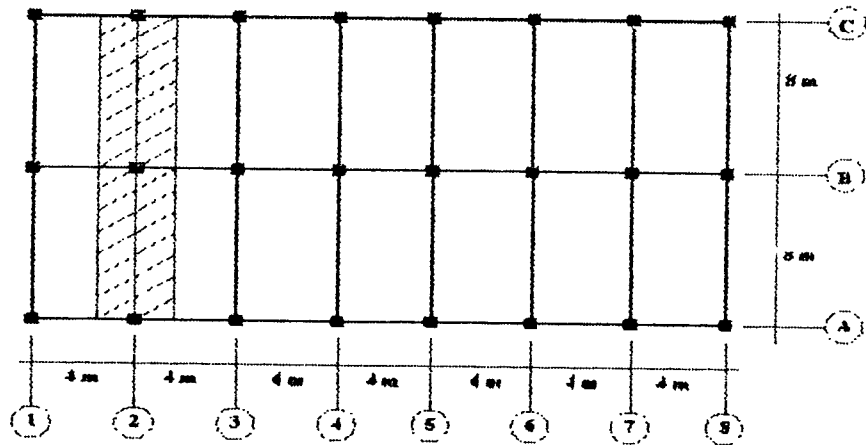
6. panjang bentang balok 8 m (lihat gambar 4.1 dan 4.2),
7. tinggi kolom pada lantai satu 4,50 m dan lantai dua sampai lantai dua belas 3,75 m (lihat gambar 4.2),
8. penomoran *joint* dan penomoran elemen struktur disesuaikan dengan penomoran pada analisis struktur (lihat gambar 4.3 dan 4.4),
9. tata guna bangunan sebagai apartemen (rumah tinggal) dengan beban hidup 250 kg/m² (PPI, 1997),
10. bangunan dirancang simetris, sehingga pusat masa dan pusat kekakuan saling berhimpit, maka faktor puntir relatif sangat kecil sehingga dapat diabaikan.

4.4 Variabel dan Analisa Penelitian

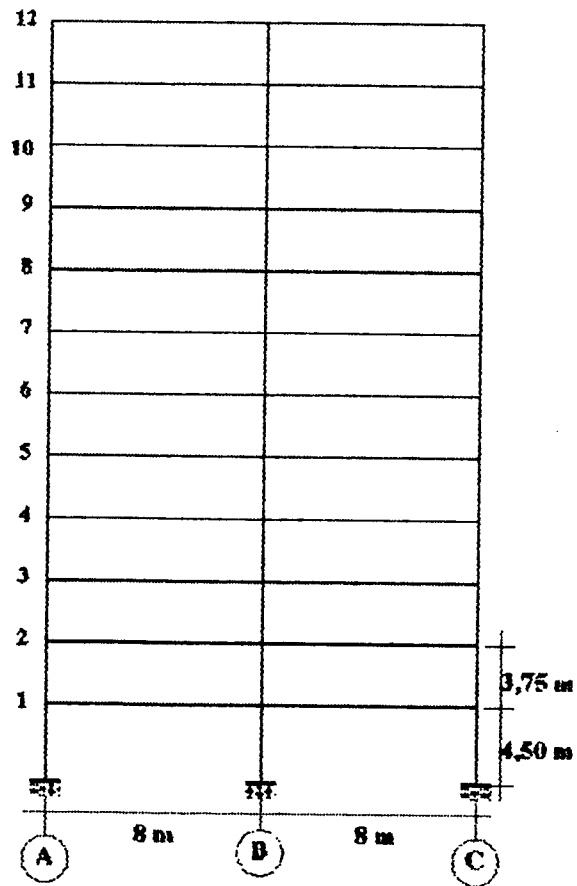
Pada tulisan ini untuk menunjukkan dominasi beban digunakan variabel banyaknya tingkat dan peninjauan variabel setiap tiga tingkat, untuk analisis pembahasan menggunakan program *SAP 90*.

4.5 Model Struktur

Model struktur yang digunakan pada tugas akhir ini merupakan struktur bangunan simetris (lihat gambar 4.1).



Gambar 4.1. Denah Struktur Tipikal



Gambar 4.2. Portal melintang as-B

	37	38	39
34		35	36
31		32	33
28		29	30
25		26	27
22		23	24
19		20	21
16		17	18
13		14	15
10		11	12
7		8	9
4		5	6
1		2	3

Gambar4.3. Penomoran *Joint* Struktur

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

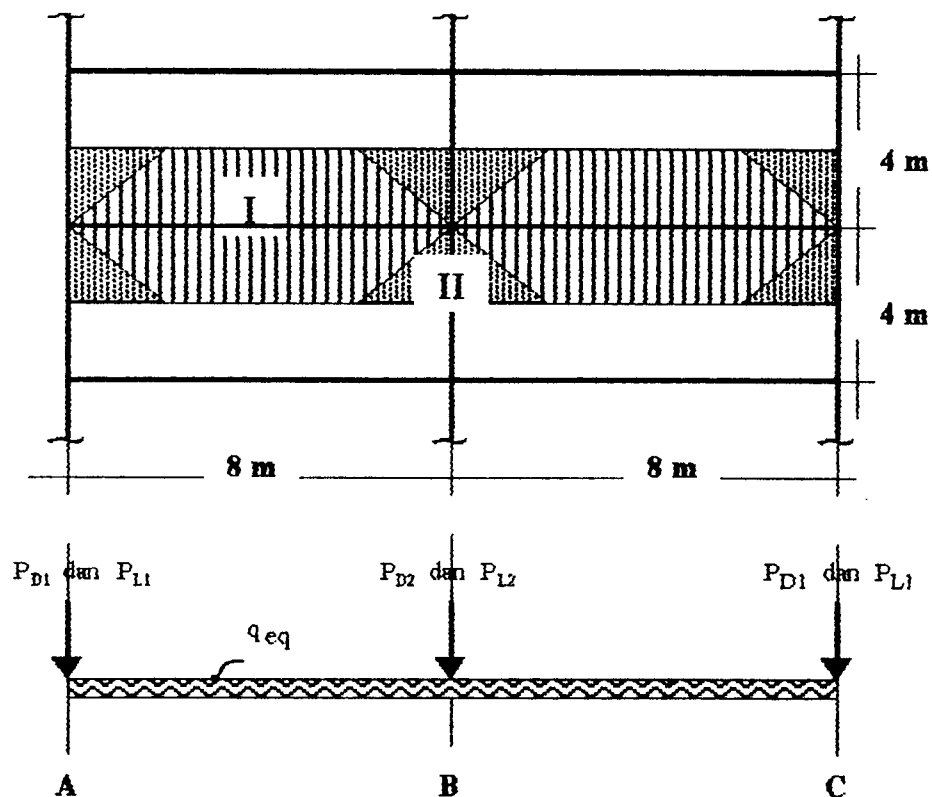
Gambar 4.4. Penomoran elemen struktur

BAB V

DOMINASI BEBAN DAN PENENTUAN MOMEN RENCANA

5.1 Pembebanan Struktur

Struktur gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap kombinasi beban baik oleh beban mati, beban hidup dan beban gempa. Beban mati dan beban hidup lantai didukung oleh balok induk sebagai beban segitiga dan/atau beban trapesium, beban balok induk ini kemudian didukung oleh kolom yang diteruskan ke pondasi.



Gambar 5.1. Penyebaran beban pada plat

5.1.1 Analisa Pembebanan

Untuk analisa pembebanan struktur akibat beban mati dan beban hidup pada perhitungan ini sebagai contoh diambil struktur duabelas lantai sebagai berikut :

1. Beban Hidup Atap (WL atap) = 0,6 . 1.	=	0,60	kN /m ²
2. Beban Mati Atap (WD atap)			
a. Beban Pelat = 0,12 . 24	=	2,88	kN /m ²
b. Beban Plafon = 0,18.	=	0,18	kN/m ²
c. Beban air hujan = 0,05 . 10	=	0,50	kN/m ² +
	Jumlah	=	3,56 kN/m ²

➤ Pembebanan atap type I

$$q_{uL} = \frac{2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (4 + 8) \cdot 2 \right]}{8} \cdot 0,6 = 1,80 \text{ kN/m}$$

$$q_{uD} = \frac{2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (4 + 8) \cdot 2 \right]}{8} \cdot 3,56 = 10,680 \text{ kN/m}$$

➤ Pembebanan atap type II

$$P_{L1} = 0,6 \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2,2 \right) = 2,40 \text{ kN}$$

$$P_{D1} = 3,56 \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2,2 \right) + 0,3 \cdot 0,75 \cdot 4 \cdot 2,4 = 35,84 \text{ kN}$$

$$P_{L2} = 0,6 \cdot 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2,2 \right) = 4,80 \text{ kN}$$

$$P_{D2} = 3,56 \cdot 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2,2 \right) + 0,3 \cdot 0,75 \cdot 4 \cdot 2,4 = 50,08 \text{ kN}$$

3. Beban Hidup Lantai (WL lantai) = 0,6 . 2,5	=	1,50	kN /m ²
---	---	------	--------------------

4. Beban Mati Lantai (WD lantai)

a. Beban Pelat = 0,12 . 24	=	2,880	kN/m ²
----------------------------	---	-------	-------------------

b. Beban Plafon = 0,18	=	0,180	kN/m ²
------------------------	---	-------	-------------------

c. Beban Tegel = 0,02 . 24	=	0,480	kN/m ²
----------------------------	---	-------	-------------------

$$\begin{aligned} \text{d. Beban Speci} &= 0,02 \cdot 21 & & = \frac{0,420 \text{ kN/m}^2}{\text{Jumlah}} + \\ & & & = \frac{3,960 \text{ Kn/m}^2}{\text{Jumlah}} \end{aligned}$$

➤ Pembebanan lantai type I

$$q_{uL} = \frac{2 \left[\frac{1}{2} \cdot (4 + 8) \cdot 2 \right]}{8} \cdot 1,5 = 4,50 \text{ kN/m}$$

$$q_{uD} = q_u + \text{beban dinding } \frac{1}{2} \text{ batu}$$

$$q_{uD} = \frac{2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (4 + 8) \cdot 2 \right]}{8} \cdot 3,96 + 2,5 \cdot (3,75 - 0,75) = 19,38 \text{ kN/m}$$

➤ Pembebanan lantai type II

$$P_{L1} = 1,5 \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 \right) = 6,0 \text{ kN}$$

$$P_{D1} = 3,96 \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 \right) + 0,3 \cdot 0,75 \cdot 4 \cdot 2,4 = 37,44 \text{ kN}$$

$$P_{L2} = 1,5 \cdot 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 \right) = 12,0 \text{ kN}$$

$$P_{D2} = 3,96 \cdot 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 \right) + 0,3 \cdot 0,75 \cdot 4 \cdot 2,4 = 53,28 \text{ kN}$$

Keterangan : untuk perhitungan berat sendiri balok diperhitungkan dalam SAP90

Dengan cara yang sama, untuk pembebanan pada elemen lain dengan jumlah tingkat 6, 9, 12 dan 15 hasil selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.1 sampai dengan tabel 5.5.

Tabel 5.1. Penyebaran beban struktur 3 lantai

Tingkat	Dimensi Balok (cm)	q_{uL} (kN/m)	q_{uD} (kN/m)	P_{L1} (kN)	P_{D1} (kN)	P_{L2} (kN)	P_{D2} (kN)
Atap	30 x 60	1,80	10,68	2,40	31,52	4,80	45,76
1-2	30 x 65	4,50	19,63	6,00	34,56	12,0	50,40

Tabel 5.2. Penyebaran beban struktur 6 lantai

Tingkat	Dimensi Balok (cm)	q_{uL} (kN/m)	q_{uD} (kN/m)	P_{L1} (kN)	P_{D1} (kN)	P_{L2} (kN)	P_{D2} (kN)
Atap	30 x 60	1,80	10,68	2,40	31,52	4,80	45,76
4-5	30 x 65	4,50	19,63	6,00	34,56	12,0	50,40
1-3	30 x 70	4,50	19,51	6,00	36,00	12,0	51,84

Tabel 5.3. Penyebaran beban struktur 9 lantai

Tingkat	Dimensi Balok (cm)	q_{uL} (kN/m)	q_{uD} (kN/m)	P_{L1} (kN)	P_{D1} (kN)	P_{L2} (kN)	P_{D2} (kN)
Atap	30 x 70	1,80	10,68	2,40	34,40	4,80	48,64
7-8	30 x 70	4,50	19,51	6,00	36,00	12,0	51,48
4-6	40 x 80	4,50	19,26	6,00	46,56	12,0	62,40
1-3	40 x 85	4,50	19,13	6,00	48,48	12,0	64,32

Tabel 5.4. Penyebaran beban struktur 12 lantai

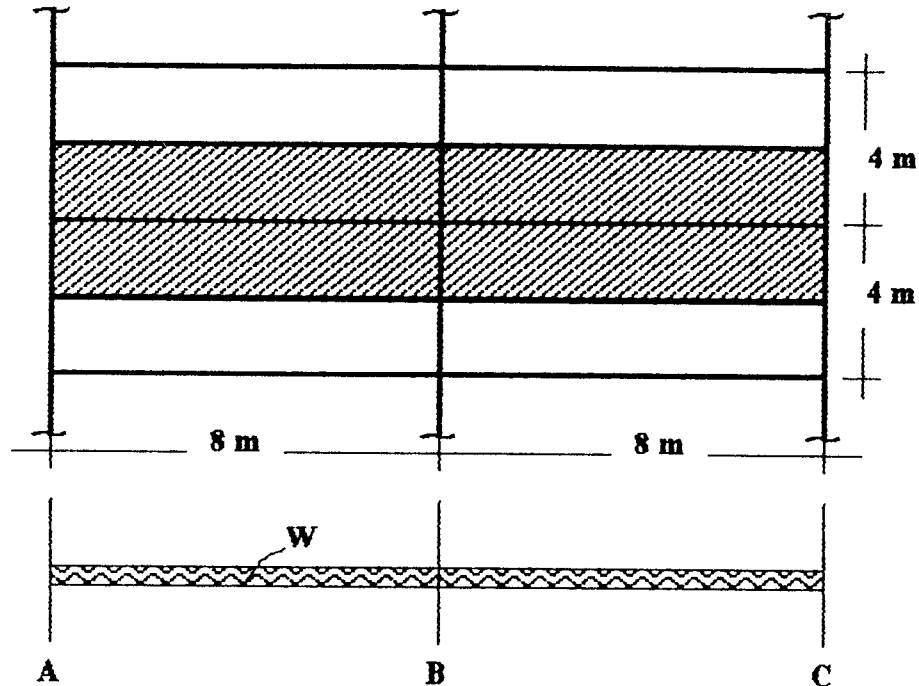
Tingkat	Dimensi Balok (Cm)	q_{uL} (kN/m)	q_{uD} (kN/m)	P_{L1} (kN)	P_{D1} (kN)	P_{L2} (kN)	P_{D2} (kN)
Atap	30 x 75	1,80	10,68	2,40	35,84	4,80	50,08
10-11	30 x 75	4,50	19,38	6,00	37,44	12,0	53,28
7-9	35 x 80	4,50	19,26	6,00	42,72	12,0	58,56
4-6	40 x 85	4,50	19,13	6,00	48,48	12,0	64,32
1-3	40 x 90	4,50	19,01	6,00	50,40	12,0	66,24

Tabel 5.5. Penyebaran beban struktur 15 lantai

Tingkat	Dimensi Balok (Cm)	q_{uL} (kN/m)	q_{uD} (kN/m)	P_{L1} (kN)	P_{D1} (kN)	P_{L2} (kN)	P_{D2} (kN)
Atap	30 x 75	1,80	10,68	2,40	35,84	4,80	50,08
13-14	30 x 75	4,50	19,38	6,00	37,44	12,0	53,28
10-12	35 x 80	4,50	19,26	6,00	42,72	12,0	58,56
7-9	40 x 85	4,50	19,13	6,00	48,48	12,0	64,32
4-6	50 x 90	4,50	19,01	6,00	59,04	12,0	74,88
1-3	50 x 100	4,50	18,76	6,00	63,84	12,0	79,68

5.1.2 Perhitungan Gaya Gempa

Perhitungan berat struktur akibat beban mati dan beban hidup untuk menganalisa besarnya beban gempa berdasarkan pada pola penyebaran beban sebagai berikut :



Gambar : 5.2. Pola penyebaran beban untuk perhitungan beban gempa

1. Struktur Tiga Lantai

a. Berat Atap

- Berat Pelat	$= 0,12 \cdot 24 \cdot 4 \cdot 8$	$= 92,16 \text{ kN}$
- Berat Balok	$= 0,3 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot 8$	$= 34,56 \text{ kN}$
- Berat Plafon	$= 0,18 \cdot 4 \cdot 8$	$= 5,76 \text{ kN} +$
		W3 = 132,48 kN
- Berat Beban Hidup	$= 0,3 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 8$	$= 9,60 \text{ kN}$

b. Berat Lantai 1 - 2

- Berat Pelat = $0,12 \cdot 24 \cdot 4 \cdot 8 = 92,16 \text{ kN}$
- Berat Plafon = $0,18 \cdot 4 \cdot 8 = 5,76 \text{ kN}$
- Berat Speci = $0,02 \cdot 21 \cdot 4 \cdot 8 = 13,44 \text{ kN}$
- Berat Tegel = $0,02 \cdot 24 \cdot 4 \cdot 8 = 15,36 \text{ kN}$
- Berat Dinding = $2,5 \cdot (3,75 - 0,6) \cdot 8 = 63,00 \text{ kN}$
- Berat Balok = $0,3 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot 8 = 34,56 \text{ kN}$
- Berat Kolom Tepi = $0,3 \cdot 0,6 \cdot 3,75 \cdot 24 \cdot 1 = 16,21 \text{ kN}$
- Berat Kolom Tengah = $0,3 \cdot 0,65 \cdot 3,75 \cdot 24 \cdot 0,5 = 8,775 \text{ kN} +$
 $W1 = W2 = 249,255 \text{ kN}$
- Berat Beban Hidup = $0,3 \cdot 2,5 \cdot 4 \cdot 8 = 24,00 \text{ kN}$

c. Berat Total Struktur (berat bentang A-B = berat bentang B-C)

$$\begin{aligned}
 W_t &= 2 \cdot W1 + 2 \cdot W2 + 2 \cdot W3 + 2 \cdot \text{Beban hidup lantai 1 - 3} \\
 &= 2 \cdot 132,48 + 2 \cdot 249,255 + 2 \cdot 249,255 + 2 \cdot 9,6 + 2 \cdot 24 + 2 \cdot 24 \\
 &= 1377,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.6. Berat struktur tiga lantai

Tingkat	Bentang kiri (kN)		Bentang kanan (kN)		Total
	B. Mati	B. Hidup	B. Mati	B. Hidup	
3	132,48	9,60	132,48	9,60	284,16
2	249,255	24,00	249,255	24,00	546,51
1	249,255	24,00	249,255	24,00	546,51
	$\Sigma \text{ (kN)}$				1377,18

Keterangan : untuk perhitungan berat struktur selanjutnya disajikan dalam bentuk tabel seperti di atas

d. Analisa Gaya Horisontal Akibat Gempa

1) Waktu Getar Bangunan (T)

$$T = 0,060 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,060 \cdot 12^{3/4} = 0,387 \text{ detik}$$

2) Koefisien Gempa Dasar (C)

Dengan nilai T = 0,387 detik. diperoleh nilai C = 0,07 (lihat gambar 3.4)

$$I = 1,5 \text{ (Gedung apartemen)}$$

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

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

$$= 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1377,18 = 144,60 \text{ kN}$$

Selanjutnya gaya horisontal akibat gempa ditabelkan dan dihitung dengan persamaan (3-6) berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot F_1}{\sum W_i \cdot F_1} V$$

Tabel 5.7. Gaya geser tingkat struktur 3 lantai

Tingkat	H _i (m)	W _i (kN)	W _i · H _i (kNm)	F _i (kN)
3	12	284,16	3409,92	47,51
2	8,25	546,51	4508,71	62,82
1	4,5	546,51	2459,30	34,27
Total		1377,18	10377,92	144,60

3) Chek Persamaan Rayleigh Terhadap Waktu Getar

Syarat dari persamaan Rayleigh terhadap waktu getar adalah :

$$T_{Rayleigh} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i d_i^2}{g \sum F_i d_i}} > 0,06H^{3/4}$$

dengan g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/dt}^2$

Hitungan dari persamaan *Rayleigh* untuk struktur 3 lantai disajikan pada tabel 5.8, simpangan lateral (*displacement*) diambil yang terbesar dari portal yang ditinjau, sehingga dari tabel tersebut dapat dicari nilai $T_{Rayleigh}$ berdasarkan persamaan

$$T_{Rayleigh} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i d_i^2}{g \sum F_i d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{0,045553}{9,81 \cdot 0,757563}}$$

$$= 0,493 \text{ detik}$$

$$T_1 = 0,387 \cdot 80 \% = 0,310 \text{ detik}$$

$$T_2 = 0,387 \cdot 120 \% = 0,464 \text{ detik}$$

$$T_1 < T_2 < T_{Rayleigh} < 1, \text{ digunakan nilai } C = 0,07 \text{ sehingga}$$

perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.

Tabel 5.8. Perhitungan waktu getar *Rayleigh*

Tingkat	W _i (kN)	Simpangan lateral = d _i (m)	W _i x d _i ² (kN m ²)	F _i (kN)	F _i x d _i (kNm)
3	284,16	1,1594E-05	0,003295	47,51	0,161772
2	546,51	3,545E-05	0,019374	62,82	0,37403
1	546,51	4,1874E-05	0,022884	34,27	0,221761
	1377,18		0,045553	144,6	0,757563

2. Struktur Enam Lantai

a. Berat Total Struktur

Tabel 5.9. Berat struktur enam lantai

Tingkat	Bentang kiri (kN)		Bentang kanan (kN)		Total
	B. Matl	B. Hidup	B. Matl	B. Hidup	
6	132,48	9,60	132,48	9,60	284,16
5	253,16	24,00	253,16	24,00	554,32
4	253,16	24,00	253,16	24,00	554,32
3	255,04	24,00	255,04	24,00	558,08
2	255,04	24,00	255,04	24,00	558,08
1	255,04	24,00	255,04	24,00	558,08
	Σ (kN)				3067,04

b. Analisa Gaya Horizontal Akibat Gempa

1) Waktu Getar Bangunan (T)

$$T = 0,060 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,060 \cdot 23,25^{3/4} = 0,635 \text{ detik}$$

2) Koefisien Gempa Dasar (C)

Dengan nilai $T = 0,635$ detik, diperoleh nilai $C = 0,07$ (lihat gambar 3.4)

$$I = 1,5 \text{ (Gedung apartemen)}$$

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

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 3067,04 = 322,04 \text{ kN}$$

Tabel 5.10. Gaya geser tingkat struktur 6 lantai

Tingkat	H _i (m)	W _i (kN)	W _i · H _i (kNm)	F _i (kN)
6	23,25	284,16	6606,72	53,25
5	19,5	554,32	10809,24	87,11
4	15,75	554,32	8730,54	70,36
3	12	558,08	6696,96	53,97
2	8,25	558,08	4604,16	37,11
1	4,5	558,08	2511,36	20,24
Total		3067,04	39958,98	322,04

3) Cek Persamaan Rayleigh Terhadap Waktu Getar

Waktu getar struktur dicek terhadap $T_{Rayleigh}$ seperti perhitungan sebelumnya. Hitungan dari persamaan *Rayleigh* untuk struktur 6 lantai disajikan pada tabel 5.11.

$$T_{Rayleigh} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{0,297961}{9,81 \cdot 2,726982}}$$

$$= 0,665 \text{ detik}$$

$$T_1 = 0,635 \cdot 80 \% = 0,508 \text{ detik}$$

$$T_2 = 0,635 \cdot 120 \% = 0,762 \text{ detik}$$

$T_1 < T_{Rayleigh} < T_2 < 1$, digunakan nilai $C = 0,07$ sehingga

perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.

Tabel 5.11. Perhitungan waktu getar *Rayleigh*

Tingkat	W _i (kN)	Simpangan lateral = d _i (m)	W _i x d _i ² (kN m ²)	F _i (kN)	F _i x d _i (kN m)
6	284,16	0,003868	0,004251	53,25	0,205971
5	554,32	0,006861	0,026094	87,11	0,597662
3	554,32	0,009334	0,048294	70,36	0,65674
3	558,08	0,010953	0,066952	53,97	0,591133
2	558,08	0,012016	0,080578	37,11	0,445914
1	558,08	0,011342	0,071792	20,24	0,229562
	3067,04		0,297961	322,04	2,726982

3. Struktur Sembilan Lantai

a. Berat Total Struktur

Tabel 5.12. Berat struktur sembilan lantai

Tingkat	Bentang kiri (kNm)		Bentang kanan (kNm)		Total
	B. Mati	B. Hidup	B. Mati	B. Hidup	
9	138,24	9,60	138,24	9,60	295,68
8	269,44	24,00	269,44	24,00	586,88
7	269,44	24,00	269,44	24,00	586,88
6	290,36	24,00	290,36	24,00	628,72
5	290,36	24,00	290,36	24,00	628,72
4	290,36	24,00	290,36	24,00	628,72
3	295,00	24,00	295,00	24,00	638,00
2	295,00	24,00	295,00	24,00	638,00
1	295,00	24,00	295,00	24,00	638,00
	Σ (kN)				5296,60

b. Analisa Gaya Horizontal Akibat Gempa

1) Waktu Getar Bangunan (T)

$$T = 0,060 \cdot H^{3/4} = 0,060 \cdot 34,5^{3/4} = 0,854 \text{ detik}$$

2) Koefisien Gempa Dasar (C)

Dengan nilai $T = 0,854$ detik, diperoleh nilai $C = 0,07$ (lihat gambar 3.4)

$I = 1,5$ (Gedung apartemen)

$K = 1$ (tingkat daktilitas 3 untuk beton bertulang)

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 5269,60 = 553,31 \text{ kN}$$

Tabel 5.13. Gaya geser tingkat struktur 9 lantai

Tingkat	H _i (m)	W _i (kN)	W _i · H _i (kNm)	F _i (kN)
9	34,5	295,68	10.200,96	58,39
7	30,8	586,88	18.046,56	103,30
8	27	586,88	15.845,76	90,70
6	23,3	628,72	14.617,74	83,67
5	19,5	628,72	12.260,04	70,18
4	15,8	628,72	9.902,34	56,68
3	12	638,00	7.656,00	43,82
2	8,25	638,00	5.263,50	30,13
1	4,5	638,00	2.871,00	16,43
Total		5269,60	96663,90	553,31

3) Cek Persamaan Rayleigh Terhadap Waktu Getar

Waktu getar struktur dicek terhadap $T_{Rayleigh}$ seperti perhitungan sebelumnya. Hitungan dari persamaan *Rayleigh* untuk struktur 9 lantai disajikan pada Tabel 5.14

$$T_{Rayleigh} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i d_i^2}{g \sum F_i d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{0,33144}{9,81 \cdot 3,998022}}$$

$$= 0,579 \text{ detik}$$

$$T_1 = 0,854 \cdot 80 \% = 0,683 \text{ detik}$$

$$T_2 = 0,854 \cdot 120 \% = 1,025 \text{ detik}$$

nilai dari $T_{Rayleigh}$ kurang dari 1 sehingga nilai $C = 0,07$ dan

perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.

Tabel 5.14. Perhitungan waktu getar *Rayleigh*

Tingkat	W _i (kN)	Simpangan Lateral = d _i (m)	W _i x d _i ² (kN m ²)	F _i (kN)	F _i x d _i (kNm)
9	295,68	0,003643	0,003924	58,39	0,212715
8	586,88	0,005834	0,019975	103,30	0,602652
7	586,88	0,007048	0,029153	90,70	0,639254
6	628,72	0,007514	0,035498	83,67	0,628696
5	628,72	0,008559	0,046058	70,18	0,600671
4	628,72	0,009071	0,051733	56,68	0,514144
3	638,00	0,009036	0,052092	43,82	0,395958
2	638,00	0,009045	0,052196	30,13	0,272526
1	638,00	0,007998	0,040812	16,43	0,131407
	5269,60		0,33144	553,31	3,998022

4. Struktur Duabelas Lantai

a. Berat Total Struktur

Tabel 5.15. Berat struktur duabelas lantai

Tingkat	Bentang kiri (kNm)		Bentang kanan (kNm)		Total
	B. Mati	B. Hidup	B. Mati	B. Hidup	
12	141,12	9,60	141,12	9,60	301,44
11	273,12	24,00	273,12	24,00	594,24
10	273,12	24,00	273,12	24,00	594,24
9	282,68	24,00	282,68	24,00	613,36
8	282,68	24,00	282,68	24,00	613,36
7	282,68	24,00	282,68	24,00	613,36
6	295,00	24,00	295,00	24,00	638,00
5	295,00	24,00	295,00	24,00	638,00
4	295,00	24,00	295,00	24,00	638,00
3	299,64	24,00	299,64	24,00	647,28
2	299,64	24,00	299,64	24,00	647,28
1	299,64	24,00	299,64	24,00	647,28
	Σ (kN)				7185,84

b. Analisa Gaya Geser Dasar

1) Waktu Getar Bangunan (T)

$$T = 0,060 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,060 \cdot 45,75^{3/4} = 1,055 \text{ detik}$$

2) Koefisien Gempa Dasar (C)

Dengan nilai $T = 1,055$ detik, diperoleh nilai $C = 0,068$ (lihat gambar 3.4)

$$I = 1,5 \text{ (Gedung apartemen),}$$

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

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

$$= 0,068 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 7185,44 = 732,96 \text{ kN}$$

Tabel 5.16. Gaya geser tingkat struktur 12 lantai

Tingkat	H1 (m)	W1 (kN)	W1 . H1 (kNm)	F1 (kN)
12	45,75	301,44	13790,88	58,97
11	42	594,24	24958,08	106,73
10	38,25	594,24	22729,68	97,20
9	34,5	613,36	21160,92	90,49
8	30,75	613,36	18860,82	80,65
7	27	613,36	16560,72	70,82
6	23,25	638,00	14833,50	63,43
5	19,5	638,00	12441,00	53,20
4	15,75	638,00	10048,50	42,97
3	12	647,28	7767,36	33,21
2	8,25	647,28	5340,06	22,84
1	4,5	647,28	2912,76	12,46
Total		7185,84	171404,28	732,96

3. Cek Persamaan Rayleigh Terhadap Waktu Getar

Waktu getar struktur dicek terhadap $T_{Rayleigh}$ seperti perhitungan sebelumnya. Hitungan dari persamaan *Rayleigh* untuk struktur 12 lantai disajikan pada Tabel 5.16.

$$T_{Rayleigh} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{0,73824}{9,81 \cdot 7,041246}}$$

$$= 0,651 \text{ detik}$$

$$T_1 = 1,055 \cdot 80 \% = 0,844 \text{ detik}$$

$$T_2 = 1,055 \cdot 120 \% = 1,266 \text{ detik}$$

$T_{Rayleigh} = 0,667 < 1$, digunakan nilai $C = 0,07$ sehingga perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.

Tabel 5.17. Perhitungan waktu getar *Rayleigh*

Tingkat	Wl (kN)	Simpangan Lateral = dl (m)	Wl x dl ³ (kN m ³)	F1 (kN)	F1 x dl (kNm)
12	301,44	0,004258	0,005465	58,97	0,251094
11	594,24	0,006424	0,024523	106,73	0,685634
10	594,24	0,008541	0,043349	97,20	0,830185
9	613,36	0,010321	0,065337	90,49	0,939947
8	613,36	0,011786	0,085202	80,65	0,950541
7	613,36	0,011637	0,083061	70,82	0,824132
6	638,00	0,011291	0,081337	63,43	0,716188
5	638,00	0,0117	0,087336	53,20	0,62244
4	638,00	0,011431	0,083366	42,97	0,49119
3	647,28	0,011142	0,080356	33,21	0,370026
2	647,28	0,010828	0,075891	22,84	0,247312
1	647,28	0,009515	0,058602	12,46	0,118557
	7185,84		0,773824	732,96	7,041246

5. Struktur Limabelas Lantai

a. Berat Total Struktur

Tabel 5.18. Berat struktur limabelas lantai

Tingkat	Bentang kiri (kNm)		Bentang kanan (kNm)		Total
	B. Mati	B. Hidup	B. Mati	B. Hidup	
15	141,12	9,60	141,12	9,60	301,44
14	289,32	24,00	289,32	24,00	626,64
13	289,32	24,00	289,32	24,00	626,64
12	298,88	24,00	298,88	24,00	645,76
11	298,88	24,00	298,88	24,00	645,76
10	298,88	24,00	298,88	24,00	645,76
9	320,65	24,00	320,65	24,00	689,30
8	320,65	24,00	320,65	24,00	689,30
7	320,65	24,00	320,65	24,00	689,30
6	343,02	24,00	343,02	24,00	734,04
5	343,02	24,00	343,02	24,00	734,04
4	343,02	24,00	343,02	24,00	734,04
3	364,12	24,00	364,12	24,00	776,24
2	364,12	24,00	364,12	24,00	776,24
1	364,12	24,00	364,12	24,00	776,24
				Σ (kN)	10090,74

b. Analisa Gaya Geser Dasar

1) Waktu Getar Bangunan (T)

$$T = 0,060 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,060 \cdot 57^{\frac{3}{4}} = 1,245 \text{ detik}$$

2) Koefisien Gempa Dasar (C)

Dengan nilai $T = 1,245$ detik, diperoleh nilai $C = 0,0614$ (lihat gambar 3.4)

$I = 1,5$ (Gedung apartemen),

$K = 1$ (tingkat daktilitas 3 untuk beton bertulang)

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

$$= 0,0614 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 10119,54 = 926,36 \text{ kN}$$

Tabel 5.19. Gaya geser tingkat struktur 15 lantai

Tingkat	H1 (m)	W1 (kN)	W1 . H1 (kNm)	F1 (kN)
15	57	301,44	17182,08	142,72
14	53,25	626,64	33368,58	96,68
13	49,5	626,64	31018,68	89,87
12	45,75	645,76	29543,52	85,60
11	42	645,76	27121,92	78,58
10	38,25	645,76	24700,32	71,57
9	34,5	689,30	23780,85	68,90
8	30,75	689,30	21195,975	61,41
7	27	689,30	18611,1	53,92
6	23,25	734,04	17066,43	49,45
5	19,5	734,04	14313,78	41,47
4	15,75	734,04	11561,13	33,50
3	12	776,24	9314,88	26,99
2	8,25	776,24	6403,98	18,56
1	4,5	776,24	3493,08	10,12
Total		10090,74	288676,31	929,36

3. Cek Persamaan Rayleigh Terhadap Waktu Getar

Waktu getar struktur dicek terhadap $T_{Rayleigh}$ seperti perhitungan

sebelumnya. Hitungan dari persamaan *Rayleigh* untuk struktur 15 lantai

disajikan pada Tabel 5.18

$$T_{Rayleigh} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{0,926586}{9,81 \cdot 8,455101}}$$

$$= 0,665 \text{ detik}$$

$$T1 = 1,245 \cdot 80 \% = 0,996 \text{ detik}$$

$$T2 = 1,245 \cdot 120 \% = 1,494 \text{ detik}$$

$$T_{\text{Rayleigh}} = 0,665 < 1, \text{ digunakan nilai } C = 0,07 \text{ sehingga}$$

perhitungan gaya gempa tidak perlu diulang.

Tabel 5.20. Perhitungan waktu getar *Rayleigh*

Tingkat	Wl (kN)	Simpangan Lateral = dl (m)	Wl x dl ² (kN/m ²)	F1 (kN)	F1 x dl (kNm)
15	301,44	0,006902	0,01436	142,72	0,985053
14	626,64	0,008459	0,044839	96,68	0,817816
13	626,64	0,009684	0,058766	89,87	0,870301
12	645,76	0,010611	0,072708	85,60	0,908302
11	645,76	0,011538	0,085967	78,58	0,906656
10	645,76	0,011401	0,083938	71,57	0,81597
9	689,30	0,011363	0,089001	68,90	0,782911
8	689,30	0,011495	0,091081	61,41	0,705908
7	689,30	0,010756	0,079746	53,92	0,579964
6	734,04	0,009994	0,073316	49,45	0,494203
5	734,04	0,009698	0,069037	41,47	0,402176
4	734,04	0,008615	0,054479	33,50	0,288603
3	776,24	0,007797	0,04719	26,99	0,210441
2	776,24	0,007082	0,038932	18,56	0,131442
1	776,24	0,00547	0,023226	10,12	0,055356
	10119,54		0,926586	929,36	8,955101

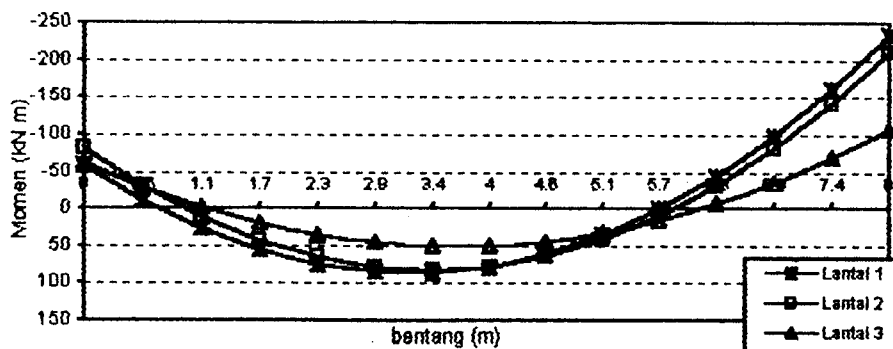
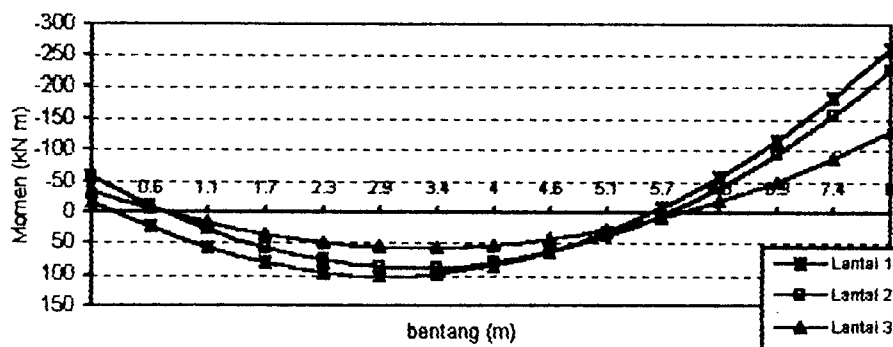
5.2 Diagram Momen Pada Balok

Untuk memudahkan dalam mempelajari, momen-momen pada balok dari hasil analisis struktur akibat kombinasi $1,05(D + Lr + E)$ dengan bantuan program *SAP-90* disajikan dalam diagram bidang momen berikut yang digambarkan setiap tiga lantai (lihat gambar 5.3 - 5.17), gambar (a) merupakan diagram momen balok pada struktur bentang A-B (lihat gambar 4.1 dan 4.2) dan gambar (b) adalah merupakan diagram momen balok pada struktur bentang B-C.

5.2.1 Struktur Tiga Lantai

Tabel 5.21 Momen pada struktur tiga lantai

Jarak Dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-1	L-2	L-3	L-1	L-2	L-3
0	-17,8	-58,17	-34,62	-58,98	-81,08	-62,2
0,6	24,5	-10,62	-5,57	-11,73	-30,67	-29,61
1,1	57,61	27,74	17,96	26,33	10,56	-2,54
1,7	81,55	56,93	35,98	55,21	42,6	19,03
2,3	96,3	76,94	48,49	74,91	65,46	35,08
2,9	101,87	87,76	55,48	85,43	79,14	45,62
3,4	98,26	89,4	56,96	86,77	83,64	50,64
4	85,47	81,86	52,93	78,93	78,96	50,15
4,6	63,49	65,14	43,38	61,9	65,1	44,15
5,1	32,34	39,24	28,32	35,69	42,05	32,63
5,7	-8	4,15	7,75	0,3	9,82	15,61
6,3	-57,52	-40,12	-18,33	-44,27	-31,59	-6,94
6,9	-116,22	-93,56	-49,93	-98,02	-82,18	-34,99
7,4	-184,1	-156,2	-87,04	-160,96	-141,95	-68,56
8	-261,17	-228,01	-129,67	-233,07	-210,91	-107,64

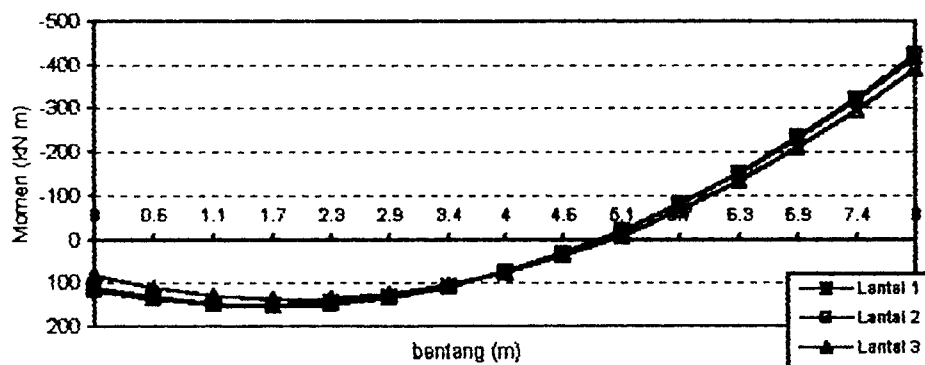


Gambar 5.3 Diagram momen Struktur 3 lantai

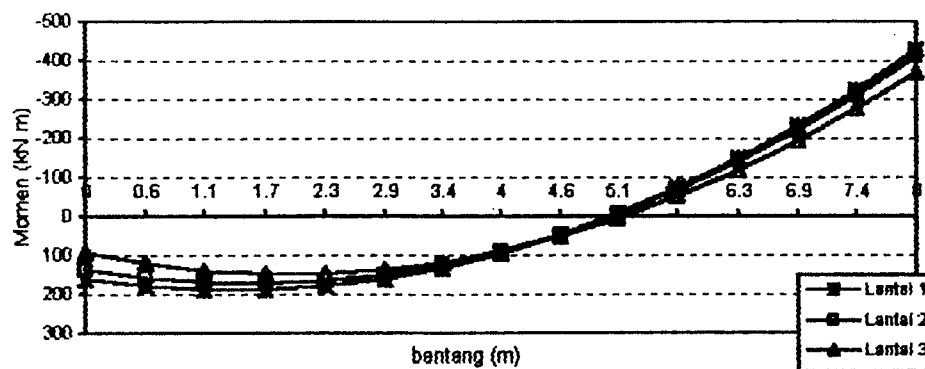
5.2.2 Struktur Enam Lantai

Tabel 5.22. Momen pada lantai 1-3

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-1	L-2	L-3	L-1	L-2	L-3
0	161,87	136,72	94,75	110,68	116,81	85,1
0,6	180,47	158,27	122,28	133,6	139,02	111,99
1,1	189,73	170,47	140,46	147,19	151,89	129,55
1,7	189,64	173,32	149,31	151,43	155,41	137,76
2,3	180,21	166,84	148,81	146,33	149,6	136,64
2,9	161,44	151,01	138,96	131,88	134,44	126,16
3,4	133,32	125,84	119,78	108,1	109,93	106,35
4	95,86	91,33	91,25	74,97	76,09	77,19
4,6	49,06	47,47	53,38	32,49	32,9	38,69
5,1	-7,08	-5,73	6,17	-19,32	-19,63	-9,15
5,7	-72,57	-68,27	-50,39	-80,48	-81,51	-66,34
6,3	-147,4	-140,15	-116,29	-150,98	-152,72	-132,87
6,9	-231,57	-221,38	-191,53	-230,83	-233,28	-208,74
7,4	-325,09	-311,95	-276,12	-320,01	-323,19	-293,96
8	-427,94	-411,86	-370,04	-418,54	-422,43	-388,52



(a)

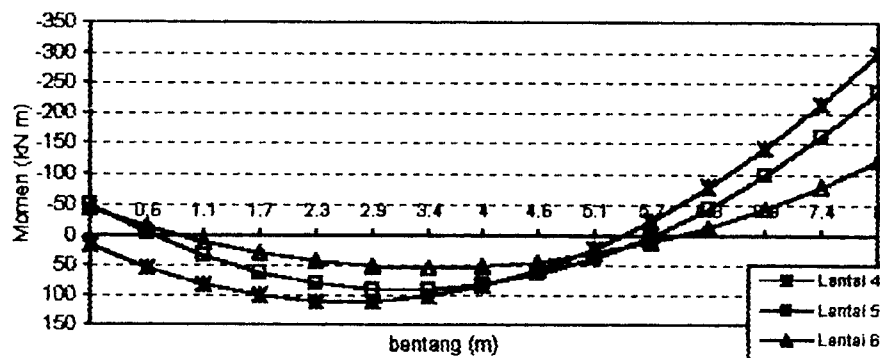


(b)

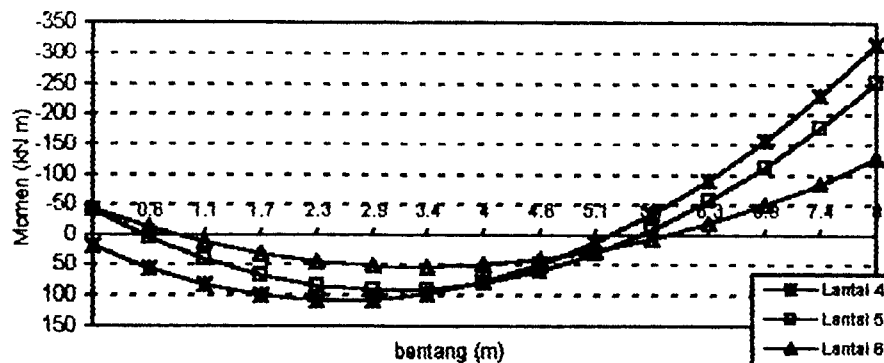
Gambar 5.4 Diagram momen lantai 1-3

Tabel 5.2.3. Momen pada lantai 4-6

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-4	L-5	L-6	L-4	L-5	L-6
0	16,17	-50,63	-44,07	18,33	-40,06	-42,18
0,6	53,91	-3,6	-13,7	54,67	4,84	-12,45
1,1	82,4	34,18	11,16	81,74	40,48	11,78
1,7	101,63	62,69	30,5	99,56	66,86	30,49
2,3	111,6	81,94	44,33	108,12	83,97	43,69
2,9	112,3	91,94	52,64	107,42	91,83	51,37
3,4	103,75	92,67	55,44	97,45	90,42	53,54
4	85,93	84,14	52,73	78,23	79,76	50,2
4,6	58,86	66,35	44,51	49,74	59,83	41,35
5,1	22,52	39,3	30,77	12	30,64	26,98
5,7	-23,08	2,99	11,52	-35,01	-7,8	7,1
6,3	-77,93	-42,58	-13,24	-91,27	-55,51	-18,3
6,9	-142,05	-97,42	-49,52	-156,8	-112,48	-49,21
7,4	-215,43	-161,51	-79,51	-231,59	-178,71	-85,63
8	-298,07	-234,86	-120,61	-315,64	-254,2	-127,56



(a)



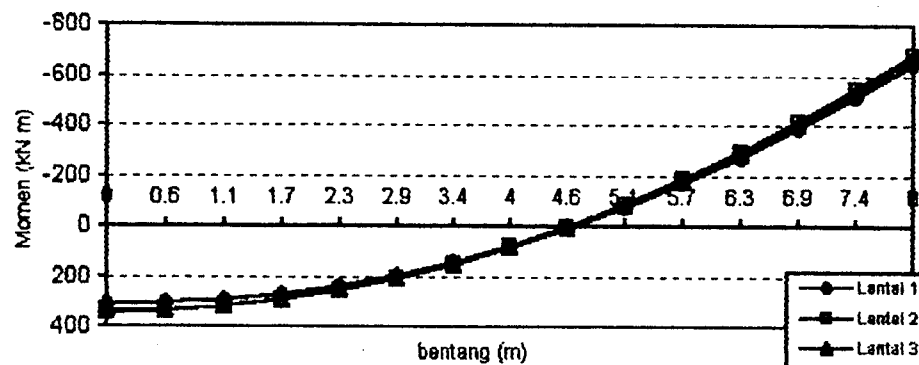
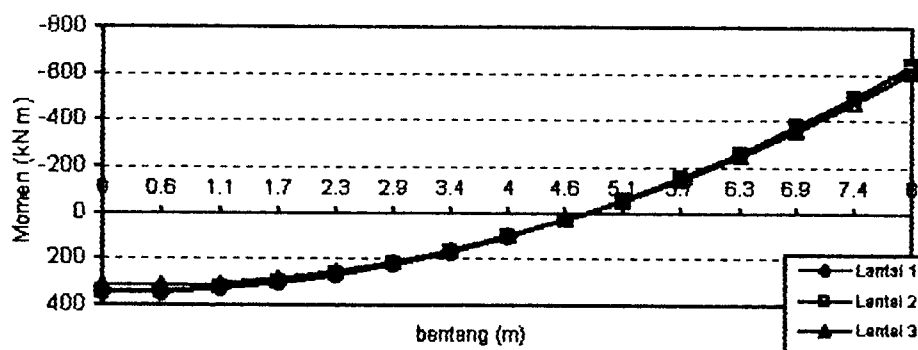
(b)

Gambar 5.5 Diagram momen lantai 4-6

5.2.3 Struktur Sembilan Lantai

Tabel 5.24. Momen pada lantai 1-3

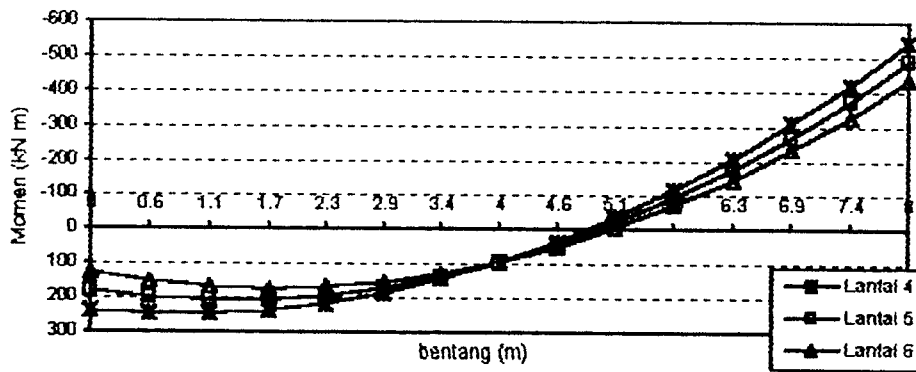
Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-1	L-2	L-3	L-1	L-2	L-3
0	349,34	343,01	313,85	306,84	345,25	338,65
0,6	345,6	339,65	314,52	305,5	338,51	333,44
1,1	331,58	326	304,92	293,87	321,5	317,95
1,7	307,28	302,06	285,03	271,97	294,2	292,18
2,3	272,69	267,85	254,86	239,78	256,62	256,12
2,9	227,82	223,35	214,4	197,3	208,75	209,78
3,4	172,67	168,57	163,67	144,55	150,61	153,16
4	107,24	103,51	102,65	81,51	82,18	86,26
4,6	31,53	28,17	31,35	8,19	3,47	9,08
5,1	-54,47	-57,46	-50,24	-75,41	-85,52	-78,39
5,7	-150,75	-153,37	-142,1	-169,29	-184,8	-176,14
6,3	-257,31	-259,56	-244,25	-273,46	-294,36	-284,17
6,9	-374,16	-376,03	-356,68	-387,9	-414,2	-402,49
7,4	-501,28	-502,79	-479,39	-512,64	-544,32	-531,08
8	-638,69	-639,82	-612,39	-647,65	-684,72	-669,96



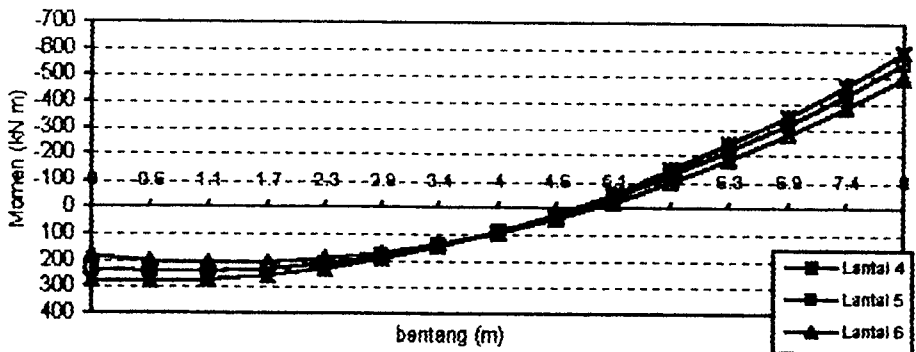
Gambar 5.6 Diagram momen lantai 1-3

Tabel 5.25.Momen pada lantai 4-6

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-4	L-5	L-6	L-4	L-5	L-6
0	236,4	181,74	127,47	274,55	232,43	183,46
0,6	246,87	200,06	153,48	278,52	242,39	200,95
1,1	247,19	208,22	169,32	272,33	242,2	208,28
1,7	257,34	206,22	175,01	255,97	231,84	205,44
2,3	217,32	194,06	170,52	229,46	211,32	192,45
2,9	187,15	171,73	155,88	192,78	180,63	169,29
3,4	146,81	139,24	131,08	145,94	139,79	135,97
4	96,31	96,59	96,11	88,94	88,78	92,49
4,6	35,65	43,78	50,98	21,77	27,61	38,84
5,1	-35,17	-19,2	-431	-55,56	-43,72	-24,97
5,7	-116,16	-92,34	-69,77	-143,05	-125,22	-98,94
6,3	-207,31	-175,64	-145,39	-240,7	-216,88	-185,07
6,9	-308,62	-269,1	-231,16	-348,51	-318,69	-277,36
7,4	-420,09	-372,73	-327,11	-466,49	-430,68	-381,82
8	-541,73	-486,51	-433,21	-594,63	-552,82	-496,44



(a)

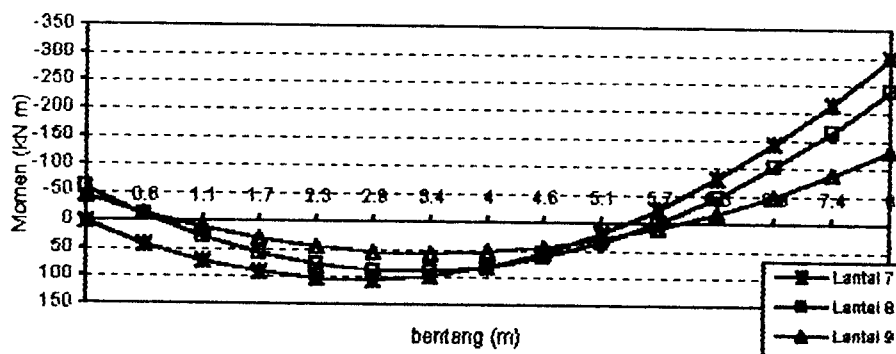


(b)

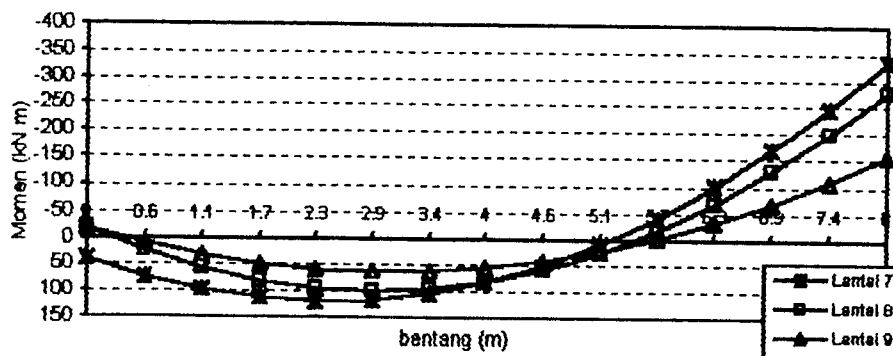
Gambar 5.7 Diagram momen lantai 4-6

Tabel 5.26. Momen pada lantai 7-9

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-7	L-8	L-9	L-7	L-8	L-9
0	3,68	-56,66	-43,84	38,94	-17,96	-17,77
0,6	42,84	-8,91	-12,55	73,07	24,27	9,88
1,1	72,67	29,49	12,98	97,87	57,16	31,77
1,7	93,15	58,56	32,75	113,32	80,7	47,89
2,3	104,28	78,28	46,76	119,42	94,9	58,26
2,9	106,08	88,65	55,01	116,19	99,76	62,87
3,4	98,53	89,69	57,5	103,61	95,28	61,71
4	81,64	81,78	54,23	81,69	81,45	54,8
4,6	55,4	63,73	45,2	50,43	58,28	42,13
5,1	19,82	36,73	30,41	9,82	25,77	23,7
5,7	-25,1	0,39	9,86	-40,13	-16,09	-0,5
6,3	-79,36	-45,29	-16,45	-99,42	-67,29	-30,45
6,9	-142,97	-100,31	-48,52	-168,06	-127,83	-66,16
7,4	-215,92	-164,68	-86,35	-246,04	-197,72	-107,64
8	-298,21	-238,39	-129,94	-333,36	-276,94	-154,87



(a)



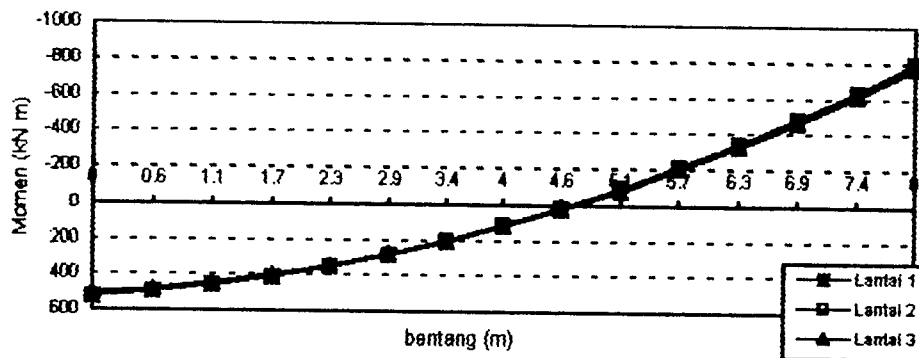
(b)

Gambar 5.8 Diagram momen lantai 7-9

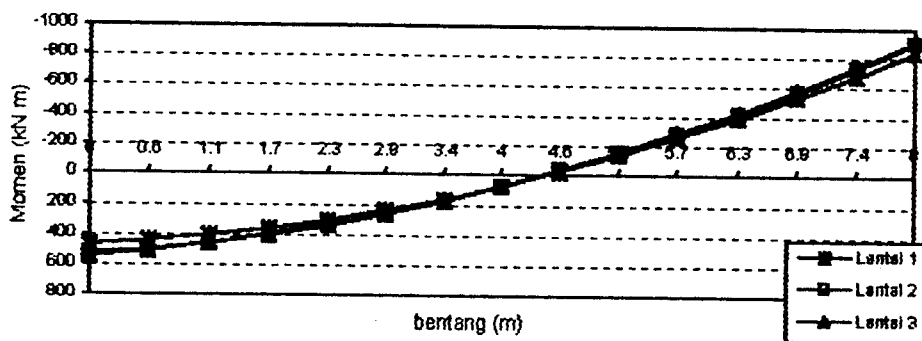
5.2.4 Struktur Duabelas Lantai

Tabel 5.27. Momen pada lantai 1-3

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-1	L-2	L-3	L-1	L-2	L-3
0	522,82	523,1	500,38	468,99	533,04	543,64
0,6	496,93	496,29	477,14	443,04	498,51	507,57
1,1	460,65	459,07	443,5	406,68	453,58	461,09
1,7	413,95	411,45	399,45	359,92	398,24	404,21
2,3	356,85	353,42	345	302,75	332,49	336,92
2,9	289,35	284,99	280,13	235,17	256,34	259,23
3,4	211,44	206,15	204,87	157,19	169,79	171,13
4	123,12	116,91	119,2	68,8	72,82	72,63
4,6	24,4	17,26	23,12	-29,99	-34,54	-36,28
5,1	-84,73	-92,79	-83,37	-139,18	-152,32	-155,99
5,7	-204,26	-213,26	-200,26	-258,79	-280,5	-285,31
6,3	-354,2	-344,12	-327,55	-388,8	-419,08	-425,44
6,9	-474,55	-485,39	-465,25	-529,21	-568,07	-575,97
7,4	-625,3	-637,07	-613,36	-680,03	-727,47	-736,91
8	-786,46	-799,16	-771,87	-841,26	-897,27	-908,25



(a)

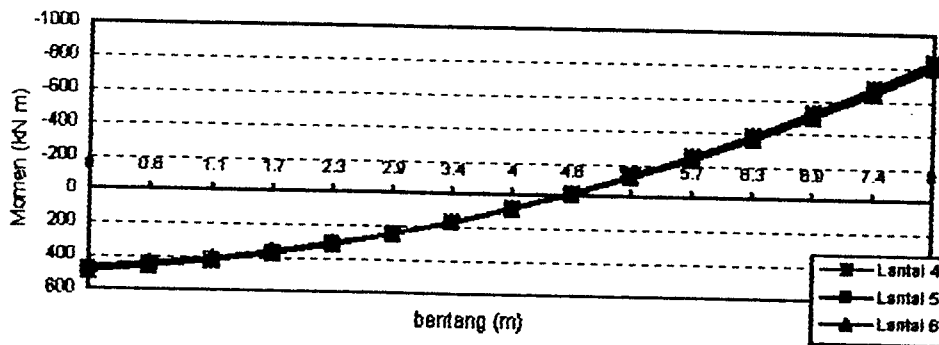
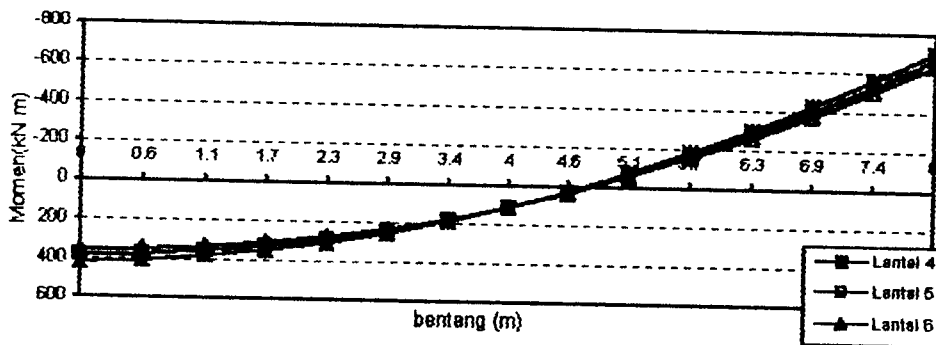


(b)

Gambar 5.9 Diagram momen lantai 1-3

Tabel 5.28. Momen pada lantai 4-6

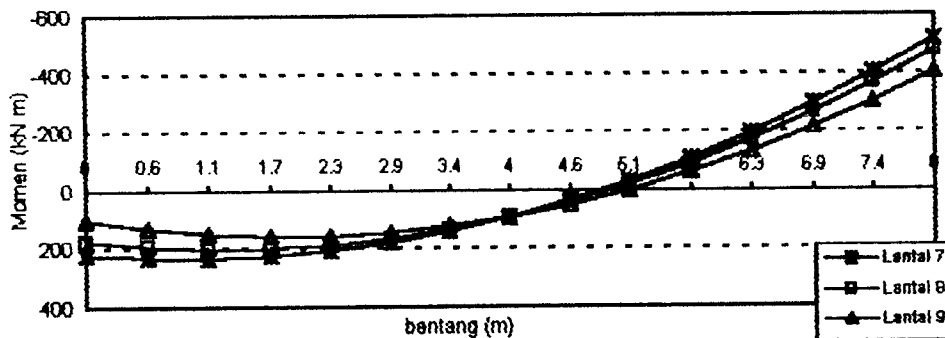
Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-4	L-5	L-6	L-4	L-5	L-6
0	420,2	382,64	351,05	492,06	476,5	459,35
0,6	406,61	374,14	347,29	463,91	451,24	436,53
1,1	382,74	355,36	333,25	425,48	415,7	403,42
1,7	348,58	326,3	308,93	376,77	369,88	360,04
2,3	304,15	286,96	274,32	317,78	313,77	306,37
2,9	249,43	237,34	229,43	248,5	247,38	242,42
3,4	184,42	177,43	174,26	168,94	170,71	168,19
4	109,14	107,24	108,81	79,1	83,76	83,68
4,6	23,57	26,77	33,08	-21,02	-13,48	-11,12
5,1	-72,28	-63,99	-52,94	-131,42	-121	-116,2
5,7	-178,41	-165,03	-149,24	-252,11	-238,8	-231,56
6,3	-294,83	-276,34	-255,82	-383,08	-366,88	-357,2
6,9	-421,52	-397,95	-372,68	-524,33	-505,25	-493,13
7,4	-558,5	-529,83	-499,83	-675,86	-653,89	-639,34
8	-705,76	-672	-637,25	-837,68	-812,82	-795,83



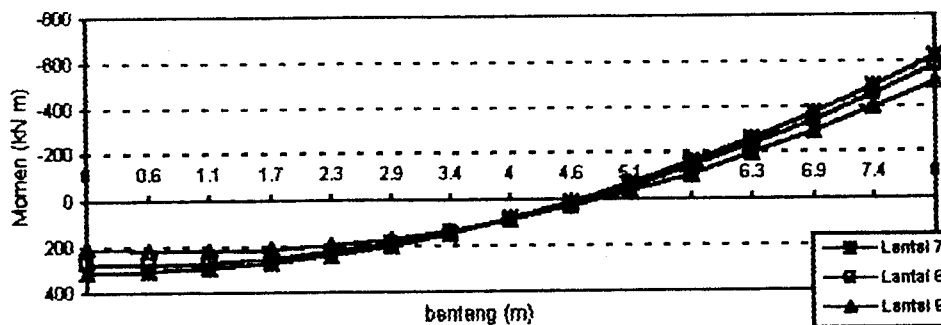
Gambar 5.10. Diagram momen lantai 4-6

Tabel 5.29. Momen pada lantai 7-9

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-7	L-8	L-9	L-7	L-8	L-9
0	220,51	176,9	103,31	309,56	270,79	202,51
0,6	231,62	194,15	131,06	306,71	273,85	215,4
1,1	232,91	201,58	148,97	294,02	267,08	218,45
1,7	224,36	199,16	157,05	271,51	250,47	211,67
2,3	205,98	186,92	155,3	239,15	224,04	195,06
2,9	177,76	164,84	143,72	196,97	187,77	168,61
3,4	139,71	132,93	122,3	144,95	141,66	152,33
4	91,83	91,19	91,04	83,1	85,72	86,22
4,6	34,12	39,61	49,96	11,42	19,95	30,28
5,1	-33,43	-21,8	-0,96	-70,09	-55,65	-35,5
5,7	-110,81	-93,04	-61,71	-161,44	-141,09	-111,11
6,3	-198,02	-174,12	-132,3	-262,63	-236,36	-196,56
6,9	-295,07	-265,03	-212,72	-373,64	-341,46	-291,84
7,4	-401,95	-365,77	-302,97	-494,49	-456,4	-396,95
8	-518,66	-476,35	-403,05	-625,17	-581,16	-511,89



(a)

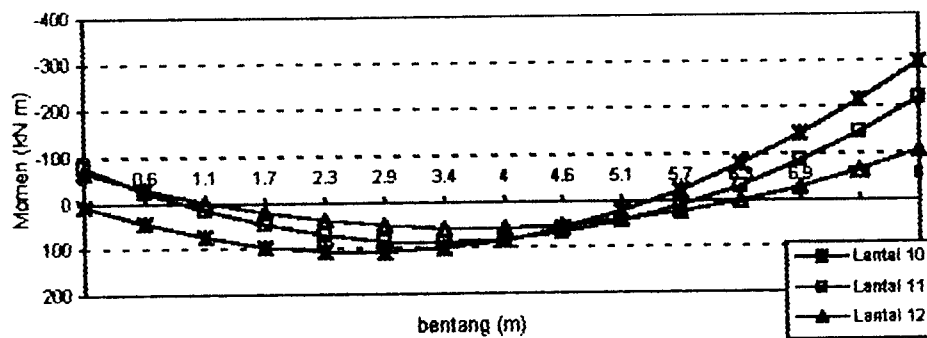


(b)

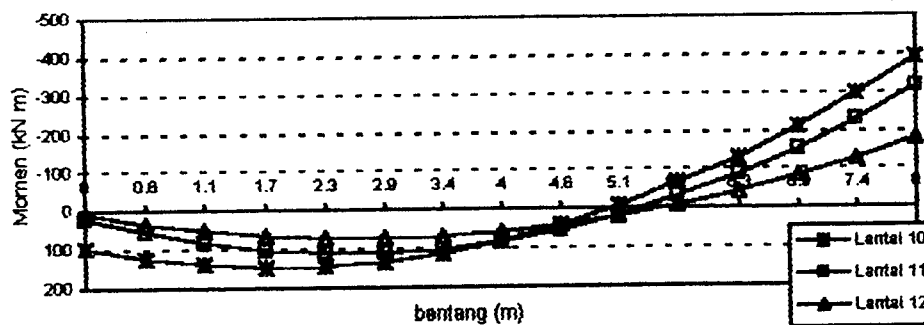
Gambar 5.11. Diagram momen lantai 7-9

Tabel 5.30. Momen pada lantai 10-12

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-10	L-11	L-12	L-10	L-11	L-12
0	5,96	-76,95	-66,34	96,21	18,51	7,63
0,6	45,44	-25,76	-30,89	122,43	55,89	32,39
1,1	75,51	16,01	-1,31	139,23	83,84	51,27
1,7	96,15	48,35	22,38	146,61	102,38	64,27
2,3	107,38	71,28	40,19	144,57	111,49	71,38
2,9	109,18	84,78	52,11	133,11	111,18	72,61
3,4	101,56	88,86	58,15	112,22	101,45	67,96
4	84,51	83,52	58,31	81,92	82,3	57,42
4,6	58,05	68,76	52,58	42,19	53,73	41
5,1	22,16	44,57	40,97	-6,96	15,73	18,69
5,7	-23,14	10,97	23,48	-65,53	-31,68	-9,49
6,3	-77,87	-32,06	0,1	-133,53	-88,52	-43,56
6,9	-142,03	-84,51	-29,15	-210,94	-154,78	-83,52
7,4	-215,6	-146,38	-64,3	-297,78	-230,46	-129,36
8	-298,59	-217,67	-105,32	-394,04	-315,57	-181,08



(a)



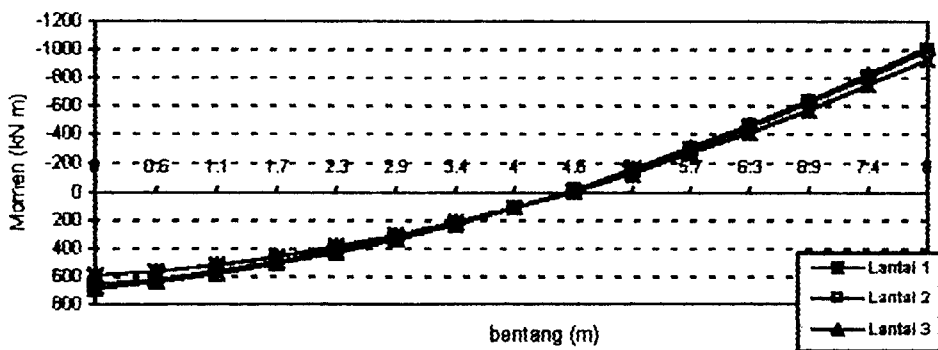
(b)

Gambar 5.12. Diagram momen lantai 10-12

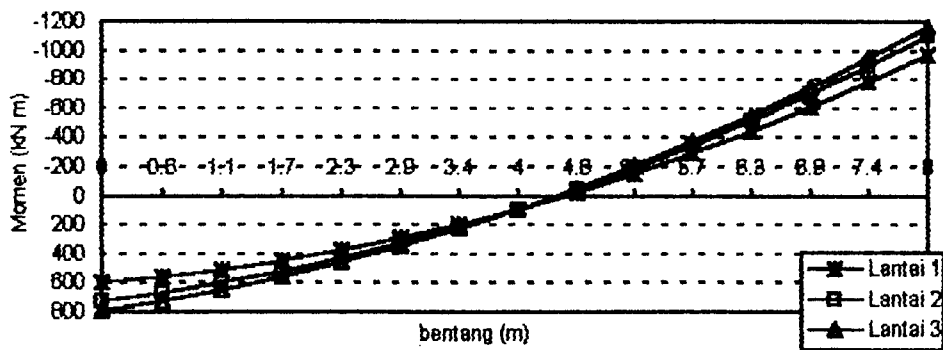
5.2.5 Struktur Limabelas Lantai

Tabel 5.31. Momen pada lantai 1-3

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-1	L-2	L-3	L-1	L-2	L-3
0	594,89	662,08	686,54	594,28	723	789,34
0,6	560,28	617,58	638,96	557,28	667,68	724,38
1,1	514,2	561,61	579,91	508,81	600,88	647,95
1,7	456,64	494,16	509,38	448,87	522,61	560,05
2,3	387,62	415,25	427,38	377,46	432,87	460,67
2,9	307,12	324,86	333,91	294,58	331,66	349,82
3,4	215,15	223	228,97	200,22	218,98	227,5
4	111,71	109,67	112,56	94,39	94,82	93,71
4,6	-3,2	-15,14	-15,33	-22,91	-40,81	-51,55
5,1	-129,59	-151,41	-154,69	-151,68	-187,91	-208,29
5,7	-267,45	-299,16	-305,52	-291,92	-346,48	-376,49
6,3	-416,78	-458,38	-467,82	-443,64	-516,53	-556,17
6,9	-577,58	-629,07	-641,59	-606,83	-698,04	-747,32
7,4	-749,85	-811,23	-826,84	-781,49	-891,03	-949,95
8	-933,6	-1004,87	-1023,56	-967,62	-1095,49	-1164,04



(a)

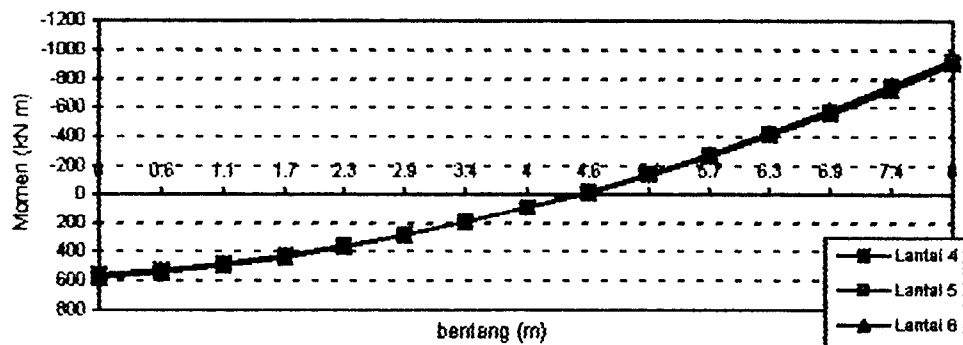


(b)

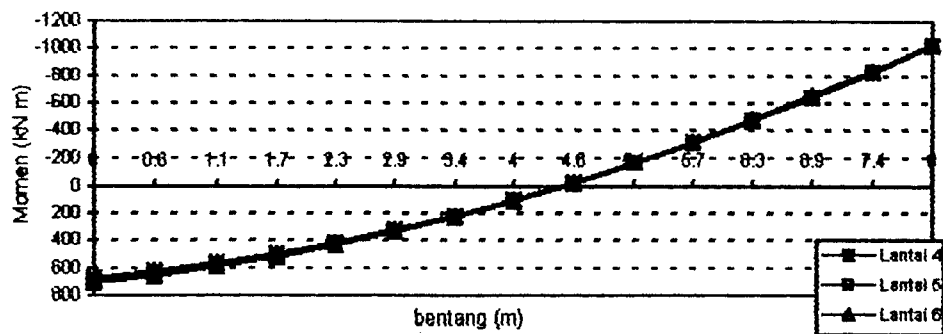
Gambar 5.13 Diagram momen lantai 1-3

Tabel 5.32. Momen pada lantai 4-6

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-4	L-5	L-6	L-4	L-5	L-6
0	553,32	567,61	578,97	673,24	693,89	709,99
0,6	521,68	533,3	543,12	624,89	643,89	657,68
1,1	478,9	487,85	496,13	565,39	582,74	594,22
1,7	424,98	431,25	437,99	494,75	510,45	519,61
2,3	359,91	363,51	368,71	412,96	427,01	433,85
2,9	283,69	284,62	288,28	320,02	332,42	336,95
3,4	196,32	194,58	196,7	215,94	226,69	228,91
4	97,81	93,4	93,98	100,71	109,81	109,72
4,6	-11,85	-18,93	-19,89	-25,67	-18,21	-20,62
5,1	-132,65	-142,41	-144,9	-163,19	-157,39	-162,11
5,7	-264,6	-277,03	-281,06	-311,86	-307,7	-314,74
6,3	-407,7	-422,8	-428,37	-471,67	-469,17	-478,52
6,9	-561,94	-579,71	-586,83	-642,63	-641,78	-653,44
7,4	-727,33	-747,77	-756,43	-824,74	-825,54	-839,51
8	-903,86	-926,98	-937,17	-1017,99	-1020,44	-1036,73



(a)

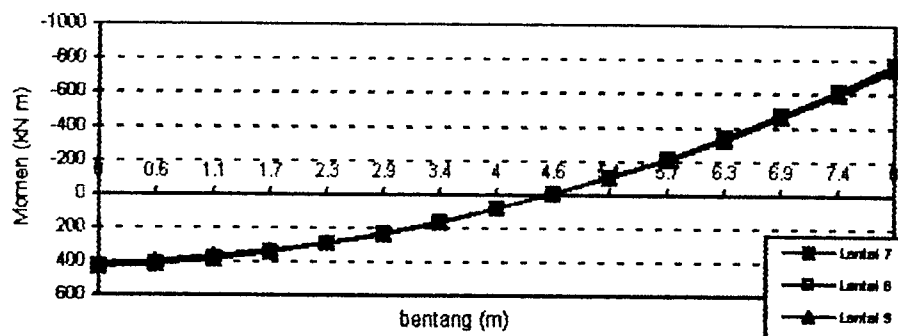


(b)

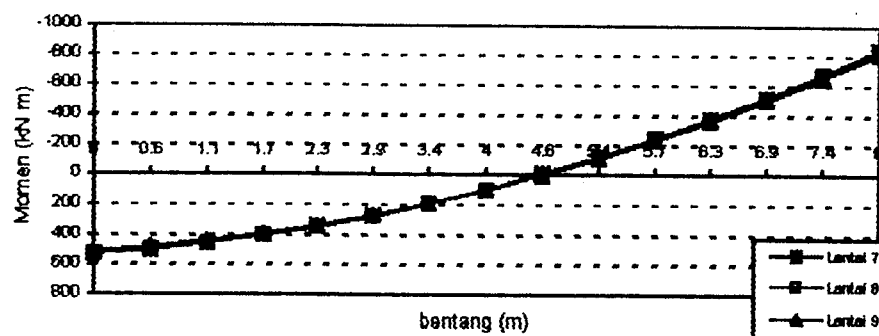
Gambar 5.14 Diagram momen lantai 4-6

Tabel 5.3.3. Momen pada lantai 7-9

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-7	L-8	L-9	L-7	L-8	L-9
0	435,72	430,96	409,91	533,03	530,48	510,48
0,6	416,52	412,22	394,27	501,4	499,66	482,41
1,1	387,04	383,2	368,35	459,5	458,56	444,07
1,7	347,28	343,89	332,15	407,31	407,17	395,44
2,3	297,24	294,51	285,67	344,83	345,5	336,53
2,9	236,91	234,44	228,91	272,08	273,55	267,34
3,4	166,3	164,29	161,86	189,04	191,32	187,86
4	85,41	83,85	84,54	95,73	98,81	98,11
4,6	-5,77	-6,86	-3,07	-7,88	-3,99	-1,93
5,1	-107,23	-107,86	-100,97	-121,76	-117,07	-112,25
5,7	-218,96	-219,14	-209,14	-245,92	-240,43	-232,86
6,3	-340,99	-340,7	-327,6	-380,37	-374,07	-363,74
6,9	-473,29	-472,55	-456,34	-525,1	-518	-504,91
7,4	-615,87	-614,67	-595,36	-680,12	-672,2	-656,36
8	-768,74	-767,08	-744,66	-845,41	-836,69	-818,09



(a)

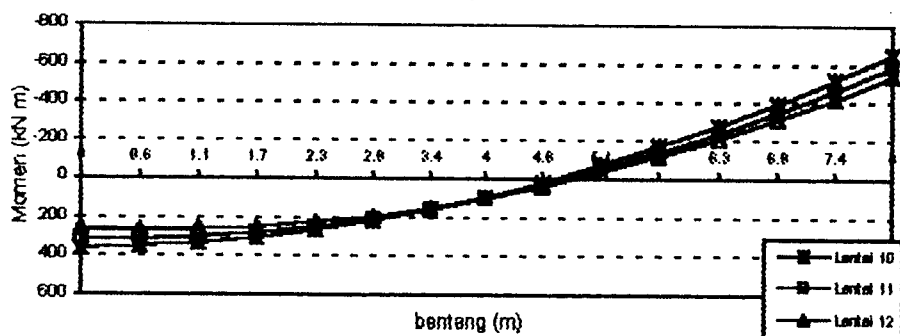
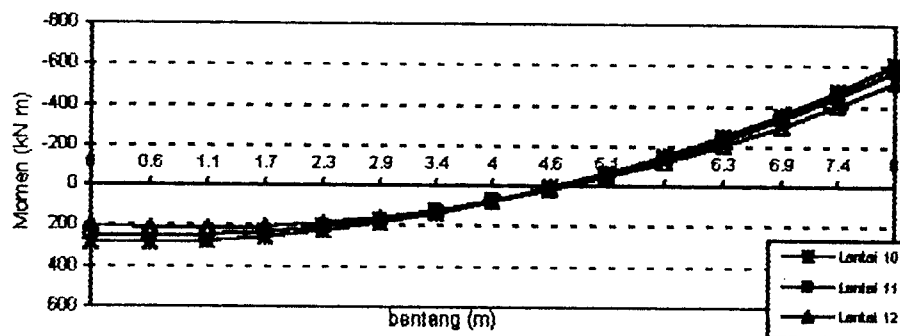


(b)

Gambar 5.15. Diagram momen lantai 7-9

Tabel 5.34. Momen pada lantai 10-12

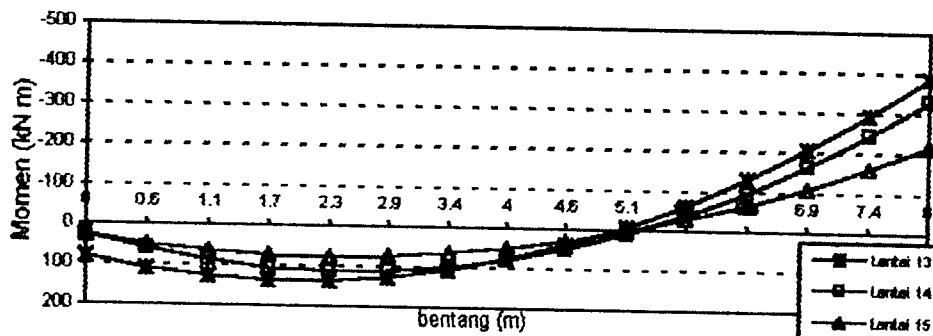
Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-10	L-11	L-12	L-10	L-11	L-12
0	284,16	246,16	196,56	358,81	312,55	254,99
0,6	284,43	251,36	209,08	350,4	311,85	262,23
1,1	274,87	246,73	211,76	332,16	301,31	259,63
1,7	255,47	232,26	204,61	304,09	280,95	247,2
2,3	226,24	207,96	187,63	266,18	250,75	224,94
2,9	187,18	173,83	160,81	218,44	210,72	192,84
3,4	138,29	129,87	124,16	160,87	160,85	150,91
4	79,56	76,07	77,68	93,46	101,15	99,15
4,6	11	12,44	21,36	16,23	31,62	37,55
5,1	-67,39	-61,02	-44,79	-70,85	-47,75	-33,87
5,7	-155,62	-144,32	-120,77	-167,75	-136,94	-115,14
6,3	-253,68	-237,45	-206,58	-274,49	-235,98	-206,23
6,9	-361,57	-340,41	-302,23	-391,06	-344,84	-307,16
7,4	-479,3	-453,21	-407,71	-517,47	-463,54	-417,92
8	-606,86	-575,84	-523,03	-653,7	-592,07	-538,51



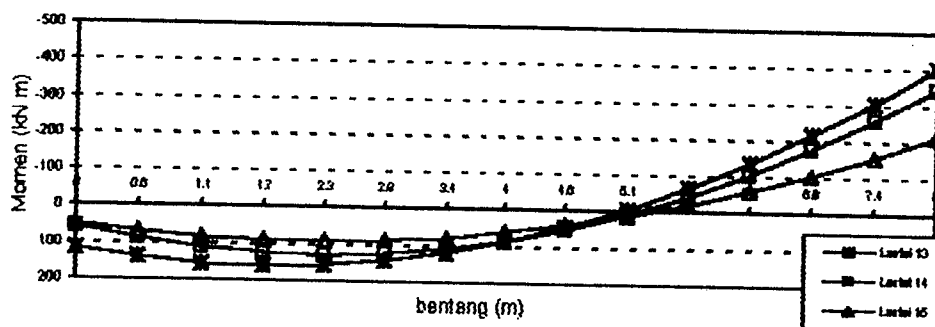
Gambar 5.16. Diagram momen lantai 10-12

Tabel 5.35. Momen pada lantai 13-15

Jarak dari kiri (m)	Momen bentang A-B (kN m)			Momen bentang B-C (kN m)		
	L-13	L-14	L-15	L-13	L-14	L-15
0	80,47	25,41	27,98	115,35	55,59	40,19
0,6	108,37	61,36	48,75	139,49	88,1	68,63
1,1	126,85	87,9	63,64	154,2	111,18	82,18
1,7	135,9	105,01	72,64	159,49	124,84	89,86
2,3	135,54	112,7	75,76	155,36	129,09	91,64
2,9	125,75	110,97	73	141,81	123,91	87,55
3,4	106,54	99,81	64,36	118,84	109,3	77,57
4	77,91	79,24	49,83	86,45	85,28	61,71
4,6	39,86	49,24	29,42	44,63	51,84	39,97
5,1	-7,62	9,83	3,12	-6,61	8,97	12,34
5,7	-64,51	-39,01	-29,06	-67,27	-43,32	-21,17
6,3	-130,83	-97,28	-67,12	-137,35	-105,03	-60,57
6,9	-206,57	-164,96	-111,07	-216,85	-176,16	-105,85
7,4	-291,73	-242,06	-160,9	-305,78	-256,72	-157,01
8	-386,31	-328,59	-216,61	-404,13	-346,69	-214,05



(a)



(b)

Gambar 5.17. Diagram momen lantai 13-15

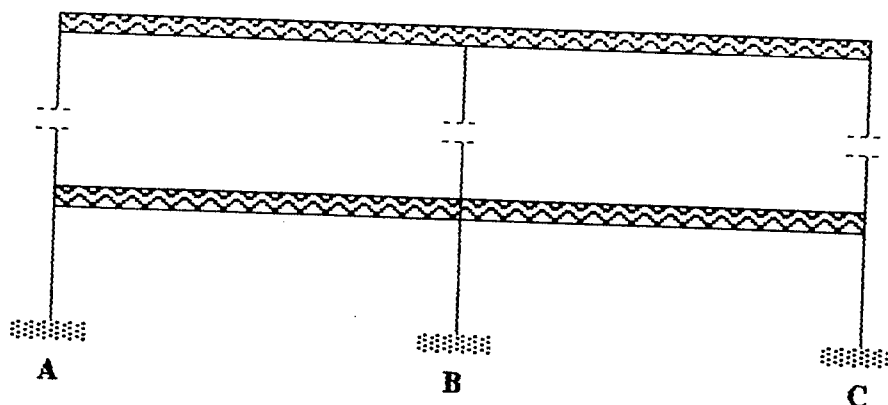
BAB VI

DESAIN STRUKTUR BETON BERTULANG

6.1 Desain Balok

6.1.1 Momen Rencana Balok

Momen rencana balok diambil pada ujung balok atau as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan didistribusi yang merupakan superposisi dari kombinasi antara beban mati, beban hidup, serta gaya gempa. Momen hasil dari perhitungan *SAP90* merupakan momen pada as kolom elemen struktur. Karena gaya gempa merupakan beban siklik maka beban yang bekerja pada bentang A-B dan bentang B-C pada perencanaan ini sama dan memiliki dimensi yang sama antara balok bentang A-B dan balok bentang B-C, maka perencanaan balok pada struktur yang simetris ini hanya direncanakan satu kali yaitu bentang A-B atau bentang B-C saja. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat gambar 6.1 berikut dan momen rencana bentang balok A-B disajikan oleh tabel 6.1.



Gambar 6.1. Penamaan bentang balok

Tabel 6.1.a. Momen balok untuk semua kombinasi di as kolom

Elemen	Posisi	1,2MD + 1,6ML (kNm)	1,05(MD + MLr ± ME) (kNm)		0,9(MD ± ME) (kNm)	
			E kanan	E kiri	E kanan	E kiri
37	Tump.ki	-202,65	841,95	522,82	-709,22	460,58
	Lap	121,5	68,61	123,12	51,49	98,21
	Tump.ka	-200,42	469,3	-786,46	414,03	-662,33
38	Tump.ki	-238,22	897,82	523,1	-754,78	463,15
	Lap	120,15	72,66	116,91	55,03	92,95
	Tump.ka	-167,56	533,26	-799,16	466,67	-675,4
39	Tump.ki	-259,91	908,86	500,38	-762,76	445,16
	Lap	121,48	72,45	119,2	54,76	94,83
	Tump.ka	-143,22	543,87	-771,87	474,11	-653,67
40	Tump.ki	-266,22	838,21	420,2	-701,68	376,97
	Lap	119,35	78,94	109,14	60,37	86,26
	Tump.ka	-134,24	492,26	-705,76	429,45	-597,43
41	Tump.ki	-274,37	813,18	382,64	-679,62	345,37
	Lap	121,14	83,63	107,24	64,28	84,51
	Tump.ka	-122,52	476,62	-672	415,2	-569,32
42	Tump.ki	-284,37	797,04	351,05	-665,07	319,01
	Lap	121,95	83,33	108,81	63,97	85,81
	Tump.ka	-110,9	459,88	-657,25	400,05	-540,36
43	Tump.ki	-259,16	626,15	220,51	-519,91	205,8
	Lap	111,33	82,83	91,83	63,94	71,65
	Tump.ka	-132,2	310	-518,66	273,67	-436,61
44	Tump.ki	-258,59	-581,53	176,9	-481,65	168,43
	Lap	112,69	85,62	91,19	66,23	71,01
	Tump.ka	-130,05	270,93	-476,35	240,01	-400,52
45	Tump.ki	-261,53	-512,43	103,31	-422,2	105,58
	Lap	112,88	86,07	91,04	66,61	70,88
	Tump.ka	-126,73	202,75	-403,05	181,32	-337,94
46	Tump.ki	-249,2	394,72	5,96	-321,73	21,7
	Lap	106,42	81,74	84,51	63,05	65,43
	Tump.ka	-128,93	96,53	-298,59	91	-247,68
47	Tump.ki	-250,76	-314,64	-76,95	-253,13	-49,4
	Lap	106,36	82,54	83,52	63,71	64,55
	Tump.ka	-127,5	18,05	-217,67	23,71	-178,34
48	Tump.ki	-154,06	-178,98	-66,34	-144,9	-48,35
	Lap	71,69	57,95	58,31	46,45	46,76
	Tump.ka	-57,38	6,6	-105,32	6,25	89,69

Tabel 6.1.b. Momen balok kiri untuk semua kombinasi di muka kolom

Elemen	Posisi	1,2MD + 1,6ML (kNm)	1,05(MD + MLr ± ME) (kNm)		0,9(MD ± ME) (kNm)	
			E kanan	E kiri	E kanan	E kiri
37	Tum,ki	-134,73	-715,6	443,509	-605,04	459,98
	Lap	121,5	68,61	123,12	51,49	98,21
	Tum,ka	-132,75	449,96	-660,21	393,41	-558,16
38	Tum,ki	-166,5	-764,81	503,14	-645,14	441,68
	Lap	120,15	72,66	116,91	55,03	92,95
	Tum,ka	-103,69	507,27	-672,19	440,59	-570,37
39	Tum,ki	-185,63	-774,64	483,21	-652,26	425,89
	Lap	121,48	72,45	119,2	54,76	94,83
	Tum,ka	-81,49	516,67	-647,68	447,18	-359,93
40	Tum,ki	-191,82	-711,42	410,52	-597,6	364,07
	Lap	119,35	78,95	109,14	60,37	86,26
	Tum,ka	-74,5	471,22	-590,34	407,85	-502,06
41	Tum,ki	-198,86	-688,66	376,92	-577,56	535,79
	Lap	121,14	83,63	107,24	64,28	84,51
	Tum,ka	-63,89	457,83	-560,53	359,62	-477,27
42	Tum,ki	-207,66	-674,34	349,01	-564,66	312,5
	Lap	121,95	63,33	108,81	63,97	85,81
	Tum,ka	-53,46	442,92	-529,48	382,1	-41,38
43	Tum,ki	-187,68	-523,58	230	-436,56	209,37
	Lap	111,33	82,83	91,83	63,94	71,65
	Tum,ka	-74,82	308,55	-427,04	268,85	-361,67
44	Tum,ki	-193,83	-493,13	190,01	-410,03	175,52
	Lap	112,69	85,62	91,19	66,23	71,01
	Tum,ka	-78,15	274,08	-397,91	239,46	-336,53
45	Tum,ki	-196,46	-490,9	123,77	-356,48	118,95
	Lap	112,88	86,07	91,04	66,61	70,88
	Tum,ka	-75,14	212,76	-331,96	186,68	-280,23
46	Tum,ki	-187,04	-326,3	34,39	-267,19	42,13
	Lap	106,42	81,74	84,51	63,05	65,43
	Tum,ka	-78,8	115,82	-239,51	104,26	-200,31
47	Tum,ki	-188,45	-254,15	40,13	-205,39	21,94
	Lap	106,36	82,54	83,52	63,71	64,55
	Tum,ka	-77,52	45,27	-166,78	43,77	-157,99
48	Tum,ki	-115,52	-142,31	40,91	-115,34	28,42
	Lap	71,69	57,95	58,31	46,45	46,76
	Tum,ka	-28,5	24,71	-75,99	20,69	-65,62

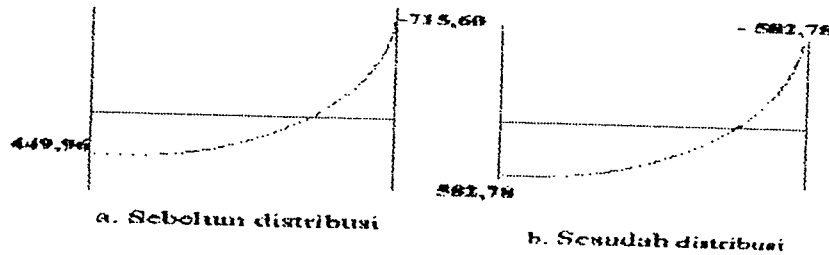
Contoh hitungan momen rencana balok dengan menggunakan redistribusi momen di muka kolom pada elemen 37. Redistribusi maksimum yang diizinkan sebesar 30 % dari momen maksimum pada satu bentang balok.

$$M = \frac{(449,96 + 715,60)}{2} = 582,78 \text{ kNm}$$

$$715,60 - 582,78 = 132,82 \text{ kNm}$$

$$715,60 \cdot 30\% = 214,68 > 132,82$$

maka dipakai redistribusi sebesar 132,82 kNm atau 18,56 % dari momen maksimum.



Gambar 6.2. Distribusi Momen

Tabel 6.1.c. Momen balok kiri untuk semua kombinasi di muka kolom dengan redistribusi

Elemen	Posisi	1,2MD + 1,6ML (kNm)	1,05(MD + MLr ± ME) (kNm)		0,9(MD ± ME) (kNm)	
			E kanan	E kiri	E kanan	E kiri
37	Tum.ki	-134,73	-582,78	582	-499,225	499,07
	Lap	121,5	201,43	201,4705	157,305	157,3
	Tum.ka	-132,75	582,78	-581,86	499,225	-499,07
38	Tum.ki	-166,5	636,04	588	-542,865	506,025
	Lap	120,15	201,43	201,435	157,305	157,295
	Tum.ka	-103,69	636,04	-587,665	542,865	-506,025
39	Tum.ki	-185,63	645,655	565	-549,72	392,91
	Lap	121,48	201,435	201,435	157,3	61,85
	Tum.ka	-81,49	645,655	-565,445	549,72	-392,91
40	Tum.ki	-191,82	-591,32	500	-502,725	433,065
	Lap	119,35	199,05	199,05	155,245	155,255
	Tum.ka	-74,5	591,32	-500,43	502,725	-433,065
41	Tum.ki	-198,86	-573,245	469	-468,59	406,53
	Lap	121,14	199,045	199,045	173,25	155,25
	Tum.ka	-63,89	573,245	-468,725	468,59	-406,53
42	Tum.ki	-207,66	-558,63	439	-473,38	176,94
	Lap	121,95	179,04	199,045	155,25	-49,75
	Tum.ka	-53,46	558,63	-439,245	473,38	-176,94
43	Tum.ki	-187,68	-416,065	329	-352,705	285,52
	Lap	111,33	190,345	190,35	147,795	147,8
	Tum.ka	-74,82	416,065	-328,52	352,705	-285,52
44	Tum.ki	-193,83	-583,605	294	-324,745	256,025
	Lap	112,69	195,145	195,14	151,515	151,515
	Tum.ka	-78,15	583,605	-293,96	324,745	-256,025
45	Tum.ki	-196,46	-321,83	223	-271,58	199,59
	Lap	112,88	195,14	190,628	151,51	151,52
	Tum.ka	-75,14	321,83	-232,372	271,58	-199,59
46	Tum.ki	-187,04	-228,41	106	-187,033	102,223
	Lap	106,42	179,63	156,363	143,207	125,523
	Tum.ka	-78,8	213,71	-167,657	184,417	-140,217
47	Tum.ki	-188,45	-177,905	90	-143,773	-63,537
	Lap	106,36	158,785	133,554	125,327	105,947
	Tum.ka	-77,52	121,515	-116,746	105,387	-96,593
48	Tum.ki	-115,52	99,617	-64	-80,758	-48,106
	Lap	71,69	100,643	81,107	81,052	66,446
	Tum.ka	-28,5	67,403	-53,193	55,292	-45,934

Tabel 6.2. Momen rencana balok

Lantai	Posisi	Momen di as kolom (kNm)		Momen di muka kolom (kNm)		Momen di muka kolom dengan redistribusi (kNm)	
		M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+
37	Tum,ki	841,95	522,82	715,6	503,51	-582,78	582,78
	Lap	-	210,49	-	178,9	-	207,47
	Tum,ka	786,46	469,30	660,21	449,96	582,78	582,78
38	Tum,ki	897,82	523,21	764,81	503,14	636,04	636,04
	Lap	-	224,46	-	191,2	-	201,43
	Tum,ka	799,16	533,26	672,19	507,27	636,04	636,04
39	Tum,ki	908,86	500,38	774,64	483,21	645,66	645,66
	Lap	-	227,22	-	193,66	-	201,43
	Tum,ka	771,87	543,87	647,68	516,67	645,66	645,66
40	Tum,ki	838,21	420,20	711,42	410,52	591,32	591,32
	Lap	-	209,55	-	177,86	-	199,05
	Tum,ka	705,76	492,26	590,34	471,22	591,32	591,32
41	Tum,ki	813,18	406,59	688,66	376,92	573,25	573,25
	Lap	-	203,29	-	172,17	-	199,05
	Tum,ka	672,00	476,62	560,53	457,83	573,25	573,25
42	Tum,ki	797,04	398,52	674,34	349,01	558,63	558,63
	Lap	-	199,26	-	168,59	-	199,05
	Tum,ka	637,25	459,88	529,48	442,92	558,63	558,63
43	Tum,ki	626,15	313,08	523,58	261,79	416,07	416,07
	Lap	-	156,54	-	130,9	-	190,34
	Tum,ka	518,66	310,00	427,04	308,55	416,07	416,07
44	Tum,ki	581,53	290,77	493,13	246,57	383,61	383,61
	Lap	-	145,38	-	123,28	-	195,15
	Tum,ka	476,35	270,93	397,91	274,08	383,61	383,61
45	Tum,ki	512,43	256,22	430,96	215,48	321,83	321,83
	Lap	-	128,11	-	107,74	-	195,14
	Tum,ka	403,05	202,75	331,96	212,76	321,83	321,83
46	Tum,ki	394,72	197,36	326,3	163,15	228,41	213,17
	Lap	-	106,42	-	106,42	-	179,63
	Tum,ka	298,59	149,30	239,51	119,76	228,41	213,17
47	Tum,ki	314,64	157,32	254,15	127,08	177,91	121,22
	Lap	-	106,36	-	106,36	-	138,78
	Tum,ka	217,67	108,84	166,78	83,39	177,91	121,22
48	Tum,ki	178,98	89,49	142,31	71,16	99,62	67,4
	Lap	-	71,69	-	71,69	-	100,64
	Tum,ka	105,32	52,66	75,99	38,00	99,62	67,4

6.1.2 Hitungan Tulangan Longitudinal

Perhitungan tulangan longitudinal balok didasarkan pada momen perlu maksimum $M_{u, maks}$ yang bekerja pada balok yang ditinjau. Sebagai contoh hitungan digunakan momen rencana balok pada tingkat 1 (elemen 37), seperti berikut ini :

a Tulangan Tumpuan

1) Penulangan akibat momen negatif (M_u^-)

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{400} \frac{600}{600 + 300} = 0,0401$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0401 = 0,0301$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{300} = 0,00467$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{300}{0,85 \cdot 25} = 14,118$$

$$d = h - 80 = 800 - 80 = 720 \text{ mm}$$

$$M_u = 841,95 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{841,95}{0,8} = 1052,438 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1052,438 \cdot 10^6}{400 \cdot 720^2} = 5,075 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}}{m} = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,118 \cdot 5,075}{300}}}{14,118} = 0,0196$$

$$A_{s, \text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,02 \cdot 400 \cdot 720 = 5760 \text{ mm}^2$$

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

$$d'' = \frac{\Sigma(Ay)}{\Sigma A} = \frac{(6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 112,5 + 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 62,5)}{(12 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2)} = 87,5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual}} = h - d' = 800 - 87,5 = 712,5 \text{ mm}^2$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot a = 8500a$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 5890,49 \cdot 300 = 1767147 \text{ N}$$

$$a = \frac{T_s}{C_c} = \frac{1767147}{8500} = 207,90 \text{ mm}$$

$$M_n = T_s (d - \frac{1}{2}a) = 1767147(712,5 - \frac{1}{2} \cdot 207,90)$$

$$= 1075397307 \text{ Nmm} \approx 1075,40 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 1075,40 = 860,32 \text{ kNm} > M_u \quad \bullet k !!!$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5890,49}{400 \cdot 712,5} = 0,0206 > \rho_{\text{min}}$$

2) Penulangan akibat momen positif (M_u^+)

$$M_u^+ = 522,82 \text{ kNm}$$

$$\text{Syarat : } M_u^+ \geq 50\% \cdot M_{u,\text{max}}$$

$$M_u = 50\% \cdot 841,95 = 420,975 \text{ kNm}$$

$$M_u < M_u^+, \text{ maka dipakai } M_u^+ = 522,82 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{522,82}{0,8} = 653,525 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{653,525 \cdot 10^6}{400 \cdot 720^2} = 3,152 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}}{m} = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,118 \cdot 3,152}{300}}}{14,118} = 0,0114$$

$$A_{s, \text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0114 \cdot 400 \cdot 720 = 3283,20 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan 7D25 ($A_s = 3436,12 \text{ mm}^2$)

$$d' = \frac{\Sigma(Ay)}{\Sigma A} = \frac{(1 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 112,5 + 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 62,5)}{(7 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2)} = 69,64 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 800 - 69,64 = 730,36 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot a = 8500a$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 3436,12 \cdot 300 = 1030836 \text{ N}$$

$$a = \frac{T_s}{8500} = \frac{1030836}{8500} = 121,27 \text{ mm}$$

$$M_n = T_s (d - \frac{1}{2}a) = 1030836 \cdot (712,5 - \frac{1}{2} \cdot 121,27)$$

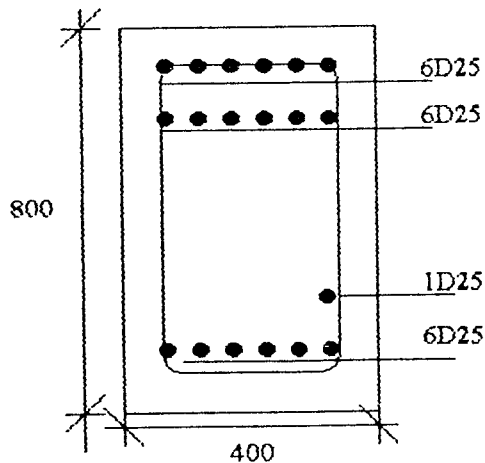
$$= 671965909,1 \text{ Nmm} \cong 671,966 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 671,966 = 537,573 \text{ kNm} > M_u \quad \bullet k \quad !!!$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3436,12}{400 \cdot 712,5} = 0,0120 > \rho_{\text{min}}$$

kesimpulan untuk tulangan *longitudinal* tumpuan kiri

- tulangan atas 12D29 = 5890,49 mm²
- tulangan atas 7D29 = 3436,12 mm²



keterangan : karena bentuk struktur simetris dan gaya gempa yang bekerja siklik maka tulangan tumpuan baik kanan maupun kiri dipasang jumlah tulangan yang sama.

b Lapangan

1) Penulangan akibat momen negatif M_u^-

$$M_u = 0$$

karena $M_u^- = 0$, maka secara teoritis pada elemen tersebut tidak memerlukan tulangan, tetapi agar balok dapat berbentuk segi empat maka pada daerah itu cukup diberi 2 tulangan saja.

digunakan tulangan 2D25 ($A_s = 981,74 \text{ mm}^2$)

2) Penulangan akibat momen positif M_u^+

$$M_u^+ = 123,12 \text{ kNm}$$

$$\text{Syarat : } M_u^+ \geq 25\% \cdot M_{u,\max}$$

$$M_u = 25\% \cdot 841,95 = 210,488 \text{ kNm}$$

$$M_u > M_u^+, \text{ maka dipakai } M_u = 210,488 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{210,488}{0,8} = 263,11 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{263,11 \cdot 10^6}{400 \cdot 820^2} = 1,269 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}}{m} = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,118 \cdot 1,269}{300}}}{14,118} = 0,00436$$

$$A_{s, \text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0044 \cdot 400 \cdot 720 = 1267,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 712,5}{300} = 1330 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan minimum 3D25 ($A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$)

$$d'' = \frac{\Sigma(Ay)}{\Sigma A} = \frac{(0 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 112,5 + 3 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 62,5)}{(3 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2)} = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d'' = 800 - 62,5 = 737,5 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot a = 8500a$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 1472,62 \cdot 300 = 441786 \text{ N}$$

$$a = \frac{T_s}{8500} = \frac{441786}{8500} = 51,97 \text{ mm}$$

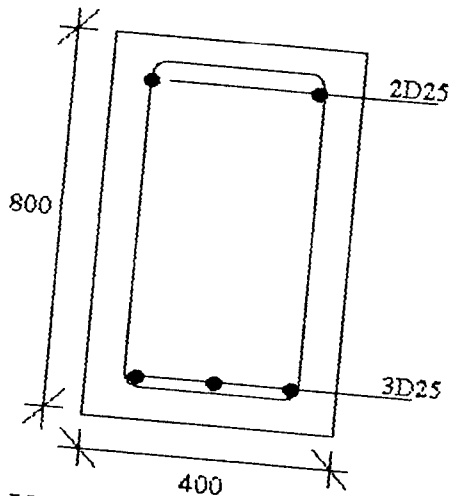
$$M_n = T_s (d - \frac{1}{2}a) = 441786 \cdot (737,5 - \frac{1}{2} \cdot 51,97)$$

$$= 313012007,8 \text{ Nmm} \approx 313,012 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 313,012 = 250,41 \text{ kNm} > M_u \quad \text{ok !!!}$$

kesimpulan untuk tulangan *longitudinal* lapangan

- tulangan atas 2D25 = 981,74 mm²
- tulangan bawah 3D25 = 1981,56 mm²



6.1.3 Momen Tersedia

Momen tersedia adalah momen yang disediakan oleh penampang berdasarkan dengan jumlah tulangan yang ada pada penampang tersebut. Sebagai contoh hitungan digunakan momen rencana balok pada elemen 37, seperti berikut ini :

$$A_s = 12D25 = 5890,49 \text{ mm}^2, A'_s = 7D25 = 3436,12 \text{ mm}^2$$

$$d = 712,5 \text{ mm}, d' = 69,64 \text{ mm}, d'' = 87,5 \text{ mm}$$

dianggap semua tulangan baja tarik maupun tekan telah luluh,

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{(5890,49 - 3436,12) 300}{0,85 \cdot 25 \cdot 400} = 86,62 \text{ mm}$$

$$c = a/\beta = 86,62/0,85 = 107,91 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} (0,003) = \frac{107,91 - 62,5}{107,91} (0,003) = 0,00116$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} (0,003) = \frac{712,5 - 101,91}{101,91} (0,003) = 0,0179$$

$$\epsilon_y = 0,0015$$

karena $\epsilon'_s < \epsilon_y$ dan $\epsilon_s > \epsilon_y$ berarti tulangan baja tarik telah luluh tetapi tulangan baja tekan belum luluh, sehingga anggapan awal tidak benar maka jarak garis netral terhadap serat tekan terluar dicari dengan persamaan berikut adalah :

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

$$(0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 0,85) c^2 + (600 \cdot 3436,12 - 5890,49 \cdot 300) c - 600 \cdot 62,5 \cdot 3436,12 = 0$$

$$c^2 + 40,76c - 17834,53 = 0, \text{ maka didapat nilai } c = 114,71 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 114,71 = 97,51 \text{ mm}$$

$$f'_s = \frac{c - d'}{c} (600) = \frac{114,71 - 62,5}{114,71} (600) = 273,09 \text{ MPa}$$

$$M_{n,1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 97,51 \cdot 400 (712,5 - \frac{1}{2} \cdot 97,51) = 550,14 \text{ kNm}$$

$$M_{n,2} = A'_s \cdot f'_s (d - d')$$

$$= 3436,12 \cdot 273,09 (712,5 - 62,5) = 609,94 \text{ kNm}$$

$$M_{nak} = M_{n,1} + M_{n,2} = 550,14 + 609,94 = 1160,08 \text{ kNm}$$

$$M_R = \phi M_{nak} = 0,8 \cdot 1160,08 = 928,064 \text{ kNm}$$

Tabel 6.3.a. Tulangan longitudinal dan momen tahanan di as kolom

Lantai	Posisi	Momen Perlu (kNm)		Tulangan atas		Tulangan bawah		Momen Tahanan (kNm)	
		M_u^-	M_u^+	As perlu	Jml	As perlu	Jml	M_R^-	M_R^+
37	Tum,ki	841,95	522,82	5760,00	12D25	3283,20	7D25	928,064	552,297
	Lap	-	210,49	-	2D25	1280,54	3D25	169,687	251,515
	Tum,ka	786,46	469,30	5760,00	12D25	3283,20	7D25	928,064	552,297
38	Tum,ki	897,82	523,21	6267,221	13D25	3434,79	7D25	998,039	552,297
	Lap	-	224,46	-	2D25	1368,63	3D25	169,687	251,515
	Tum,ka	799,16	533,26	6267,221	13D25	3434,79	7D25	998,039	552,297
39	Tum,ki	908,86	500,38	6362,14	13D25	3510,37	8D25	994,38	617,983
	Lap	-	227,22	-	2D25	1386,08	3D25	169,687	251,515
	Tum,ka	771,87	543,87	6362,14	13D25	3510,37	8D25	994,38	617,983
40	Tum,ki	838,21	420,20	6217,08	13D25	3436,01	7D25	921,462	511,063
	Lap	-	209,55	-	2D25	1378,99	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	705,76	492,26	6217,08	13D25	3436,01	7D25	921,462	511,063
41	Tum,ki	813,18	406,59	6172,46	13D25	3315,43	7D25	921,462	511,063
	Lap	-	203,29	-	2D25	1336,2	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	672,00	476,62	6172,46	13D25	3315,43	7D25	921,462	511,063
42	Tum,ki	797,04	398,52	6025,36	13D25	3186,92	7D25	921,462	511,063
	Lap	-	199,26	-	2D25	1308,71	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	637,25	459,88	6025,36	13D25	3186,92	7D25	921,462	511,063
43	Tum,ki	626,15	313,08	5188,19	11D25	2327,11	5D25	717,885	346,361
	Lap	-	156,54	-	2D25	1114,93	3D25	145,542	214,706
	Tum,ka	518,66	310,00	5188,19	11D25	2327,11	5D25	717,885	346,361
44	Tum,ki	581,53	290,77	4731,88	10D25	2147,4	5D25	654,8	346,361
	Lap	-	145,38	-	2D25	1032,51	3D25	145,542	214,706
	Tum,ka	476,35	270,93	4731,88	10D25	2147,4	5D25	654,8	346,361
45	Tum,ki	512,43	256,22	4062,52	9D25	1873,92	4D25	593,044	281,754
	Lap	-	128,11	-	2D25	905,92	3D25	145,542	214,706
	Tum,ka	403,05	202,75	4062,52	9D25	1873,92	4D25	593,044	281,754
46	Tum,ki	394,72	197,36	3358	7D25	1563,47	4D25	431,617	258,192
	Lap	-	106,42	-	2D25	819,67	2D25	133,761	133,761
	Tum,ka	298,59	149,30	3358	7D25	1563,47	4D25	431,617	258,192
47	Tum,ki	314,64	157,32	2595,22	6D25	1230,57	3D25	375,977	197,143
	Lap	-	106,36	-	2D25	819,2	2D25	133,761	133,761
	Tum,ka	217,67	108,84	2595,22	6D25	1230,57	3D25	375,977	197,143
48	Tum,ki	178,98	89,49	1409,54	3D25	685,85	2D25	197,143	133,761
	Lap	-	71,69	-	2D25	546,61	2D25	133,761	133,761
	Tum,ka	105,32	52,66	1409,54	3D25	685,85	2D25	197,143	133,761

Tabel 6.3.b. Tulangan longitudinal dan momen tahanan di muka kolom

Lantai	Posisi	Momen Perlu (kNm)		Tulangan atas		Tulangan bawah		Momen Tahanan (kNm)	
		M_u^-	M_u^+	As perlu	Jml	As perlu	Jml	M_R^-	M_R^+
37	Tum,ki	715,6	503,51	4785,61	10D25	3224,68	7D25	778,368	552,297
	Lap	-	178,9	-	2D25	1082,84	3D25	169,687	251,515
	Tum,ka	660,21	449,96	4785,61	10D25	322,24	7D25	778,368	552,297
38	Tum,ki	764,81	503,14	5171,18	11D25	3251,09	7D25	850,044	552,297
	Lap	-	191,2	-	2D25	1159,57	3D25	169,687	251,515
	Tum,ka	672,19	507,27	5171,18	11D25	3251,09	7D25	850,044	552,297
39	Tum,ki	774,64	483,21	5249,4	11D25	3317,3	7D25	850,044	552,297
	Lap	-	193,66	-	2D25	1174,95	3D25	169,687	251,515
	Tum,ka	647,68	516,67	5249,4	11D25	3317,3	7D25	850,044	552,297
40	Tum,ki	711,42	410,52	5247	11D25	3273,86	7D25	785,248	511,063
	Lap	-	177,86	-	2D25	1163,45	3D25	157,906	253,843
	Tum,ka	590,34	471,22	5247	11D25	3273,86	7D25	785,248	511,063
41	Tum,ki	688,66	376,92	5048,1	11D25	3171,25	7D25	785,248	511,063
	Lap	-	173,17	-	2D25	1125,04	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	560,53	457,83	5048,1	11D25	3171,25	7D25	785,248	511,063
42	Tum,ki	674,34	349,01	4901,18	10D25	3057,8	7D25	719,404	511,063
	Lap	-	168,59	-	2D25	1100,91	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	529,48	442,92	4901,18	10D25	3057,8	7D25	719,404	511,063
43	Tum,ki	523,58	261,79	4167,74	9D25	2290,41	5D25	594,932	346,361
	Lap	-	130,9	-	2D25	922,56	3D25	145,542	214,7
	Tum,ka	427,04	308,55	4167,74	9D25	2290,41	5D25	594,932	346,361
44	Tum,ki	493,13	246,57	3882,72	8D25	2014,57	5D25	534,914	346,361
	Lap	-	123,28	-	2D25	870,71	3D25	145,542	214,7
	Tum,ka	397,91	274,08	3882,72	8D25	2014,57	5D25	534,914	346,361
45	Tum,ki	430,96	215,48	3322,25	7D25	1558,56	4D25	472,85	281,754
	Lap	-	107,74	-	2D25	758,03	3D25	145,542	214,7
	Tum,ka	331,96	212,76	3322,25	7D25	1558,56	4D25	472,85	281,754
46	Tum,ki	326,3	163,15	2703,03	6D25	1278,49	3D25	375,977	197,143
	Lap	-	106,42	-	2D25	819,67	2D25	133,761	133,761
	Tum,ka	239,51	119,76	2703,03	6D25	1278,49	3D25	375,977	197,143
47	Tum,ki	254,15	127,08	2051,77	5D25	984,86	3D25	320,097	197,143
	Lap	-	106,36	-	2D25	819,2	2D25	133,761	133,761
	Tum,ka	166,78	83,39	2051,77	5D25	984,86	3D25	320,097	197,143
48	Tum,ki	142,31	71,16	1108,02	3D25	542,49	2D25	197,035	133,761
	Lap	-	71,69	-	2D25	546,61	2D25	133,761	133,761
	Tum,ka	75,99	38,00	1108,02	3D25	542,49	2D25	197,035	133,761

Tabel 6.3.c. Tulangan longitudinal dan momen tahanan di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Posist	Momen Perlu (kNm)		Tulangan atas		Tulangan bawah		Momen Tahanan (kNm)	
		M_u^-	M_u^+	As perlu	Jml	As perlu	Jml	M_R^-	M_R^+
37	Tum,ki	582,78	582,78	3790,54	8D25	3790,54	8D25	617,983	617,983
	Lap	-	207,47	-	2D25	1238,21	3D25	169,187	254,515
	Tum,ka	582,78	582,78	3790,54	8D25	3790,54	8D25	617,983	617,983
38	Tum,ki	636,04	636,04	4182,06	9D25	4182,06	9D25	681,678	681,678
	Lap	-	201,43	-	2D25	1201,04	3D25	169,187	254,515
	Tum,ka	636,04	636,04	4182,06	9D25	4182,06	9D25	681,678	681,678
39	Tum,ki	645,66	645,66	4253,81	9D25	4253,81	9D25	681,678	681,678
	Lap	-	201,43	-	2D25	1201,04	3D25	169,187	254,515
	Tum,ka	645,66	645,66	4253,81	9D25	4253,81	9D25	681,678	681,678
40	Tum,ki	591,32	591,32	4226,78	9D25	4226,78	9D25	628,613	628,613
	Lap	-	199,05	-	2D25	1281,1	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	591,32	591,32	4226,78	9D25	4226,78	9D25	628,613	628,613
41	Tum,ki	573,25	573,25	3945,58	9D25	3945,58	9D25	628,613	628,613
	Lap	-	199,05	-	2D25	1281,1	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	573,25	573,25	3945,58	9D25	3945,58	9D25	628,613	628,613
42	Tum,ki	558,63	558,63	3794,65	8D25	3794,65	8D25	570,859	570,859
	Lap	-	199,05	-	2D25	1281,1	3D25	157,906	233,843
	Tum,ka	558,63	558,63	3794,65	8D25	3794,65	8D25	570,859	570,859
43	Tum,ki	416,07	416,07	3191,95	7D25	3191,95	7D25	456,796	456,796
	Lap	-	190,34	-	2D25	1337,35	3D25	145,542	214,706
	Tum,ka	416,07	416,07	3191,95	7D25	3191,95	7D25	456,796	456,796
44	Tum,ki	383,61	383,61	2745,77	6D25	2745,77	6D25	402,744	402,744
	Lap	-	195,15	-	2D25	1372,78	3D25	145,542	214,706
	Tum,ka	383,61	383,61	2745,77	6D25	2745,77	6D25	402,744	402,744
45	Tum,ki	321,83	321,83	2398,29	5D25	2398,29	5D25	346,361	346,361
	Lap	-	195,14	-	2D25	1372,8	3D25	145,542	214,706
	Tum,ka	321,83	321,83	2398,29	5D25	2398,29	5D25	346,361	346,361
46	Tum,ki	228,41	213,17	1827,98	4D25	1697,43	4D25	258,192	258,192
	Lap	-	179,63	-	2D25	1380,52	3D25	153,761	197,035
	Tum,ka	228,41	213,17	1827,98	4D25	1697,43	4D25	258,192	258,192
47	Tum,ki	177,91	121,22	1400,64	3D25	937,79	2D25	197,143	197,143
	Lap	-	158,78	-	2D25	1212,71	3D25	133,761	197,035
	Tum,ka	177,91	121,22	1400,64	3D25	937,79	2D25	197,143	197,143
48	Tum,ki	99,62	67,4	765,76	2D25	513,27	2D25	133,761	133,761
	Lap	-	100,64	-	2D25	755,89	2D25	133,761	133,761
	Tum,ka	99,62	67,4	765,76	2D25	513,27	2D25	133,761	133,761

6.1.4 Panjang Penyaluran dan Selimut Momen

Panjang penyaluran tulangan meliputi panjang penyaluran untuk tulangan tarik dan panjang penyaluran untuk tulangan tekan. Sebagai contoh hitungan digunakan balok pada elemen 37 sebagai berikut :

a. Panjang penyaluran tulangan tarik

Diameter tulangan tarik $d_b = 25 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$, maka panjang penyaluran

dasar L_{db} adalah :

$$L_{db} = \frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,02 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2\right) 300}{\sqrt{25}} = 589,049 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$L_{db, \text{min}} \geq 0,06 \cdot d_b \cdot f_y = 0,06 \cdot 25 \cdot 300 = 450 \text{ mm}$$

Diambil panjang penyaluran dasar, $L_{db} = 600 \text{ mm}$

Panjang penyaluran tulangan tarik, L_d

$L_d = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot L_{db}$, dengan nilai faktor pengali k :

$$k_1 = 1,4 \text{ (jarak beton segar } > 300 \text{ mm)}$$

$$k_2 = 1,0 \text{ (} f_y = 300 \text{ Mpa } < 400 \text{ Mpa)}$$

$$k_3 = \frac{A_{s, \text{perlu}}}{A_{s, \text{ada}}} = \frac{5798,56}{5890,48} = 0,984$$

$$\text{Maka, } L_d = 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,984 \cdot 600 = 826,560 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

Syarat : $L_d \geq 300 \text{ mm}$

Jadi panjang penyaluran tulangan tarik $L_d = 850 \text{ mm}$

$$V_{u,b,2, \text{lapanan}} = 1,05 \left(0,16 + 0,02 + \frac{4}{1} \cdot (-155,98) \right) = -654,927 \text{ kN}$$

$$V_{u,b,2, \text{kana}} = 1,05 \left(-17,84 + -110,58 + \frac{4}{1} \cdot (-155,98) \right) = -789,957 \text{ kN}$$

selanjutnya besar momen kapasitas dan gaya geser pada penampang balok disajikan dalam tabel 6.4.

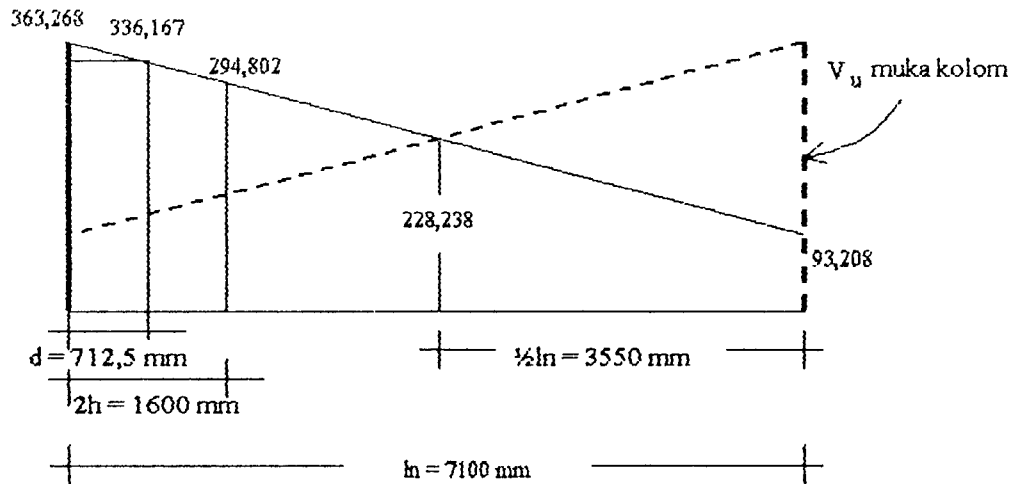
Tabel 6.4.a. Momen kapasitas dan gaya lintang perlu di as kolom

Lantai	Posisi	Momen kapasitas (kNm)		V _D (kN)	V _L (kN)	V _g (kN)	V _E (kN)	Gaya geser perlu (kN)	
		M _{kap} ⁻	M _{kap} ⁺					V _{u,b,1}	V _{u,b,2}
37	Tum,ki	1450.100	862.964	110,62	18,16	128,78	-155,98	363,268	-519,90
	Lap	265.136	392.992	0,02	0,16	0,18		228,238	-654,93
	Tum,ka	1450.100	862.964	-110,58	-17,84	-128,42		93,208	-789,96
38	Tum,ki	1559.436	862.964	116,36	19,2	135,56	-163,89	380,328	-546,00
	Lap	265.136	392.992	5,76	1,2	6,96		245,298	-681,03
	Tum,ka	1559.436	862.964	-104,84	-16,8	-121,64		110,268	-816,06
39	Tum,ki	1553.719	965.598	120,19	19,93	140,12	-162,2	394,638	-534,11
	Lap	265.136	392.992	9,39	1,93	11,52		259,608	-669,14
	Tum,ka	1553.719	965.598	-101,01	-16,07	-117,08		124,578	-804,17
40	Tum,ki	1439.784	798.536	120,04	20,15	140,19	-146,22	367,105	-466,92
	Lap	246.728	365.380	10,88	2,15	13,03		233,587	-600,44
	Tum,ka	1439.784	798.536	-98,28	-15,85	-114,13		100,069	-733,96
41	Tum,ki	1439.784	798.536	121,67	20,48	142,15	-139,55	368,394	-436,85
	Lap	2459.228	365.380	12,51	2,48	14,99		234,876	-570,37
	Tum,ka	1439.784	798.536	-96,63	-15,52	-112,17		101,358	-703,89
42	Tum,ki	1439.784	798.536	123,45	20,84	144,29	-133,64	370,641	-409,78
	Lap	246.728	365.380	14,29	2,84	17,13		237,123	-543,30
	Tum,ka	1439.784	798.536	-94,87	-15,16	-110,03		103,605	-676,82
43	Tum,ki	1121.695	541.189	114,42	20,05	134,47	-99,72	303,993	-277,63
	Lap	227.409	335.478	10,5	2,05	12,55		175,977	-405,65
	Tum,ka	1121.695	541.189	-93,42	-15,95	-109,37		47,961	-533,66
44	Tum,ki	1023.125	541.189	114,53	20,09	134,62	-89,63	293,967	-235,10
	Lap	227.409	335.478	10,61	2,09	12,7		165,951	-363,11
	Tum,ka	1023.125	541.189	-93,31	-15,91	-109,22		37,935	-491,13
45	Tum,ki	926.631	440.241	115,03	20,2	135,23	-72,71	275,345	-163,39
	Lap	227.409	335.478	11,11	2,2	13,31		147,329	-291,41
	Tum,ka	926.631	440.241	-92,81	-15,8	-108,61		19,313	-419,42
46	Tum,ki	674.402	403.425	109,07	19,93	129	-47,37	240,604	-63,50
	Lap	209.002	209.002	9,95	1,93	11,88		117,628	-186,48
	Tum,ka	674.402	403.425	-89,17	-16,07	-105,24		-5,348	-309,46
47	Tum,ki	587.464	308.036	109,39	19,93	129,32	-28,18	223,152	17,43
	Lap	209.002	209.002	10,27	1,93	12,2		100,176	-105,55
	Tum,ka	587.127	308.036	-88,85	-16,07	-104,92		-22,833	-228,52
48	Tum,ki	308.036	209.002	71,95	9,03	80,98	-13,37	135,472	28,88
	Lap	209.002	209.002	7,63	1,83	9,46		60,376	-46,22
	Tum,ka	309.002	209.002	-56,69	-5,37	-62,06		-14,626	-121,32

Tabel 6.4.b. Momen kapasitas dan gaya lintang perlu di muka kolom

Lantai	Perisi	Momen kapasitas (kNm)		V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	V_E (kN)	Gaya geser perlu (kN)	
		M_{kap}^-	M_{kap}^+					$V_{u,b,1}$	$V_{u,b,2}$
37	Tum,ki	1216,200	862,964	98,34	16,16	114,50	-155,98	324,49	-534,89
	Lap	265,136	392,992	0,02	0,16	0,18		204,46	-654,93
	Tum,ka	1216,200	862,964	-98,29	-15,84	-114,13		84,43	-774,95
38	Tum,ki	1328,194	862,964	104,07	17,20	121,27	-163,89	342,61	-561,00
	Lap	265,136	392,992	5,76	1,20	6,96		222,58	-681,03
	Tum,ka	1328,194	862,964	-92,55	-14,80	-107,35		102,55	-801,06
39	Tum,ki	1328,194	862,964	107,90	17,93	125,83	-162,2	347,39	-549,12
	Lap	265,136	392,992	9,59	1,93	11,52		227,37	-669,14
	Tum,ka	1328,194	862,964	-88,72	-14,07	-102,79		107,34	-789,17
40	Tum,ki	1226,950	798,536	107,92	18,15	126,07	-146,22	331,37	-481,75
	Lap	246,728	365,380	10,88	2,15	13,03		212,68	-600,44
	Tum,ka	1226,950	798,536	-86,15	-13,84	-99,99		94,01	-719,11
41	Tum,ki	1226,950	798,536	109,54	18,48	128,02	-139,55	332,72	-451,69
	Lap	246,728	365,380	12,51	2,48	14,99		214,04	-570,37
	Tum,ka	1226,950	798,536	-84,52	-13,52	-98,04		95,36	-689,05
42	Tum,ki	1124,069	798,536	111,32	18,84	130,16	-133,64	324,90	-424,62
	Lap	246,728	365,380	14,29	2,84	17,13		206,21	-543,30
	Tum,ka	1124,069	798,536	-82,74	-13,16	-95,90		87,53	-661,98
43	Tum,ki	929,581	541,189	102,87	18,05	120,92	-99,72	270,96	-291,86
	Lap	227,409	335,469	10,50	2,05	12,55		157,17	-405,65
	Tum,ka	929,581	541,189	-81,88	-13,95	-95,83		43,37	-519,45
44	Tum,ki	835,803	541,189	104,13	18,29	122,42	-89,63	262,88	-247,91
	Lap	227,409	335,469	10,61	2,09	12,70		147,68	-363,11
	Tum,ka	835,803	541,189	82,92	-14,11	68,81		206,59	-304,20
45	Tum,ki	738,828	440,241	104,64	18,40	123,04	-72,71	244,22	-176,19
	Lap	227,409	335,469	11,11	2,20	13,31		129,01	-291,41
	Tum,ka	738,828	440,241	-82,42	-14,00	-96,42		13,79	-406,62
46	Tum,ki	587,464	308,036	99,16	18,13	117,29	-47,37	210,52	-75,80
	Lap	209,002	209,002	9,95	1,93	11,88		99,84	-186,48
	Tum,ka	587,464	308,036	-79,25	-14,27	-93,52		-10,83	-297,15
47	Tum,ki	500,152	308,036	99,48	18,13	117,61	-28,18	202,34	5,13
	Lap	209,002	209,002	10,27	1,93	12,20		91,66	-105,55
	Tum,ka	500,152	308,036	-78,94	-14,27	-93,21		-19,02	-216,23
48	Tum,ki	307,867	209,002	65,51	8,31	73,82	-13,37	127,94	21,36
	Lap	209,002	209,002	7,63	1,83	9,46		60,36	-46,22
	Tum,ka	307,867	209,002	-50,26	-4,65	-54,91		-7,23	-113,81

1) Di dalam daerah sendi plastis ($2h$)



$$V_{u,b, \text{terpakai}} = 228,238 + \frac{(3550 - 712,5)}{3550} (363,268 - 228,238) = 336,167 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{0,6} = \frac{336,167}{0,6} = 560,278 \text{ kN}$$

$$V_{s, \text{max}} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 712,5 = 950,00 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 300 \cdot 712,5}{560,278 \cdot 10^3} = 59,927 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

syarat :

$$s \leq \frac{1}{4} \cdot d = \frac{1}{4} \cdot 712,5 = 178,125 \text{ mm}$$

$$s \leq 8 \cdot D_{25} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$$

$$s \leq 24 \cdot \varnothing_{10} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm}$$

$$s \leq 200 \text{ mm}$$

digunakan $\varnothing_{10} - 50 \text{ mm}$.

2) Di luar daerah sendi plastis

$$V_{u,b,terpakai} = 228,238 + \frac{(3550 - 1600)}{3550} (363,268 - 228,238) = 302,409 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 712,5 = 237,500 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{\phi} - V_c = \frac{302,409}{0,6} - 237,500 = 266,515 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 300 \cdot 712,5}{266,515 \cdot 10^3} = 125,981 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

syarat :

$$s \leq \frac{1}{2} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 712,5 = 356,25 \text{ mm}$$

$$s \leq 16 \cdot D_{25} = 16 \cdot 25 = 400 \text{ mm}$$

$$s \leq 48 \cdot \phi_{10} = 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}$$

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

digunakan $\phi_{10} - 120 \text{ mm}$.

dengan menggunakan cara yang sama, untuk balok-balok yang lain hasil hitungan tulangan geser dapat dilihat pada tabel 6.5.

Tabel 6.5.a. Penulangan geser balok di as kolom

Elemen	Posisi	$V_{u,b}$ (kN) terpakai	Tulangan geser terpasang	V_c (kN) terpasang	V_s (kN) terpasang
37	Daerah 2h	336,17	Ø10 - 50	0,00	560,28
	Di luar 2h	302,41	Ø10 - 100	237,50	504,02
38	Daerah 2h	352,71	Ø10 - 50	0,00	587,86
	Di luar 2h	319,47	Ø10 - 100	241,99	532,45
39	Daerah 2h	367,46	Ø10 - 50	0,00	612,44
	Di luar 2h	333,78	Ø10 - 100	238,14	556,30
40	Daerah 2h	342,87	Ø10 - 50	0,00	571,45
	Di luar 2h	310,69	Ø10 - 100	214,81	517,81
41	Daerah 2h	344,16	Ø10 - 50	0,00	573,59
	Di luar 2h	311,98	Ø10 - 100	214,81	519,96
42	Daerah 2h	346,40	Ø10 - 50	0,00	577,34
	Di luar 2h	314,22	Ø10 - 100	214,81	523,71
43	Daerah 2h	280,85	Ø10 - 60	0,00	468,08
	Di luar 2h	253,51	Ø10 - 120	213,92	422,51
44	Daerah 2h	271,88	Ø10 - 60	0,00	453,13
	Di luar 2h	243,48	Ø10 - 140	204,17	405,80
45	Daerah 2h	253,16	Ø10 - 65	0,00	421,93
	Di luar 2h	224,86	Ø10 - 170	205,09	374,77
46	Daerah 2h	220,75	Ø10 - 70	0,00	367,91
	Di luar 2h	195,57	Ø10 - 200	191,07	325,95
47	Daerah 2h	203,07	Ø10 - 80	0,00	338,46
	Di luar 2h	178,12	Ø10 - 200	193,21	296,86
48	Daerah 2h	123,17	Ø10 - 130	0,00	205,29
	Di luar 2h	107,97	Ø10 - 200	193,83	179,95

Tabel 6.5.b. Penulangan geser balok di muka kolom

Elemen	Posisi	V_{ud} (kN) terpakai	Tulangan geser terpasang	V_c (kN) terpasang	V_s (kN) terpasang
37	Daerah 2h	300,23	Ø10 – 60	0,00	500,39
	Di luar 2h	270,39	Ø10 – 120	239,17	450,66
38	Daerah 2h	318,44	Ø10 – 60	0,00	530,73
	Di luar 2h	288,51	Ø10 – 120	238,26	480,85
39	Daerah 2h	323,23	Ø10 – 60	0,00	538,71
	Di luar 2h	293,30	Ø10 – 120	238,26	488,83
40	Daerah 2h	309,14	Ø10 – 60	0,00	515,24
	Di luar 2h	281,22	Ø10 – 120	221,59	468,70
41	Daerah 2h	310,50	Ø10 – 60	0,00	517,49
	Di luar 2h	282,57	Ø10 – 120	221,59	470,96
42	Daerah 2h	302,58	Ø10 – 60	0,00	504,30
	Di luar 2h	274,75	Ø10 – 130	222,50	457,91
43	Daerah 2h	251,24	Ø10 – 65	0,00	418,73
	Di luar 2h	226,08	Ø10 – 160	205,09	376,80
44	Daerah 2h	242,80	Ø10 – 70	0,00	404,67
	Di luar 2h	217,45	Ø10 – 180	206,25	362,41
45	Daerah 2h	223,99	Ø10 – 70	0,00	373,32
	Di luar 2h	198,79	Ø10 – 230	207,81	331,31
46	Daerah 2h	192,46	Ø10 – 85	0,00	320,77
	Di luar 2h	169,99	Ø10 – 200	193,06	283,32
47	Daerah 2h	184,02	Ø10 – 90	0,00	306,70
	Di luar 2h	161,81	Ø10 – 200	195,83	269,68
48	Daerah 2h	116,75	Ø10 – 140	0,00	194,59
	Di luar 2h	103,19	Ø10 – 200	195,83	171,98

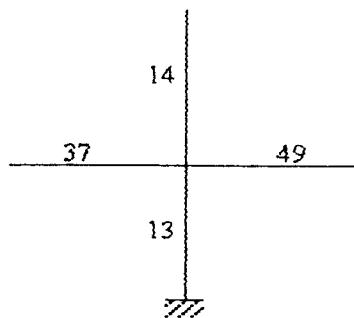
Tabel 6.5.c. Penulangan geser balok di muka kolom dengan redistribusi

Elemen	Posisi	$V_{u,b}$ (kN) terpakai	Tulangan geser terpasang	V_c (kN) terpasang	V_s (kN) terpasang
37	Daerah 2h	285,44	Ø10 - 70	0,00	475,74
	Di luar 2h	255,86	Ø10 - 130	241,67	426,43
38	Daerah 2h	312,25	Ø10 - 70	0,00	520,42
	Di luar 2h	282,52	Ø10 - 130	240,28	470,87
39	Daerah 2h	317,04	Ø10 - 70	0,00	528,40
	Di luar 2h	287,31	Ø10 - 130	240,28	478,85
40	Daerah 2h	302,94	Ø10 - 70	0,00	504,90
	Di luar 2h	275,22	Ø10 - 130	223,61	458,70
41	Daerah 2h	304,31	Ø10 - 70	0,00	507,19
	Di luar 2h	276,59	Ø10 - 130	223,61	460,99
42	Daerah 2h	288,75	Ø10 - 70	0,00	481,25
	Di luar 2h	261,17	Ø10 - 150	225,00	435,29
43	Daerah 2h	249,95	Ø10 - 75	0,00	416,58
	Di luar 2h	221,85	Ø10 - 180	174,40	369,74
44	Daerah 2h	230,91	Ø10 - 75	0,00	384,84
	Di luar 2h	205,89	Ø10 - 220	209,72	343,15
45	Daerah 2h	214,10	Ø10 - 80	0,00	356,83
	Di luar 2h	189,35	Ø10 - 270	212,50	315,59
46	Daerah 2h	183,56	Ø10 - 90	0,00	305,93
	Di luar 2h	161,34	Ø10 - 200	195,83	268,90
47	Daerah 2h	165,28	Ø10 - 100	0,00	275,46
	Di luar 2h	143,06	Ø10 - 200	195,83	238,44
48	Daerah 2h	107,11	Ø10 - 140	0,00	178,51
	Di luar 2h	93,55	Ø10 - 200	195,83	155,91

6.2 Disain Kolom

6.2.1 Desain Penulangan Kolom Akibat Beban Lentur dan Aksial

Sebagai contoh hitungan ,digunakan kolom lantai 1 dengan tinjauan pada portal tengah (elemen 13)



Karena simetris Balok elemen 37 = elemen 49

$$r_k = 7,1 \text{ m}$$

$$l_k = 8,0 \text{ m}$$

$$M^+_{top} = 1450,10 \text{ kNm}$$

$$M^-_{top} = 862,964 \text{ kNm}$$

$$\text{Kolom 13 : } h'_k = 4,1 \text{ m}$$

$$h_k = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Kolom 14 : } h'_k = 2,95 \text{ m}$$

$$h_k = 3,75 \text{ m}$$

Tabel 6.6.1. Gaya-gaya kolom portal elemen 13 di as kolom

Jenis gaya	B. Mati (D)	B. Hidup (L)	B. Gempa (E)
Aksial (kN)	-3340,820	-501,650	-0,570
Geser (kN)	0	0	306,82
Momen (kNm)	0	0	-510,90

Tabel 6.6.2. Gaya-gaya kolom portal elemen 14 di as kolom

Jenis gaya	B. Mati (D)	B. Hidup (L)	B. Gempa (E)
Aksial (kN)	-3017,78	-453,96	-0,45
Geser (kN)	0	0	350,99
Momen (kNm)	0	0	-684,76

$$R_v = 1,1 - 0,025 \cdot n = 1,1 - 0,025 \cdot 11 = 0,825$$

$$\begin{aligned}
 N_{u,k} &= 0,7R_v \left(\frac{M_{kap,kl} + M_{kap,kl}'}{I_{kl}'} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka}'}{I_{ka}'} \right) + 1,05N_g \\
 &= 0,7 \cdot 0,825 \cdot \left(\frac{1450,1 + 862,964}{8} + \frac{1450,1 + 862,964}{8} \right) + 1,05 \cdot (-3340,82 - 501,65) \\
 &= -3700,644 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{u,k} &= 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \\
 &= 1,05 \left(-3340,82 - 501,65 + \frac{4,0}{1} \cdot -0,57 \right) = -4036,99 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya aksial kolom terpakai, $N_{u,k} = -3700,644 \text{ kN}$

$$N_{n,k} = \frac{N_{u,k}}{\phi} = \frac{3700,644}{0,65} = 5693,298 \text{ kN}$$

Nilai redistribusi momen kolom portal α_k menurut Gideon W. Kusuma (1994) adalah sebagai berikut :

$$\alpha_{k,13} = \frac{M_{E,k,13}}{M_{E,k,13} + M_{E,k,14}} = \frac{510,90}{510,90 + 684,76} = 0,427$$

karena momen kapasitas balok pada hitungan ini didesain pada as kolom, maka momen perlu kolom dihitung dengan cara berikut :

$$M_{u,k} = \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot (M_{kap,kl} + M_{kap,ka})$$

$$M_{u,k} = 1,0 \cdot 0,427 \cdot 0,7 \cdot (1450,1 + 862,964) = 691,375 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} \pm \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right)$$

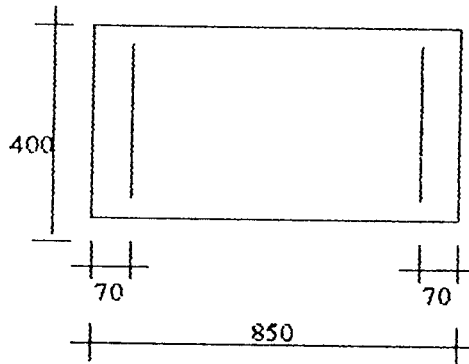
$$M_{u,k} = 1,05 \left(0 + 0 \pm \frac{4,0}{1} (-869,80) \right) = 3653,16 \text{ kNm}$$

Momen kolom terpakai, $M_{u,k} = 691,375 \text{ kNm}$

$$M_{n,k,perlu} = \frac{M_{u,k}}{\phi} = \frac{691,375}{0,65} = 1063,654 \text{ kNm}$$

Khusus pada lantai 1 momen kolom hasil hitungan dari redistribusi momen kapasitas balok lebih kecil dari momen kolom hasil hitungan analisis struktur (boleh terjadi sendi plastis) , maka untuk rencana momen kolom lantai 1 digunakan momen kolom hasil analisis struktur yaitu sebesar $M_{u,k} = 913,290 \text{ kNm}$, sehingga

$$M_{n,k,perlu} = \frac{M_{u,k}}{\phi} = \frac{913,290}{0,65} = 1405,061 \text{ kNm}$$



Perhitungan tulangan :

$$N_{u,k,perlu} = 3700,644 \text{ kN}$$

$$M_{u,k,perlu} = 913,290 \text{ kNm}$$

$$N_{n,k,perlu} = 5693,30 \text{ kN}$$

$$M_{n,k,perlu} = 1405,062 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_{n,k,perlu}}{N_{n,k,perlu}} = \frac{1405,061}{5693,298} = 246,792 \text{ mm}$$

Ditaksir ukuran kolom 500 mm x 900 mm dengan jumlah penulangan 3,4%.

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,017 \text{ dengan } d' = 70 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot d = 0,017 \cdot 400 \cdot 780 = 5304 \text{ mm}^2$$

Dicoba tulangan 9D29 pada masing-masing sisi kolom ($A_s = A_s' = 5944,68$)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5944,68}{400 \cdot 780} = 0,019$$

Pemeriksaan $N_{u,k,perlu}$ terhadap beban seimbang $P_{u,b}$:

$$d = 850 - 70 = 780 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 300} \cdot 780 = 520 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,85 \cdot 520 = 442$$

$$\epsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot 0,003 = \frac{520 - 70}{520} \cdot 0,003 = 0,0025 > \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

karena $f_s' > f_y$ maka digunakan kuat tarik baja sebesar $f_y = f_s' = 300 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y] \\ &= 0,65 \cdot (0,85 \cdot 25 \cdot 442 \cdot 400 + 5944,68 \cdot 300 - 5944,68 \cdot 300) \\ &= 2442,05 \text{ kN} < N_{u,k,perlu}\end{aligned}$$

Dengan demikian kolom mengalami hancur dengan diawali beton di daerah tekan.

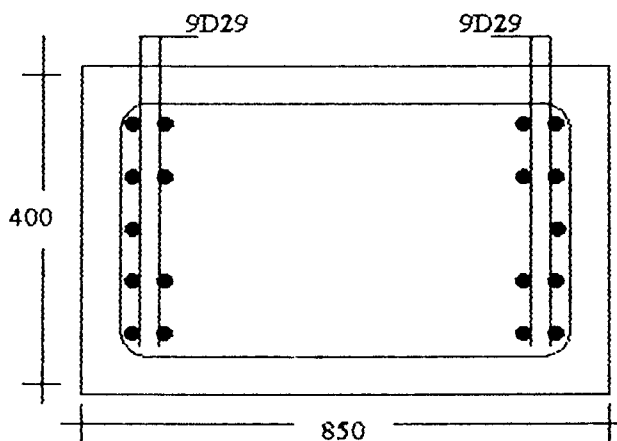
Memeriksa kekuatan penampang

$$P_n = \frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,50} + \frac{b \cdot h \cdot f_c'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

$$P_n = \frac{5944,68 \cdot 300}{\frac{246,792}{(780 - 70)} + 0,50} + \frac{400 \cdot 850 \cdot 25}{\frac{3 \cdot 850 \cdot 246,792}{780^2} + 1,18} = 5942,615 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 5942,615 = 3862,699 \text{ kN} > N_{u,k,perlu} = 3700,644 \text{ kN} \quad \text{ok!!!}$$

Dengan demikian penampang kolom dengan tulangan 18D29 memenuhi persyaratan.



Tabel 6.7.b. Momen rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom

Lantai	Kolom	$M_{E,k}$ (kNm)		$\alpha_{k,b}$		$\alpha_{k,a}$		$M_{kap, balok}$ (kNm)		$M_{u,kol}$ (kNm)	
		Bawah	Atas	Bawah	Atas	Kanan	Kiri	Bawah	Atas		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		
1	Tp	610,271	263,967	0,482	0,518	1216,200	-	421,531	452,458		
	Tngh	715,169	420,073	0,458	0,562	1216,200	862,964	654,650	839,485		
2	Tp	283,334	260,253	0,490	0,510	1328,194	-	525,377	545,958		
	Tngh	538,678	496,756	0,498	0,502	1328,194	862,964	879,652	887,759		
3	Tp	270,448	261,016	0,492	0,508	1328,194	-	527,445	543,890		
	Tngh	501,335	494,129	0,499	0,501	1328,194	862,964	882,368	885,043		
4	Tp	269,154	246,235	0,516	0,484	1226,950	-	514,864	483,193		
	Tngh	495,627	450,851	0,496	0,504	1226,950	798,536	824,215	857,254		
5	Tp	231,088	241,976	0,531	0,469	1226,950	-	534,547	471,897		
	Tngh	457,984	468,712	0,526	0,474	1226,950	798,536	874,762	786,707		
6	Tp	213,616	218,728	0,498	0,502	1124,069	-	459,206	462,847		
	Tngh	414,336	425,232	0,507	0,493	1124,069	798,536	799,387	777,691		
7	Tp	220,462	174,385	0,534	0,466	929,581	-	410,686	358,187		
	Tngh	413,691	326,506	0,511	0,489	929,581	541,189	626,872	599,682		
8	Tp	152,093	179,177	0,610	0,390	835,803	-	425,191	271,829		
	Tngh	312,344	348,399	0,602	0,398	835,803	541,189	691,306	457,041		
9	Tp	114,550	157,746	0,660	0,340	738,828	-	406,436	209,712		
	Tngh	230,336	304,707	0,645	0,355	738,828	440,241	634,695	348,593		
10	Tp	81,393	122,590	0,782	0,218	587,464	-	386,338	107,595		
	tngh	167,354	253,470	0,756	0,244	587,464	308,036	573,629	185,418		
11	Tp	34,141	97,373	0,962	0,038	500,152	-	408,007	15,934		
	tngh	75,466	177,791	0,956	0,044	500,152	308,036	654,981	30,058		
12	Tp	3,803	44,342	1,000	-	307,867	-	221,240	-		
	tngh	8,159	88,925	1,000	-	307,867	209,002	371,434	-		

Keterangan tabel 6.7.b dan 6.7.c

(3) dan (4) dari hasil analisis struktur

$$(5) \alpha_{k,b} = \frac{M_{E,k,atas}}{M_{E,k,atas} + M_{E,k,bawah}}$$

$$(6) \alpha_{k,a} = \frac{M_{E,k,bawah}}{M_{E,k,atas} + M_{E,k,bawah}}$$

(7) dan (8) dari tabel 6.4.

$$(9) M_{u,k} = \frac{h_k}{h_k} \omega_d \cdot \alpha_{k,b} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{I_{kl}}{I_{kl}} M_{kap,kl} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}} M_{kap,ka} \right)$$

$$(10) M_{u,k} = \frac{h_k}{h_k} \omega_d \cdot \alpha_{k,a} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{I_{kl}}{I_{kl}} M_{kap,kl} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}} M_{kap,ka} \right)$$

Tabel 6.7.c. Momen rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Kolom	$M_{E,k}$ (kNm)		$\alpha_{k,b}$		$\alpha_{k,a}$		$M_{kap, balok}$ (kNm)		$M_{u, kol}$ (kNm)	
		Bawah	Atas	Bawah	Atas	Kanan	Kiri	Bawah	Atas		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		
1	Tp	610,271	263,967	0,482	0,518	965,60	-	334,673	339,228		
	Tngh	715,169	420,073	0,438	0,562	965,60	965,60	608,060	779,742		
2	Tp	283,334	260,253	0,490	0,510	1065,12	-	421,317	437,822		
	Tngh	538,678	496,756	0,498	0,502	1065,12	1065,12	855,197	863,079		
3	Tp	270,448	261,016	0,492	0,508	1065,12	-	422,975	436,163		
	Tngh	501,335	494,129	0,499	0,501	1065,12	1065,12	857,838	860,439		
4	Tp	269,154	246,235	0,516	0,484	982,21	-	412,163	386,810		
	Tngh	495,627	450,851	0,496	0,504	982,21	982,21	792,703	812,010		
5	Tp	231,088	241,976	0,531	0,469	982,21	-	427,920	377,767		
	Tngh	457,984	460,712	0,526	0,474	982,21	982,21	848,387	762,987		
6	Tp	213,616	218,728	0,498	0,502	891,97	-	364,388	367,277		
	Tngh	414,336	425,232	0,507	0,493	891,97	891,97	741,730	721,599		
7	Tp	220,462	174,385	0,534	0,466	713,74	-	315,329	275,020		
	Tngh	413,691	326,506	0,511	0,489	713,74	713,74	603,437	582,034		
8	Tp	152,093	179,177	0,610	0,390	629,29	-	320,132	204,664		
	Tngh	312,344	348,399	0,602	0,398	629,29	629,29	631,856	417,737		
9	Tp	114,550	157,746	0,660	0,340	541,19	-	297,713	153,613		
	Tngh	230,336	304,707	0,645	0,355	541,19	541,19	582,647	320,006		
10	Tp	81,393	122,590	0,782	0,218	403,43	-	265,307	73,888		
	tngh	167,354	233,470	0,756	0,244	403,43	403,43	512,675	167,063		
11	Tp	34,141	97,373	0,962	0,038	308,04	-	251,285	9,813		
	tngh	75,466	177,791	0,956	0,044	308,04	308,04	499,284	22,913		
12	Tp	3,803	44,342	1,000	-	209,00	-	136,273	-		
	tngh	8,159	88,925	1,000	-	209,00	209,00	272,546	-		

Tabel 6.8.a. Momen maksimum kolom tepi dan tengah di as kolom

Lantai	Kolom	M _{D,k} (kNm)		M _{L,k} (kNm)		M _{E,k} (kNm)		M _{u,kol} (kNm)	
		Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	Tp	27,46	-55,7	4,57	-9,27	-669,81	289,72	-2647,21	1093,91
	Tngh	0	0	0	0	-869,8	510,9	-3479,2	2043,6
2	Tp	82,44	-79,02	13,79	-13,3	-360,17	332,83	-1344,45	1239
	Tngh	0	0	0	0	-684,76	631,47	-2739,04	2525,88
3	Tp	82,99	-86,18	14,07	-14,66	-343,79	331,8	-1278,1	1226,36
	Tngh	0	0	0	0	-637,29	628,13	-2549,16	2512,52
4	Tp	90,26	-93,67	15,45	-16,1	-339,27	310,38	-1251,37	1131,75
	Tngh	0	0	0	0	-624,74	568,3	-2498,96	2273,2
5	Tp	86,73	-91	14,99	-15,76	-288,86	302,42	-1053,72	1102,92
	Tngh	0	0	0	0	-575,89	575,89	-2303,56	2303,56
6	Tp	94,7	-96,66	16,45	-16,79	-267,02	273,41	-956,93	980,19
	Tngh	0	0	0	0	-517,92	531,54	-2071,68	2126,16
7	Tp	95,6	-92,85	16,76	-16,49	-273,3	216,18	-980,84	755,38
	Tngh	0	0	0	0	-512,84	404,79	-2051,36	1619,16
8	Tp	81,66	-85,97	14,61	-15,37	-187	220,3	-651,73	779,86
	Tngh	0	0	0	0	-384,03	428,36	-1536,12	1713,44
9	Tp	88,05	-88,7	15,74	-15,82	-140,85	193,95	-459,61	671,28
	Tngh	0	0	0	0	-283,2	372,64	-1132,8	1490,56
10	Tp	87,2	-84,04	15,72	-15,39	-99,26	149,5	-294,12	498,57
	tngh	0	0	0	0	-204,09	284,72	-816,36	1138,88
11	Tp	82,64	-81,93	15,35	-15,66	-41,3	117,79	-67,21	373,57
	tngh	0	0	0	0	-91,29	215,07	-365,16	860,28
12	Tp	86,15	-107,36	15,01	-15,77	4,6	53,64	119,56	91,43
	tngh	0	0	0	0	-9,87	107,57	-39,48	430,28

Keterangan tabel 6.8

(3), (4), (5) dari hasil analisis struktur

$$(6) M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} \pm \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right)$$

Tabel 6.8.b. Momen masimum kolom tepi dan tengah di muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Kolom	M _{D,k} (kNm)		M _{L,k} (kNm)		M _{E,k} (kNm)		M _{u,kol} (kNm)	
		Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
1	Tp	25,019	-50,749	4,164	-8,446	-610,271	263,967	-2411,902	996,674
	Tngh	0	0	0	0	-715,169	420,073	-2860,676	1680,293
2	Tp	64,853	-62,162	10,848	-10,463	-283,334	261,826	-1057,634	974,680
	Tngh	0	0	0	0	-538,678	496,756	-2154,711	1987,026
3	Tp	65,285	-67,795	11,068	-11,533	-270,448	261,016	-1005,439	964,737
	Tngh	0	0	0	0	-501,335	494,129	-2005,339	1976,516
4	Tp	71,606	-74,312	12,257	-12,773	-269,154	246,235	-992,754	897,855
	Tngh	0	0	0	0	-495,627	450,851	-1982,508	1803,405
5	Tp	69,384	-72,800	11,992	-12,608	-231,088	241,936	-842,976	882,336
	Tngh	0	0	0	0	-460,712	460,712	-1842,848	1842,848
6	Tp	75,760	-77,328	13,160	-13,432	-213,616	218,728	-765,544	784,152
	Tngh	0	0	0	0	-414,336	425,232	-1657,344	1700,928
7	Tp	77,117	-74,899	13,520	-13,302	-220,462	174,385	-791,211	609,340
	Tngh	0	0	0	0	-413,691	326,531	-1654,764	1306,122
8	Tp	66,417	-69,922	11,893	-12,501	-152,093	179,177	-530,074	634,286
	Tngh	0	0	0	0	-312,344	348,399	-1249,378	1393,598
9	Tp	71,614	-72,143	12,802	-12,867	-114,558	157,746	-373,816	545,974
	Tngh	0	0	0	0	-230,336	303,081	-921,344	1212,322
10	Tp	71,504	-68,913	12,890	-12,620	-81,393	122,590	-241,178	408,827
	tngh	0	0	0	0	-167,354	233,470	-669,415	933,882
11	Tp	68,316	-67,729	12,689	-12,946	-34,141	97,373	-55,560	308,818
	tngh	0	0	0	0	-75,466	177,791	-301,866	711,165
12	Tp	71,217	-88,751	12,408	-13,037	3,803	44,342	98,836	75,582
	tngh	0	0	0	0	-8,159	88,925	-32,637	355,698

Tabel 6.4.b. Momen kapasitas dan gaya lintang perlu di muka kolom

Lantai	Posisi	Momen kapasitas (kNm)		V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	V_E (kN)	Gaya geser perlu (kN)	
		M_{kap}^-	M_{kap}^+					$V_{u,b,1}$	$V_{u,b,2}$
37	Tum,ki	1216,200	862,964	98,34	16,16	114,50	-155,98	324,49	-534,89
	Lap	265,136	392,992	0,02	0,16	0,18		204,46	-654,93
	Tum,ka	1216,200	862,964	-98,29	-15,84	-114,13		84,43	-774,95
38	Tum,ki	1328,194	862,964	104,07	17,20	121,27	-163,89	342,61	-561,00
	Lap	265,136	392,992	5,76	1,20	6,96		222,58	-681,03
	Tum,ka	1328,194	862,964	-92,55	-14,80	-107,35		102,55	-801,06
39	Tum,ki	1328,194	862,964	107,90	17,93	125,83	-162,2	347,39	-549,12
	Lap	265,136	392,992	9,59	1,93	11,52		227,37	-669,14
	Tum,ka	1328,194	862,964	-88,72	-14,07	-102,79		107,34	-789,17
40	Tum,ki	1226,950	798,536	107,92	18,15	126,07	-146,22	331,37	-481,75
	Lap	246,728	365,380	10,88	2,15	13,03		212,68	-600,44
	Tum,ka	1226,950	798,536	-86,15	-13,84	-99,99		94,01	-719,11
41	Tum,ki	1226,950	798,536	109,54	18,48	128,02	-139,55	332,72	-451,69
	Lap	246,728	365,380	12,51	2,48	14,99		214,04	-570,37
	Tum,ka	1226,950	798,536	-84,52	-13,52	-98,04		95,36	-689,05
42	Tum,ki	1124,069	798,536	111,32	18,84	130,16	-133,64	324,90	-424,62
	Lap	246,728	365,380	14,29	2,84	17,13		206,21	-543,30
	Tum,ka	1124,069	798,536	-82,74	-13,16	-95,90		87,53	-661,98
43	Tum,ki	929,581	541,189	102,87	18,05	120,92	-99,72	270,96	-291,86
	Lap	227,409	335,469	10,50	2,05	12,55		157,17	-405,65
	Tum,ka	929,581	541,189	-81,88	-13,95	-95,83		43,37	-519,45
44	Tum,ki	835,803	541,189	104,13	18,29	122,42	-89,63	262,88	-247,91
	Lap	227,409	335,469	10,61	2,09	12,70		147,68	-363,11
	Tum,ka	835,803	541,189	82,92	-14,11	68,81		206,59	-304,20
45	Tum,ki	738,828	440,241	104,64	18,40	123,04	-72,71	244,22	-176,19
	Lap	227,409	335,469	11,11	2,20	13,31		129,01	-291,41
	Tum,ka	738,828	440,241	-82,42	-14,00	-96,42		13,79	-406,62
46	Tum,ki	587,464	308,036	99,16	18,13	117,29	-47,37	210,52	-75,80
	Lap	209,002	209,002	9,95	1,93	11,88		99,84	-186,48
	Tum,ka	587,464	308,036	-79,25	-14,27	-93,52		-10,83	-297,15
47	Tum,ki	500,152	308,036	99,48	18,13	117,61	-28,18	202,34	5,13
	Lap	209,002	209,002	10,27	1,93	12,20		91,66	-105,55
	Tum,ka	500,152	308,036	-78,94	-14,27	-93,21		-19,02	-216,23
48	Tum,ki	307,867	209,002	65,51	8,31	73,82	-13,37	127,94	21,36
	Lap	209,002	209,002	7,63	1,83	9,46		60,36	-46,22
	Tum,ka	307,867	209,002	-50,26	-4,65	-54,91		-7,23	-113,81

c. B

plasti

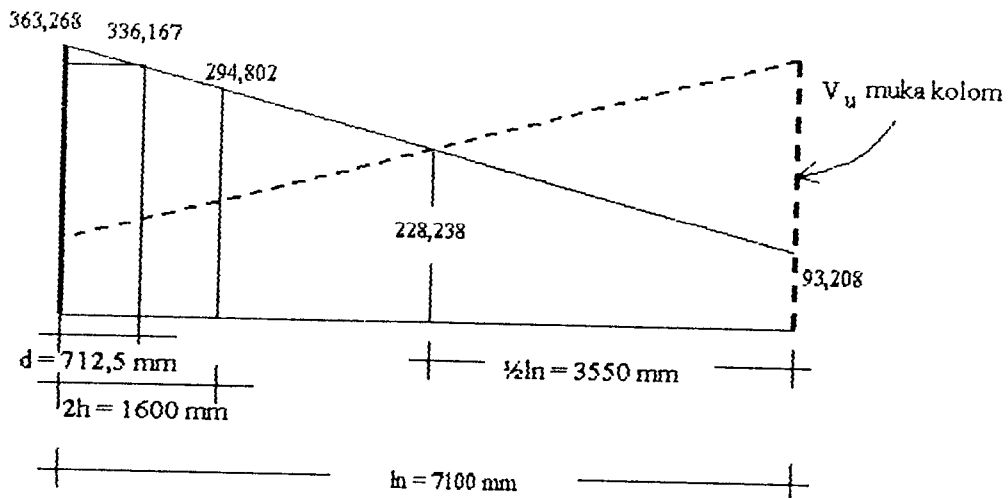
Tabel 6.4.c. Momen kapasitas dan gaya lintang perlu di muka kolom dengan redistribusi momen

Lantai	Posisi	Momen kapasitas (kNm)		V_D (kN)	V_L (kN)	V_g (kN)	V_E (kN)	Gaya geser perlu (kN)	
		M_{kap}^-	M_{kap}^+					$V_{u,b,1}$	$V_{u,b,2}$
37	Tum,ki	965,598	965,598	98,34	16,16	114,50	-155,98	309,96	-534,89
	Lap	264,355	397,680	0,02	0,16	0,18		189,92	-654,93
	Tum,ka	965,598	965,598	-98,29	-15,84	-114,13		69,90	-774,95
38	Tum,ki	1065,122	1065,122	104,07	17,20	121,27	-163,89	336,62	-561,00
	Lap	264,355	397,680	5,76	1,20	6,96		216,60	-681,03
	Tum,ka	1065,122	1065,122	-92,55	-14,80	-107,35		96,57	-801,06
39	Tum,ki	1065,122	1065,122	107,90	17,93	125,83	-162,2	341,41	-549,12
	Lap	264,355	397,680	9,59	1,95	11,52		221,38	-669,14
	Tum,ka	1065,122	1065,122	-88,72	-14,07	-102,79		101,36	-789,17
40	Tum,ki	982,208	982,208	107,92	18,15	126,07	-146,22	325,37	-481,75
	Lap	246,728	365,380	10,88	2,15	13,03		206,68	-600,44
	Tum,ka	982,208	982,208	-86,15	-13,84	-99,99		88,01	-719,11
41	Tum,ki	982,208	982,208	109,54	18,48	128,02	-139,55	326,74	-451,69
	Lap	246,728	365,380	12,51	2,48	14,99		208,06	-570,37
	Tum,ka	982,208	982,208	-84,52	-13,52	-98,04		89,38	-689,05
42	Tum,ki	891,967	891,967	111,32	18,84	130,16	-133,64	311,32	-424,62
	Lap	246,728	365,380	14,29	2,84	17,13		192,64	-543,30
	Tum,ka	891,967	891,967	-82,74	-13,16	-95,90		73,96	-661,98
43	Tum,ki	713,744	713,744	102,87	18,05	120,92	-99,72	266,72	-291,86
	Lap	227,409	335,478	10,50	2,05	12,55		152,93	-405,65
	Tum,ka	713,744	713,744	-81,88	-13,95	-95,83		39,13	-519,45
44	Tum,ki	629,288	629,288	104,13	18,29	122,42	-89,63	251,33	-247,91
	Lap	227,409	335,478	10,61	2,09	12,70		136,12	-363,11
	Tum,ka	629,288	629,288	82,92	-14,11	68,81		195,04	-304,20
45	Tum,ki	541,189	541,189	104,64	18,40	123,04	-72,71	234,79	-176,19
	Lap	227,409	335,478	11,11	2,20	13,31		119,57	-291,41
	Tum,ka	541,189	541,189	-82,42	-14,00	-96,42		4,36	-406,62
46	Tum,ki	403,425	403,425	99,16	18,13	117,29	-47,37	201,87	-75,80
	Lap	209,002	307,867	9,95	1,93	11,88		91,19	-186,48
	Tum,ka	403,425	403,425	-79,25	-14,27	-93,52		-19,48	-297,15
47	Tum,ki	308,036	308,036	99,48	18,13	117,61	-28,18	183,60	5,13
	Lap	209,002	307,867	10,27	1,93	12,20		72,91	-105,55
	Tum,ka	308,036	308,036	-78,94	-14,27	-93,21		-37,77	-216,23
48	Tum,ki	209,002	209,002	65,51	8,31	73,82	-13,37	118,29	21,36
	Lap	209,002	209,002	7,63	1,83	9,46		50,71	-46,22
	Tum,ka	209,002	209,002	-50,26	-4,65	-54,91		-16,87	-113,81

c. Hitungan tulangan geser

Perhitungan tulangan geser meliputi hitungan sepanjang $2h$ (daerah sendi plastis), dan di luar daerah $2h$ dari muka kolom.

1) Di dalam daerah sendi plastis (2h)



$$V_{u,b, \text{terpakai}} = 228,238 + \frac{(3550 - 712,5)}{3550} (363,268 - 228,238) = 336,167 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{0,6} = \frac{336,167}{0,6} = 560,278 \text{ kN}$$

$$V_{s, \text{max}} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 712,5 = 950,00 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 300 \cdot 712,5}{560,278 \cdot 10^3} = 59,927 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

syarat :

$$s \leq \frac{1}{4} \cdot d = \frac{1}{4} \cdot 712,5 = 178,125 \text{ mm}$$

$$s \leq 8 \cdot D_{25} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$$

$$s \leq 24 \cdot \varnothing_{10} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm}$$

$$s \leq 200 \text{ mm}$$

digunakan $\varnothing_{10} - 50 \text{ mm}$.

2) Di luar daerah sendi plastis

$$V_{u,b, \text{terpakai}} = 228,238 + \frac{(3550 - 1600)}{3550} (363,268 - 228,238) = 302,409 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 712,5 = 237,500 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{\phi} - V_c = \frac{302,409}{0,6} - 237,500 = 266,515 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 300 \cdot 712,5}{266,515 \cdot 10^3} = 125,981 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

syarat :

$$s \leq \frac{1}{2} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 712,5 = 356,25 \text{ mm}$$

$$s \leq 16 \cdot D_{25} = 16 \cdot 25 = 400 \text{ mm}$$

$$s \leq 48 \cdot \phi_{10} = 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}$$

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

digunakan $\phi_{10} - 120 \text{ mm}$.

dengan menggunakan cara yang sama, untuk balok-balok yang lain hasil hitungan tulangan geser dapat dilihat pada tabel 6.5.

Tabel 6.5.a. Penulangan geser balok di as kolom

Elemen	Posisi	$V_{u,b}$ (kN) terpakai	Tulangan geser terpasang	V_c (kN) terpasang	V_s (kN) terpasang
37	Daerah 2h	336,17	Ø10 – 50	0,00	560,28
	Di luar 2h	302,41	Ø10 – 100	237,50	504,02
38	Daerah 2h	352,71	Ø10 – 50	0,00	587,86
	Di luar 2h	319,47	Ø10 – 100	241,99	532,45
39	Daerah 2h	367,46	Ø10 – 50	0,00	612,44
	Di luar 2h	333,78	Ø10 – 100	238,14	556,30
40	Daerah 2h	342,87	Ø10 – 50	0,00	571,45
	Di luar 2h	310,69	Ø10 – 100	214,81	517,81
41	Daerah 2h	344,16	Ø10 – 50	0,00	573,59
	Di luar 2h	311,98	Ø10 – 100	214,81	519,96
42	Daerah 2h	346,40	Ø10 – 50	0,00	577,34
	Di luar 2h	314,22	Ø10 – 100	214,81	523,71
43	Daerah 2h	280,85	Ø10 – 60	0,00	468,08
	Di luar 2h	252,51	Ø10 – 120	213,92	422,51
44	Daerah 2h	271,83	Ø10 – 60	0,00	453,13
	Di luar 2h	243,48	Ø10 – 140	204,17	405,80
45	Daerah 2h	253,16	Ø10 – 65	0,00	421,93
	Di luar 2h	224,86	Ø10 – 170	205,09	374,77
46	Daerah 2h	220,75	Ø10 – 70	0,00	367,91
	Di luar 2h	195,57	Ø10 – 200	191,07	325,95
47	Daerah 2h	203,07	Ø10 – 80	0,00	338,46
	Di luar 2h	178,12	Ø10 – 200	193,21	296,86
48	Daerah 2h	123,17	Ø10 – 130	0,00	205,29
	Di luar 2h	107,97	Ø10 – 200	193,83	179,95

Tabel 6.5.b. Penulangan geser balok di muka kolom

Elemen	Posisi	V_{ud} (kN) terpakai	Tulangan geser terpasang	V_c (kN) terpasang	v_s (kN) terpasang
37	Daerah 2h	300,23	Ø10 - 60	0,00	500,39
	Di luar 2h	270,39	Ø10 - 120	239,17	450,66
38	Daerah 2h	318,44	Ø10 - 60	0,00	530,73
	Di luar 2h	288,51	Ø10 - 120	238,26	480,85
39	Daerah 2h	323,23	Ø10 - 60	0,00	538,71
	Di luar 2h	293,30	Ø10 - 120	238,26	488,83
40	Daerah 2h	309,14	Ø10 - 60	0,00	515,24
	Di luar 2h	281,22	Ø10 - 120	221,59	468,70
41	Daerah 2h	310,50	Ø10 - 60	0,00	517,49
	Di luar 2h	282,57	Ø10 - 120	221,59	470,96
42	Daerah 2h	302,58	Ø10 - 60	0,00	504,30
	Di luar 2h	274,75	Ø10 - 120	222,50	457,91
43	Daerah 2h	251,24	Ø10 - 65	0,00	418,73
	Di luar 2h	226,08	Ø10 - 160	205,09	376,80
44	Daerah 2h	242,80	Ø10 - 70	0,00	404,67
	Di luar 2h	217,45	Ø10 - 180	206,25	362,41
45	Daerah 2h	223,99	Ø10 - 70	0,00	373,32
	Di luar 2h	198,79	Ø10 - 230	207,81	331,31
46	Daerah 2h	192,46	Ø10 - 85	0,00	320,77
	Di luar 2h	169,99	Ø10 - 200	193,06	283,32
47	Daerah 2h	184,02	Ø10 - 90	0,00	306,70
	Di luar 2h	161,81	Ø10 - 200	195,83	269,68
48	Daerah 2h	116,75	Ø10 - 140	0,00	194,59
	Di luar 2h	103,19	Ø10 - 200	195,83	171,98

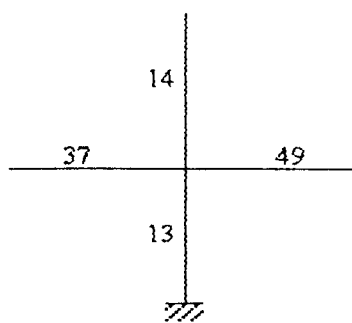
Tabel 6.5.c. Penulangan geser balok di muka kolom dengan redistribusi

Elemen	Posisi	$V_{u,b}$ (kN) terpakai	Tulangan geser terpasang	V_c (kN) terpasang	V_s (kN) terpasang
37	Daerah 2h	285,44	Ø10 - 70	0,00	475,74
	Di luar 2h	255,86	Ø10 - 130	241,67	426,43
38	Daerah 2h	312,25	Ø10 - 70	0,00	520,42
	Di luar 2h	282,52	Ø10 - 130	240,28	470,87
39	Daerah 2h	317,04	Ø10 - 70	0,00	528,40
	Di luar 2h	287,31	Ø10 - 130	240,28	478,85
40	Daerah 2h	302,94	Ø10 - 70	0,00	504,90
	Di luar 2h	275,22	Ø10 - 130	223,61	458,70
41	Daerah 2h	304,31	Ø10 - 70	0,00	507,19
	Di luar 2h	276,59	Ø10 - 130	223,61	460,99
42	Daerah 2h	288,75	Ø10 - 70	0,00	481,25
	Di luar 2h	261,17	Ø10 - 150	225,00	435,29
43	Daerah 2h	249,95	Ø10 - 75	0,00	416,58
	Di luar 2h	221,85	Ø10 - 180	174,40	369,74
44	Daerah 2h	230,91	Ø10 - 75	0,00	384,84
	Di luar 2h	205,89	Ø10 - 220	209,72	343,15
45	Daerah 2h	214,10	Ø10 - 80	0,00	356,83
	Di luar 2h	189,35	Ø10 - 270	212,50	315,59
46	Daerah 2h	183,56	Ø10 - 90	0,00	305,93
	Di luar 2h	161,34	Ø10 - 200	195,83	268,90
47	Daerah 2h	165,28	Ø10 - 100	0,00	275,46
	Di luar 2h	143,06	Ø10 - 200	195,83	238,44
48	Daerah 2h	107,11	Ø10 - 140	0,00	178,51
	Di luar 2h	93,55	Ø10 - 200	195,83	155,91

6.2 Disain Kolom

6.2.1 Desain Penulangan Kolom Akibat Beban Lentur dan Aksial

Sebagai contoh hitungan ,digunakan kolom lantai 1 dengan tinjauan pada portal tengah (elemen 13)



Karena simetris Balok elemen 37 = elemen 49

$$r_k = 7,1 \text{ m}$$

$$I_k = 8,0 \text{ m}$$

$$M^+_{top} = 1450,10 \text{ kNm}$$

$$M^-_{top} = 862,964 \text{ kNm}$$

$$\text{Kolom 13 : } h_k = 4,1 \text{ m}$$

$$\text{Kolom 14 : } h_k = 2,95 \text{ m}$$

$$h_k = 4,5 \text{ m}$$

$$h_k = 3,75 \text{ m}$$

Tabel 6.6.1. Gaya-gaya kolom portal elemen 13 di as kolom

Jenis gaya	B. Mati (D)	B. Hidup (L)	B. Gempa (E)
Aksial (kN)	-3340,820	-501,650	-0,570
Geser (kN)	0	0	306,82
Momen (kNm)	0	0	-510,90

Tabel 6.6.2. Gaya-gaya kolom portal elemen 14 di as kolom

Jenis gaya	B. Mati (D)	B. Hidup (L)	B. Gempa (E)
Aksial (kN)	-3017,78	-453,96	-0,45
Geser (kN)	0	0	350,99
Momen (kNm)	0	0	-684,76

$$R_v = 1,1 - 0,025.n = 1,1 - 0,025.11 = 0,825$$

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

$$= 0,7 \cdot 0,825 \cdot \left(\frac{1450,1 + 862,964}{8} + \frac{1450,1 + 862,964}{8} \right) + 1,05 \cdot (-3340,82 - 501,65)$$

$$= -3700,644 \text{ kN}$$

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

$$= 1,05 \left(-3340,82 - 501,65 + \frac{4,0}{1} \cdot -0,57 \right) = -4036,99 \text{ kN}$$

Gaya aksial kolom terpakai, $N_{u,k} = -3700,644 \text{ kN}$

$$N_{d,k} = \frac{N_{u,k}}{\phi} = \frac{3700,644}{0,65} = 5693,298 \text{ kN}$$

Nilai redistribusi momen kolom portal α_k menurut Gideon W. Kusuma (1994) adalah sebagai berikut :

$$\alpha_{k,13} = \frac{M_{E,k,13}}{M_{E,k,13} + M_{E,k,14}} = \frac{510,90}{510,90 + 684,76} = 0,427$$

karena momen kapasitas balok pada hitungan ini didesain pada as kolom, maka momen perlu kolom dihitung dengan cara berikut :

$$M_{u,k} = \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot (M_{kap,k1} + M_{kap,ka})$$

$$M_{u,k} = 1,0 \cdot 0,427 \cdot 0,7 \cdot (1450,1 + 862,964) = 691,375 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} \pm \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right)$$

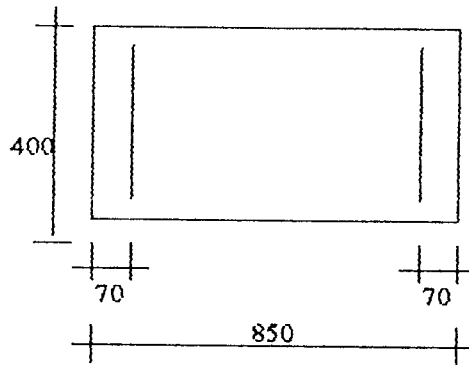
$$M_{u,k} = 1,05 \left(0 + 0 \pm \frac{4,0}{1} (-869,80) \right) = 3653,16 \text{ kNm}$$

Momen kolom terpakai, $M_{u,k} = 691,375 \text{ kNm}$

$$M_{n,k,perlu} = \frac{M_{u,k}}{\phi} = \frac{691,375}{0,65} = 1063,654 \text{ kNm}$$

Khusus pada lantai 1 momen kolom hasil hitungan dari redistribusi momen kapasitas balok lebih kecil dari momen kolom hasil hitungan analisis struktur (boleh terjadi sendi plastis), maka untuk rencana momen kolom lantai 1 digunakan momen kolom hasil analisis struktur yaitu sebesar $M_{u,k} = 913,290 \text{ kNm}$, sehingga

$$M_{n,k,perlu} = \frac{M_{u,k}}{\phi} = \frac{913,290}{0,65} = 1405,061 \text{ kNm}$$



Perhitungan tulangan :

$$N_{u,k,perlu} = 3700,644 \text{ kN}$$

$$M_{u,k,perlu} = 913,290 \text{ kNm}$$

$$N_{n,k,perlu} = 5693,30 \text{ kN}$$

$$M_{n,k,perlu} = 1405,062 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_{n,k,perlu}}{N_{n,k,perlu}} = \frac{1405,061}{5693,298} = 246,792 \text{ mm}$$

Ditaksir ukuran kolom 500 mm x 900 mm dengan jumlah penulangan 3,4%.

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,017 \text{ dengan } d' = 70 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot d = 0,017 \cdot 400 \cdot 780 = 5304 \text{ mm}^2$$

Dicoba tulangan 9D29 pada masing-masing sisi kolom ($A_s = A_s' = 5944,68$)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5944,68}{400 \cdot 780} = 0,019$$

Pemeriksaan $N_{u,k,perlu}$ terhadap beban seimbang $P_{u,b}$:

$$d = 850 - 70 = 780 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 300} \cdot 780 = 520 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,85 \cdot 520 = 442$$

$$\epsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot 0,003 = \frac{520 - 70}{520} \cdot 0,003 = 0,0025 > \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

karena $f_s' > f_y$ maka digunakan kuat tarik baja sebesar $f_y = f_s' = 300 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y] \\ &= 0,65 \cdot (0,85 \cdot 25 \cdot 442 \cdot 400 + 5944,68 \cdot 300 - 5944,68 \cdot 300) \\ &= 2442,05 \text{ kN} < N_{u,k,perlu}\end{aligned}$$

Dengan demikian kolom mengalami hancur dengan diawali beton di daerah tekan.

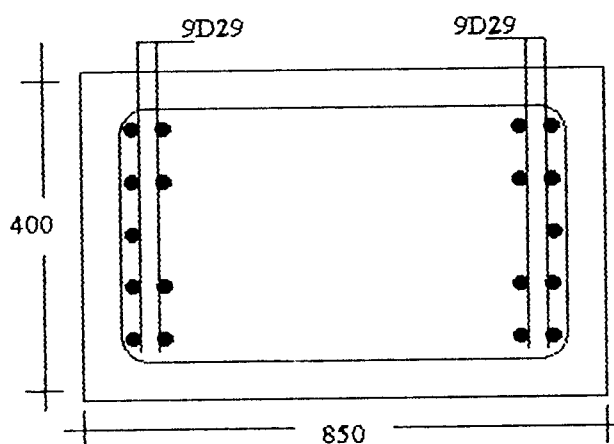
Memeriksa kekuatan penampang

$$P_n = \frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,50} + \frac{b \cdot h \cdot f_c'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

$$P_n = \frac{5944,68 \cdot 300}{\frac{246,792}{(780 - 70)} + 0,50} + \frac{400 \cdot 850 \cdot 25}{\frac{3 \cdot 850 \cdot 246,792}{780^2} + 1,18} = 5942,615 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 5942,615 = 3862,699 \text{ kN} > N_{u,k,perlu} = 3700,644 \text{ kN} \quad \text{ok!!!}$$

Dengan demikian penampang kolom dengan tulangan 18D29 memenuhi persyaratan.



Lantai

①

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

eterang

) dan (

5) $\alpha_{k,b}$ 5) $\alpha_{k,a}$

7) dan (8

9) $M_{u,k}$ 10) M_u

Tabel 6.7.b. Momen rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom

Lantai	Kolom	M _{E,k} (kNm)		α _{k,b}		α _{k,a}		M _{kap, balok} (kNm)		M _{u,kol} (kNm)	
		Bawah	Atas	Bawah	Atas	Kanan	Kiri	Bawah	Atas		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		
1	Tp	610,271	263,967	0,482	0,518	1216,200	-	421,531	452,458		
	Tngh	715,169	420,073	0,458	0,562	1216,200	862,964	654,650	839,485		
2	Tp	283,334	260,253	0,490	0,510	1328,194	-	525,377	545,958		
	Tngh	538,678	496,756	0,498	0,502	1328,194	862,964	879,652	887,759		
3	Tp	270,448	261,016	0,492	0,508	1328,194	-	527,445	543,890		
	Tngh	501,335	494,129	0,499	0,501	1328,194	862,964	882,368	885,043		
4	Tp	269,154	246,235	0,516	0,484	1226,950	-	514,864	483,193		
	Tngh	495,627	450,851	0,496	0,504	1226,950	798,536	824,215	857,254		
5	Tp	231,088	241,976	0,531	0,469	1226,950	-	534,547	471,897		
	Tngh	457,984	460,712	0,526	0,474	1226,950	798,536	874,762	786,707		
6	Tp	213,616	218,728	0,498	0,502	1124,069	-	459,206	462,847		
	Tngh	414,336	425,232	0,507	0,493	1124,069	798,536	799,387	777,691		
7	Tp	220,462	174,385	0,534	0,466	929,581	-	410,686	358,187		
	Tngh	413,691	326,506	0,511	0,489	929,581	541,189	626,872	599,682		
8	Tp	152,093	179,177	0,610	0,390	835,803	-	425,191	271,829		
	Tngh	312,344	348,399	0,602	0,398	835,803	541,189	691,306	457,041		
9	Tp	114,550	157,746	0,660	0,340	738,828	-	406,436	209,712		
	Tngh	230,336	304,707	0,645	0,355	738,828	440,241	634,695	348,593		
10	Tp	81,393	122,590	0,782	0,218	587,464	-	386,338	107,595		
	tngh	167,354	233,470	0,756	0,244	587,464	308,036	575,629	185,418		
11	Tp	34,141	97,373	0,962	0,038	500,152	-	408,007	15,934		
	tngh	75,466	177,791	0,956	0,044	500,152	308,036	654,981	30,058		
12	Tp	3,803	44,342	1,000	-	307,867	-	221,240	-		
	tngh	8,159	88,925	1,000	-	307,867	209,002	571,434	-		

Keterangan tabel 6.7.b dan 6.7.c

(3) dan (4) dari hasil analisis struktur

$$(5) \alpha_{k,b} = \frac{M_{E,k,atas}}{M_{E,k,atas} + M_{E,k,bawah}}$$

$$(6) \alpha_{k,a} = \frac{M_{E,k,bawah}}{M_{E,k,bawah} + M_{E,k,atas}}$$

(7) dan (8) dari tabel 6.4.

$$(9) M_{u,k} = \frac{h_k}{h_k} \omega_d \cdot \alpha_{k,b} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{I_{kl}}{I_{kl}} M_{kap,kl} + \frac{I_{ka}}{I_{kn}} M_{kap,ka} \right)$$

$$(10) M_{u,k} = \frac{h_k}{h_k} \omega_d \cdot \alpha_{k,a} \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{I_{kl}}{I_{kl}} M_{kap,kl} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}} M_{kap,ka} \right)$$

Tabel 6.7.c. Momen rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Kolom	$M_{E,k}$ (kNm)		$\alpha_{k,b}$	$\alpha_{k,a}$	$M_{kap, balok}$ (kNm)		$M_{u, kol}$ (kNm)	
		Bawah	Atas			Kanan	Kiri	Bawah	Atas
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	Tp	610,271	263,967	0,482	0,518	965,60	-	334,673	339,228
	Tngh	715,169	420,073	0,438	0,562	965,60	965,60	608,060	779,742
2	Tp	283,334	260,253	0,490	0,510	1065,12	-	421,317	437,822
	Tngh	538,678	496,756	0,498	0,502	1065,12	1065,12	855,197	863,079
3	Tp	270,448	261,016	0,492	0,508	1065,12	-	422,975	436,163
	Tngh	501,335	494,129	0,499	0,501	1065,12	1065,12	857,838	860,459
4	Tp	269,154	246,235	0,516	0,484	982,21	-	412,163	386,810
	Tngh	495,627	450,851	0,496	0,504	982,21	982,21	792,703	812,010
5	Tp	231,088	241,976	0,531	0,469	982,21	-	427,920	377,767
	Tngh	457,984	460,712	0,526	0,474	982,21	982,21	848,387	762,987
6	Tp	213,616	218,728	0,498	0,502	891,97	-	364,388	367,277
	Tngh	414,336	425,232	0,507	0,493	891,97	891,97	741,730	721,599
7	Tp	220,462	174,385	0,534	0,466	713,74	-	313,329	275,020
	Tngh	413,691	326,506	0,511	0,489	713,74	713,74	603,437	582,034
8	Tp	152,093	179,177	0,610	0,390	629,29	-	320,132	204,664
	Tngh	312,344	348,399	0,602	0,398	629,29	629,29	631,856	417,737
9	Tp	114,550	157,746	0,660	0,340	541,19	-	297,713	153,613
	Tngh	230,336	304,707	0,645	0,355	541,19	541,19	582,647	320,006
10	Tp	81,393	122,590	0,782	0,218	403,43	-	265,307	73,888
	tngh	167,354	233,470	0,756	0,244	403,43	403,43	512,675	167,063
11	Tp	34,141	97,373	0,962	0,038	308,04	-	251,285	9,813
	tngh	75,466	177,791	0,956	0,044	308,04	308,04	499,284	22,913
12	Tp	3,803	44,342	1,000	-	209,00	-	136,273	-
	tngh	8,159	88,925	1,000	-	209,00	209,00	272,546	-

Tabel 6.8.a. Momen maksimum kolom tepi dan tengah di as kolom

Lantai	Kolom	M _{D,k} (kNm)		M _{L,k} (kNm)		M _{E,k} (kNm)		M _{u,kol} (kNm)	
		Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	Tp	27,46	-55,7	4,57	-9,27	-669,81	289,72	-2647,21	1093,91
	Tngh	0	0	0	0	-869,8	510,9	-3479,2	2043,6
2	Tp	82,44	-79,02	13,79	-13,3	-360,17	332,83	-1344,45	1239
	Tngh	0	0	0	0	-684,76	631,47	-2739,04	2525,88
3	Tp	82,99	-86,18	14,07	-14,66	-343,79	331,8	-1278,1	1226,36
	Tngh	0	0	0	0	-637,29	628,13	-2549,16	2512,52
4	Tp	90,26	-93,67	15,45	-16,1	-339,27	310,38	-1251,37	1131,75
	Tngh	0	0	0	0	-624,74	568,3	-2498,96	2273,2
5	Tp	86,73	-91	14,99	-15,76	-288,86	302,42	-1033,72	1102,92
	Tngh	0	0	0	0	-575,89	575,89	-2303,56	2303,56
6	Tp	94,7	-96,66	16,45	-16,79	-267,02	273,41	-956,93	980,19
	Tngh	0	0	0	0	-517,92	531,54	-2071,68	2126,16
7	Tp	95,6	-92,85	16,76	-16,49	-273,3	216,18	-980,84	755,38
	Tngh	0	0	0	0	-512,84	404,79	-2051,36	1619,16
8	Tp	81,66	-85,97	14,61	-15,37	-187	220,3	-651,73	779,86
	Tngh	0	0	0	0	-384,03	428,36	-1536,12	1713,44
9	Tp	88,05	-88,7	15,74	-15,82	-140,85	193,95	-459,61	671,28
	Tngh	0	0	0	0	-283,2	372,64	-1132,8	1490,56
10	Tp	87,2	-84,04	15,72	-15,39	-99,26	149,5	-294,12	498,57
	tngh	0	0	0	0	-204,09	284,72	-816,36	1138,88
11	Tp	82,64	-81,93	15,35	-15,66	-41,3	117,79	-67,21	373,57
	tngh	0	0	0	0	-91,29	215,07	-365,16	860,28
12	Tp	86,15	-107,36	15,01	-15,77	4,6	53,64	119,56	91,43
	tngh	0	0	0	0	-9,87	107,57	-39,48	430,28

Keterangan tabel 6.8

(3), (4), (5) dari hasil analisis struktur

$$(6) M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} \pm \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right)$$

Tabel 6.8.b. Momen maksimum kolom tepi dan tengah di muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Kolom	$M_{D,k}$ (kNm)		$M_{L,k}$ (kNm)		$M_{E,k}$ (kNm)		$M_{u,kol}$ (kNm)	
		Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	Tp	25,019	-50,749	4,164	-8,446	-610,271	263,967	-2411,902	996,674
	Tngh	0	0	0	0	-715,169	420,073	-2860,676	1680,293
2	Tp	64,853	-62,162	10,848	-10,463	-283,334	261,826	-1057,634	974,680
	Tngh	0	0	0	0	-538,678	496,756	-2154,711	1987,026
3	Tp	65,285	-67,795	11,068	-11,533	-270,448	261,016	-1005,439	964,737
	Tngh	0	0	0	0	-501,335	494,129	-2005,339	1976,516
4	Tp	71,606	-74,312	12,257	-12,773	-269,154	246,235	-992,754	897,855
	Tngh	0	0	0	0	-495,627	450,851	-1982,508	1803,405
5	Tp	69,384	-72,800	11,992	-12,608	-231,088	241,936	-842,976	882,336
	Tngh	0	0	0	0	-460,712	460,712	-1842,848	1842,848
6	Tp	75,760	-77,328	13,160	-13,432	-213,616	218,728	-765,544	784,152
	Tngh	0	0	0	0	-414,336	425,232	-1657,344	1700,928
7	Tp	77,117	-74,899	13,520	-13,302	-220,462	174,385	-791,211	609,340
	Tngh	0	0	0	0	-413,691	326,531	-1654,764	1306,122
8	Tp	66,417	-69,922	11,893	-12,501	-152,093	179,177	-530,074	634,286
	Tngh	0	0	0	0	-312,344	348,399	-1249,378	1393,398
9	Tp	71,614	-72,143	12,802	-12,867	-114,558	157,746	-373,816	545,974
	Tngh	0	0	0	0	-330,336	303,081	-921,344	1212,322
10	Tp	71,504	-68,913	12,890	-12,620	-81,393	122,590	-241,178	408,827
	tngh	0	0	0	0	-167,354	233,470	-669,415	933,882
11	Tp	68,316	-67,729	12,689	-12,946	-34,141	97,373	-55,560	308,818
	tngh	0	0	0	0	-75,466	177,791	-301,866	711,165
12	Tp	71,217	-88,751	12,408	-13,037	3,803	44,342	98,836	75,582
	tngh	0	0	0	0	-8,159	88,925	-32,637	355,698

Tabel 6.9.a. Gaya aksial rencana kolom tepi dan tengah di as kolom

Lantai	Kolom	Gaya Aksial (kN)		M _{kap, bukak} (kNm)		M _{'_{kap, bukak}} (kNm)		N _{u, kol} (kN)
		D	L	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
1	Tp	-2213,79	-296,73	1450,100	0	862,964	0	-2469,072
	tngh	-3340,82	-501,65	1450,100	862,964	862,964	1450,100	-3700,645
2	Tp	-2019,11	-272,22	1559,436	0	862,964	0	-2231,030
	Tngh	-3017,78	-453,96	1559,436	862,964	862,964	1559,436	-3295,593
3	Tp	-1821,75	-247,02	1553,719	0	965,598	0	-1990,345
	tngh	-2709,46	-408,37	1553,719	965,598	965,598	1553,719	-2909,995
4	Tp	-1620,56	-221,09	1439,784	0	798,536	0	-1772,154
	tngh	-2408,79	-364,22	1439,784	798,536	798,536	1439,784	-2588,503
5	Tp	-1422,34	-194,94	1439,784	0	798,536	0	-1536,565
	tngh	-2115,52	-320,53	1439,784	798,536	798,536	1439,784	-2234,695
6	Tp	-1223,39	-168,46	1439,784	0	798,536	0	-1299,864
	tngh	-1825,50	-277,48	1439,784	798,536	798,536	1439,784	-1884,972
7	Tp	-1022,66	-141,62	1121,695	0	541,189	0	-1102,455
	tngh	-1539,03	-235,15	1121,695	541,189	541,189	1121,695	-1622,810
8	Tp	-837,63	-115,58	1023,125	0	541,189	0	-887,947
	tngh	-1264,23	-191,25	1023,125	541,189	541,189	1023,125	-1302,406
9	Tp	-633,38	-89,49	926,631	0	440,241	0	-681,342
	tngh	-983,64	-147,42	926,631	440,241	440,241	926,631	-990,271
10	Tp	-468,63	-63,29	674,402	0	403,425	0	-480,710
	tngh	-707,06	-103,82	674,402	403,425	403,425	674,402	-695,813
11	Tp	-295,12	-37,36	587,464	0	308,036	0	-284,460
	tngh	-443,05	-59,68	587,127	308,036	308,036	587,127	-398,627
12	Tp	-121,29	-11,43	308,036	0	209,002	0	-102,032
	tngh	-179,67	-15,53	309,002	209,002	209,002	309,002	-130,173

Keterangan tabel 6.9

(3), (4) dari hasil analisis struktur,

(5), (6), (7), (8) dari tabel 6.4,

$$(9) N_{u,k} = 0,7R_v \left(\frac{M_{kap,kl} + M_{kap,kl}'}{I_{kl}'} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka}'}{I_{ka}'} \right) + 1,05N_g$$

Tabel 6.9.b. Gaya aksial rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom

Lantai	Kolom	Gaya Aksial (kN)		$M_{\text{sup, balok}}$ (kNm)		$M'_{\text{sup, balok}}$ (kNm)		$N_{\text{u, kol}}$ (kN)
		D	L	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
1	Tp	-2213,79	-296,73	1216,200	0	862,964	0	-2485,956
	Tngh	-3340,82	-501,65	1216,200	862,964	862,964	1216,200	-3734,414
2	Tp	-2019,11	-272,22	1328,194	0	862,964	0	-2247,722
	Tngh	-3017,78	-453,96	1328,194	862,964	862,964	1328,194	-3328,979
3	Tp	-1821,75	-247,02	1328,194	0	862,964	0	-2014,034
	Tngh	-2709,46	-408,37	1328,194	862,964	862,964	1328,194	-2957,373
4	Tp	-1620,56	-221,09	1226,950	0	798,536	0	-1787,518
	Tngh	-2408,79	-364,22	1226,950	798,536	798,536	1226,950	-2619,231
5	Tp	-1422,34	-194,94	1226,950	0	798,536	0	-1551,929
	Tngh	-2115,52	-320,53	1226,950	798,536	798,536	1226,950	-2265,423
6	Tp	-1223,39	-168,46	1124,069	0	798,536	0	-1322,654
	Tngh	-1825,50	-277,48	1124,069	798,536	798,536	1124,069	-1930,553
7	Tp	-1022,66	-141,62	929,581	0	541,189	0	-1116,323
	Tngh	-1539,03	-235,15	929,581	541,189	541,189	929,581	-1650,547
8	Tp	-837,63	-115,58	835,803	0	541,189	0	-901,469
	Tngh	-1264,23	-191,25	835,803	541,189	541,189	835,803	-1329,451
9	Tp	-653,38	-89,49	738,828	0	440,241	0	-694,899
	Tngh	-983,64	-147,42	738,828	440,241	440,241	738,828	-1017,385
10	Tp	-468,63	-63,29	587,464	0	308,036	0	-493,872
	Tngh	-707,06	-103,82	587,464	308,036	308,036	587,464	-722,136
11	Tp	-295,12	-37,36	500,152	0	308,036	0	-290,763
	Tngh	-443,05	-59,68	500,152	308,036	308,036	500,152	-411,184
12	Tp	-121,29	-11,43	307,867	0	209,002	0	-102,045
	Tngh	-179,67	-15,53	307,867	209,002	209,002	307,867	-130,337

Tabel 6.9.c. Gaya aksial rencana kolom tepi dan tengah di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Kolom	Gaya Aksial (kN)		M _{lap. balok} (kNm)		M' _{lap. balok} (kNm)		N _{u kol} (kN)
		D	L	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
1	Tp	-2213,79	-296,73	965,5984	0	965,5984	0	-2496,638
	Tngh	-3340,82	-501,65	965,5984	965,5984	965,5984	965,5984	-3755,777
2	Tp	-2019,11	-272,22	1065,122	0	1065,122	0	-2252,120
	Tngh	-3017,78	-453,96	1065,122	1065,122	1065,122	1065,122	-3337,773
3	Tp	-1821,75	-247,02	1065,122	0	1065,122	0	-2018,432
	Tngh	-2709,46	-408,37	1065,122	1065,122	1065,122	1065,122	-2966,168
4	Tp	-1620,56	-221,09	982,2078	0	982,2078	0	-1791,926
	Tngh	-2408,79	-364,22	982,2078	982,2078	982,2078	982,2078	-2628,048
5	Tp	-1422,34	-194,94	982,2078	0	982,2078	0	-1556,338
	Tngh	-2115,52	-320,53	982,2078	982,2078	982,2078	982,2078	-2274,240
6	Tp	-1223,39	-168,46	891,9672	0	891,9672	0	-1332,665
	Tngh	-1825,50	-277,48	891,9672	891,9672	891,9672	891,9672	-1950,575
7	Tp	-1022,66	-141,62	713,7438	0	713,7438	0	-1119,447
	Tngh	-1539,03	-235,15	713,7438	713,7438	713,7438	713,7438	-1656,795
8	Tp	-837,63	-115,58	629,2875	0	629,2875	0	-910,017
	Tngh	-1264,23	-191,25	629,2875	629,2875	629,2875	629,2875	-1346,547
9	Tp	-653,38	-89,49	541,1891	0	541,1891	0	-701,879
	Tngh	-983,64	-147,42	541,1891	541,1891	541,1891	541,1891	-1031,345
10	Tp	-468,63	-63,29	403,425	0	403,425	0	-500,272
	Tngh	-707,06	-103,82	403,425	403,425	403,425	403,425	-734,935
11	Tp	-295,12	-37,36	308,0359	0	308,0359	0	-304,631
	Tngh	-443,05	-59,68	308,0359	308,0359	308,0359	308,0359	-438,921
12	Tp	-121,29	-11,43	209,0016	0	209,0016	0	-109,181
	Tngh	-179,67	-15,53	209,0016	209,0016	209,0016	209,0016	-144,611

Tabel 6.10 Gaya aksial Maksimum kolom tepi dan tengah pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Kolom	Gaya Aksial (kN)			N _{u,kol} (kN)
		D	L	E	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	Tp	-2213.79	-296.73	1252.46	2624.286
	Tr _{mu}	-3340.82	-501.65	-0.57	-4036.99
2	-Tp	-2019.11	-272.22	1096.47	2199.278
	Tngh	-3017.78	-453.96	-0.45	-3667.22
3	Tp	-1821.75	-247.02	932.58	1744.628
	Tngh	-2709.46	-408.37	-0.36	-3275.23
4	Tp	-1620.56	-221.09	770.38	1301.864
	Tngh	-2408.79	-364.22	-0.26	-2912.75
5	Tp	-1422.34	-194.94	624.17	923.37
	tngh	-2115.52	-320.53	-0.17	-2558.57
6	tp	-1223.39	-168.46	484.62	573.9615
	tngh	-1825.50	-277.48	-0.11	-2208.59
7	tp	-1022.66	-141.62	350.97	251.58
	tngh	-1539.03	-235.15	0.1	-1862.47
8	tp	-837.63	-115.58	251.25	54.3795
	tngh	-1264.23	-191.25	0.27	-1527.12
9	tp	-653.38	-89.49	161.63	-101.168
	tngh	-983.64	-147.42	0.33	-1186.23
10	tp	-468.63	-63.29	88.91	-185.094
	tngh	-707.06	-103.82	0.422	-849.652
11	tp	-295.12	-37.36	41.55	-174.594
	tngh	-443.05	-59.68	0.54	-525.599
12	tp	-121.29	-11.43	13.37	-83.202
	tngh	-179.67	-15.53	0.37	-203.406

Keterangan tabel 6.10.

(3), (4), (5) dari hasil analisis struktur,

$$(6) N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right)$$

Tabel 6.11. Gaya-gaya rencana pada kolom

Kolom	Posisi	Dimensi Kolom (mm)	Pada as kolom		Pada muka kolom		Muka kolom dengan tereistribusi	
			$N_{u,k}$ (kN)	$M_{u,k}$ (kNm)	$N_{u,k}$ (kN)	$M_{u,k}$ (kNm)	$N_{u,k}$ (kN)	$M_{u,k}$ (kNm)
1	Tepi	400 x 800	2469,072	735,010	2485,956	735,010	2496,638	735,010
	Tngg	400 x 850	3700,645	913,290	3734,414	913,290	3755,777	913,290
2	Tepi	400 x 800	2231,030	695,912	2247,722	525,377	2252,120	421,317
	Tngg	400 x 850	3295,593	1097,136	3328,979	879,652	3337,773	855,197
3	Tepi	400 x 800	1990,345	723,174	2014,034	527,445	2018,432	422,975
	Tngg	400 x 850	2909,995	1149,391	2957,373	882,368	2966,168	857,838
4	Tepi	400 x 750	1772,154	714,811	1787,518	514,864	1791,926	412,163
	Tngg	400 x 850	2583,503	1143,188	2619,231	824,215	2628,048	792,703
5	Tepi	400 x 750	1536,565	695,881	1551,929	534,547	1556,338	427,920
	Tngg	400 x 850	2234,695	1072,411	2265,423	874,762	2274,240	848,387
6	Tepi	400 x 750	1299,864	655,234	1322,654	439,206	1332,665	364,388
	Tngg	400 x 850	1884,972	1036,671	1930,553	799,387	1950,573	741,730
7	Tepi	400 x 750	1102,455	654,970	1116,323	410,686	1119,447	315,329
	Tngg	400 x 850	1622,810	1000,200	1650,547	700,447	1656,795	660,828
8	Tepi	400 x 700	887,947	567,949	901,469	425,191	910,017	320,132
	Tngg	400 x 850	1302,406	856,964	1329,451	691,306	1346,547	631,856
9	Tepi	400 x 700	681,342	557,775	694,899	406,436	701,879	297,713
	Tngg	400 x 850	990,271	805,207	1017,385	634,695	1031,345	582,647
10	Tepi	400 x 700	480,710	480,865	493,872	386,338	500,272	265,307
	Tngg	400 x 850	695,813	742,692	722,136	573,629	734,935	512,675
11	Tepi	400 x 700	284,460	466,627	290,763	376,452	304,631	251,285
	Tngg	400 x 850	398,627	694,378	411,184	551,659	438,921	499,284
12	Tepi	400 x 700	102,032	215,625	102,045	221,240	109,181	136,273
	Tngg	400 x 850	130,173	362,602	130,337	371,434	144,611	272,546

Tabel 6.12. a. Tulangan longitudinal kolom di as kolom

Kolom	Posisi	Dimensi Kolom (mm)	$N_{n,k}$ (kN)	$M_{n,k}$ (kNm)	E (mm)	ρ (%)	Tulangan	
							A_s perlu	Dipakai
1	2	3	4	5	6	8	10	11
1	Tepi	400 x 800	3798,572	918,7625	297,687	1,360	3970	8
	Tngh	400 x 850	5693,3	1141,613	246,792	3,400	10608	18
2	Tepi	400 x 800	3432,353	869,89	311,924	1,353	3950	8
	Tngh	400 x 850	5070,143	1371,42	332,910	3,667	11440	18
3	Tepi	400 x 800	3062,07	903,9675	363,341	1,521	4440	8
	Tngh	400 x 850	4476,916	1436,739	394,980	3,340	10420	16
4	Tepi	400 x 750	2726,39	893,5138	403,357	1,658	4510	8
	Tngh	400 x 850	3982,312	1428,985	441,641	2,955	9220	14
5	Tepi	400 x 750	2363,947	869,8513	452,881	1,688	4590	8
	Tngh	400 x 850	3437,992	1340,514	479,891	2,663	8310	14
6	Tepi	400 x 750	1999,79	819,0425	504,079	1,647	4480	8
	Tngh	400 x 850	2899,956	1295,839	549,966	2,580	8050	14
7	Tepi	400 x 750	1696,084	818,7125	594,102	1,853	5040	8
	Tngh	400 x 850	2496,631	1250,25	616,338	2,542	7930	14
8	Tepi	400 x 700	1366,072	709,9363	639,621	1,754	4420	8
	Tngh	400 x 850	2003,702	1071,205	657,985	2,119	6610	12
9	Tepi	400 x 700	1048,219	697,2188	818,641	2,020	5090	8
	Tngh	400 x 850	1523,494	1006,509	813,118	2,128	6640	12
10	Tepi	400 x 700	739,5545	601,0813	1000,322	1,754	4420	8
	Tngh	400 x 850	1070,481	928,365	1067,373	2,272	7090	12
11	Tepi	400 x 700	457,6309	643,125	1808,690	1,512	3809	6
	Tngh	400 x 850	613,2729	973,5688	1953,842	2,093	6530	12
12	Tepi	400 x 700	156,9729	269,5313	2113,300	1,468	3700	6
	Tngh	400 x 850	200,2666	453,2525	2785,533	2,034	6345	12

Tabel 6.12.b. Tulangan longitudinal kolom di muka kolom

Kolom	Posisi	Dimensi Kolom (mm)	$N_{n,k}$ (kN)	$M_{n,k}$ (kNm)	e (mm)	ρ (%)	Tulangan	
							A_s , perlu	Dipakai
1	2	3	4	5	6	9	10	11
1	Tepi	400 x 800	3824,548	918,7625	295,665	1,387	4050	8
	Tngh	400 x 850	5745,253	1141,613	244,560	3,413	10650	18
2	Tepi	400 x 800	3458,034	656,7213	233,738	1,000	2920	6
	Tngh	400 x 850	5121,506	1099,565	264,241	2,622	8180	14
3	Tepi	400 x 800	3098,514	659,3063	261,885	1,000	2920	6
	Tngh	400 x 850	4549,805	1102,96	298,362	2,071	6460	10
4	Tepi	400 x 750	2750,027	643,58	288,033	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	4029,586	1030,269	314,678	1,942	6060	10
5	Tepi	400 x 750	2387,583	668,1838	344,440	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	3485,266	1093,453	386,136	17,449	5440	10
6	Tepi	400 x 750	2034,853	574,0075	347,185	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	2970,081	999,2338	414,072	1,465	4570	8
7	Tepi	400 x 750	1717,42	513,3575	367,892	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	2539,302	807,9463	391,602	1,327	4140	8
8	Tepi	400 x 700	1386,875	531,4888	471,665	1,333	3360	6
	Tngh	400 x 850	2045,309	864,1325	519,994	1,285	4010	8
9	Tepi	400 x 700	1069,076	508,045	584,885	1,333	3360	6
	Tngh	400 x 850	1565,208	793,3688	623,849	1,455	4540	8
10	Tepi	400 x 700	759,8032	482,9225	782,263	1,333	3360	6
	Tngh	400 x 850	1110,979	717,0363	794,350	1,455	4540	8
11	Tepi	400 x 700	447,3276	510,0088	1403,229	1,333	3360	6
	Tngh	400 x 850	632,5914	818,7263	1592,913	1,452	4530	8
12	Tepi	400 x 700	156,9916	276,55	2168,073	1,333	3360	6
	Tngh	400 x 850	200,5186	464,2925	2849,795	1,327	4140	8

Tabel 6.12.c. Tulangan longitudinal kolom di muka kolom dengan redistribusi

Kolom	Posisi	Dimensi Kolom (mm)	$N_{n,k}$ (kN)	$M_{n,k}$ (kNm)	e (mm)	ρ (%)	Tulangan	
							A_s perlu	Dipakai
1	2	3	4	5	6	9	10	11
1	Tepi	400 x 800	3840,981	918,7625	294,400	1,404	4100	8
	Tngh	400 x 850	5778,118	1141,613	243,169	3,446	10750	18
2	Tepi	400 x 800	3464,799	526,6463	187,076	1,000	2920	6
	Tngh	400 x 850	5135,035	1068,996	256,218	2,510	7830	12
3	Tepi	400 x 800	3105,279	528,7188	209,556	1,000	2920	6
	Tngh	400 x 850	4563,335	1072,298	289,208	1,958	6110	10
4	Tepi	400 x 750	2756,81	515,2038	230,011	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	4043,151	990,8788	301,632	1,622	5060	8
5	Tepi	400 x 750	2294,366	534,9	274,953	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	3498,831	1060,484	373,042	1,119	3490	8
6	Tepi	400 x 750	2050,253	455,485	273,428	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	3000,882	927,1625	380,263	1,192	3720	6
7	Tepi	400 x 750	1722,227	394,1613	281,683	1,000	2720	6
	Tngh	400 x 850	2548,916	826,035	398,839	1,000	3120	6
8	Tepi	400 x 700	1500,026	500,165	351,787	1,000	2520	6
	Tngh	400 x 850	2071,611	789,82	469,242	1,038	3240	6
9	Tepi	400 x 700	1079,814	372,1413	424,166	1,000	2520	6
	Tngh	400 x 850	1586,684	728,3088	564,939	1,115	3480	6
10	Tepi	400 x 700	769,6485	331,6338	530,326	1,000	2520	6
	Tngh	400 x 850	1130,669	640,8438	697,579	1,154	3600	6
11	Tepi	400 x 700	468,6636	314,1063	824,882	1,000	2520	6
	Tngh	400 x 850	675,2633	624,105	1137,526	1,064	3320	6
12	Tepi	400 x 700	167,9714	170,3413	1248,134	1,000	2520	6
	Tngh	400 x 850	222,4782	340,6825	1884,686	1,064	3320	6

6.2.2 Diagram interaksi kolom

a. Beban P sentris

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot (400 \cdot 850 - 11889,36) + 11889,36 \cdot 300 = 10539,159 \text{ kN}$$

$$\phi P_o = 0,65 \cdot 10539,159 = 6850,453 \text{ kN}$$

$$P_{n,max} = 0,8 \cdot 10539,159 = 8431,327 \text{ kN}$$

$$\phi P_{n,max} = 0,8 \cdot 8431,327 = 6745,062 \text{ kN}$$

b. Lentur murni

Karena $A_s = A_s'$ maka dipastikan tulangan tekan belum luluh jadi nilai c

dicari dengan persamaan berikut :

$$C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 f_c' \cdot a \cdot b + f_s' \cdot A_s' - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 0,85 c + \frac{600 (c - 70)}{c} \cdot 5944,68 - 0,85 \cdot 25 \cdot 5944,68 = 5944,68 \cdot 300$$

$$c^2 + 229,350 - 34557,309 = 0$$

didapat $c = 103,745 \text{ mm}$

$$a = 0,85 \cdot 103,745 = 88,183 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{600 (103,745 - 70)}{103,745} = 195,161 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 88,183 \cdot 400 = 749,556 \text{ kN}$$

Beton ditempati baja = $0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' = 0,85 \cdot 25 \cdot 5944,68 = -126,324 \text{ kN}$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' = 5944,68 \cdot 195,161 = 1160,170 \text{ kN}$$

$$(749,556 - 126,324) + 1160,17 = 1783,402 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 5944,68 \cdot 300 = 1783,404 \text{ kN}$$

$$M_{n1} = 749,556 (780 - \frac{1}{2} \cdot 88,183) \cdot 10^{-3} = 551,605 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = (1160,17 - 126,324) \cdot 710 \cdot 10^{-3} = 734,031 \text{ kNm}$$

$$M_n = 551,605 + 734,031 = 1285,636 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 1285,636 = 835,663 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,80 \cdot 1285,636 = 1028,509 \text{ kNm}$$

c. Kondisi seimbang

$$C_b = \frac{600}{600 + 300} \cdot 780 = 520 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \cdot 520 = 442 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0,003 (520 - 70)}{520} = 0,0026$$

$\epsilon_s > \epsilon_y$ dengan demikian $f_s' = f_y = 300 \text{ MPa}$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 442 \cdot 400 = 3757 \text{ kN}$$

$$C_s = (f_s' - 0,85 f_c') A_s' = (300 - 0,85 \cdot 25) \cdot 5944,68 = 1657,079 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 5944,68 \cdot 300 = 1783,404 \text{ kN}$$

$$P_n = 3757 + 1657,079 - 1783,404 = 3630,675 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) + C_s \left(\frac{1}{2} h - d' \right) + T_s \left(d - \frac{1}{2} h \right) \\ &= 3757 \cdot (425 - \frac{1}{2} \cdot 442) + 1657,079 (425 - 70) + 1783,404 (780 - 425) \\ &= 2402,948 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2402,948}{3630,675} = 662 \text{ mm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 3630,675 = 2359,938 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 2402,948 = 1561,916 \text{ kNm}$$

d. Kondisi tarik menentukan ($c < c_b$)

Diambil nilai $c = 400 \text{ mm}$

$$a = 0,85 \cdot 400 = 340 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0,003 (400 - 70)}{400} = 0,0024 > \epsilon_y \text{ maka } f_s' = f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 340 \cdot 400 = 2890 \text{ kN}$$

$$P_n = 2890 + 1657,079 - 1783,404 = 2781,675 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{1}{2}h - \frac{1}{2}a \right) + C_s \left(\frac{1}{2}h - d' \right) + T_s \left(d - \frac{1}{2}h \right) \\ &= 2890 (425 - \frac{1}{2} \cdot 340) + 1657,079 (425 - 70) + 1783,404 (780 - 425) \\ &= 1958,321 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1958,321}{2781,675} = 704 \text{ mm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 2781,675 = 1808,089 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 1958,321 = 1272,909 \text{ kNm}$$

e. Kondisi tekan menentukan ($c > c_b$)

Diambil nilai $c = 600 \text{ mm}$

$$a = 0,85 \cdot 600 = 510 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0,003 (600 - 70)}{600} = 0,0027 > \epsilon_y \text{ maka } f_s' = f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 510 \cdot 400 = 4335 \text{ kN}$$

$$P_n = 4335 + 1657,079 - 1783,404 = 4208,675 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{1}{2}h - \frac{1}{2}a \right) + C_s \left(\frac{1}{2}h - d' \right) + T_s \left(d - \frac{1}{2}h \right) \\ &= 4335(425 - \frac{1}{2} \cdot 510) + 1657,079(425 - 70) + 1783,404(780 - 425) \\ &= 1958,321 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1958,321}{4208,675} = 465 \text{ mm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 4208,675 = 2735,639 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 1958,321 = 1272,909 \text{ kNm}$$

6.2.3 Gaya Geser Rencana Kolom

Gaya geser rencana pada kolom dihitung dengan cara berikut, dan khusus untuk lantai satu dan lantai paling atas dimana diperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom gaya geser kolom dihitung berdasarkan momen kapasitasnya. Sebagai contoh perhitungan digunakan kolom tengah pada lantai satu.

$$N_{u,k,perlu} = 3700,645 \text{ kN} > 0,1 \cdot A_g \cdot f_c' = 0,1 \cdot 36 \cdot 10^4 \cdot 25 = 900 \text{ kN}, \text{ jadi } \phi = 0,65$$

$$N_{n,k,perlu} = \frac{N_{u,k,perlu}}{0,65} = \frac{3700,645}{0,65} = 5693,300 \text{ kN}$$

Dari contoh hitungan pada elemen 13 didapat nilai $e = 246,792 \text{ mm}$, dan

$$\phi N_{n,k,terpasang} = 0,65 \cdot 5942,615 = 3862,699 \text{ kN} > N_{u,k} = 3700,645 \text{ kN}$$

$$M_{u,k,terpasang} = e \cdot \phi N_{n,k,terpasang} = 246,792 \cdot 3862,699 = 953,283 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k,terpasang} = 953,283 > M_{u,k} = 913,300$$

$$M_{kap,k} = \frac{\phi_o \cdot M_u}{\phi} = \frac{1,25 \cdot 953,283}{0,800} = 1489,505 \text{ kNm}$$

$$V_{u,k} = \frac{M_{kap,k} + M_{u,k}}{h_n} = \frac{1489,505 + 913,29}{4,1} = 586,047 \text{ kN}$$

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

$$= 1,05 \left(0 + 0 + \frac{4}{1} \cdot 306,82 \right) = 1288,644 \text{ kN}$$

gaya geser kolom terpakai $V_{u,k} = 585,047 \text{ kN}$

Gaya geser rencana kolom selengkapnya dapat dilihat pada tabel 6.13

Tabel 6.13.a. Gaya geser rencana kolom di as kolom

Kolom	Posisi	$M_{u,b}$ (kNm)	$M_{u,a}$ (kNm)	V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	V_u (kN)	$V_{u \text{ mak}}$ (kN)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Tepi	1148,636	735,010	-18,48	-3,08	213,23	459,426	872,928
	Tngg	1489,505	913,290	0	0	306,82	585,047	1288,644
2	Tepi	562,553	695,912	-43,06	-7,22	184,6	426,598	722,526
	Tngg	927,292	1097,136	0	0	350,99	686,247	1474,158
3	Tepi	723,174	699,073	-45,11	-7,66	180,16	482,118	701,264
	Tngg	1107,248	1149,391	0	0	337,44	764,962	1417,248
4	Tepi	714,811	678,628	-49,05	-8,41	173,24	468,383	667,275
	Tngg	1143,188	1014,704	0	0	318,14	719,297	1336,188
5	Tepi	631,576	695,881	-47,39	-8,2	157,68	442,486	603,887
	Tngg	1022,167	1072,411	0	0	306,23	698,193	1286,166
6	Tepi	614,323	655,234	-51,03	-6,86	144,11	423,186	544,478
	Tngg	964,46	1036,671	0	0	279,89	667,044	1175,538
7	Tepi	654,97	547,309	-50,25	-8,86	130,53	397,448	486,161
	Tngg	1000,2	776,497	0	0	244,09	587,338	1027,698
8	Tepi	473,453	567,949	-44,7	-7,99	108,61	341,437	500,838
	Tngg	736,728	856,964	0	0	216,64	522,522	909,888
9	Tepi	363,095	557,775	-47,13	-8,42	89,28	301,925	316,649
	Tngg	566,562	805,207	0	0	174,89	449,760	734,538
10	Tepi	285,459	480,865	-45,66	-8,29	66,34	249,211	221,981
	Tngg	458,647	742,692	0	0	130,35	384,175	547,470
11	Tepi	132,841	514,5	-43,88	-8,27	42,42	208,820	123,407
	Tngg	238,13	778,855	0	0	81,69	328,060	343,098
12	Tepi	421,875	421,875	-51,6	-8,21	13,08	272,177	-7,865
	Tngg	711,328	711,328	0	0	31,52	458,921	131,544

Keterangan tabel 6.13

Yang tercetak tebal adalah momen kapasitas kolom

Tabel 6.13.b. Gaya geser rencana kolom di muka kolom

Kolom	Posisi	$M_{u,b}$ (kNm)	$M_{u,a}$ (kNm)	V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	V_u (kN)	$V_{u\text{ mak}}$ (kN)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Tepi	1148,636	735,010	-18,48	-3,08	213,23	382,968	872,928
	Tngg	1489,505	913,2903	0	0	306,82	510,773	1288,644
2	Tepi	452,458	525,377	-43,06	-7,22	184,6	331,469	722,526
	Tngg	839,485	879,652	0	0	350,99	582,758	1474,158
3	Tepi	215,958	527,445	-45,11	-7,66	180,16	252,001	701,264
	Tngg	706,03	882,368	0	0	357,44	538,440	1417,248
4	Tepi	215,987	514,864	-49,05	-8,41	173,24	245,664	667,275
	Tngg	704,967	824,215	0	0	318,14	509,727	1336,188
5	Tepi	202,762	534,547	-47,39	-8,2	157,68	245,770	603,887
	Tngg	670,78	874,762	0	0	306,23	515,181	1286,166
6	Tepi	205,592	459,206	-51,03	-6,86	144,11	221,599	544,478
	Tngg	649,916	799,387	0	0	279,89	483,101	1175,538
7	Tepi	189,083	410,686	-50,25	-8,86	130,53	198,271	486,161
	Tngg	646,357	626,872	0	0	244,69	420,902	1027,698
8	Tepi	158,246	425,191	-44,7	-7,99	108,61	191,291	500,838
	Tngg	476,257	691,306	0	0	216,64	382,808	909,888
9	Tepi	138,285	406,436	-47,13	-8,42	89,28	178,597	316,649
	Tngg	409,08	634,695	0	0	174,89	342,221	734,538
10	Tepi	115,364	386,338	-45,66	-8,29	66,34	163,155	221,981
	Tngg	317,806	573,629	0	0	130,35	289,898	547,470
11	Tepi	70,759	408,007	-43,88	-8,27	42,42	154,441	123,407
	Tngg	182,554	654,981	0	0	81,69	270,173	543,098
12	Tepi	421,875	421,875	-51,6	-8,21	13,08	272,177	-7,865
	Tngg	711,328	711,328	0	0	31,32	458,921	131,544

Tabel 6.13.c. Gaya geser rencana kolom di muka kolom dengan redistribusi

Kolom	Posisi	$M_{u,b}$ (kNm)	$M_{u,a}$ (kNm)	V_D (kN)	V_L (kN)	V_E (kN)	V_u (kN)	$V_{u\text{ mak}}$ (kN)
1	2	5	4	5	6	7	8	9
1	Tepi	1148,636	735,010	-18,48	-3,08	215,23	361,783	872,928
	Tngh	1489,505	913,2903	0	0	306,32	499,410	1288,644
2	Tepi	359,228	421,317	-43,06	-7,22	184,6	264,592	722,526
	Tngh	779,742	855,197	0	0	330,99	554,217	1474,158
3	Tepi	173,184	422,975	-45,11	-7,66	180,16	202,068	701,264
	Tngh	778,027	857,838	0	0	337,44	554,531	1417,248
4	Tepi	173,207	412,163	-40,05	-8,41	173,24	196,763	667,275
	Tngh	776,713	792,703	0	0	318,14	523,139	1336,188
5	Tepi	162,317	427,92	-47,39	-8,2	157,68	196,746	603,887
	Tngh	727,562	848,387	0	0	306,23	525,316	1286,166
6	Tepi	164,582	364,388	-51,03	-6,86	144,11	176,323	544,478
	Tngh	711,011	741,73	0	0	279,89	484,247	1175,538
7	Tepi	150,04	315,329	-50,25	-8,86	130,53	153,841	486,161
	Tngh	660,828	603,437	0	0	244,69	417,939	1027,698
8	Tepi	121,503	320,132	-44,7	-7,99	108,61	144,798	500,838
	Tngh	532,656	631,856	0	0	216,64	381,807	909,888
9	Tepi	104,117	297,713	-47,13	-8,42	89,28	131,748	316,649
	Tngh	418,582	582,647	0	0	174,89	328,272	734,538
10	Tepi	84,504	265,307	-45,66	-8,29	66,34	113,760	221,981
	Tngh	332,363	512,675	0	0	130,35	274,777	547,470
11	Tepi	48,592	251,285	-43,88	-8,27	42,42	96,735	123,407
	Tngh	188,154	499,284	0	0	81,69	221,754	343,098
12	Tepi	421,875	421,875	-51,6	-8,21	13,08	272,177	-7,865
	Tngh	711,328	711,328	0	0	31,32	458,921	131,544

6.2.4 Tulangan Geser Kolom

Penulangan geser kolom dilakukan di dalam dan di luar daerah yang ditentukan (l_0) dari ujung kolom. Untuk daerah ujung kolom yang diharapkan terjadi sendi plastis kemampuan geser oleh beton diabaikan sehingga semua gaya geser ditahan oleh tulangan geser. Tulangan geser kolom harus dipasang pada seluruh tinggi kolom di luar (l_0) dan di dalam (l_0) dengan jarak maximum sebagai berikut :

- $\frac{1}{2}$ dimensi terkecil = $\frac{1}{2} \cdot 400 = 200$ mm
- 10 kali diameter tulangan pokok = $10 \cdot 29 = 290$ mm
- 200 mm

a. Penulangan geser sepanjang l_0

$$V_{u,k} = 585,047 \text{ kN} = 585047 \text{ N}$$

$$V_{s,k} = \frac{V_{u,k}}{\phi} = \frac{585047}{0,6} = 975078 \text{ N}$$

$$V_{s,k,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 780 = 1040000 \text{ N}$$

dipakai $V_{s,k} = 975078 \text{ N}$

$$N_{u,k} = 3700645 \text{ N} > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c' = 0,3 \cdot 36 \cdot 10^4 \cdot 25 = 27 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Daerah-daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis terletak sepanjang l_0 dari muka

yang ditinjau dimana l_0 tidak boleh kurang dari

$$l_0 \geq h = 900 \text{ mm, bila } N_{u,k} < 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$$

$$l_0 \geq 1,5h = 1350 \text{ mm, bila } N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$$

$$l_0 \geq \frac{1}{6} H_k = \frac{1}{6} \cdot 4500 = 750 \text{ mm}$$

$$l_0 \geq 450 \text{ mm}$$

digunakan $l_0 = 1350 \text{ mm}$

Dipilih tulangan geser kolom 3 kaki dengan diameter 12 mm

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s,k}} = \frac{3 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 300 \cdot 780}{975078} = 81,424 \text{ mm} \text{ dipakai } 3\emptyset 12 - 80$$

b. penulangan geser diluar l_0

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

$$= \left(1 + \frac{3700645}{14 \cdot 400 \cdot 850} \right) \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 780 = 462136 \quad \text{N}$$

$$V_{s,k} = \frac{V_{u,k}}{\phi} - V_c = \frac{585047}{0,6} - 462136 = 512942 \quad \text{N}$$

$$V_{s,k,max} = 1106667 \quad \text{N}$$

karena $V_{s,k} < V_{s,k,max}$ maka dimensi kolom konservatif/ dapat dipakai

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s,k}} = \frac{3 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 300 \cdot 780}{512942} = 154,782 \quad \text{mm} \quad \text{dipakai } 3\emptyset 12 - 150$$

Penulangan sepanjang l_0 dan diluar l_0 hasil selengkapnya dapat dilihat pada tabel 6.14.

Tabel 6.14.a. Gaya geser rencana dan tulangan geser kolom di as kolom

Lantai	Posisi	$V_{u,k}$ (N)	V_c (N)	V_s (N)		S_{perlu} (mm)		Terpasang	
				Daerah l_0	Dibuar l_0	Daerah l_0	Dibuar L_0	Daerah l_0	Dibuar L_0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Tepi	459,426	377442	765710	383268	96,991	191,279	90	190
	Tngg	385,047	462136	975078	512942	81,382	154,704	80	150
2	Tepi	426,598	364513	710997	346484	104,455	164,345	90	160
	Tngg	686,247	440011	1143745	703723	69,381	102,762	60	100
3	Tepi	482,118	351440	805529	452089	92,426	164,276	90	160
	Tngg	764,962	418949	1274937	855988	62,242	92,705	60	90
4	Tepi	468,383	339589	780638	441049	95,137	188,388	90	180
	Tngg	719,297	401389	1198829	797440	66,193	99,511	60	90
5	Tepi	442,486	309592	757476	427884	93,807	161,681	90	160
	Tngg	698,193	382063	1163654	781591	68,194	101,529	60	100
6	Tepi	423,186	296818	705309	408491	98,085	169,356	90	160
	Tngg	667,044	362961	1111739	748779	71,378	105,978	70	100
7	Tepi	397,448	286164	662413	376248	104,437	183,869	100	180
	Tngg	587,338	348641	978896	630236	81,065	125,908	80	120
8	Tepi	341,437	257569	569061	311493	112,631	205,763	110	200
	Tngg	522,522	331140	870870	539730	91,120	147,025	90	140
9	Tepi	301,925	246500	503208	256707	127,370	239,676	120	200
	Tngg	449,760	314090	749601	435510	105,862	182,209	100	180
10	Tepi	249,211	235752	415352	179599	154,312	356,870	150	200
	Tngg	384,175	298007	640292	342286	123,934	231,836	120	200
11	Tepi	208,820	225259	348053	122794	184,160	521,962	180	200
	Tngg	328,060	281774	546766	264992	145,133	299,458	140	200
12	Tepi	272,177	215466	453629	238163	141,291	269,117	140	200
	Tngg	458,921	267110	764869	497759	103,749	159,423	100	150

Keterangan tabel 6.14

(3) nilai terkecil dari tabel 6.13

$$(4) V_c = \left(1 + \frac{N_{u,k}}{14 \cdot A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$(5) V_{s,k} = \frac{V_{u,k}}{\phi}$$

$$(6) V_{s,k} = \frac{V_{u,k}}{\phi} - V_c$$

Tabel 6.14.b. Gaya geser rencana dan tulangan geser kolom di muka kolom

Lantai	Posisi	$V_{u,k}$ (N)	V_c (N)	V_s (N)		S_{perlu} (mm)		Terpasang	
				Daerah l_0	Dibuar l_0	Daerah l_0	Dibuar l_0	Daerah l_0	Dibuar L_0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Tepi	382,968	378359	765710	387351	96,991	191,731	90	190
	Tngg	510,773	463981	973078	511098	81,382	155,262	80	150
2	Tepi	331,469	365419	552449	187030	134,433	397,088	130	200
	Tngg	582,758	441835	971264	529429	81,702	149,886	80	140
3	Tepi	252,001	352727	420002	67275	176,826	1103,934	170	200
	Tngg	538,440	421537	897400	475863	88,427	166,758	80	160
4	Tepi	245,664	340423	409440	69017	181,387	1076,070	180	200
	Tngg	509,727	403067	849546	446478	93,408	177,733	90	170
5	Tepi	245,770	310422	409616	99195	188,891	697,422	180	200
	Tngg	515,181	383742	858634	474893	92,419	177,099	90	170
6	Tepi	221,599	298048	369332	71284	187,312	970,488	180	200
	Tngg	483,101	365450	805168	439718	98,556	180,466	90	180
7	Tepi	198,271	286913	330451	43539	209,352	1588,947	200	200
	Tngg	420,902	350156	701504	351348	113,120	225,856	110	200
8	Tepi	191,291	258293	318818	60525	201,035	1058,961	200	200
	Tngg	382,808	332617	638013	305396	124,377	259,840	120	200
9	Tepi	178,597	247227	297662	50435	215,324	1270,818	200	200
	Tngg	342,221	315571	570369	254797	139,128	311,440	130	200
10	Tepi	163,155	236457	271925	35468	235,703	1807,096	200	200
	Tngg	289,898	299444	483163	183718	164,239	431,934	160	200
11	Tepi	154,441	225577	257491	31824	249,005	2013,974	200	200
	Tngg	270,173	282460	450288	167828	176,230	472,830	170	200
12	Tepi	272,177	215467	453629	238162	141,291	269,118	140	200
	Tngg	458,921	267119	764869	497750	103,749	159,426	100	150

Tabel 6.14.c. Gaya geser rencana dan tulangan geser kolom di muka kolom dengan redistribusi

Lantai	Posisi	$V_{u,k}$ (N)	V_c (N)	V_s (N)		S_{perlu} (mm)		Terpasang	
				Daerah l_0	Dituar l_0	Daerah l_0	Dituar l_0	Daerah l_0	Dituar l_0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Tepi	382,968	378939	765710	386770	96,991	192,019	90	190
	Tngg	510,773	465147	975078	509931	81,382	155,617	80	150
2	Tepi	264,592	365658	440986	75328	168,412	985,924	160	200
	Tngg	554,217	442315	923694	481379	85,909	164,847	80	160
3	Tepi	202,088	352965	336813	-16152	220,500	-4597,907	200	200
	Tngg	554,531	422018	924218	502200	85,861	158,013	80	150
4	Tepi	196,763	340663	327938	-12724	226,467	-5836,656	200	200
	Tngg	523,139	403549	871898	468349	91,013	169,434	90	160
5	Tepi	196,746	310659	327909	17250	220,974	4010,475	200	200
	Tngg	525,316	384223	875527	491304	90,636	161,517	90	160
6	Tepi	176,323	293588	293872	-4716	255,410	-14669,20	200	200
	Tngg	484,247	366544	807078	440534	98,323	180,131	90	180
7	Tepi	153,841	287081	256402	-30680	269,813	-2254,932	200	200
	Tngg	417,539	350497	696365	346068	113,922	229,302	110	200
8	Tepi	144,798	258751	241531	-17420	265,585	-5679,249	200	200
	Tngg	381,807	333551	636345	302794	124,703	262,072	120	200
9	Tepi	131,748	247601	219579	-28021	291,893	-2287,308	200	200
	Tngg	328,272	316334	547120	230786	145,040	343,843	140	200
10	Tepi	113,760	236800	189599	-47201	338,048	-1357,894	200	200
	Tngg	274,777	300144	457961	157817	173,277	502,822	170	200
11	Tepi	96,735	226320	161224	-65095	397,544	-984,612	200	200
	Tngg	221,754	283975	369590	85616	214,708	926,864	200	200
12	Tepi	272,177	215849	453629	237780	141,291	269,550	140	200
	Tngg	458,921	267899	764869	496970	103,749	159,676	100	150

6.3 Panel Pertemuan Balok Kolom

Hitungan panel pertemuan balok kolom atau *joint* dilaksanakan dengan cara menghitung kebutuhan tulangan geser pada arah horisontal dan arah vertikal, karena gaya geser *joint* dapat bekerja pada arah bujur maupun arah lintang (dipilih tulangan *joint* yang lebih menguntungkan dari segi keamanan). Sebagai contoh perhitungan digunakan *joint* 6 sebagai *joint* tepi dan *joint* 5 sebagai *joint* tengah.

1. *Joint* tepi (*Joint* 6)

$$M_{kap,b,ka} = 1450,10 \text{ kNm} \text{ (lihat tabel 6.3)}$$

karena *joint* 4 merupakan *joint* tepi maka $M_{kap,b,ki} = 0$

$$V_{kol} = \frac{0,7 (M_{kap, b, ka})}{\frac{1}{2}(h_{k,a} + h_{k,b})} = \frac{0,7 \cdot 1450 \cdot 10}{\frac{1}{2} \cdot (3,75 + 4,5)} = 246,078 \text{ kN}$$

$$Z_{ki} = 800 - 82,5 - 64,5 = 653 \text{ mm}$$

$$C_{ki} = \frac{0,7 \cdot M_{kap, b, ka}}{Z_{ki}} = \frac{0,7 \cdot 1450 \cdot 10}{0,653} = 1554,472 \text{ kN}$$

$$V_{j,h} = C_{ki} - V_{kol} = 1554,472 - 246,078 = 1308,395 \text{ kN}$$

lebar balok = 400 mm, lebar kolom = 400 mm

$$b_j = b_b + 0,5 \cdot h_c = 400 + \frac{1}{2} \cdot 850 = 825 \text{ mm}$$

dipakai $b_j = b_c = 400 \text{ mm}$

$$v_{j,h} = \frac{V_{j,h}}{b_j \cdot h_c} = \frac{1308,395 \cdot 10^3}{400 \cdot 800} = 4,088 \text{ MPa}$$

$$v_{j,h \text{ mak}} = 1,5 \cdot \sqrt{f'_c} = 1,5 \cdot \sqrt{25} = 7,5 \text{ Mpa}$$

$v_{j,h} < v_{j,h \text{ mak}}$ maka ukuran joint dapat dipakai

a. Pemulangan geser horisontal

$$N_{u,k} = 2469,072 \text{ kN (lihat tabel 6.8)}$$

$$0,1 \cdot f'_c = 0,1 \cdot 25 = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\frac{N_{u,k}}{A_g} = \frac{2469,072 \cdot 10^3}{800 \cdot 400} = 7,716 \text{ Mpa}$$

maka : $0,1 \cdot 25 = 2,5 \text{ Mpa} < \frac{N_{u,k}}{A_g} = 7,716 \text{ Mpa}$, maka :

$$V_{c,h} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{N_{u,k}}{A_g} - 0,1 \cdot f'_c \cdot b_j \cdot h_c} = \frac{2}{3} \sqrt{7,716 - 2,5 \cdot 400 \cdot 800} = 487215,7 \text{ N}$$

$$V_{s,h} = V_{j,h} - V_{c,h} = 1308395 - 487215,7 = 821178,30 \text{ N}$$

$$A_{j,h} = \frac{V_{s,h}}{f_y} = \frac{821178,30}{300} = 2737,261 \text{ mm}$$

digunakan sengkang untuk joint 4 kaki $\varnothing 12$

$$\text{jumlah lapis sengkang joint} = n = \frac{2737,261}{4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2} = 6,050 \approx 7 \text{ lapis}$$

b. Penulangan geser vertikal

$$V_{j,h} = \frac{h_c}{b_j} \cdot V_{j,h} = \frac{800}{400} \cdot 1308395 = 2616788 \text{ N}$$

$$V_{c,v} = \frac{A_{s'} \cdot V_{j,h}}{A_s} \cdot \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f'_c} \right)$$

$$V_{c,v} = \frac{2642,08}{2642,08} \cdot 1308395 \cdot \left(0,6 + \frac{2469,072 \cdot 10^3}{400 \cdot 800 \cdot 25} \right) = 1188851 \text{ N}$$

$$V_{s,v} = V_{j,h} - V_{c,v} = 2616788 - 1188851 = 1427937 \text{ N}$$

$$A_{j,v} = \frac{V_{s,v}}{f_y} = \frac{1427937}{300} = 4759,789 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan kolom antara 8 D29

$$A_{\text{antara}} = 8 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 29^2 = 5284,16 \text{ mm}^2$$

karena $A_{\text{antara}} > A_{j,v}$, maka tulangan begel arah vertikal tidak diperlukan.

1. *Joint* dalam

$$M_{\text{kap},b,ka} = 862,964 \text{ kNm (lihat tabel 6.3)}$$

$$M_{\text{kap},b,ki} = 1450,10 \text{ kNm (lihat tabel 6.3)}$$

$$V_{\text{kol}} = \frac{0,7 \cdot (M_{\text{kap},b,ki} + M_{\text{kap},b,ka})}{0,5 \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})}$$

$$V_{\text{kol}} = \frac{0,7 \cdot (1450,1 + 862,964)}{0,5 \cdot (3,75 + 4,5)} = 392,520 \text{ kN}$$

$$C_{ki} = \frac{0,7 \cdot M_{\text{kap},b,ki}}{Z_{ki}} = \frac{0,7 \cdot 1450,1}{0,653} = 1554,472 \text{ kN}$$

$$T_{ka} = \frac{0,7 \cdot M_{\text{kap},b,ka}}{Z_{ka}} = \frac{0,7 \cdot 862,964}{0,653} = 925,076 \text{ kN}$$

$$V_{j,h} = C_{ki} + T_{ka} - V_{\text{kol}} = 1544,472 + 925,076 + 392,519 = 2087,029 \text{ kN}$$

$$v_{j,h} = \frac{V_{j,h}}{b_j \cdot h_c} = \frac{2081,029 \cdot 10^3}{400 \cdot 850} = 6,120 \text{ MPa} < 1,5 \cdot \sqrt{f_c}$$

Maka ukuran joint dapat dipakai :

a. Penulangan geser horisontal

$$N_{u,k} = 3700,645 \text{ kN (lihat tabel 6.8)}$$

$$\frac{N_{u,k}}{A_g} = \frac{3700,645 \cdot 10^3}{400 \cdot 850} = 10,884 \text{ MPa} > 0,1 \cdot f_c, \text{ maka } V_{c,h}$$

$$V_{c,h} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{N_{u,k}}{A_g} - 0,1 \cdot f_c} \cdot b_j \cdot h_c = \frac{2}{3} \sqrt{10,884 - 2,5} \cdot 400 \cdot 850 = 656326 \text{ N}$$

$$V_{s,h} = V_{j,h} - V_{c,h} = 2087028 - 656326 = 1430702 \text{ N}$$

$$A_{j,h} = \frac{V_{s,h}}{f_y} = \frac{1430702}{300} = 4769,006 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang untuk joint 4 kali $\varnothing 12$.

$$\text{Jumlah lapis sengkang} = n = \frac{A_{j,h}}{A_v} = \frac{4769,006}{4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2} = 10,542 \approx 11 \text{ lapis}$$

b. Pemulangan geser vertikal

$$V_{j,h} = \frac{h_c}{b_j} \cdot V_{j,h} = \frac{850}{400} \cdot 2087029 = 4434934 \text{ N}$$

$$V_{c,v} = \frac{A_{s'}}{A_s} \cdot V_{j,h} \cdot \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f_y} \right)$$

$$V_{c,v} = \frac{5944,68}{5944,68} \cdot 2087029 \cdot \left(0,6 + \frac{3700,645 \cdot 10^3}{400 \cdot 850 \cdot 25} \right) = 2160846 \text{ N}$$

$$V_{s,v} = V_{j,h} - V_{c,v} = 4434934 - 2160846 = 2274088 \text{ N}$$

$$A_{j,v} = \frac{V_{s,v}}{f_y} = \frac{2274088}{300} = 7580,294 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan kolom $A_{\text{antara}} 12 \text{ D}29$

$$A_{\text{antara}} = 14 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 29^2 = 7926,24 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{\text{antara}} > A_{j,v}$ maka tulangan begel arah vertikal tidak diperlukan.

Tabel 6.15.a. Tulangan geser pertemuan panel balok kolom joint luar di as kolom

Joint	Momen kapasitas balok (kNm)		$Z_{ki} = Z_{kn}$ (m)	V_{kol} (kN)	$N_{u,k}$ (kN)	Tulangan geser			
	Ki joint	Ka joint				Horisontal		Vertikal	
						Ajh	Jum	Ajv	Jum
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	-	1450,100	0,653	246,078	2469,072	2737,261	7	4759,789	-
9	-	1559,436	0,649	291,095	2231,030	3132,496	8	5197,838	-
12	-	1553,719	0,649	290,028	1990,345	3247,778	8	5317,756	-
15	-	1439,784	0,599	268,760	1772,154	3473,189	8	5553,758	-
18	-	1439,784	0,599	268,760	1536,565	3633,16	8	5043,114	-
21	-	1439,784	0,599	268,760	1299,864	3810,083	8	5191,846	-
24	-	1121,695	0,558	209,383	1102,455	3269,934	8	4503,606	-
27	-	1023,125	0,558	190,983	887,947	3131,908	8	3725,996	-
30	-	926,631	0,563	172,971	681,342	3263,819	8	3435,709	-
33	-	674,402	0,521	125,888	480,710	2600,727	6	2812,236	-
36	-	587,464	0,521	109,660	284,460	2265,464	6	2513,221	-
39	-	308,036	0,521	57,500	102,032	1187,893	3	1348,762	-

Tabel 6.15.b. Tulangan geser pertemuan panel balok kolom joint luar di muka kolom

Joint	Momen kapasitas balok (kNm)		$Z_{ki} = Z_{kn}$ (m)	V_{kol} (kN)	$N_{u,k}$ (kN)	Tulangan geser			
	Ki joint	Ka joint				Horisontal		Vertikal	
						Ajh	Jum	Ajv	Jum
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	-	1216,200	0,653	226,521	2485,956	1958,474	5	3911,211	-
9	-	1328,194	0,649	277,533	2247,722	2337,578	6	4308,409	-
12	-	1328,194	0,649	277,533	2014,034	2465,022	6	4420,875	-
15	-	1226,950	0,599	256,378	1787,518	2675,637	6	4617,818	-
18	-	1226,950	0,599	256,378	1551,929	2834,872	6	4192,034	-
21	-	1124,069	0,599	234,880	1322,654	2674,67	6	3950,450	-
24	-	929,581	0,558	188,611	1116,323	2521,752	6	3669,509	-
27	-	835,803	0,558	169,583	901,469	2401,916	6	2991,882	-
30	-	738,828	0,563	149,907	694,899	2562,356	6	2692,341	-
33	-	587,464	0,521	119,196	493,872	2233,678	5	2411,137	-
36	-	500,152	0,521	101,480	290,763	1901,697	5	2107,960	-
39	-	307,867	0,521	62,466	102,045	1170,584	3	1329,107	-

Tabel 6.15.c. Tulangan geser pertemuan panel balok kolom joint luar di muka kolom dengan redistribusi

Joint	Momen kapasitas balok (kNm)		$Z_{ki} = Z_{ka}$ (m)	V_{kol} (kN)	$N_{u,k}$ (kN)	Tulangan geser			
	Ki joint	Ka joint				Horizontal		Vertikal	
						Ajh	Jum	Ajv	Jum
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	-	965,600	0,653	179,846	2496,638	1213,438	3	3101,493	-
9	-	1065,120	0,649	222,562	2252,120	1572,695	4	3453,350	-
12	-	1065,120	0,649	222,562	2018,432	1699,928	4	3543,539	-
15	-	982,210	0,599	205,238	1791,926	1889,962	4	3694,969	-
18	-	982,210	0,599	205,238	1536,338	2048,99	4	3354,001	-
21	-	891,970	0,599	186,382	1332,665	1924,201	4	3130,948	-
24	-	713,740	0,558	149,140	1119,447	1747,627	4	2800,216	-
27	-	629,290	0,558	131,493	910,017	1654,246	4	2236,985	-
30	-	541,190	0,563	113,084	701,879	1815,023	4	1958,793	-
33	-	403,430	0,521	84,299	500,272	1525,792	4	1645,617	-
36	-	308,040	0,521	64,367	304,631	1165,023	3	1289,076	-
39	-	209,000	0,521	43,672	109,181	790,4483	2	896,687	-

Tabel 6.16.a. Tulangan geser pertemuan panel balok kolom joint dalam di as kolom

Joint	Momen kapasitas balok (kNm)		$Z_{ki} = Z_{ka}$ (m)	V_{kol} (kN)	$N_{u,k}$ (kN)	Tulangan geser			
	Ki joint	Ka joint				Horizontal		Vertikal	
						Ajh	Jum	Ajv	Jum
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	1450,100	862,964	0,653	392,520	3700,645	4769,006	11	7580,294	-
8	1559,436	862,964	0,649	452,181	3295,593	5175,551	13	8190,625	-
11	1553,719	965,598	0,649	470,273	2909,995	5630,288	13	8858,104	-
14	1439,784	798,536	0,599	417,820	2588,503	5617,878	13	8941,625	-
17	1439,784	798,536	0,599	417,820	2234,496	5801,718	13	9246,753	-
20	1439,784	798,536	0,599	417,820	1884,972	6008,147	13	9548,017	-
23	1121,695	541,189	0,558	310,405	1622,810	4779,730	11	7896,205	-
26	1023,125	541,189	0,558	292,005	1302,406	4696,438	11	7638,028	-
29	926,631	440,241	0,563	255,149	990,271	4329,153	10	6781,146	-
32	674,402	403,425	0,521	201,194	695,813	4156,472	10	5998,370	-
35	587,127	308,036	0,521	167,097	398,627	3452,057	8	5102,495	-
38	309,002	209,002	0,521	96,694	130,173	1997,602	5	3015,751	-

Tabel 6.16.b. geser pertemuan panel balok kolom joint dalam di muka kolom

Joint	Momen kapasitas balok (kNm)		$Z_{ki} = Z_{kn}$ (m)	V_{kol} (kN)	$N_{u,k}$ (kN)	Tulangan geser			
	Ki joint	Ka joint				Horisontal		Vertikal	
						Ajh	Jum	Ajv	Jum
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	1216,200	862,964	0,653	387,250	3734,414	3937,869	9	6664,333	-
8	1328,194	862,964	0,649	457,854	3328,979	4311,479	11	7198,660	-
11	1328,194	862,964	0,649	457,854	2957,373	4470,597	11	7476,343	-
14	1226,950	798,536	0,599	423,236	2619,231	4755,722	11	7884,314	-
17	1226,950	798,536	0,599	423,236	2265,423	4937,660	11	8154,009	-
20	1124,069	798,536	0,599	401,738	1930,553	4803,206	11	7982,135	-
23	929,581	541,189	0,558	298,417	1650,547	3996,084	9	6860,965	-
26	835,803	541,189	0,558	279,390	1329,451	3929,512	9	6605,837	-
29	738,828	440,241	0,563	239,231	1017,385	3559,038	8	5746,544	-
32	587,464	308,036	0,521	181,696	722,136	3404,904	8	4903,208	-
35	500,152	308,036	0,521	163,980	411,184	3072,923	7	4537,557	-
38	307,867	209,002	0,521	104,872	130,337	1965,259	5	2966,885	-

Tabel 6.16.c. Tulangan geser pertemuan panel balok kolom joint dalam di muka kolom dengan redistribusi

Joint	Momen kapasitas balok (kNm)		$Z_{ki} = Z_{kn}$ (m)	V_{kol} (kN)	$N_{u,k}$ (kN)	Tulangan geser			
	Ki joint	Ka joint				Horisontal		Vertikal	
						Ajh	Jum	Ajv	Jum
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	965,600	965,600	0,653	359,691	3755,777	3492,884	8	6175,753	-
8	1065,120	1065,120	0,649	445,125	3337,773	4131,277	10	6992,136	-
11	1065,120	1065,120	0,649	445,125	2966,168	4290,089	10	7262,099	-
14	982,210	982,210	0,599	410,476	2628,048	4556,091	10	7640,093	-
17	982,210	982,210	0,599	410,476	2274,240	4737,524	10	7901,657	-
20	891,970	891,970	0,599	372,764	1950,573	4347,215	10	7392,995	-
23	713,740	713,740	0,558	289,634	1656,795	3839,825	9	6655,344	-
26	629,290	629,290	0,558	255,364	1346,547	3498,589	8	6028,906	-
29	541,190	541,190	0,563	219,613	1031,345	3202,043	8	5269,136	-
32	403,430	403,430	0,521	163,711	734,935	3067,874	7	4413,250	-
35	308,040	308,040	0,521	125,002	438,921	2342,483	6	3451,326	-
38	209,000	209,000	0,521	84,812	144,611	1589,336	4	2396,697	-

BAB VII

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN PONDASI

7.1 Perencanaan Penempatan Pondasi

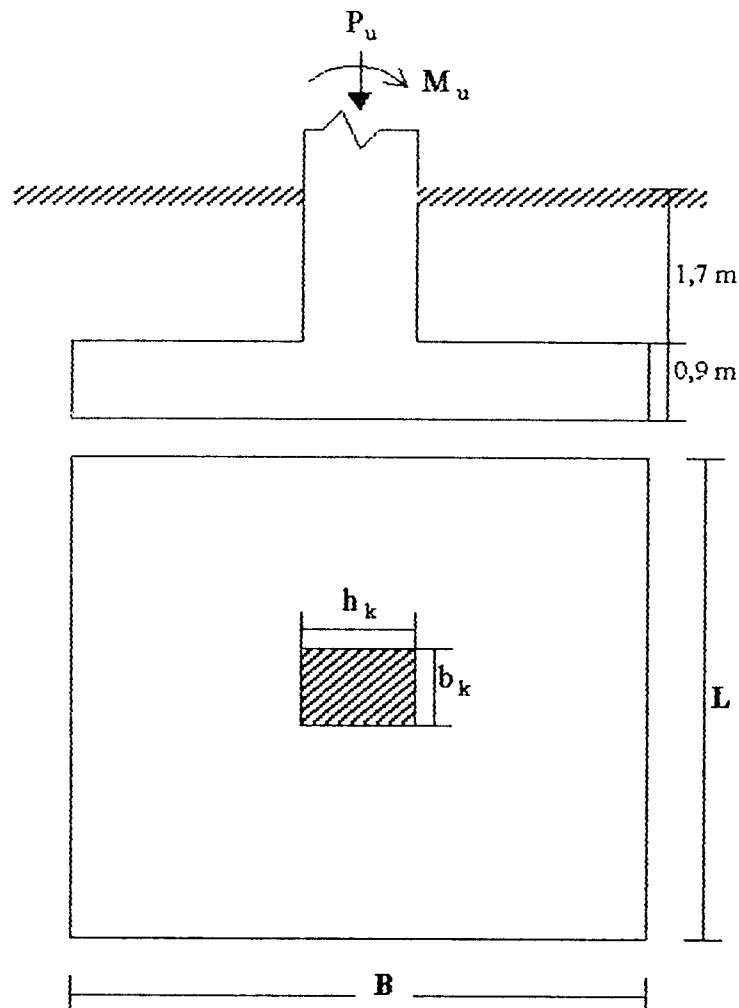
Pada perencanaan gedung ini, pondasi yang digunakan adalah pondasi telapak setempat (*footplate*), yang disesuaikan dengan kondisi tanah setempat. Selain daripada itu pondasi setempat cukup baik untuk menahan beban-beban yang ditumpunya, khususnya bagi bangunan-bangunan bertingkat yang dibangun diatas tanah keras.

Pondasi telapak pada perencanaan ini meliputi dua jenis pondasi yaitu pondasi tepi untuk menahan beban dari kolom tepi dan pondasi tengah untuk menahan beban dari kolom tengah. Penempatan pondasi yang dimaksud dapat dilihat pada gambar 7.1. Adapaun data-data tanah meliputi tegangan ijin tanah σ dan berat jenis tanah yang ditentukan berdasarkan data yang telah ada.

7.2 Perhitungan Pondasi

Seperti telah disebutkan diatas, pondasi dibedakan menjadi dua jenis pondasi tepi dan tengah, dengan gaya-gaya yang bekerja pada kolom dapat dilihat pada tabel 6.6 sampai dengan tabel 6.9.

7.3 Menentukan Dimensi Pondasi



Gambar 7.1. Bentuk dan dimensi pondasi

Data-data yang digunakan untuk hitungan pondasi pada perencanaan ini adalah sebagai berikut :

a. Gaya aksial pada kolom 13, $P_{n,k,perlu} = 5693,300 \text{ kN}$

Gaya aksial pada kolom 25, $P_{n,k,perlu} = 3798,572 \text{ kN}$

Momen kolom 13, $M_{u,k,terpasang} = 953,283 \text{ kNm}$ (lihat tabel 6.11)

$$M_{kap} = 1,25 \cdot 921,293 / 0,8 = 1489,505 \text{ kNm}$$

Momen kolom 25, $M_{u,k,terpasang} = 735,127 \text{ kNm}$

$$M_{kap} = 1,25 \cdot 735,127 / 0,8 = 1148,636 \text{ kNm}$$

b. Tegangan ijin tanah $\bar{\sigma}_t = 3,0 \text{ kg/cm}^2 = 300 \text{ kN/m}^2$

c. Berat jenis tanah $\tau_t = 18 \text{ kN/m}^2$

d. Ukuran pondasi panjang = lebar ($L = B$)

e. Momen rencana pondasi

$$M_{u,p,13} = \phi_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot M_{kap} = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1489,505 = 1042,654 \text{ kNm}$$

$$M_{u,p,25} = \phi_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot M_{kap} = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1148,636 = 804,045 \text{ kNm}$$

$$M_{n,p,13} = \frac{M_{u,p,13}}{0,65} = 1603,902 \text{ kNm}$$

$$M_{n,p,25} = \frac{M_{u,p,25}}{0,65} = 1236,992 \text{ kNm}$$

Berat tanah di atas pondasi

$$q_t = (h - t) \cdot \tau_t = (2,5 - 0,9) \cdot 18 = 28,80 \text{ kN/m}^2$$

Berat poer

$$q_p = t \cdot \tau_c = 0,9 \cdot 24 = 21,60 \text{ kN/m}^2$$

Berat total $q_r = q_t + q_p = 28,80 + 21,60 = 50,4 \text{ kN/m}^2$

1. Pondasi Tengah.

1.a. Menentukan ukuran pondasi

Karena ukuran pondasi panjang = lebar, maka :

$$\sigma = \frac{P_u}{B^2} + \frac{M_u}{\frac{1}{6}B^3} + q_T \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\sigma = \frac{5693,300}{B^2} + \frac{1603,907}{\frac{1}{6}B^3} + 50,40 \leq 300 \text{ kN/m}^2$$

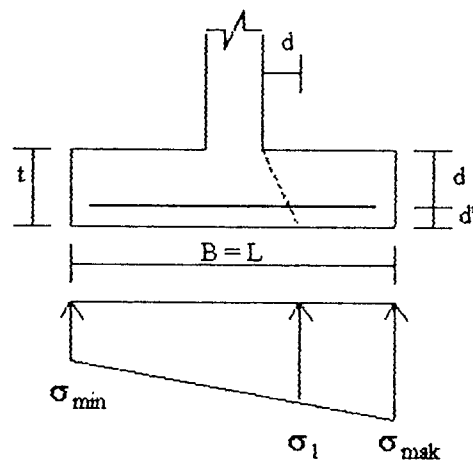
sehingga didapat $B = L = 5,50 \text{ m}$

tegangan yang terjadi pada pondasi

$$\sigma_{\max} = \frac{5693,300}{5,5^2} + \frac{1603,907}{\frac{1}{6}5,5^3} + 50,40 = 296,450 \text{ kN/m}^2 \leq 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{5693,300}{5,5^2} - \frac{1603,907}{\frac{1}{6}5,5^3} + 50,40 = 180,766 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2$$

1.b. Kontrol kuat geser satu arah



Gambar.7.2. Kuat geser satu arah

$$d = t - p_b - \frac{1}{2}\phi_{tul} = 900 - 70 - \frac{1}{2}29 = 815,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{1}{2}B - \frac{1}{2}h_k - d = \frac{1}{2}5500 - \frac{1}{2}900 - 815,5 = 1484,5 \text{ mm}$$

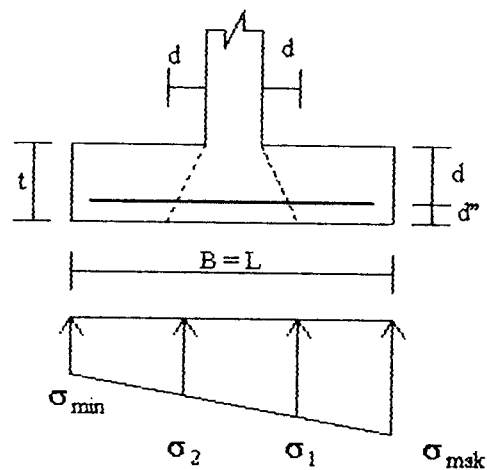
$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_{\min} + (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \left(\frac{B - a}{B} \right) \\ &= 180,766 + (296,450 - 180,766) \left(\frac{5,5 - 1,4845}{5,5} \right) = 265,226 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$V_u = a \cdot B \cdot \sigma_1 = 1,4845 \cdot 5,50 \cdot 265,226 = 2165,503 \text{ kN} \approx 2165503 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 5500 \cdot 815,5 = 3737708 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 3737708 = 2242625 \text{ N} > V_u \quad \text{aman}$$

1.c. Kontrol kuat geser dua arah



Gambar.73. Kuat geser dua arah

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \sigma_{\min} + (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \left(\frac{a}{B} \right) \\ &= 180,766 + (296,450 - 180,766) \left(\frac{1,4845}{5,5} \right) = 211,927 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_{\bar{T}} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{1}{2} \cdot (265,226 + 211,927) = 240,688 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = (B \cdot L - (h_k + d)(b_b + d)) \sigma_{\bar{T}}$$

$$= (5,5^2 - (0,9+0,8155).(0,4+0,8155)).240,688 = 6778,931 \text{ kN} \approx 6778931 \text{ N}$$

$$b_0 = 2.((h+d) + (b+d)) = 2.((0,9 + 0,8155) + (0,4 + 0,8155)) = 5862 \text{ mm}$$

$$\beta_c = \frac{L}{B} = \frac{5,5}{5,5} = 1$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot 2 \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

$$= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 2 \sqrt{25} \cdot 5862 \cdot 817,5 = 143765550 \text{ N}$$

$$V_{c,max} = 4 \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d = 4 \sqrt{25} \cdot 5862 \cdot 817,5 = 95843700 \text{ N}$$

dipakai $V_{c,max} = 95843700 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 95843700 = 57506220 \text{ N} > V_u \quad \text{aman}$$

1.d. Hitungan tulangan

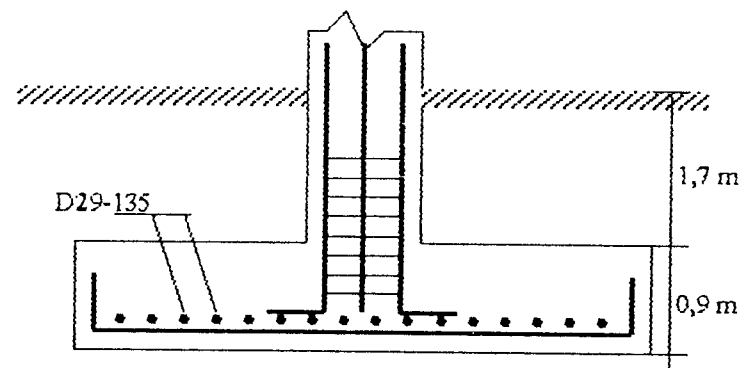
$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{max} \cdot x^2 \cdot B = \frac{1}{2} \cdot 296,450 \cdot 2,3^2 \cdot 5,5 = 4312,606 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M}{\phi \cdot B \cdot d^2} = \frac{4312,606 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 5500 \cdot 815,5^2} = 1,683 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}}{m} = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,118 \cdot 1,684}{300}}}{14,118} = 0,0058$$

$$A_s = \rho \cdot B \cdot d = 0,0058 \cdot 5500 \cdot 815,5 = 26014,450 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan } s = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot 29^2 \cdot 5500}{26014,450} = 139,576 \text{ mm} \quad \text{dipakai } \phi_D 29 - 135$$



Gambar 7.4. Penulangan pondasi tengah

2. Pondasi Tepi.

1.a. Menentukan ukuran pondasi

Karena ukuran pondasi panjang = lebar, maka :

$$\sigma = \frac{P_u}{B^2} + \frac{M_u}{\frac{1}{6}B^3} + q_T \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\sigma = \frac{3798,572}{B^2} + \frac{1256,320}{\frac{1}{6}B^3} + 50,40 \leq 300 \text{ kN/m}^2$$

sehingga didapat $B = L = 5,0 \text{ m}$

tegangan yang terjadi pada pondasi

$$\sigma_{\max} = \frac{3798,572}{5,0^2} + \frac{1256,320}{\frac{1}{6} \cdot 5,0^3} + 50,40 = 262,646 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3789,572}{5,0^2} - \frac{1256,320}{\frac{1}{6} \cdot 5,0^3} + 50,40 = 141,679 \text{ kN/m}^2 > 0$$

1.b. Kontrol kuat geser satu arah

$$a = \frac{1}{2}B - \frac{1}{2}h_k - d = \frac{1}{2} \cdot 5000 - \frac{1}{2} \cdot 850 - 815,5 = 1259,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_{\min} + (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \left(\frac{B - a}{B} \right) \\ &= 141,679 + (262,646 - 141,679) \left(\frac{5,0 - 1,2595}{5,0} \right) = 232,174 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$V_u = a \cdot B \cdot \sigma_1 = 1,2595 \cdot 5,0 \cdot 232,174 = 1462,115 \text{ kN} \approx 1462115 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 5000 \cdot 815,5 = 3397917 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 3397917 = 2038750 \text{ N} > V_u \quad \text{aman}$$

1.c. Kontrol kuat geser dua arah

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \sigma_{\min} + (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \left(\frac{a}{B} \right) \\ &= 141,679 + (262,646 - 141,679) \left(\frac{1,2595}{5,0} \right) = 172,151 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_{\bar{T}} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{1}{2}(232,174 + 172,151) = 202,163 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}V_u &= (B \cdot L - (h + d)(b + d)) \sigma_{\bar{T}} \\ &= (5,0^2 - (0,85 + 0,8155) \cdot (0,5 + 0,8155)) \cdot 202,163 = 4651,157 \text{ kN} \approx 4651157 \text{ N}\end{aligned}$$

$$b_o = 2 \cdot ((h+d) + (b+d)) = 2 \cdot ((0,85 + 0,8155) + (0,5 + 0,8155)) = 5962 \text{ mm}$$

$$\beta_c = \frac{L}{B} = \frac{5,0}{5,0} = 1$$

$$\begin{aligned}V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot 2 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot 2 \sqrt{25} \cdot 5962 \cdot 817,5 = 146218050 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_{c,max} = 4\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 4\sqrt{25} \cdot 5962 \cdot 817,5 = 97478700 \quad \text{N}$$

dipakai $V_{c,max} = 97478700 \quad \text{N}$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 97478700 = 58487220 \text{ N} > V_u \quad \text{aman}$$

1.d. Hitungan tulangan

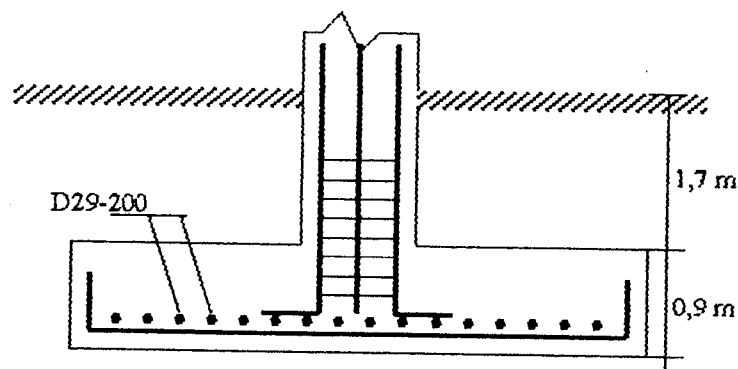
$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{max} \cdot x^2 \cdot B = \frac{1}{2} \cdot 262,646 \cdot 2,075^2 \cdot 5,0 = 2827,138 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M}{\phi \cdot B \cdot d^2} = \frac{2827,138 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 5000 \cdot 815,5^2} = 1,214 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}}{m} = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,118 \cdot 1,214}{300}}}{14,118} = 0,004$$

$$A_s = \rho \cdot B \cdot d = 0,004 \cdot 5000 \cdot 815,5 = 16310 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan } s = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot 29^2 \cdot 5000}{16310} = 202,489 \text{ mm} \quad \text{dipakai } \phi_D 29 - 200$$



Gambar 7.5. Penulangan pondasi tepi

7.4 Kontrol Kuat Dukung

Untuk mengetahui kuat dukung rencana yang mampu ditahan oleh kolom, maka perlu dikontrol dengan cara berikut :

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

$$\bar{P}_u = 0,8 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_k$$

$$= 0,85 \cdot 0,725 \cdot (500 \cdot 900) = 6693750 \text{ N} \approx 6694 \text{ kN}$$

$$P_{u, \text{terjadi}} = 5743,154 \text{ kN} < \bar{P}_u = 6694 \text{ kN}$$

Berdasarkan kontrol diatas maka kolom masih mampu menahan gaya aksial yang terjadi.

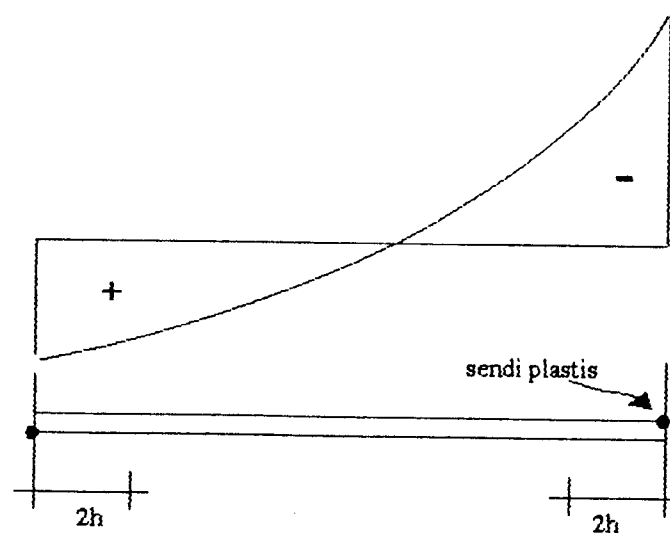
BAB VIII

HASIL DAN PEMBAHASAN

8.1 Dominasi Beban Pada Struktur

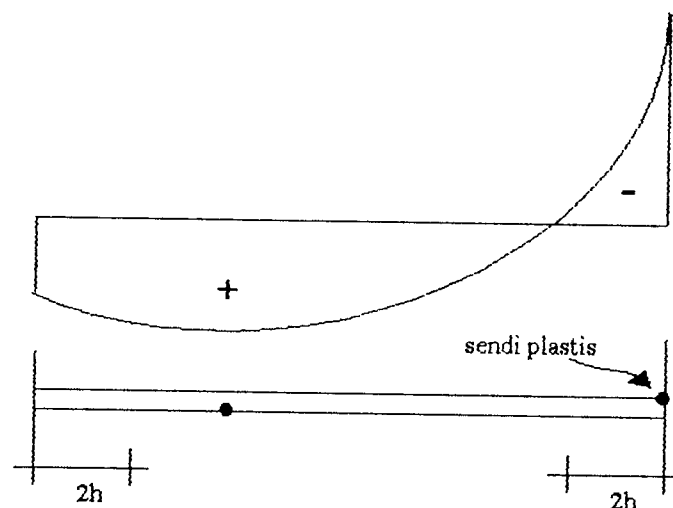
Untuk mengetahui dominasi beban pada struktur, apakah suatu struktur mengalami dominasi beban gempa atautkah mengalami dominasi beban gravitasi yaitu dengan menggambarkan momen-momen yang terjadi pada suatu struktur akibat gaya-gaya yang bekerja pada struktur tersebut. Dengan penelitian (Tugas Akhir) ini penulis dapat mendefinisikan apa yang dimaksud dengan dominasi beban.

Suatu struktur mengalami dominasi beban gempa apabila struktur tersebut memiliki kemungkinan besar untuk terbentuknya sendi plastis pada ujung-ujung elemen (di dalam daerah $2h$) akibat gaya-gaya luar yang terjadi baik pada serat tarik maupun serat tekan (akibat momen negatif dan momen positif).



Gambar 8.1. Ilustrasi definisi dominasi beban gempa

Suatu struktur mengalami dominasi beban gravitasi apabila struktur tersebut memiliki kemungkinan besar untuk terbentuknya sendi plastis pada ujung-ujung elemen (di daerah $2h$) pada serat desak (akibat momen negatif) dan memiliki kemungkinan besar untuk terbentuknya sendi plastis pada serat tarik (akibat momen positif) pada daerah di luar $2h$ akibat gaya-gaya luar yang terjadi.



Gambar 8.2. Ilustrasi definisi dominasi beban gravitasi

Penggambaran momen-momen struktur selengkapnya dapat dilihat pada Bab V dan dengan definisi di atas maka masing-masing struktur dapat dikelompokkan ke dalam jenis dominasi beban sebagai berikut :

a. Struktur Tiga Lantai

Dari gambar momen yang terjadi dapat diketahui bahwa semua struktur (lantai 1-3) mengalami dominasi beban gravitasi.

b. Struktur Enam Lantai

Dari gambar momen yang terjadi dapat diketahui bahwa semua struktur (lantai 1-6) mengalami dominasi beban gravitasi.

c. Struktur Sembilan Lantai

Dari gambar momen yang terjadi dapat diketahui bahwa struktur lantai 1-6 mengalami dominasi beban gempa dan struktur lantai 7-9 mengalami dominasi beban gravitasi.

d. Struktur Dua Belas Lantai

Dari gambar momen yang terjadi dapat diketahui bahwa struktur lantai 1-9 mengalami dominasi beban gempa dan struktur lantai 10-12 mengalami dominasi beban gravitasi.

e. Struktur Lima Belas Lantai

Dari gambar momen yang terjadi dapat diketahui bahwa struktur lantai 1-12 mengalami dominasi beban gempa dan struktur lantai 13-15 mengalami dominasi beban gravitasi.

8.2 Disain Tulangan geser (*Tulangan Transversal*)

a. Dominasi Beban Gempa

Sebagai contoh adalah perhitungan desain tulangan geser pada lantai 1 struktur 12 lantai. Telah kita ketahui bersama bahwa beban gempa merupakan beban yang siklik (bolak-balik) maka pembentukan sendi plastis terjadi pada ujung-ujung elemen balok (masih berada pada daerah $2h$) seperti pada gambar 8.3, sehingga disain tulangan geser dapat dihitung seperti contoh hitungan pada hitungan tulangan geser Bab VI dengan persyaratan jarak tulangan geser adalah sebagai berikut :

di dalam daerah $2h$

$$s \leq \frac{1}{4}d$$

$$s \leq 8 \text{ diameter tulangan pokok}$$

di luar daerah $2h$

$$s \leq \frac{1}{2}d$$

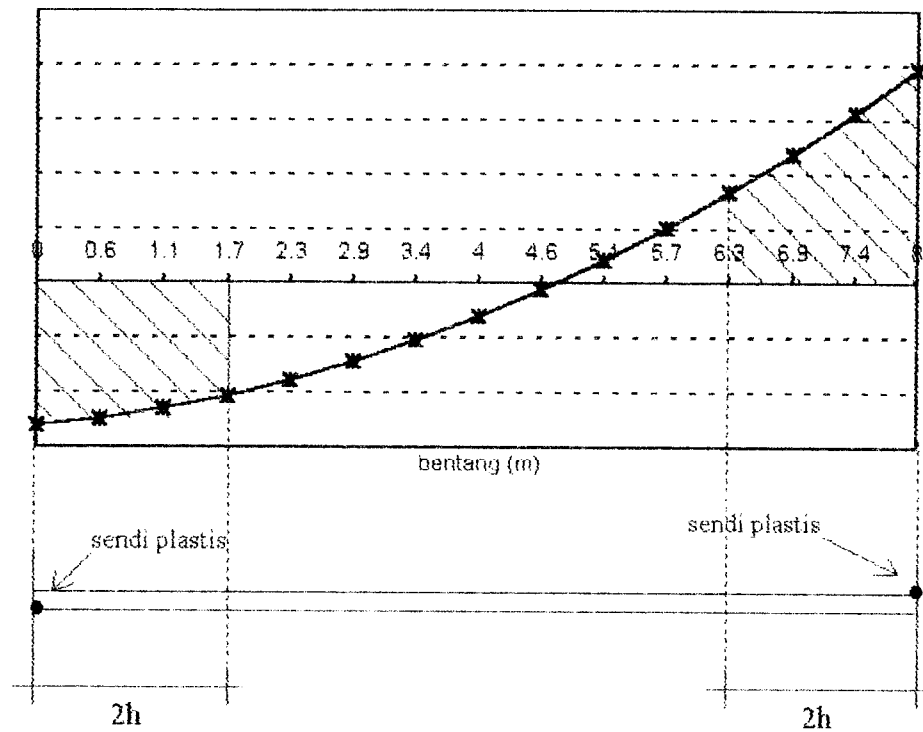
$$s \leq 16 \text{ diameter tulangan pokok}$$

$s \leq 24$. diameter tulangan geser

$s \leq 48$. diameter tulangan geser

$s \leq 200$ mm

$s \leq 600$ mm



Gambar 8.3. Sendi plastis terjadi pada ujung-ujung balok (di dalam daerah $2h$)

b. Dominasi Beban Gravitasi

Sebagai contoh adalah perhitungan tulangan geser pada lantai 10 struktur 12 lantai dimana terjadi sendi plastis akibat momen maksimum di luar daerah $2h$ yang dapat dilihat pada gambar 8.4, karena sendi plastis terjadi pada daerah tarik (akibat momen positif) maka tidak perlu pendetailan (*treatment*) khusus untuk menanggulangi tekuk (*buckling*) pada daerah tersebut, tetapi syarat jarak penulangan di daerah tersebut berubah menjadi :

di dalam daerah $2h$

$$s \leq \frac{1}{4}d$$

$$s \leq 8 \cdot \text{diameter tulangan pokok}$$

$$s \leq 24 \cdot \text{diameter tulangan geser}$$

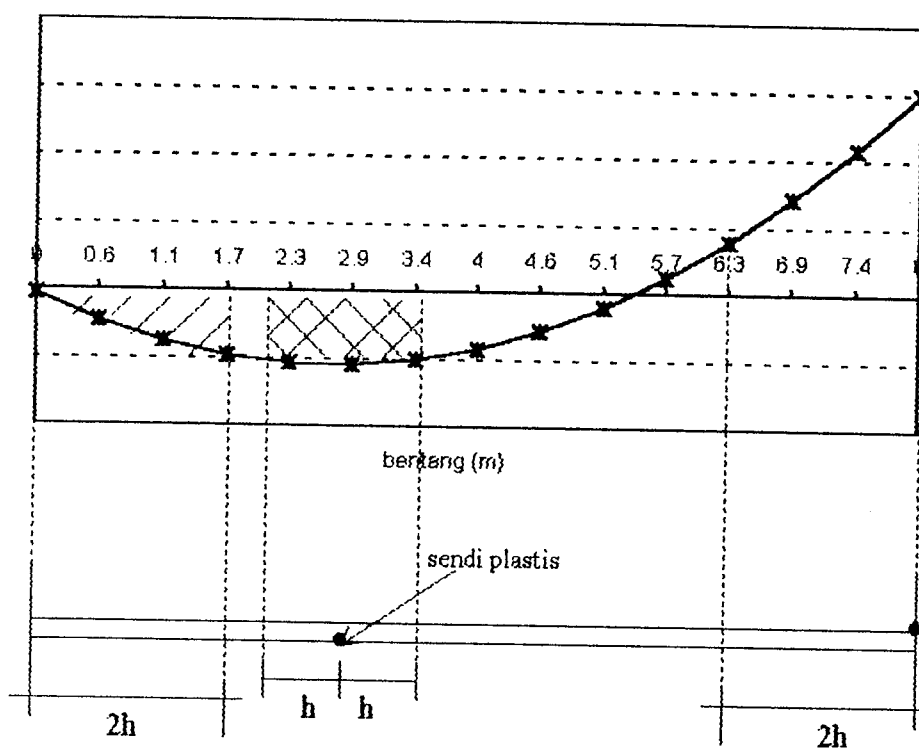
$$s \leq 200 \text{ mm}$$

di luar daerah $2h$

$$s \leq \frac{1}{3}d$$

$$s \leq 12 \cdot \text{diameter tulangan pokok}$$

$$s \leq 200 \text{ mm}$$



Gambar 8.4. Sendi plastis terjadi di luar daerah $2h$

8.3. Hasil Disain Struktur

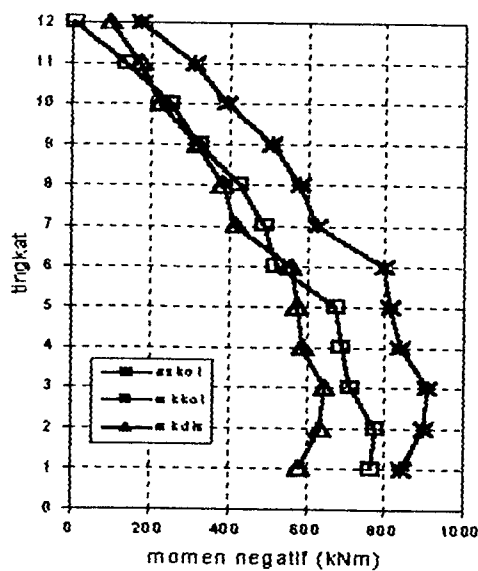
8.3.1 Disain Balok

Momen rencana yang digunakan dalam desain balok adalah momen dari hasil analisis struktur (*output SAP 90*), dengan tinjauan momen pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi. Dari semua tinjauan momen rencana

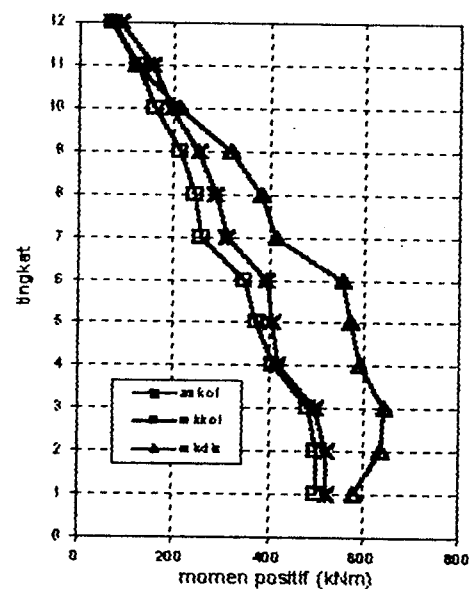
tersebut diambil momen maksimum hasil dari kombinasi-kombinasi pembebanan baik beban mati, beban hidup dan beban gempa. Hasil keseluruhan momen rencana dan disain elemen balok (tulangan *longitudinal*) untuk tinjauan pengambilan tiga jenis momen ditabelkan dan digambarkan dengan grafik sebagai berikut :

Tabel 8.1. Momen rencana balok

Lantai	Dimensi Balok	Momen di as kolom (kNm)		Momen di muka kolom (kNm)		Momen di muka kolom dengan redistribusi (kNm)	
		M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+
1	400 x 800	841,95	522,82	715,6	503,51	582,78	582,78
2	400 x 800	897,82	523,21	764,81	503,14	638,04	636,04
3	400 x 800	908,86	500,38	774,64	483,21	645,68	645,66
4	400 x 750	838,21	420,20	711,42	410,52	591,32	591,32
5	400 x 750	813,18	406,59	688,66	376,92	573,25	573,25
6	400 x 750	797,04	398,52	674,34	349,01	558,63	558,63
7	300 x 600	626,15	313,08	523,58	261,79	416,07	416,07
8	300 x 600	381,53	290,77	493,13	246,57	383,61	383,61
9	300 x 600	512,43	256,22	430,96	215,48	321,83	321,83
10	300 x 650	394,72	197,36	326,3	163,15	228,41	213,17
11	300 x 650	314,64	157,32	254,15	127,08	177,91	121,22
12	300 x 650	178,98	89,49	142,31	71,16	99,62	67,4



(a)

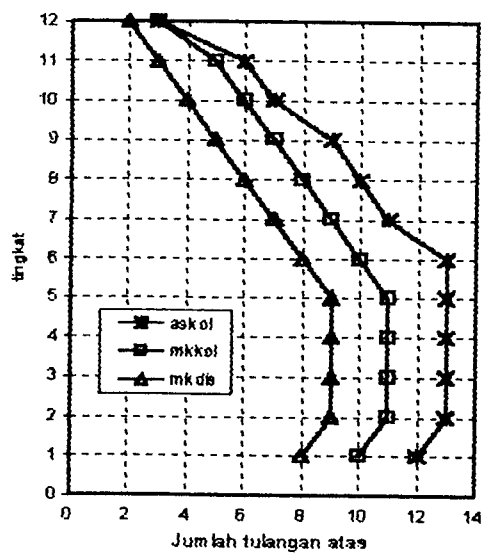


(b)

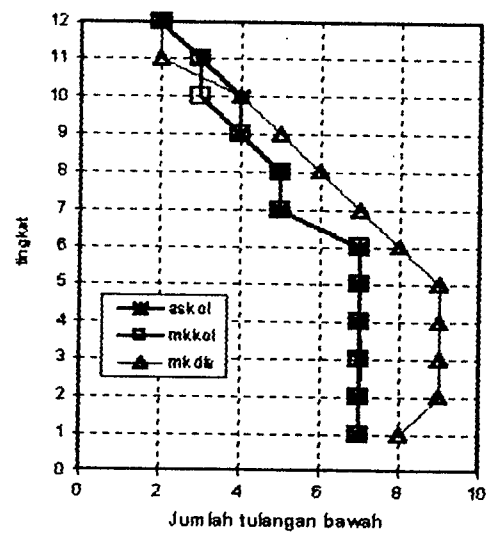
Gambar 8.5. Momen rencana balok

Tabel 8.2. Tulangan longitudinal balok

Lantai	Posisi	Jumlah tulangan dengan momen di as kolom		Jumlah tulangan dengan momen di muka kolom		Jumlah tulangan dengan momen di muka kolom di redistribusi	
		Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
1	Tump	12D25	7D25	10D25	7D25	8D25	8D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
2	Tump	13D25	7D25	11D25	7D25	9D25	9D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
3	Tump	13D25	7D25	11D25	7D25	9D25	9D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
4	Tump	13D25	7D25	11D25	7D25	9D25	9D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
5	Tump	13D25	7D25	11D25	7D25	9D25	9D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
6	Tump	13D25	7D25	10D25	7D25	8D25	8D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
7	Tump	11D25	5D25	9D25	5D25	7D25	7D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
8	Tump	10D25	5D25	8D25	5D25	6D25	6D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
9	Tump	9D25	4D25	7D25	4D25	5D25	5D25
	Lap	2D25	3D25	2D25	3D25	2D25	3D25
10	Tump	7D25	4D25	6D25	3D25	4D25	4D25
	Lap	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25	3D25
11	Tump	6D25	3D25	5D25	3D25	3D25	2D25
	Lap	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25
12	Tump	3D25	2D25	3D25	2D25	2D25	2D25
	Lap	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25

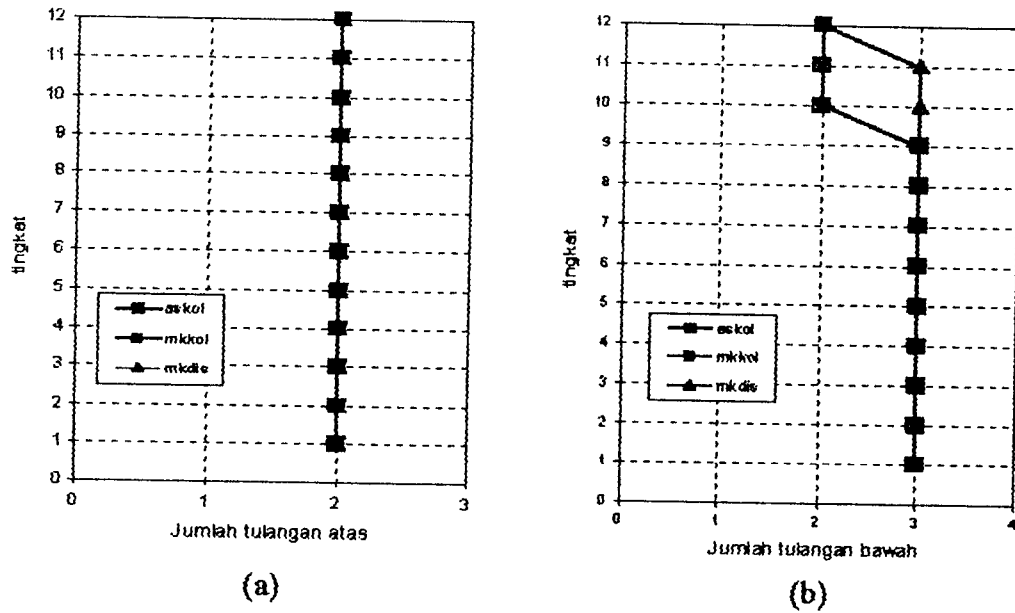


(a)



(b)

Gambar 8.6. Tulangan tumpuan balok



Gambar 8.7. Tulangan lapangan balok

Dari tabel 8.1 dan gambar 8.5 terlihat bahwa momen rencana negatif pada as kolom relatif lebih besar dibandingkan dengan momen negatif pada muka kolom dan pada muka kolom dengan redistribusi, sedangkan pada momen positif terlihat momen rencana di muka kolom dengan redistribusi relatif lebih besar dibandingkan dengan momen rencana di as kolom dan muka kolom tanpa redistribusi.

Gambaran besarnya momen rencana pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi di atas akan menghasilkan jumlah tulangan longitudinal yang berbeda pula. Hal ini dapat kita lihat pada tabel 8.2 dan gambar grafik 8.7 sampai dengan 8.8, dimana jumlah tulangan longitudinal akibat momen negatif di daerah tumpuan dengan tinjauan momen rencana di as kolom membutuhkan jumlah tulangan longitudinal relatif lebih banyak dibandingkan jumlah tulangan

longitudinal yang dibutuhkan akibat momen rencana di muka kolom baik yang di redistribusi maupun yang tidak didistribusi, sedangkan pada gambar 8.6.b adalah jumlah tulangan *longitudinal* balok akibat momen positif dengan momen rencana pada muka kolom didistribusi tulangan yang dibutuhkan relatif lebih banyak dibandingkan dengan pengambilan momen rencana di atas kolom dan muka kolom tanpa redistribusi.

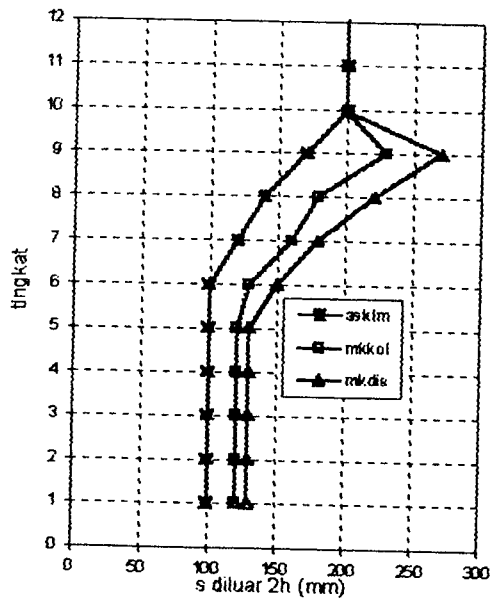
Pada gambar 8.7.a dan 8.7.b adalah jumlah tulangan yang dibutuhkan akibat adanya momen positif dan negatif di lapangan, tampak bahwa tulangan yang terpakai jumlahnya relatif sama banyak, hal ini disebabkan pada serat tekan (serat atas) tersebut tidak terjadi momen negatif sehingga digunakan tulangan minimum untuk membentuk sengkang, sedang akibat momen positif (serat bawah) yang besarnya relatif sama pada ketiga tinjauan momen mengakibatkan kebutuhan jumlah tulangan *longitudinal* yang relatif sama.

8.3.2 Tulangan Geser Balok

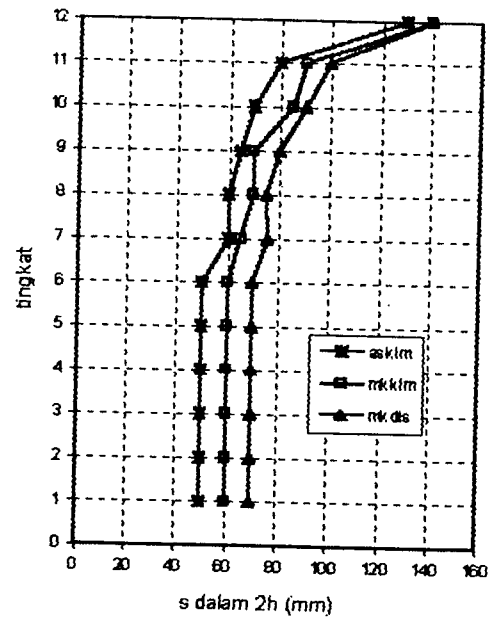
Tulangan geser balok didisain untuk menahan gaya geser yang bekerja pada elemen balok. Pada tempat-tempat yang berpotensi terjadi sendi plastis baik di dalam daerah $2h$ maupun di luar daerah $2h$ diperlukan pendetailan khusus yaitu dengan memberikan persyaratan-persyaratan jarak tulangan geser seperti yang telah dijelaskan pada Sub Bab 8.2 tentang tulangan geser. Untuk lebih jelasnya hasil disain penulangan geser disajikan dalam tabel 8.3 dan gambar 8.8. Pada diagram momen struktur dua belas lantai (gambar 5.12) terlihat bahwa sendi plastis yang terjadi diluar daerah $2h$ akibat momen positif dimulai pada lantai 10 hingga lantai 12.

Tabel 8.3 Jarak tulangan geser balok

Lantai	Posisi	Tulangan geser terpasang (mm)		
		As kolom	Muka kolom	Muka kolom redistribusi
1	Dalam 2h	Ø10 - 50	Ø10 - 60	Ø10 - 70
	Luar 2h	Ø10 - 100	Ø10 - 120	Ø10 - 130
2	Dalam 2h	Ø10 - 50	Ø10 - 60	Ø10 - 70
	Luar 2h	Ø10 - 100	Ø10 - 120	Ø10 - 130
3	Dalam 2h	Ø10 - 50	Ø10 - 60	Ø10 - 70
	Luar 2h	Ø10 - 100	Ø10 - 120	Ø10 - 130
4	Dalam 2h	Ø10 - 50	Ø10 - 60	Ø10 - 70
	Luar 2h	Ø10 - 100	Ø10 - 120	Ø10 - 130
5	Dalam 2h	Ø10 - 50	Ø10 - 60	Ø10 - 70
	Luar 2h	Ø10 - 100	Ø10 - 120	Ø10 - 130
6	Dalam 2h	Ø10 - 50	Ø10 - 60	Ø10 - 70
	Luar 2h	Ø10 - 100	Ø10 - 130	Ø10 - 150
7	Dalam 2h	Ø10 - 60	Ø10 - 65	Ø10 - 75
	Luar 2h	Ø10 - 120	Ø10 - 160	Ø10 - 180
8	Dalam 2h	Ø10 - 60	Ø10 - 70	Ø10 - 75
	Luar 2h	Ø10 - 140	Ø10 - 180	Ø10 - 220
9	Dalam 2h	Ø10 - 65	Ø10 - 70	Ø10 - 80
	Luar 2h	Ø10 - 170	Ø10 - 230	Ø10 - 270
10	Dalam 2h	Ø10 - 70	Ø10 - 85	Ø10 - 90
	Luar 2h	Ø10 - 200	Ø10 - 200	Ø10 - 200
11	Dalam 2h	Ø10 - 80	Ø10 - 90	Ø10 - 100
	Luar 2h	Ø10 - 200	Ø10 - 200	Ø10 - 200
12	Dalam 2h	Ø10 - 130	Ø10 - 140	Ø10 - 140
	Luar 2h	Ø10 - 200	Ø10 - 200	Ø10 - 200



(a)



(b)

Gambar 8.8 grafik jarak tulangan begel balok

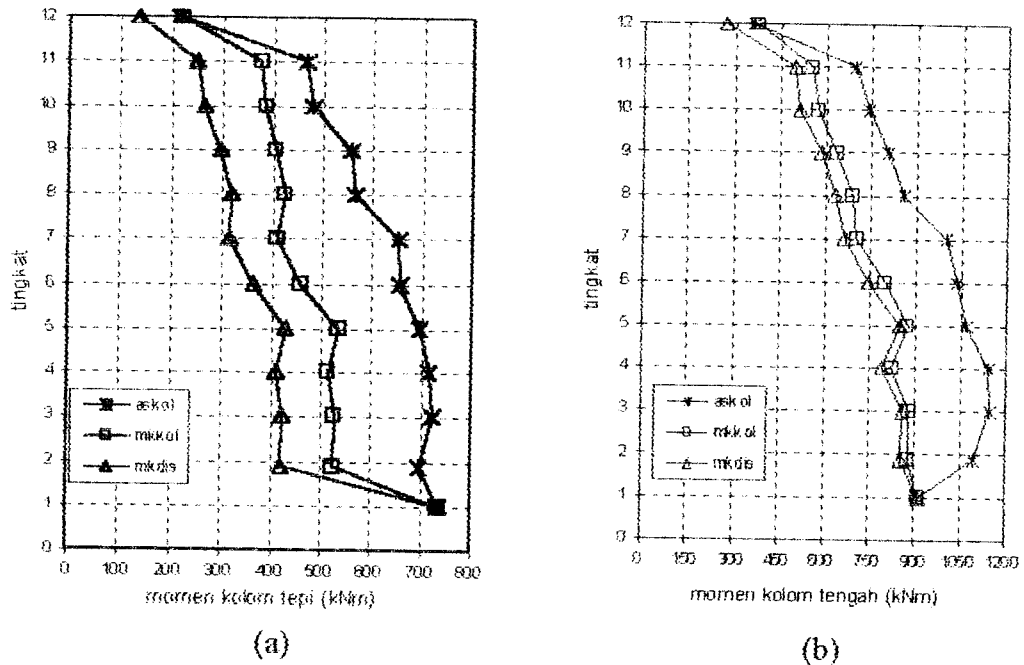
Dari gambar 8.8 dapat dilihat bahwa tulangan geser akibat pengambilan momen di as kolom baik di daerah 2h maupun di luar daerah 2h membutuhkan jarak tulangan geser yang lebih rapat di dibandingkan dengan pengambilan momen pada muka kolom baik dengan redistribusi maupun tanpa redistribusi. Hal tersebut dikarenakan disain gaya geser berdasarkan momen kapasitas balok pada tumpuan.

8.3.3 Disain Kolom

Momen rencana kolom diperoleh dari momen kapasitas balok agar kolom menjadi lebih kuat dari pada balok (*strong column weak beam*), hal ini dimaksudkan bila terjadi gaya gempa yang relatif besar keruntuhan struktur tidak terjadi pada kolom akan tetapi pada balok.

Tabel 8.4. Momen rencana pada kolom

Kolom	Posisi	Dimensi Kolom (mm)	Pada as kolom (kNm)	Pada muka kolom (kNm)	Pada muka kolom redistribusi (kNm)
			$M_{u,k}$	$M_{u,k}$	$M_{u,k}$
1	Tepi	400 x 800	735,010	735,010	735,010
	Tngg	400 x 850	913,290	913,290	913,290
2	Tepi	400 x 800	695,912	525,377	421,317
	Tngg	400 x 850	1097,136	879,652	855,197
3	Tepi	400 x 800	723,174	527,445	422,975
	Tngg	400 x 850	1149,391	882,368	857,838
4	Tepi	400 x 750	714,811	514,864	412,163
	Tngg	400 x 850	1143,188	824,215	792,703
5	Tepi	400 x 750	695,881	534,547	427,920
	Tngg	400 x 850	1072,411	874,762	848,387
6	Tepi	400 x 750	655,234	459,206	364,388
	Tngg	400 x 850	1036,671	799,387	741,730
7	Tepi	400 x 750	654,970	410,686	315,329
	Tngg	400 x 850	1000,200	700,447	660,828
8	Tepi	400 x 700	567,949	425,191	320,132
	Tngg	400 x 850	856,964	691,306	631,856
9	Tepi	400 x 700	557,775	406,436	297,713
	Tngg	400 x 850	805,207	634,695	582,647
10	Tepi	400 x 700	480,865	386,338	265,307
	Tngg	400 x 850	742,692	573,629	512,675
11	Tepi	400 x 700	466,927	376,452	251,285
	Tngg	400 x 850	964,378	551,659	499,284
12	Tepi	400 x 700	215,625	221,240	136,273
	Tngg	400 x 850	362,602	371,434	272,546

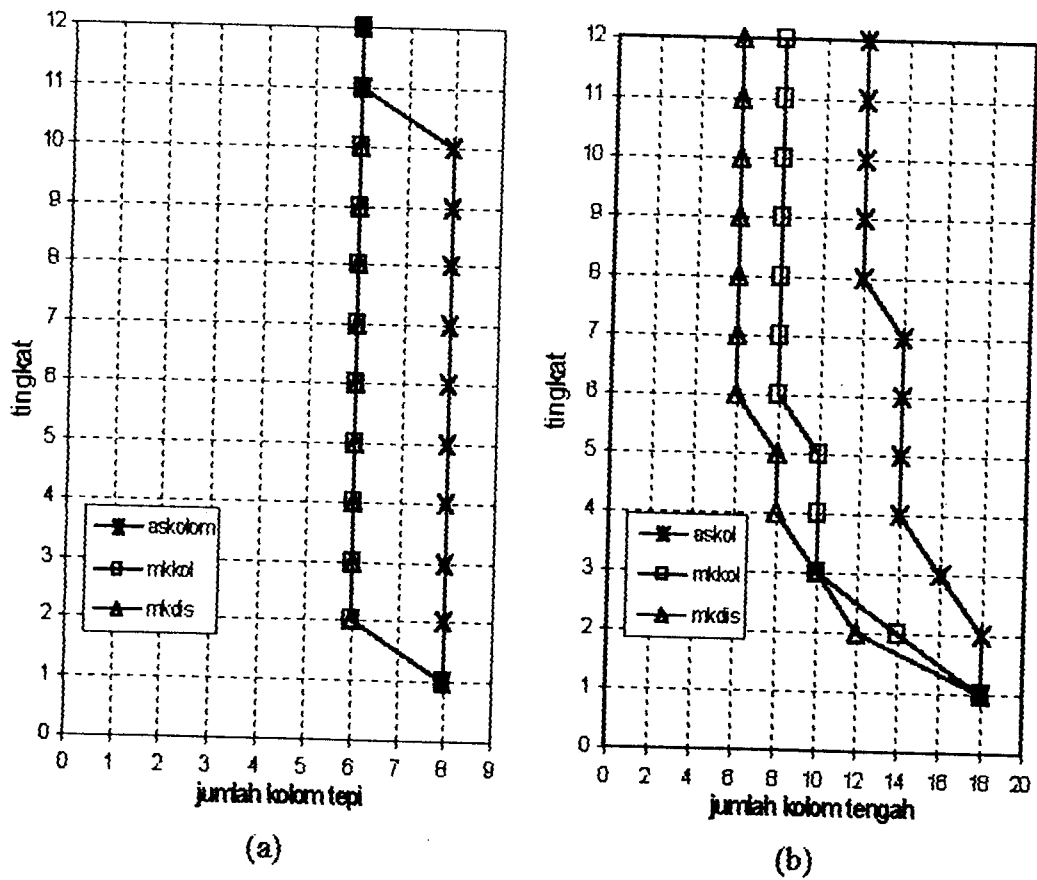


Gambar 8.9. Momen rencana kolom

Pada gambar 8.9 terlihat bahwa momen rencana pada as kolom relatif lebih besar dibandingkan dengan momen rencana kolom pada muka kolom baik dengan redistribusi maupun tanpa redistribusi, dari momen rencana yang ada maka akan berpengaruh pada hasil hitungan jumlah tulangan kolom yang akan didapat, hal ini dapat dilihat pada tabel 8.5 dan gambar 8.10.

tabel 8.5. Tulangan longitudinal kolom

Lantai	Jumlah tulangan dengan momen di as kolom		Jumlah tulangan dengan momen di muka kolom		Jumlah tulangan dengan momen di muka kolom di redistribusi	
	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah
1	8D29	11D29	8D29	18D29	8D29	11D29
2	8D29	18D29	6D29	14D29	6D29	18D29
3	8D29	16D29	6D29	10D29	6D29	12D29
4	8D29	14D29	6D29	10D29	6D29	10D29
5	8D29	14D29	6D29	10D29	6D29	8D29
6	8D29	14D29	6D29	8D29	6D29	6D29
7	8D29	14D29	6D29	8D29	6D29	6D29
8	8D29	12D29	6D29	8D29	6D29	6D29
9	8D29	12D29	6D29	8D29	6D29	6D29
10	8D29	12D29	6D29	8D29	6D29	6D29
11	6D29	12D29	6D29	8D29	6D29	6D29
12	6D29	12D29	6D29	8D29	6D29	6D29



Gambar 8.10. Jumlah tulangan longitudinal kolom

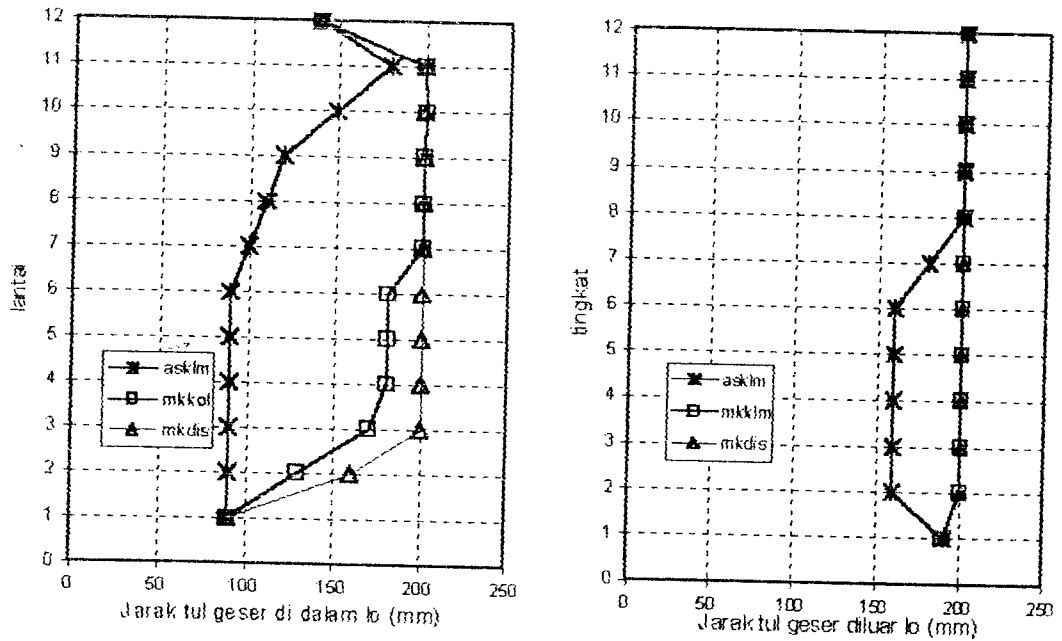
Dari gambar 8.10 dapat dilihat bahwa jumlah tulangan *longitudinal* kolom akibat momen rencana pada as kolom relatif lebih besar (banyak) dibandingkan dengan jumlah tulangan kolom akibat momen rencana pada muka kolom baik dengan redistribusi maupun tanpa redistribusi.

8.3.4 Tulangan Geser Kolom

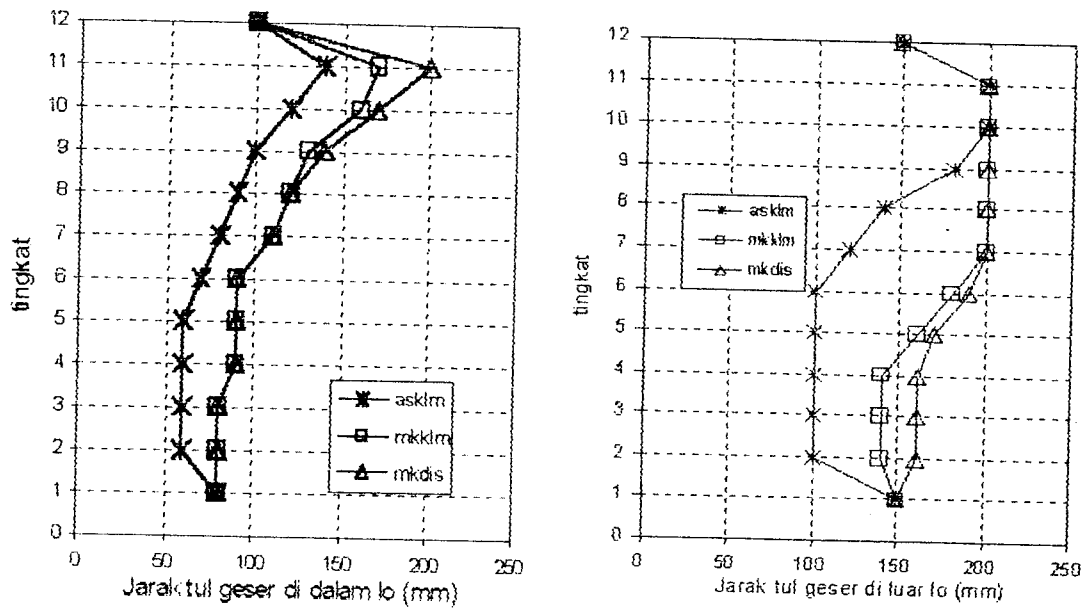
Hasil dari hitungan jarak tulangan geser pada kolom baik di dalam daerah lo maupun di luar daerah lo dengan pengambilan momen pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi ditabelkan pada tabel 8.6 dan digambarkan pada gambar 8.11.

Tabel 8.6. Jarak tulangan geser kolom terpasang

Lantai	Posisi	Tulangan begel terpasang (mm)					
		As kolom		Muka kolom		Muka kolom redistribusi	
		Dalam lo	Luar lo	Dalam lo	Luar lo	Dalam lo	Luar lo
1	Tepi	3Ø12-90	3Ø12-190	3Ø12-90	3Ø12-190	3Ø12-90	3Ø12-190
	Tengah	3Ø12-80	3Ø12-150	3Ø12-80	3Ø12-150	3Ø12-80	3Ø12-150
2	Tepi	3Ø12-90	3Ø12-160	3Ø12-130	3Ø12-200	3Ø12-160	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-60	3Ø12-100	3Ø12-80	3Ø12-140	3Ø12-80	3Ø12-160
3	Tepi	3Ø12-90	3Ø12-160	3Ø12-170	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-60	3Ø12-100	3Ø12-80	3Ø12-140	3Ø12-80	3Ø12-160
4	Tepi	3Ø12-90	3Ø12-160	3Ø12-180	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-60	3Ø12-100	3Ø12-90	3Ø12-140	3Ø12-90	3Ø12-160
5	Tepi	3Ø12-90	3Ø12-160	3Ø12-180	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-60	3Ø12-100	3Ø12-90	3Ø12-160	3Ø12-90	3Ø12-170
6	Tepi	3Ø12-90	3Ø12-160	3Ø12-180	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-70	3Ø12-100	3Ø12-90	3Ø12-180	3Ø12-90	3Ø12-180
7	Tepi	3Ø12-100	3Ø12-180	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-80	3Ø12-120	3Ø12-110	3Ø12-200	3Ø12-110	3Ø12-200
8	Tepi	3Ø12-110	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-90	3Ø12-140	3Ø12-120	3Ø12-200	3Ø12-120	3Ø12-200
9	Tepi	3Ø12-120	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-100	3Ø12-180	3Ø12-130	3Ø12-200	3Ø12-140	3Ø12-200
10	Tepi	3Ø12-150	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-120	3Ø12-200	3Ø12-160	3Ø12-200	3Ø12-170	3Ø12-200
11	Tepi	3Ø12-180	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-140	3Ø12-200	3Ø12-170	3Ø12-200	3Ø12-200	3Ø12-200
12	Tepi	3Ø12-140	3Ø12-200	3Ø12-140	3Ø12-200	3Ø12-140	3Ø12-200
	Tengah	3Ø12-100	3Ø12-150	3Ø12-100	3Ø12-150	3Ø12-100	3Ø12-150



Gambar 8.11. Jarak tulangan geser kolom tepi



Gambar 8.12. Jarak tulangan geser kolom tengah

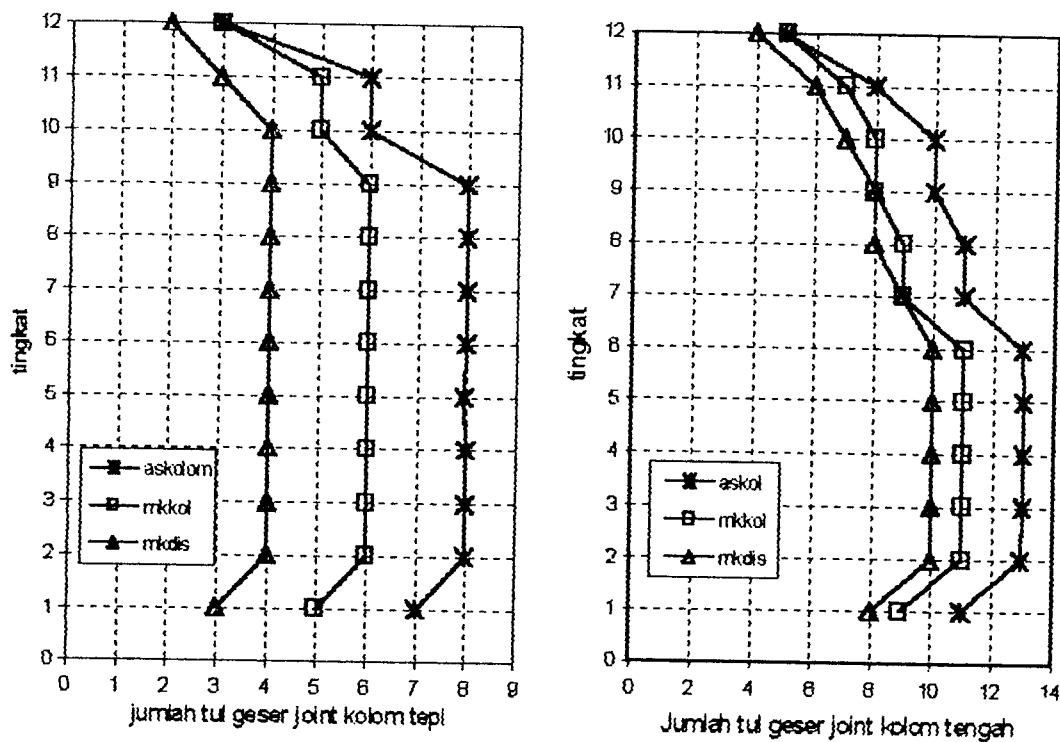
Dari gambar 8.11 dan gambar 8.12 dapat dilihat bahwa jarak tulangan geser kolom pada tinjauan momen rencana pada as kolom baik pada kolom tepi maupun kolom tengah relatif lebih besar dibandingkan dengan jarak tulangan geser akibat tinjauan momen rencana pada muka kolom dengan redistribusi maupun tanpa redistribusi.

8.3.5 Joint Balok Kolom

Hasil desain joint balok kolom dengan tinjauan momen pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi dapat dilihat pada tabel 8.7 dan gambar 8.13. Hasil desain joint balok kolom ini juga merupakan tulangan geser yang terletak pada joint berupa tulangan geser horisontal dan vertikal, tetapi dalam hasil desain ini tulangan joint balok kolom tidak memerlukan tulangan geser vertikal.

tabel 8.7. Tulangan joint balok kolom

Lantai	Jumlah tul joint dengan momen di as kolom		Jumlah tul joint dengan momen di muka kolom		Jumlah tul joint dengan momen di muka kolom di redistribusi	
	Luar	Dalam	Luar	Dalam	Luar	Dalam
1	7Ø12	11Ø12	5Ø12	9Ø12	3Ø12	8Ø12
2	8Ø12	13Ø12	6Ø12	11Ø12	4Ø12	10Ø12
3	8Ø12	13Ø12	6Ø12	11Ø12	4Ø12	10Ø12
4	8Ø12	13Ø12	6Ø12	11Ø12	4Ø12	10Ø12
5	8Ø12	13Ø12	6Ø12	11Ø12	4Ø12	10Ø12
6	8Ø12	13Ø12	6Ø12	11Ø12	4Ø12	10Ø12
7	8Ø12	11Ø12	6Ø12	9Ø12	4Ø12	9Ø12
8	8Ø12	11Ø12	6Ø12	9Ø12	4Ø12	8Ø12
9	8Ø12	10Ø12	6Ø12	8Ø12	4Ø12	8Ø12
10	6Ø12	10Ø12	5Ø12	8Ø12	4Ø12	7Ø12
11	6Ø12	8Ø12	5Ø12	7Ø12	3Ø12	6Ø12
12	3Ø12	5Ø12	3Ø12	5Ø12	2Ø12	4Ø12



(a)

(b)

Gambar 8.13 Jumlah tulangan geser joint balok kolom

Dari gambar 8.13 dapat dilihat bahwa jumlah tulangan geser joint balok kolom pada tinjauan momen rencana pada as kolom baik pada joint luar maupun joint dalam relatif lebih banyak dibandingkan dengan jumlah tulangan geser joint balok kolom akibat tinjauan momen rencana pada muka kolom dengan redistribusi maupun tanpa redistribusi.

8.3.6 Perbandingan Momen Kapasitas Balok Terhadap Momen Nominal Kolom

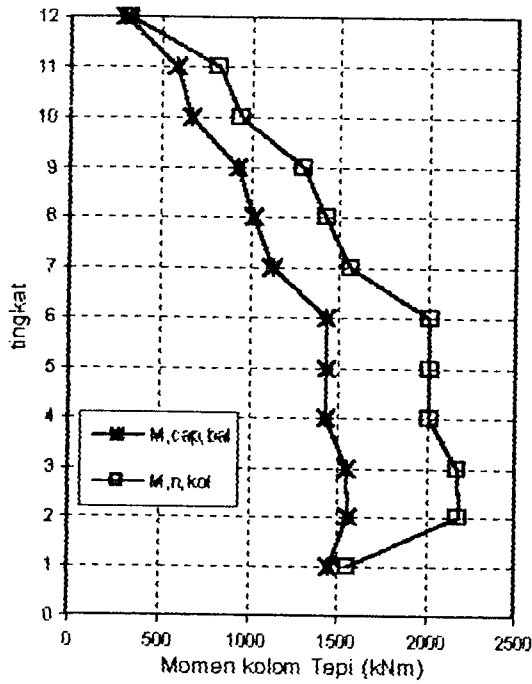
Pada disain struktur beton tahan gempa dalam Tugas Akhir ini mekanisme keruntuhan yang dipilih adalah mekanisme keruntuhan pada balok sehingga dalam

perencanaan elemen kolom, momen rencana kolom yang digunakan harus lebih besar dari momen kapasitas balok (*strong column weak beam*).

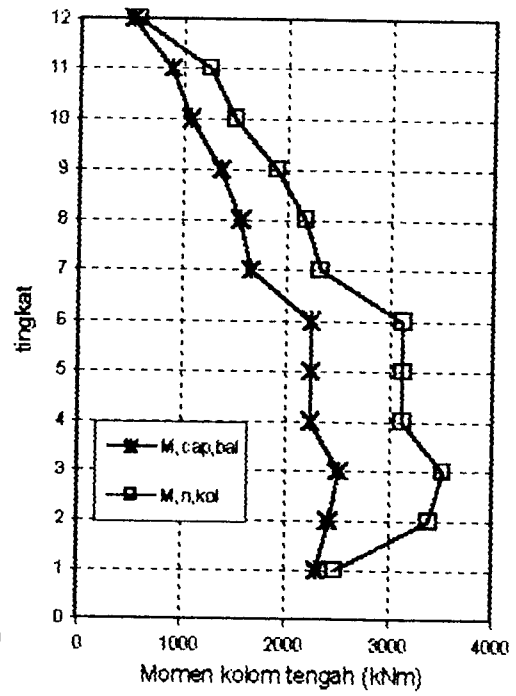
Untuk mengetahui apakah struktur kolom lebih kuat dari balok (*strong column weak beam*) maka penulis menampilkan perbandingan antara momen nominal rencana kolom dengan momen kapasitas balok seperti pada tabel 8.8 dan gambar 8.14.

Tabel 8.8. Perbandingan $M_{kap, b}$ dengan $M_{n, kol}$

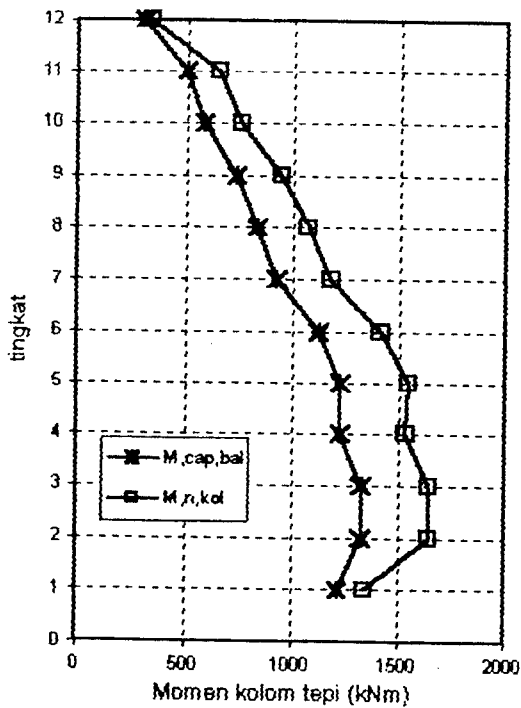
Lantai	Posisi	Momen di as kolom (kNm)		Momen di muka kolom (kNm)		Momen di muka kolom dengan redistribusi (kNm)	
		$M_{kap, b}$	$M_{n, kol}$	$M_{kap, b}$	$M_{n, kol}$	$M_{kap, b}$	$M_{n, kol}$
		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
1	Tepi	1450,1	1561,646	1216,2	1344,598	965,6	1067,54
	Tngg	2313,064	2490,992	2079,164	2298,669	1931,2	2135,08
2	Tepi	1559,436	2183,209	1328,194	1648,208	1065,12	1321,752
	Tngg	2422,4	3391,36	2191,158	2719,094	2130,24	2643,502
3	Tepi	1553,719	2175,206	1328,194	1648,208	1065,12	1321,751
	Tngg	2519,317	3527,045	2191,158	2719,094	2130,24	2643,503
4	Tepi	1439,784	2015,698	1226,95	1535,472	982,21	1229,189
	Tngg	2238,32	3133,648	2025,486	2556,106	1964,42	2468,789
5	Tepi	1439,784	2015,698	1226,95	1548,375	982,21	1239,518
	Tngg	2238,32	3133,648	2025,486	2556,106	1964,42	2479,037
6	Tepi	1439,784	2015,698	1124,069	1418,543	891,97	1125,638
	Tngg	2238,32	3133,648	1922,605	2426,274	1783,94	2251,275
7	Tepi	1121,695	1570,372	929,581	1182,882	713,74	908,2292
	Tngg	1662,884	2328,038	1470,77	1887,006	1427,48	1823,802
8	Tepi	1023,125	1432,375	835,803	1072,338	629,29	807,3785
	Tngg	1564,314	2190,04	1376,992	1766,688	1258,58	1614,758
9	Tepi	926,631	1297,283	738,828	947,92	541,19	694,3477
	Tngg	1366,872	1913,622	1179,069	1512,751	1082,38	1388,697
10	Tepi	674,402	944,1631	587,464	759,8969	403,43	521,8385
	Tngg	1077,827	1508,957	895,5	1167,765	806,86	1045,751
11	Tepi	587,464	822,4508	500,152	652,2169	308,04	401,6892
	Tngg	895,163	1253,228	808,188	1053,906	616,08	803,38
12	Tepi	308,036	331,7308	307,867	340,3692	209	209,6508
	Tngg	518,004	557,8492	516,869	571,4369	418	419,3015



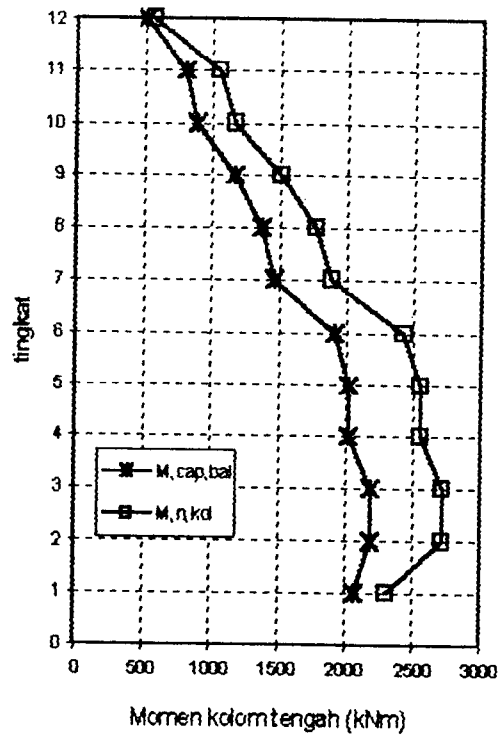
(a)



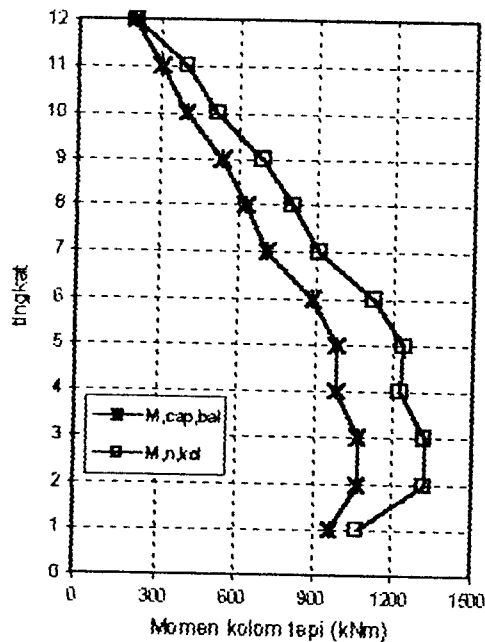
(b)



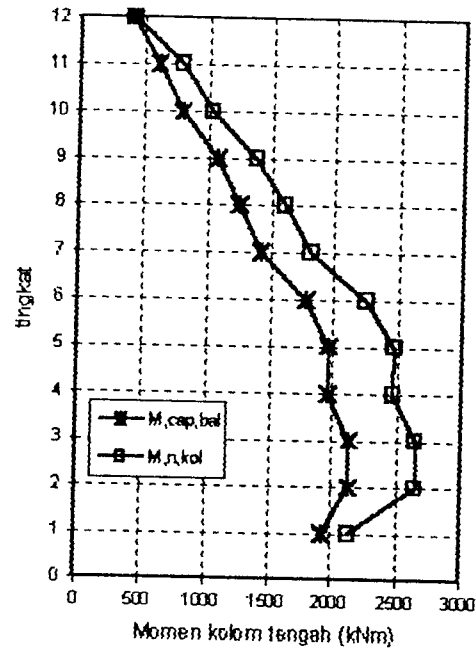
(c)



(d)



(e)



(f)

Gambar 8.14. Perbandingan $M_{kap,b}$ dengan $M_{n,kol}$

Gambar 8.14a dan 8.14b adalah gambar momen nominal rencana kolom dan jumlah momen kapasitas balok dengan tinjauan momen pada as kolom, gambar 8.14c dan 8.14d adalah gambar momen nominal rencana kolom dan jumlah momen kapasitas balok dengan tinjauan momen pada muka kolom, gambar 8.14e dan 8.14e adalah gambar momen nominal rencana kolom dan jumlah momen kapasitas balok dengan tinjauan momen pada muka kolom dengan redistribusi.

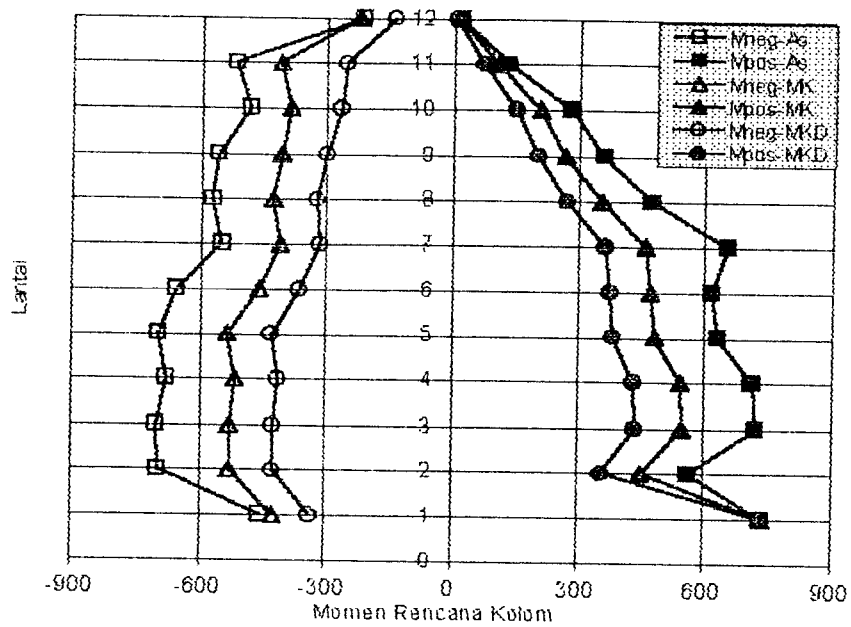
Dari gambar 8.14.a sampai dengan gambar 8.14.f dapat dilihat bahwa momen nominal rencana kolom dengan tinjauan momen di as kolom, di muka kolom dan di muka kolom dengan redistribusi lebih besar dibandingkan dengan jumlah momen kapasitas pada balok, hal ini menunjukkan bahwa struktur kolom nantinya pada desain tulangannya akan lebih kuat dari pada balok (*strong coloumn weak beam*).

8.3.7 Penggambaran Momen Rencana Positif dan Negatif Kolom

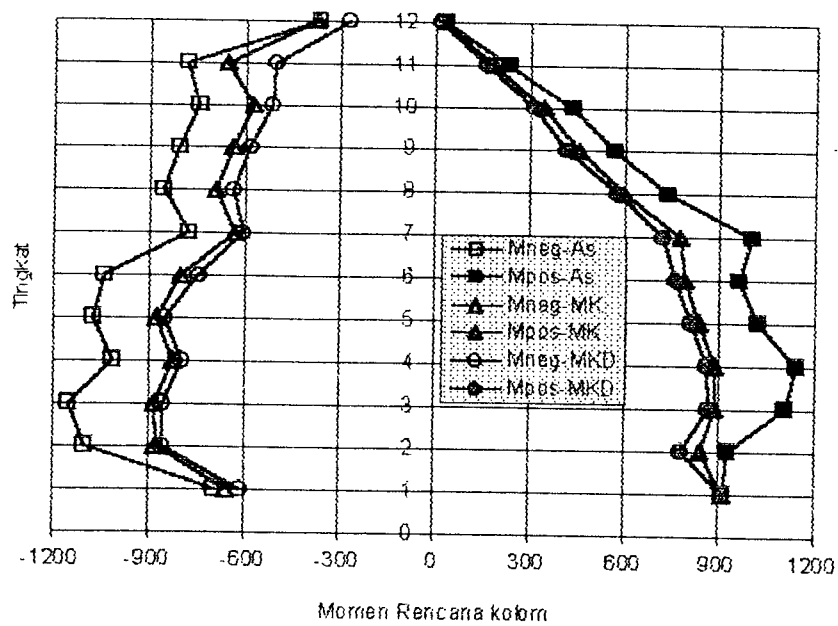
Pada sub-Bab ini ditampilkan secara keseluruhan momen rencana positif dan negatif kolom tepi dan kolom tengah akibat pendistribusian momen kapasitas balok ke kolom dengan tinjauan momen pada tiga kondisi yaitu pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi untuk melihat kecenderungan besarnya momen rencana kolom dan perbedaan pengambilan momen pada ketiga kondisi di atas

Tabel 8.9. Momen-momen Rencana Kolom Pada Tiga Tinjauan

Tingkat	Kolom	$M_{u,kol}$ (kN m) As kolom		$M_{u,kol}$ (kN m) Muka kolom		$M_{u,kol}$ (kN m) Muka kolom redistribusi	
		Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
1	Tepi	452,517	735,01	421,531	735,01	354,673	735,01
	Tengah	691,853	913,29	654,650	913,29	608,060	913,29
2	Tepi	695,912	562,553	525,377	452,458	421,317	359,228
	Tengah	1097,136	927,292	879,652	839,485	855,197	779,742
3	Tepi	699,075	725,174	527,445	545,958	422,975	457,822
	Tengah	1149,391	1107,248	882,368	887,759	857,838	863,079
4	Tepi	678,628	714,811	514,864	543,890	412,163	436,163
	Tengah	1014,704	1142,188	824,215	885,043	792,703	860,439
5	Tepi	695,881	631,576	534,547	483,193	427,920	386,810
	Tengah	1072,411	1022,167	874,762	837,254	848,387	812,010
6	Tepi	655,234	614,323	459,206	471,897	364,388	377,767
	Tengah	1036,671	964,460	799,387	786,707	741,730	762,987
7	Tepi	547,309	654,970	410,636	462,847	315,329	367,277
	Tengah	776,497	1000,200	626,872	777,691	603,437	721,599
8	Tepi	567,949	473,433	425,191	358,187	320,132	275,020
	Tengah	856,964	736,728	691,306	599,682	631,856	582,034
9	Tepi	557,775	365,095	406,456	271,829	297,713	204,664
	Tengah	805,207	566,562	634,695	457,041	582,647	417,737
10	Tepi	480,865	285,459	386,338	209,712	265,307	153,613
	Tengah	742,692	438,647	573,629	348,593	512,675	320,006
11	Tepi	514,500	132,841	408,007	107,595	251,285	73,888
	Tengah	778,855	238,130	654,981	185,418	499,284	167,063
12	Tepi	215,625	20,093	221,240	15,934	136,273	9,813
	Tengah	362,602	35,743	371,434	30,058	272,546	22,913



Gambar 8.15.a. Momen Rencana Positif dan Negatif Kolom Tepi



Gambar 8.15.b. Momen Rencana Positif dan Negatif Kolom Tepi

Dari gambar 8.15 dapat dilihat bahwa semakin tinggi tingkat bangunan maka momen rencana kolom relatif semakin kecil dan momen rencana kolom hasil pendistribusian momen kapasitas balok dengan tinjauan momen pada as kolom relatif lebih besar dibandingkan dengan momen rencana kolom hasil pendistribusian momen kapasitas balok dengan tinjauan momen pada muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi.

BAB IX

KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 Kesimpulan

Setelah dilakukan serangkaian penelitian tentang dominasi beban pada struktur beton bertulang dengan variabel banyak tingkat, maka dapat disimpulkan hal-hal sebagai berikut :

1. Pada model struktur yang didisain dalam Tugas Akhir ini dominasi beban gempa terjadi pada struktur yang memiliki ketinggian lebih dari sembilan lantai.
2. Pada struktur yang memiliki ketinggian lebih dari sembilan lantai mengalami dua dominasi beban yaitu dominasi beban gempa dan dominasi beban gravitasi (batas perpindahan jenis dominasi beban tersebut dapat dilihat pada Bab VIII).
3. Perencanaan letak sendi plastis daerah tarik (akibat momen positif) pada struktur yang mengalami dominasi beban gravitasi dapat direncanakan dengan melihat momen maksimum positif yang terjadi pada elemen tersebut.
4. Untuk struktur dengan dominasi beban gravitasi ada kecenderungan letak sendi plastis akibat momen positif pada tingkat-tingkat atas akan terjadi di luar daerah $2h$.
5. Disain sengkang elemen balok pada daerah sendi plastis akibat momen positif yang terjadi di luar daerah $2h$ mempunyai persyaratan jarak sengkang yang berbeda dengan persyaratan jarak sengkang pada umumnya (seperti yang tertulis pada Bab VIII).

6. Desain suatu struktur dengan tinjauan momen pada as kolom relatif lebih boros dibandingkan dengan desain struktur dengan tinjauan momen pada muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi
7. Untuk perbandingan hasil desain struktur beton dengan tinjauan momen rencana pada as kolom, muka kolom dan muka kolom dengan redistribusi disajikan di dalam Bab VIII.

9.2 Saran

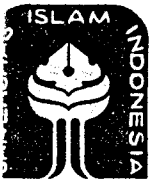
1. Pada Tugas Akhir ini penyusun hanya membahas pengaruh variabel banyaknya tingkat pada suatu struktur terhadap terjadinya dominasi beban, dengan demikian diharapkan adanya penelitian lebih lanjut dengan menggunakan variabel-variabel yang lain, seperti banyaknya jumlah bentang, panjang pendeknya bentang elemen balok, perbedaan letak wilayah gempa dan faktor keamanan gedung.
2. Pada Tugas Akhir ini penyusun hanya membahas satu portal melintang (dua dimensi). Perencanaan dengan peninjauan struktur tiga dimensi perlu dilakukan untuk melihat pengaruh desain struktur tersebut terhadap dominasi beban.

DAFTAR PUSTAKA

- _____, 1987, **PEDOMAN PERENCANAAN KETAHANAN GEMPA UNTUK RUMAH DAN GEDUNG**, SKBI-1.3.53.1987, Yayasan Penerbit DPU.
- _____, 1987, **PEDOMAN PERENCANAAN PEMBEBANAN UNTUK RUMAH DAN GEDUNG**, SKBI-1.3.53.1987, Yayasan Penerbit DPU.
- _____, 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 SENGKANG PADA JOINT BALOK KOLOM PERSEGI DAN TULANGAN GESER PADA PENAMPANG KRITIS**, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Dipohusodo, Istimawan, 1994, **STRUKTUR BETON BERTULANG**, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Dowrick, David J, 1987, **EARTQUAKE RESISTANT DESIGN**, Edisi 2, John Wiley and Son, Singapura.
- George, Winter dan Arthur H. Nilson, 1993, **PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG**, PT. Pratnya Paramita, Jakarta.
- Gusti Andri Wahyudi, 1998, **ANALISIS PENULANGAN TAHAN GEMPA PADA PORTAL BETON BERTULANG KONVENSIONAL DENGAN MENGGUNAKAN KONSEP *STRONG COLUMN WEAK BEAM***, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Hutchinson, David. L, 1981, **DISAIN BANGUNAN TINGKAT BANYAK TAHAN GEMPA**, Yayasan LPMB, Bandung.
- Kusuma, Gideon H, 1993, **DISAIN STRUKTUR RANGKA BETON BERTULANG DI DAERAH RAWAN GEMPA**, Erlangga, Jakarta.
- Mosley, W.H, Bungey, J.H, 1984, **PERENCANAAN BETON BERTULANG**, Edisi 2, Erlangga, Jakarta.

- Nawy, Edward. G, 1990, **BETON BERTULANG SUATU PENDEKATAN DASAR**, Erasko, Bandung.
- Norman B Green, 1981, *EARTHQUAKE RESISTANT BUILDING DESIGN AND CONSTRUCTION*, Van Nostrand Reinhold Company Inc, USA.
- Paulay, T, 1991, *SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONARY BUILDING*, A Wiley Intercience Publication, New York.
- Pristley, MJN, Seible, F, Calvi, G.M, 1996, *SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIGDE*, John Wiley and Son, Canada.
- Sudarmoko, Ir, M.Sc., 1994, **PERENCANAAN DAN ANALISIS KOLOM BETON BERTULANG**, Biro penerbit UGM, Yogyakarta
- Wang, Chu Kia, Salmon, Charles, G, 1993, **DISAIN BETON BERTULANG**, Edisi 4, Erlangga, Jakarta.
- Widodo, 1996, **BAHAN KULIAH TEKNIK GEMPA**, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

LAMPIRAN



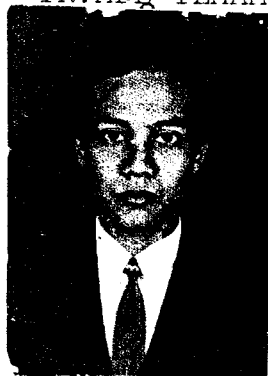
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	M. HAMRON DESTUARI	93 310 032		STRUKTUR
2.	MUH. RIZA PAHLEVI	93 310 236		STRUKTUR

JUDUL TUGAS AKHIR : STUDI TENTANG DOMINASI BERAN PADA STRUKTUR BETON BERTINGKAT DENGAN VARIABEL BANYAK TINGKAT.

Dosen Pembimbing I :
Dosen Pembimbing II IR. WIDODO, MSCE, PHD
IR. ADE ILHAM, MT



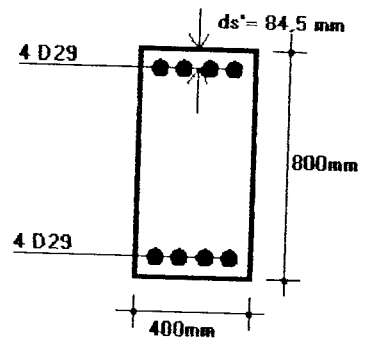
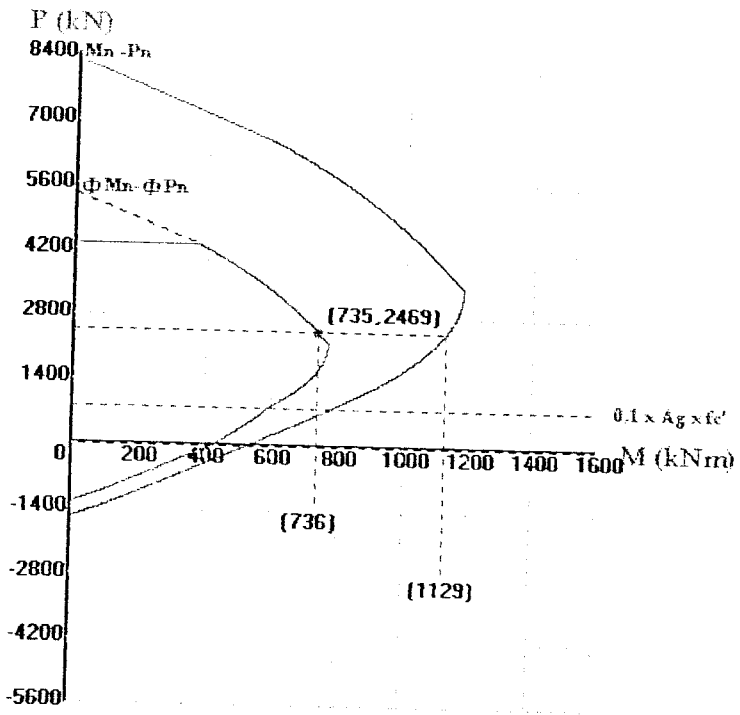
Yogyakarta,

Dekan 29 JANUARI 1998

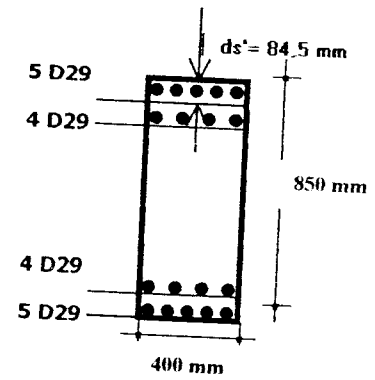
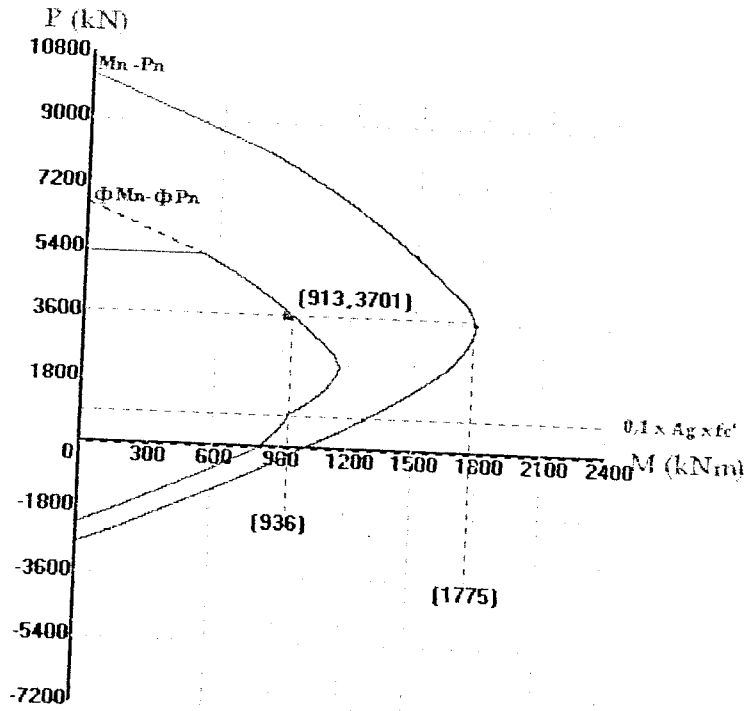
An.
Ketua Jurusan Teknik Sipil.



[Signature]
R. H. TAHOUDIN, S.T., M.Eng



Nama File	: KOLOMTP.PPP
Tanggal (m:d:y)	: 08-23-1999
Perencana	: Hamron_Riza
Nama Proyek	: Kolom Tepi-TA
Mutu Beton (f_c')	: 25 Mpa
Mutu Baja (f_y)	: 300 Mpa
Φ (faktor reduksi)	: 0,65 - 0,8



Nama File	: KOLOMTNG.PPP
Tanggal (m:d:y)	: 08-23-1999
Perencana	: Hamron_Riza
Nama Proyek	: Kolom Tengah-TA
Mutu Beton (f_c')	: 25 Mpa
Mutu Baja (f_y)	: 300 Mpa
ϕ (faktor reduksi)	: 0.65 - 0.8

PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)

C PROJECT : TUGAS AKHIR
 C ENGINEER : HAMRON & RIZA
 C UNIVERSITY : UNIV. ISLAM INDONESIA
 C DEPARTMENT : CIVIL ENGINEERING
 C DATE : MARET, 1999
 C UNITS : KN & M

SYSTEM
 L=5 : 1.B.MATI MERATA 2.B.HIDUP MERATA 5.B.GEMPA
 : 3.B.MATI TERPUSAT 4.B.HIDUP TERPUSAT

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0
2	X=8	Y=0	Z=0
3	X=16	Y=0	Z=0
4	X=0	Y=4.5	Z=0
5	X=8	Y=4.5	Z=0
6	X=16	Y=4.5	Z=0
7	X=0	Y=8.25	Z=0
8	X=8	Y=8.25	Z=0
9	X=16	Y=8.25	Z=0
10	X=0	Y=12	Z=0
11	X=8	Y=12	Z=0
12	X=16	Y=12	Z=0
13	X=0	Y=15.75	Z=0
14	X=8	Y=15.75	Z=0
15	X=16	Y=15.75	Z=0
16	X=0	Y=19.5	Z=0
17	X=8	Y=19.5	Z=0
18	X=16	Y=19.5	Z=0
19	X=0	Y=23.25	Z=0
20	X=8	Y=23.25	Z=0
21	X=16	Y=23.25	Z=0
22	X=0	Y=27	Z=0
23	X=8	Y=27	Z=0
24	X=16	Y=27	Z=0
25	X=0	Y=30.75	Z=0
26	X=8	Y=30.75	Z=0
27	X=16	Y=30.75	Z=0
28	X=0	Y=34.5	Z=0
29	X=8	Y=34.5	Z=0
30	X=16	Y=34.5	Z=0
31	X=0	Y=38.25	Z=0
32	X=8	Y=38.25	Z=0
33	X=16	Y=38.25	Z=0
34	X=0	Y=42	Z=0
35	X=8	Y=42	Z=0
36	X=16	Y=42	Z=0
37	X=0	Y=45.75	Z=0
38	X=8	Y=45.75	Z=0
39	X=16	Y=45.75	Z=0

RESTRAINTS

1 39 1 R=0,0,1,1,1,0 : JOINT BIDANG X-Y
 1 3 1 R=1,1,1,1,1,1 : JOINT PADA PELETAKAN / JEPIT

LOADS

37	L=5	F=58.97,0,0,0,0,0	: GAYA GEMPA KIRI (X POSITIF) PADA JOINT (KN)
34		F=106.7,0,0,0,0,0	
31		F=97.20,0,0,0,0,0	
28		F=90.49,0,0,0,0,0	
25		F=80.65,0,0,0,0,0	
22		F=70.82,0,0,0,0,0	
19		F=63.43,0,0,0,0,0	
16		F=53.20,0,0,0,0,0	
13		F=42.97,0,0,0,0,0	
10		F=33.21,0,0,0,0,0	
7		F=22.84,0,0,0,0,0	
4		F=12.46,0,0,0,0,0	
4 10 3	L=3	F=0,-50.40,0,0,0,0	: BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 1-3)
13 19 3		F=0,-48.48,0,0,0,0	: BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 4-6)
22 28 3		F=0,-42.72,0,0,0,0	: BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 7-9)
31 34 3		F=0,-37.44,0,0,0,0	: BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 10-11)
37		F=0,-35.84,0,0,0,0	: BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 12)
4 34 3	L=4	F=0,-6.000,0,0,0,0	: BEBAN HIDUP TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 1-11)
37		F=0,-2.400,0,0,0,0	: BEBAN HIDUP TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 12)

5 11 3 L=3 F=0,-66.24,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 1-3)
 14 20 3 F=0,-64.32,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 4-6)
 23 29 3 F=0,-58.56,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 7-9)
 32 35 3 F=0,-53.28,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 10-11)
 38 F=0,-50.08,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 12)
 5 35 3 L=4 F=0,-12.00,0,0,0,0 : BEBAN HIDUP TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 12)
 38 F=0,-4.800,0,0,0,0 : BEBAN HIDUP TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 11)
 6 12 3 L=3 F=0,-50.40,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 1-3)
 15 21 3 F=0,-48.48,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 4-6)
 24 30 3 F=0,-42.72,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 7-9)
 33 36 3 F=0,-37.44,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 10-11)
 39 F=0,-35.84,0,0,0,0 : BEBAN MATI+BALOK TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 12)
 6 36 3 L=4 F=0,-6.000,0,0,0,0 : BEBAN HIDUP TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 12)
 39 F=0,-2.400,0,0,0,0 : BEBAN HIDUP TERPUSAT PADA JOINT KE-i (Lt 11)

FRAME

NM=8 NL=7 NSEC=3 Y=-1

C MATERIAL PROPERTY

1 SH=R T=0.85,0.40 E=2E7 W=0.85*0.40*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI KOLOM TEPI Lt 1-4
 2 SH=R T=0.80,0.40 E=2E7 W=0.80*0.40*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI KOLOM TEPI Lt 5-7
 3 SH=R T=0.75,0.40 E=2E7 W=0.75*0.40*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI KOLOM TEPI Lt 8-12
 4 SH=R T=0.90,0.40 E=2E7 W=0.90*0.40*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI KOLOM TENGAH Lt 1-12
 5 SH=R T=0.90,0.40 E=2E7 W=0.90*0.40*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI BALOK Lt 1-3
 6 SH=R T=0.85,0.40 E=2E7 W=0.85*0.40*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI BALOK Lt 4-6
 7 SH=R T=0.80,0.35 E=2E7 W=0.80*0.35*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI BALOK Lt 7-9
 8 SH=R T=0.75,0.30 E=2E7 W=0.75*0.30*24 G=2E7/2.3 : DEMENSI BALOK Lt 10-12

C SPAN LOADING

1 WL=0,-1.8,0 : B.HIDUP ATAP
 2 WL=0,-4.5,0 : B.HIDUP Lt 1-11
 3 WL=0,-19.01,0 : B.MATI Lt 1-3
 4 WL=0,-19.13,0 : B.MATI Lt 4-6
 5 WL=0,-19.26,0 : B.MATI Lt 7-9
 6 WL=0,-19.38,0 : B.MATI Lt 10-11
 7 WL=0,-10.68,0 : B.MATI Lt 12 (ATAP)

C LOKASI ELEMENT

1 1 4 G=3,1,3,3 M=1 LP=1 : KOLOM KIRI LT 1-4
 5 13 16 G=2,1,3,3 M=2 : KOLOM KIRI LT 5-7
 8 22 25 G=4,1,3,3 M=3 : KOLOM KIRI LT 8-12
 13 2 5 G=11,1,3,3 M=4 : KOLOM TENGAH LT 1-12
 25 3 6 G=3,1,3,3 M=1 : KOLOM KANAN LT 1-4
 29 15 18 G=2,1,3,3 M=2 : KOLOM KANAN LT 5-7
 32 24 27 G=4,1,3,3 M=3 : KOLOM KANAN LT 8-12
 37 4 5 G=2,1,3,3 M=5 NSL=3,2 LP=1 : BALOK KIRI LT 1-3
 40 13 14 G=2,1,3,3 M=6 NSL=4,2 LP=1 : BALOK KIRI LT 4-6
 43 22 23 G=2,1,3,3 M=7 NSL=5,2 LP=1 : BALOK KIRI LT 7-9
 46 31 32 G=1,1,3,3 M=8 NSL=6,2 LP=1 : BALOK KIRI LT 10-11
 48 37 38 M=8 NSL=7,1 LP=1 : BALOK KIRI LT 12
 49 5 6 G=2,1,3,3 M=5 NSL=3,2 LP=1 : BALOK KANAN LT 1-3
 52 14 15 G=2,1,3,3 M=6 NSL=4,2 LP=1 : BALOK KANAN LT 4-6
 55 23 24 G=2,1,3,3 M=7 NSL=5,2 LP=1 : BALOK KANAN LT 7-9
 58 32 33 G=1,1,3,3 M=8 NSL=6,2 LP=1 : BALOK KANAN LT 10-11
 60 38 39 M=8 NSL=7,1 LP=1 : BALOK KANAN LT 12

COMBO

1 C=1,0,1,0,0 : beban mati titik & merata (D)
 2 C=0,1,0,1,0 : beban hidup titik & merata (L)
 3 C=0,0,0,0,1 : beban gempa (E)
 4 C=1.2,1.6,1.2,1.6,0 : 1,2 DL + 1,6 LL
 5 C=1.05,0.63,1.05,0.63,-1.05 : 1,05 DL + 1,05 LR - 1,05 E (gempa kanan)
 6 C=1.05,0.63,1.05,0.63,1.05 : 1,05 DL + 1,05 LR + 1,05 E (gempa kiri)
 7 C=0.9,0,0.9,0,-0.9 : 0,9 DL + 0,9 E (gempa kanan)
 8 C=0.9,0,0.9,0,0.9 : 0,9 DL + 0,9 E (gempa kiri)

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

1 -----			
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	-2213.79		
	.0	-18.48	27.46
	2.3	-18.48	-14.12
	4.5	-18.48	-55.70
2	-296.37		
	.0	-3.08	4.57
	2.3	-3.08	-2.35
	4.5	-3.08	-9.27
3	1252.46		
	.0	213.23	-669.81
	2.3	213.23	-190.04
	4.5	213.23	289.72
4	-3130.75		
	.0	-27.10	40.27
	2.3	-27.10	-20.70
	4.5	-27.10	-61.67
5	-3826.28		
	.0	-245.23	735.01
	2.3	-245.23	183.24
	4.5	-245.23	-368.53
6	-1196.12		
	.0	202.55	-671.58
	2.3	202.55	-215.85
	4.5	202.55	239.88
7	-3119.62		
	.0	-208.54	627.54
	2.3	-208.54	158.33
	4.5	-208.54	-310.88
8	-865.20		
	.0	175.27	-578.11
	2.3	175.27	-183.75
	4.5	175.27	210.62
2 -----			
1	-2019.11		
	.0	-43.06	82.44
	1.9	-43.06	1.71
	3.8	-43.06	-79.02
2	-272.22		
	.0	-7.22	13.79
	1.9	-7.22	.24
	3.8	-7.22	-13.30
3	1096.47		
	.0	184.80	-360.17
	1.9	184.80	-13.67
	3.8	184.80	332.83
4	-2858.48		
	.0	-63.22	120.98
	1.9	-63.22	2.43
	3.8	-63.22	-116.11
5	-3442.86		
	.0	-243.80	473.42
	1.9	-243.80	16.30
	3.8	-243.80	-440.83
6	-1140.26		
	.0	144.28	-282.94
	1.9	144.28	-12.41
	3.8	144.28	258.12
7	-2804.02		
	.0	-205.07	398.35
	1.9	-205.07	13.84
	3.8	-205.07	-370.67
8	-830.37		
	.0	127.57	-249.96
	1.9	127.57	-10.77
	3.8	127.57	228.43

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMP FORCE ENDR SHEAR MOMENT

3				
ID	COMP	FORCE ENDR	MOMENT	
1	-1621.75	.0	-45.11	62.99
		1.9	-45.11	-1.60
		3.8	-45.11	-66.18
2	-247.02	.0	-7.66	14.07
		1.9	-7.66	-.29
		3.8	-7.66	-14.66
3	932.58	.0	180.16	-343.79
		1.9	180.16	-6.00
		3.8	180.16	331.80
4	-2581.33	.0	-66.39	122.11
		1.9	-66.39	-2.38
		3.8	-66.39	-126.87
5	-3047.67	.0	-241.36	456.99
		1.9	-241.36	4.44
		3.8	-241.36	-448.11
6	-1089.24	.0	136.97	-264.98
		1.9	136.97	-8.16
		3.8	136.97	248.66
7	-2478.90	.0	-202.74	384.10
		1.9	-202.74	3.96
		3.8	-202.74	-376.18
8	-800.25	.0	121.54	-234.72
		1.9	121.54	-6.64
		3.8	121.54	221.05
4				
1	-1620.56	.0	-49.05	90.26
		1.9	-49.05	-1.70
		3.8	-49.05	-93.67
2	-221.09	.0	-8.41	15.45
		1.9	-8.41	-.33
		3.8	-8.41	-16.10
3	770.38	.0	173.24	-339.27
		1.9	173.24	-14.44
		3.8	173.24	310.38
4	-2298.42	.0	-72.32	133.04
		1.9	-72.32	-2.57
		3.8	-72.32	-138.17
5	-2649.78	.0	-238.70	460.74
		1.9	-238.70	13.17
		3.8	-238.70	-434.40
6	-1031.98	.0	125.10	-251.72
		1.9	125.10	-17.16
		3.8	125.10	217.41
7	-2151.85	.0	-200.06	386.58
		1.9	-200.06	11.47
		3.8	-200.06	-363.65
8	-765.16	.0	111.77	-224.11
		1.9	111.77	-14.53
		3.8	111.77	195.05

PROGRAM:SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 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
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

5			
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT

1	-1422.34		
	.0	-47.39	86.73
	1.9	-47.39	-2.13
	3.8	-47.39	-91.00
2	-194.94		
	.0	-8.20	14.99
	1.9	-8.20	-.39
	3.8	-8.20	-15.76
3	624.17		
	.0	157.68	-288.86
	1.9	157.68	6.78
	3.8	157.68	302.42
4	-2018.71		
	.0	-69.99	128.06
	1.9	-69.99	-3.18
	3.8	-69.99	-134.41
5	-2271.65		
	.0	-220.49	403.81
	1.9	-220.49	-9.60
	3.8	-220.49	-423.02
6	-960.90		
	.0	110.63	-202.80
	1.9	110.63	4.64
	3.8	110.63	212.07
7	-1841.86		
	.0	-184.56	338.03
	1.9	-184.56	-8.02
	3.8	-184.56	-354.08
8	-718.36		
	.0	99.25	-181.92
	1.9	99.25	4.18
	3.8	99.25	190.28

6			
1	-1223.39		
	.0	-51.03	94.70
	1.9	-51.03	-.98
	3.8	-51.03	-96.66
2	-168.46		
	.0	-8.86	16.45
	1.9	-8.86	-.17
	3.8	-8.86	-16.79
3	484.62		
	.0	144.11	-267.02
	1.9	144.11	3.19
	3.8	144.11	273.41
4	-1737.61		
	.0	-75.41	139.96
	1.9	-75.41	-1.44
	3.8	-75.41	-142.85
5	-1899.54		
	.0	-210.48	390.17
	1.9	-210.48	-4.49
	3.8	-210.48	-399.14
6	-881.84		
	.0	92.16	-170.57
	1.9	92.16	2.22
	3.8	92.16	175.01
7	-1537.21		
	.0	-175.63	325.55
	1.9	-175.63	-3.76
	3.8	-175.63	-333.06
8	-664.90		
	.0	83.78	-155.08
	1.9	83.78	1.99
	3.8	83.78	159.07

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR. TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)

FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDF SHEAR MOMENT

7 -----			
ID	COMB	FORCE ENDF	MOMENT
1	-1022.66	.0	95.60
		1.9	1.37
		3.8	-92.85
2	-141.62	.0	16.76
		1.9	.13
		3.8	-16.49
3	350.97	.0	-273.30
		1.9	-28.56
		3.8	216.18
4	-1453.79	.0	141.52
		1.9	1.86
		3.8	-137.80
5	-1531.54	.0	397.90
		1.9	31.52
		3.8	-334.86
6	-794.50	.0	-176.04
		1.9	-28.47
		3.8	119.10
7	-1236.27	.0	332.01
		1.9	26.94
		3.8	-278.12
8	-604.52	.0	-159.94
		1.9	-24.47
		3.8	110.99
8 -----			
1	-837.63	.0	81.66
		1.9	-2.16
		3.8	-85.97
2	-115.58	.0	14.61
		1.9	-.38
		3.8	-15.37
3	251.25	.0	-187.00
		1.9	16.65
		3.8	220.30
4	-1190.08	.0	121.37
		1.9	-3.19
		3.8	-127.75
5	-1216.14	.0	291.29
		1.9	-19.99
		3.8	-331.26
6	-688.51	.0	-101.40
		1.9	14.98
		3.8	131.37
7	-979.99	.0	241.79
		1.9	-16.93
		3.8	-275.64
8	-527.74	.0	-94.81
		1.9	13.05
		3.8	120.90

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-B.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

9 -----			
ID	COMB	FORCE ENDI	MOMENT
1	-653.38	.0	88.05
		1.9	-.33
		3.8	-88.70
2	-89.49	.0	15.74
		1.9	-.04
		3.8	-15.62
3	161.63	.0	-140.85
		1.9	26.55
		3.8	193.95
4	-927.24	.0	130.84
		1.9	-.45
		3.8	-131.75
5	-912.14	.0	250.26
		1.9	-28.24
		3.8	-306.75
6	-572.72	.0	-45.53
		1.9	27.51
		3.8	100.54
7	-733.51	.0	206.01
		1.9	-24.19
		3.8	-254.38
8	-442.58	.0	-47.52
		1.9	23.60
		3.8	94.72
10 -----			
1	-468.63	.0	87.20
		1.9	1.58
		3.8	-84.04
2	-63.29	.0	15.72
		1.9	.16
		3.8	-15.39
3	88.91	.0	-99.26
		1.9	25.12
		3.8	149.50
4	-663.62	.0	129.78
		1.9	2.16
		3.8	-125.47
5	-625.30	.0	205.68
		1.9	-24.61
		3.8	-254.91
6	-438.58	.0	-2.77
		1.9	28.14
		3.8	59.04
7	-501.79	.0	167.81
		1.9	-21.19
		3.8	-210.18
8	-341.74	.0	-10.86
		1.9	24.03
		3.8	58.91

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

11			
ID	COMB	FORCE ENDI	MOMENT
1	-295.12	.0	-43.88
		1.9	-43.88
		3.8	-43.88
2	-37.36	.0	-8.27
		1.9	-8.27
		3.8	-8.27
3	41.55	.0	42.42
		1.9	42.42
		3.8	42.42
4	-413.92	.0	-65.89
		1.9	-65.89
		3.8	-65.89
5	-377.03	.0	-95.83
		1.9	-95.83
		3.8	-95.83
6	-289.79	.0	-6.75
		1.9	-6.75
		3.8	-6.75
7	-303.00	.0	-77.68
		1.9	-77.68
		3.8	-77.68
8	-228.21	.0	-1.32
		1.9	-1.32
		3.8	-1.32
12			
1	-121.29	.0	-51.60
		1.9	-51.60
		3.8	-51.60
2	-11.43	.0	-8.21
		1.9	-8.21
		3.8	-8.21
3	13.37	.0	13.08
		1.9	13.08
		3.8	13.08
4	-163.84	.0	-75.05
		1.9	-75.05
		3.8	-75.05
5	-148.59	.0	-73.08
		1.9	-73.08
		3.8	-73.08
6	-120.52	.0	-45.62
		1.9	-45.62
		3.8	-45.62
7	-121.19	.0	-58.21
		1.9	-58.21
		3.8	-58.21
8	-97.13	.0	-34.67
		1.9	-34.67
		3.8	-34.67

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

13			
ID	COMB	FORCE ENDI	MOMENT
1	-3340.82	.0	.00
		2.3	.00
		4.5	.00
2	-501.65	.0	.00
		2.3	.00
		4.5	.00
3	-.57	.0	.00
		2.3	306.82
		4.5	-869.80
4	-4811.62	.0	.00
		2.3	306.82
		4.5	-179.45
5	-3823.30	.0	.00
		2.3	306.82
		4.5	510.90
6	-3824.49	.0	.00
		2.3	.00
		4.5	.00
7	-3006.22	.0	.00
		2.3	-322.16
		4.5	913.29
8	-3007.25	.0	.00
		2.3	-322.16
		4.5	188.42
9	-3006.22	.0	.00
		2.3	-322.16
		4.5	-536.45
10	-3007.25	.0	.00
		2.3	322.16
		4.5	-913.29
11	-3006.22	.0	.00
		2.3	322.16
		4.5	-188.42
12	-3007.25	.0	.00
		2.3	-276.14
		4.5	782.82
13	-3006.22	.0	.00
		2.3	-276.14
		4.5	161.50
14	-3007.25	.0	.00
		2.3	-276.14
		4.5	-459.81
15	-3017.78	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
16	-453.96	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
17	-.45	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
18	-4347.68	.0	.00
		1.9	350.99
		3.8	-684.76
19	-3454.20	.0	.00
		1.9	350.99
		3.8	-26.65
20	-3455.14	.0	.00
		1.9	350.99
		3.8	631.47
21	-2715.60	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
22	-2716.41	.0	.00
		1.9	-368.54
		3.8	719.00
23	-2715.60	.0	.00
		1.9	-368.54
		3.8	27.98
24	-2716.41	.0	.00
		1.9	-368.54
		3.8	-663.04
25	-2715.60	.0	.00
		1.9	368.54
		3.8	-719.00
26	-2716.41	.0	.00
		1.9	368.54
		3.8	-27.98
27	-2715.60	.0	.00
		1.9	-315.89
		3.8	616.28
28	-2716.41	.0	.00
		1.9	-315.89
		3.8	23.98
29	-2715.60	.0	.00
		1.9	-315.89
		3.8	-568.32
30	-2716.41	.0	.00
		1.9	315.89
		3.8	-616.28
31	-2715.60	.0	.00
		1.9	315.89
		3.8	-23.98
32	-2716.41	.0	.00
		1.9	315.89
		3.8	568.32

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COME FORCE ENDR SHEAR MOMENT

15			
ID	COME	FORCE ENDR	MOMENT
1	-2709.46	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-408.37	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	-.36	.0	.00
		1.9	337.44
		3.8	337.44
4	-3904.74	.0	-637.29
		1.9	-4.58
		3.8	628.13
5	-3101.83	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
6	-3102.58	.0	.00
		1.9	-354.32
		3.8	-354.32
7	-2438.19	.0	669.15
		1.9	4.81
		3.8	-659.53
8	-2438.83	.0	-669.15
		1.9	-4.81
		3.8	659.53
9	-2438.83	.0	573.56
		1.9	4.12
		3.8	-565.31
10	-2438.83	.0	-573.56
		1.9	-4.12
		3.8	565.31
16			
1	-2408.79	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-364.22	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	-.26	.0	.00
		1.9	318.14
		3.8	318.14
4	-3473.30	.0	-624.74
		1.9	-28.22
		3.8	568.30
5	-2758.42	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
6	-2758.96	.0	.00
		1.9	-334.05
		3.8	-334.05
7	-2167.68	.0	655.97
		1.9	29.63
		3.8	-596.71
8	-2168.14	.0	-655.97
		1.9	-29.63
		3.8	596.71
9	-2168.14	.0	562.26
		1.9	25.40
		3.8	-511.47
10	-2168.14	.0	-562.26
		1.9	-25.40
		3.8	511.47

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG B-B (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMP FORCE ENDI SHEAR MOMENT

17 -----			
ID	COMP	FORCE ENDI	MOMENT
1	-2115.52	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-320.52	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	-.17	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
4	-3051.45	.0	306.23
		1.9	306.23
		3.8	306.23
		.0	-572.48
		1.9	1.71
		3.8	575.89
5	-2423.04	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
		.0	-321.54
		1.9	-321.54
		3.8	-321.54
6	-2423.40	.0	601.11
		1.9	-1.79
		3.8	-604.69
		.0	321.54
		1.9	321.54
		3.8	321.54
7	-1903.82	.0	-601.11
		1.9	1.79
		3.8	604.69
		.0	-275.61
		1.9	-275.61
		3.8	-275.61
8	-1904.12	.0	515.23
		1.9	-1.53
		3.8	-518.30
		.0	275.61
		1.9	275.61
		3.8	275.61
18 -----			
1	-1825.50	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-277.48	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	-.11	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
		.0	279.86
		1.9	279.86
		3.8	279.86
4	-2634.56	.0	-517.92
		1.9	6.81
		3.8	531.54
		.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
5	-2091.47	.0	.00
		1.9	-293.85
		3.8	-293.85
		.0	543.81
		1.9	-7.15
		3.8	-558.12
6	-2091.70	.0	293.85
		1.9	293.85
		3.8	293.85
		.0	-543.81
		1.9	7.15
		3.8	558.12
7	-1642.85	.0	.00
		1.9	-251.87
		3.8	-251.87
		.0	466.13
		1.9	-6.13
		3.8	-478.39
8	-1643.05	.0	251.87
		1.9	251.87
		3.8	251.87
		.0	-466.13
		1.9	6.13
		3.8	478.39

PROGRAM:SAP90/FILE:12-8.F3P
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 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
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

19			
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	-1539.03	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-235.15	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	.10	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
4	-2223.08	.0	244.69
		1.9	244.69
		3.8	244.69
5	-1764.23	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
6	-1764.03	.0	-256.93
		1.9	-256.93
		3.8	-256.93
7	-1385.21	.0	256.93
		1.9	256.93
		3.8	256.93
8	-1385.04	.0	-220.22
		1.9	-220.22
		3.8	-220.22
20			
1	-1261.23	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-191.25	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	.27	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
4	-1819.47	.0	216.64
		1.9	216.64
		3.8	216.64
5	-1445.05	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
6	-1444.49	.0	-227.47
		1.9	-227.47
		3.8	-227.47
7	-1135.34	.0	227.47
		1.9	227.47
		3.8	227.47
8	-1134.87	.0	-194.97
		1.9	-194.97
		3.8	-194.97

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG B-B (12 TINGKAT)
 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
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

21 -----			
ID	COMB	FORCE ENDI	MOMENT
1	-983.64	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-147.42	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	.33	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
4	-1416.24	.0	174.89
		1.9	174.89
		3.8	174.89
		.0	-283.20
		1.9	44.72
		3.8	372.64
5	-1126.04	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
		.0	-183.64
		1.9	-183.64
		3.8	-183.64
6	-1125.35	.0	183.64
		1.9	183.64
		3.8	183.64
		.0	-297.36
		1.9	46.95
		3.8	391.27
7	-885.57	.0	-157.40
		1.9	-157.40
		3.8	-157.40
		.0	254.88
		1.9	-40.25
		3.8	-335.38
8	-884.98	.0	157.40
		1.9	157.40
		3.8	157.40
		.0	-254.88
		1.9	40.25
		3.8	335.38
22 -----			
1	-707.06	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-103.82	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	.42	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
		.0	130.35
		1.9	130.35
		3.8	130.35
		.0	-204.09
		1.9	40.31
		3.8	284.72
4	-1014.58	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
5	-808.26	.0	-136.86
		1.9	-136.86
		3.8	-136.86
		.0	214.29
		1.9	-42.33
		3.8	-298.95
6	-807.38	.0	136.86
		1.9	136.86
		3.8	136.86
		.0	-214.29
		1.9	42.33
		3.8	298.95
7	-636.73	.0	-117.31
		1.9	-117.31
		3.8	-117.31
		.0	183.68
		1.9	-36.28
		3.8	-256.24
8	-635.98	.0	117.31
		1.9	117.31
		3.8	117.31
		.0	-183.68
		1.9	36.28
		3.8	256.24

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMP FORCE ENVI SHEAR MOMENT

23 -----			
ID	COMP	FORCE ENVI	MOMENT
1	-443.05	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-59.68	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	.54	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
4	-627.14	.0	81.69
		1.9	81.69
		3.8	81.69
		.0	-91.29
		1.9	61.89
		3.8	215.07
5	-503.36	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
		.0	-85.78
		1.9	-85.78
		3.8	-85.78
6	-502.23	.0	95.85
		1.9	-64.98
		3.8	-225.82
		.0	85.78
		1.9	85.78
		3.8	85.78
7	-399.23	.0	-95.85
		1.9	64.98
		3.8	225.82
		.0	-73.52
		1.9	-73.52
		3.8	-73.52
8	-398.26	.0	82.16
		1.9	-55.70
		3.8	-193.56
		.0	73.52
		1.9	73.52
		3.8	73.52
24 -----			
1	-179.67	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
2	-15.53	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
3	.37	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
		.0	31.32
		1.9	31.32
		3.8	31.32
4	-240.45	.0	-9.87
		1.9	48.85
		3.8	107.57
		.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
5	-198.83	.0	.00
		1.9	.00
		3.8	.00
		.0	-32.88
		1.9	-32.88
		3.8	-32.88
6	-198.05	.0	10.36
		1.9	-51.29
		3.8	-112.95
		.0	32.88
		1.9	32.88
		3.8	32.88
7	-162.04	.0	-10.36
		1.9	51.29
		3.8	112.95
		.0	-28.19
		1.9	-28.19
		3.8	-28.19
8	-161.37	.0	8.88
		1.9	-43.97
		3.8	-96.81
		.0	28.19
		1.9	28.19
		3.8	28.19

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-B.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
25 -----			
1	-2213.79		
	.0	18.48	-27.46
	2.3	16.48	14.12
	4.5	18.48	55.70
2	-296.37		
	.0	3.08	-4.57
	2.3	3.08	2.35
	4.5	3.08	9.27
3	-1251.89		
	.0	212.89	-668.77
	2.3	212.89	-189.77
	4.5	212.89	289.23
4	-3130.75		
	.0	27.10	-40.27
	2.3	27.10	20.70
	4.5	27.10	81.67
5	-1196.71		
	.0	-202.19	670.50
	2.3	-202.19	215.57
	4.5	-202.19	-239.37
6	-3825.68		
	.0	244.88	-733.93
	2.3	244.88	-182.96
	4.5	244.88	368.02
7	-865.71		
	.0	-174.97	577.18
	2.3	-174.97	183.50
	4.5	-174.97	-210.18
8	-3119.11		
	.0	208.23	-626.61
	2.3	208.23	-158.09
	4.5	208.23	310.44
26 -----			
1	-2019.11		
	.0	43.06	-82.44
	1.9	43.06	-1.71
	3.8	43.06	79.02
2	-272.22		
	.0	7.22	-13.79
	1.9	7.22	-2.24
	3.8	7.22	13.30
3	-1096.03		
	.0	184.69	-360.00
	1.9	184.69	-13.72
	3.8	184.69	332.57
4	-2858.48		
	.0	63.22	-120.98
	1.9	63.22	-2.43
	3.8	63.22	116.11
5	-1140.73		
	.0	-144.16	282.76
	1.9	-144.16	12.46
	3.8	-144.16	-257.84
6	-3442.39		
	.0	243.68	-473.24
	1.9	243.68	-16.35
	3.8	243.68	440.55
7	-830.77		
	.0	-127.47	249.81
	1.9	-127.47	10.81
	3.8	-127.47	-228.19
8	-2803.62		
	.0	204.97	-398.19
	1.9	204.97	-13.88
	3.8	204.97	370.43

PROGRAM:SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 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
 ID COMB FORCE ENVI SHEAR MOMENT

27 -----			
ID	COMB	FORCE ENVI	MOMENT
1	-1621.75	.0	45.11
		1.9	45.11
		3.8	45.11
2	-247.02	.0	7.66
		1.9	7.66
		3.8	7.66
3	-932.23	.0	180.04
		1.9	180.04
		3.8	180.04
4	-2581.33	.0	66.39
		1.9	66.39
		3.8	66.39
5	-1089.62	.0	-136.84
		1.9	-136.84
		3.8	-136.84
6	-3047.30	.0	241.24
		1.9	241.24
		3.8	241.24
7	-800.57	.0	-121.43
		1.9	-121.43
		3.8	-121.43
8	-2478.58	.0	202.64
		1.9	202.64
		3.8	202.64
28 -----			
1	-1620.56	.0	49.05
		1.9	49.05
		3.8	49.05
2	-221.09	.0	8.41
		1.9	8.41
		3.8	8.41
3	-770.13	.0	173.05
		1.9	173.05
		3.8	173.05
4	-2298.42	.0	72.32
		1.9	72.32
		3.8	72.32
5	-1032.25	.0	-124.90
		1.9	-124.90
		3.8	-124.90
6	-2649.51	.0	238.50
		1.9	238.50
		3.8	238.50
7	-765.39	.0	-111.60
		1.9	-111.60
		3.8	-111.60
8	-2151.62	.0	199.88
		1.9	199.88
		3.8	199.88

PROGRAM: SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

ID	COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
29				
1	-1422.34	.0	47.39	-86.73
		1.9	47.39	2.13
		3.8	47.39	91.00
2	-194.94	.0	8.20	-14.99
		1.9	8.20	.39
		3.8	8.20	15.76
3	-624.00	.0	157.55	-288.70
		1.9	157.55	6.71
		3.8	157.55	302.12
4	-2018.71	.0	69.99	-128.06
		1.9	69.99	3.18
		3.8	69.99	134.41
5	-961.07	.0	-110.50	202.63
		1.9	-110.50	-4.56
		3.8	-110.50	-211.75
6	-2271.47	.0	220.36	-403.64
		1.9	220.36	9.53
		3.8	220.36	422.70
7	-718.51	.0	-99.14	181.77
		1.9	-99.14	-4.12
		3.8	-99.14	-190.01
8	-1841.70	.0	184.45	-337.89
		1.9	184.45	7.96
		3.8	184.45	353.80
30				
1	-1223.39	.0	51.03	-94.70
		1.9	51.03	.98
		3.8	51.03	96.66
2	-168.46	.0	8.86	-16.45
		1.9	8.86	.17
		3.8	8.86	16.79
3	-484.51	.0	144.29	-266.98
		1.9	144.29	3.57
		3.8	144.29	274.12
4	-1737.61	.0	75.41	-139.96
		1.9	75.41	1.44
		3.8	75.41	142.85
5	-881.96	.0	-92.34	170.53
		1.9	-92.34	-2.61
		3.8	-92.34	-175.76
6	-1899.42	.0	210.67	-390.12
		1.9	210.67	4.88
		3.8	210.67	399.89
7	-665.00	.0	-83.94	155.05
		1.9	-83.94	-2.33
		3.8	-83.94	-159.71
8	-1537.11	.0	175.79	-325.51
		1.9	175.79	4.09
		3.8	175.79	333.70

PROGRAM:SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

ID	COMB	AXIAL DIST	1-2 PLANE	SHEAR	MOMENT
31 -----					
1	-1022.66	.0	50.25	-95.60	
		1.9	50.25	-1.37	
		3.8	50.25	92.85	
2	-141.62	.0	8.86	-16.76	
		1.9	8.86	-.13	
		3.8	8.86	16.49	
3	-351.07	.0	129.61	-271.43	
		1.9	129.61	-28.42	
		3.8	129.61	214.60	
4	-1453.79	.0	74.49	-141.52	
		1.9	74.49	-1.86	
		3.8	74.49	137.80	
5	-794.40	.0	-77.74	174.07	
		1.9	-77.74	28.31	
		3.8	-77.74	-117.45	
6	-1531.64	.0	194.44	-395.94	
		1.9	194.44	-31.36	
		3.8	194.44	333.21	
7	-604.44	.0	-71.42	158.25	
		1.9	-71.42	24.34	
		3.8	-71.42	-109.58	
8	-1236.36	.0	161.88	-330.33	
		1.9	161.88	-26.81	
		3.8	161.88	276.71	
32 -----					
1	-837.63	.0	44.70	-81.66	
		1.9	44.70	2.16	
		3.8	44.70	85.97	
2	-115.58	.0	7.99	-14.61	
		1.9	7.99	.38	
		3.8	7.99	15.37	
3	-251.52	.0	108.76	-187.63	
		1.9	108.76	16.29	
		3.8	108.76	220.22	
4	-1190.08	.0	66.43	-121.37	
		1.9	66.43	3.19	
		3.8	66.43	127.75	
5	-688.23	.0	-62.23	102.07	
		1.9	-62.23	-14.61	
		3.8	-62.23	-131.29	
6	-1216.41	.0	166.17	-291.96	
		1.9	166.17	19.61	
		3.8	166.17	331.18	
7	-527.50	.0	-57.66	95.38	
		1.9	-57.66	-12.72	
		3.8	-57.66	-120.83	
8	-980.23	.0	138.11	-242.36	
		1.9	138.11	16.60	
		3.8	138.11	275.57	

PROGRAM: SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
33 -----			
1	-653.38		
	.0	47.13	-88.05
	1.9	47.13	.33
	3.8	47.13	88.70
2	-89.49		
	.0	8.42	-15.74
	1.9	8.42	.04
	3.8	8.42	15.82
3	-161.95		
	.0	89.19	-140.59
	1.9	89.19	26.64
	3.8	89.19	193.87
4	-927.24		
	.0	70.02	-130.84
	1.9	70.02	.45
	3.8	70.02	131.75
5	-572.38		
	.0	-38.86	45.25
	1.9	-38.86	-27.61
	3.8	-38.86	-100.46
6	-912.48		
	.0	148.44	-249.99
	1.9	148.44	28.34
	3.8	148.44	306.66
7	-442.29		
	.0	-37.85	47.28
	1.9	-37.85	-23.68
	3.8	-37.85	-94.65
8	-733.80		
	.0	122.69	-205.77
	1.9	122.69	24.27
	3.8	122.69	254.31
34 -----			
1	-468.63		
	.0	45.66	-87.20
	1.9	45.66	-1.58
	3.8	45.66	84.04
2	-63.29		
	.0	8.29	-15.72
	1.9	8.29	-.16
	3.8	8.29	15.39
3	-89.33		
	.0	66.19	-98.83
	1.9	66.19	25.27
	3.8	66.19	149.37
4	-663.62		
	.0	68.07	-129.78
	1.9	68.07	-2.16
	3.8	68.07	125.47
5	-438.14		
	.0	-16.32	2.32
	1.9	-16.32	-28.29
	3.8	-16.32	-58.90
6	-625.74		
	.0	122.67	-205.23
	1.9	122.67	24.77
	3.8	122.67	254.77
7	-341.37		
	.0	-18.47	10.47
	1.9	-18.47	-24.16
	3.8	-18.47	-58.79
8	-502.17		
	.0	100.66	-167.43
	1.9	100.66	21.32
	3.8	100.66	210.06

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDT SHEAR MOMENT

35			
ID	COMB	FORCE ENDT	MOMENT
1	-295.12	.0	43.88
		1.9	43.88
		3.8	43.88
2	-37.36	.0	8.27
		1.9	8.27
		3.8	8.27
3	-42.08	.0	41.55
		1.9	41.55
		3.8	41.55
4	-413.92	.0	65.89
		1.9	65.89
		3.8	65.89
5	-289.22	.0	7.66
		1.9	7.66
		3.8	7.66
6	-377.60	.0	94.92
		1.9	94.92
		3.8	94.92
7	-227.73	.0	2.10
		1.9	2.10
		3.8	2.10
8	-303.48	.0	76.89
		1.9	76.89
		3.8	76.89
36			
1	-121.29	.0	51.60
		1.9	51.60
		3.8	51.60
2	-11.43	.0	8.21
		1.9	8.21
		3.8	8.21
3	-13.74	.0	14.58
		1.9	14.58
		3.8	14.58
4	-163.84	.0	75.05
		1.9	75.05
		3.8	75.05
5	-120.13	.0	44.05
		1.9	44.05
		3.8	44.05
6	-148.98	.0	74.66
		1.9	74.66
		3.8	74.66
7	-96.79	.0	33.32
		1.9	33.32
		3.8	33.32
8	-121.52	.0	59.56
		1.9	59.56
		3.8	59.56

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)

FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMS FORCE ENDI SHEAR MOMENT

37 -----				
ID	COMS	AXIAL	DIST	1-2 PLANE
		FORCE	ENDI	SHEAR MOMENT
1	24.58	.0	110.62	-138.14
		4.0	.02	83.16
		8.0	-110.58	-137.94
2	4.15	.0	18.16	-23.06
		4.0	.16	13.57
		8.0	-17.84	-21.81
3	15.97	.0	-155.98	649.89
		4.0	-155.98	25.96
		8.0	-155.98	-597.98
4	36.13	.0	161.80	-202.65
		4.0	.28	121.50
		8.0	-161.24	-200.42
5	11.65	.0	291.38	-841.95
		4.0	163.91	68.61
		8.0	36.44	469.30
6	45.18	.0	-36.19	522.82
		4.0	-163.66	123.12
		8.0	-291.13	-786.46
7	7.75	.0	239.95	-709.22
		4.0	140.41	51.49
		8.0	40.67	414.03
8	36.49	.0	-40.82	460.58
		4.0	-140.36	98.21
		8.0	-239.90	-662.33
38 -----				
1	2.06	.0	116.36	-162.01
		4.0	5.76	82.21
		8.0	-104.84	-115.96
2	.44	.0	19.20	-27.38
		4.0	1.20	13.43
		8.0	-16.80	-17.75
3	-18.20	.0	-163.89	676.63
		4.0	-163.89	21.07
		8.0	-163.89	-634.49
4	3.17	.0	170.35	-238.22
		4.0	8.83	120.15
		8.0	-152.69	-167.56
5	21.54	.0	306.36	-897.82
		4.0	178.89	72.66
		8.0	51.42	533.26
6	-16.67	.0	-37.81	523.10
		4.0	-165.28	116.91
		8.0	-292.75	-799.16
7	18.23	.0	252.22	-754.78
		4.0	152.68	55.03
		8.0	53.14	466.67
8	-14.52	.0	-42.78	463.15
		4.0	-142.32	92.95
		8.0	-241.86	-675.40

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES

ELT	LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
ID	COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
39 -----				
1	3.93	.0	120.19	-176.45
		4.0	9.59	83.10
		8.0	-101.01	-99.75
2	.75	.0	19.93	-30.11
		4.0	1.93	13.60
		8.0	-16.07	-14.70
3	-26.29	.0	-162.20	671.07
		4.0	-162.20	22.26
		8.0	-162.20	-626.55
4	5.93	.0	176.11	-259.91
		4.0	14.59	121.48
		8.0	-146.93	-143.22
5	32.21	.0	309.06	-908.86
		4.0	181.59	72.45
		8.0	54.12	543.87
6	-23.00	.0	-31.56	500.38
		4.0	-159.03	119.20
		8.0	-286.50	-771.87
7	27.21	.0	254.15	-762.76
		4.0	154.61	54.76
		8.0	55.07	474.11
8	-20.12	.0	-37.81	445.16
		4.0	-137.35	94.83
		8.0	-236.89	-653.67
40 -----				
1	-1.65	.0	120.04	-180.39
		4.0	10.88	81.46
		8.0	-98.28	-93.32
2	-.22	.0	20.15	-31.09
		4.0	2.15	13.50
		8.0	-15.85	-13.91
3	-27.40	.0	-146.22	599.25
		4.0	-146.22	14.38
		8.0	-146.22	-570.49
4	-2.33	.0	176.29	-266.22
		4.0	16.50	119.35
		8.0	-143.29	-134.24
5	26.90	.0	292.27	-838.21
		4.0	166.31	78.94
		8.0	40.35	492.26
6	-30.65	.0	-14.79	420.20
		4.0	-140.75	109.14
		8.0	-266.70	-705.76
7	23.17	.0	239.63	-701.68
		4.0	141.39	60.37
		8.0	43.15	429.45
8	-26.15	.0	-23.56	376.97
		4.0	-121.80	86.26
		8.0	-220.04	-597.43

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMP FORCE ENDI SHEAR MOMENT

41 -----				
ID	COMP	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	3.64	.0	121.67	-185.70
		4.0	12.51	82.66
		8.0	-96.65	-85.62
2	.66	.0	20.48	-32.21
		4.0	2.48	13.72
		8.0	-15.52	-12.36
3	-39.64	.0	-139.55	569.44
		4.0	-139.55	11.24
		8.0	-139.55	-546.96
4	5.42	.0	178.77	-274.37
		4.0	18.98	121.14
		8.0	-140.81	-122.52
5	45.86	.0	287.18	-813.18
		4.0	161.23	83.63
		8.0	35.27	476.62
6	-37.38	.0	-5.87	382.64
		4.0	-131.83	107.24
		8.0	-257.79	-672.00
7	38.95	.0	235.10	-679.62
		4.0	136.85	64.28
		8.0	38.61	415.20
8	-32.40	.0	-16.09	345.37
		4.0	-114.34	84.51
		8.0	-212.58	-569.32
42 -----				
1	-.78	.0	123.45	-192.25
		4.0	14.29	83.21
		8.0	-94.87	-77.96
2	.00	.0	20.84	-33.54
		4.0	2.84	13.81
		8.0	-15.16	-10.84
3	-49.84	.0	-133.64	546.71
		4.0	-133.64	12.13
		8.0	-133.64	-522.44
4	-.93	.0	181.48	-284.37
		4.0	21.68	121.95
		8.0	-138.11	-110.90
5	51.52	.0	283.07	-797.04
		4.0	157.11	83.33
		8.0	31.16	459.88
6	-53.15	.0	2.42	351.05
		4.0	-123.54	108.81
		8.0	-249.50	-637.25
7	44.16	.0	231.38	-665.07
		4.0	133.14	63.97
		8.0	34.89	400.03
8	-45.56	.0	-9.18	319.01
		4.0	-107.42	85.81
		8.0	-205.67	-540.36

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

43				
ID	COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	-5.55	.0	114.42	-174.51
		4.0	10.50	75.32
		8.0	-93.42	-90.52
2	-.87	.0	20.05	-31.10
		4.0	2.05	13.08
		8.0	-15.95	-14.73
3	-48.91	.0	-99.72	403.17
		4.0	-99.72	4.29
		8.0	-99.72	-394.60
4	-8.06	.0	169.37	-259.16
		4.0	15.87	111.33
		8.0	-137.63	-132.20
5	44.97	.0	237.48	-626.15
		4.0	117.02	82.83
		8.0	-3.44	310.00
6	-57.73	.0	28.06	220.51
		4.0	-92.40	91.83
		8.0	-212.85	-518.66
7	39.02	.0	192.73	-519.91
		4.0	99.20	63.94
		8.0	5.67	273.67
8	-49.01	.0	13.23	205.80
		4.0	-80.30	71.65
		8.0	-173.83	-436.61
44				
1	2.43	.0	114.53	-174.02
		4.0	10.61	76.24
		8.0	-93.31	-89.18
2	.42	.0	20.09	-31.11
		4.0	2.09	13.25
		8.0	-15.91	-14.40
3	-61.32	.0	-89.63	361.16
		4.0	-89.63	2.65
		8.0	-89.63	-355.85
4	3.59	.0	169.57	-258.59
		4.0	16.07	112.69
		8.0	-137.44	-130.05
5	67.20	.0	227.01	-581.53
		4.0	106.56	85.62
		8.0	-13.90	270.93
6	-61.56	.0	38.80	176.90
		4.0	-81.66	91.19
		8.0	-202.11	-476.35
7	57.38	.0	183.74	-481.65
		4.0	90.21	66.23
		8.0	-3.32	240.01
8	-52.99	.0	22.41	168.43
		4.0	-71.12	71.01
		8.0	-164.65	-400.52

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
		FORCE ENDT	MOMENT
45 -----			
1	-1.47		
	.0	115.03	-175.90
	4.0	11.11	76.38
	8.0	-92.81	-87.02
2	-.12		
	.0	20.20	-31.53
	4.0	2.20	13.26
	8.0	-15.80	-13.94
3	-67.55		
	.0	-72.71	293.21
	4.0	-72.71	2.37
	8.0	-72.71	-288.48
4	-1.96		
	.0	170.35	-261.53
	4.0	16.85	112.88
	8.0	-136.65	-126.73
5	69.30		
	.0	209.85	-512.43
	4.0	89.40	86.07
	8.0	-31.06	202.75
6	-72.54		
	.0	57.16	103.31
	4.0	-63.30	91.04
	8.0	-183.75	-403.05
7	59.47		
	.0	168.97	-422.20
	4.0	75.44	66.61
	8.0	-18.09	181.32
8	-62.12		
	.0	38.09	105.58
	4.0	-55.44	70.88
	8.0	-148.97	-337.94
46 -----			
1	-1.78		
	.0	109.07	-166.68
	4.0	9.95	71.38
	8.0	-89.17	-87.04
2	-.03		
	.0	19.93	-30.74
	4.0	1.93	12.98
	8.0	-16.07	-15.30
3	-73.29		
	.0	-47.37	190.80
	4.0	-47.37	1.32
	8.0	-47.37	-188.15
4	-2.17		
	.0	162.78	-249.20
	4.0	15.03	106.42
	8.0	-132.71	-128.93
5	75.07		
	.0	176.82	-394.72
	4.0	61.41	81.74
	8.0	-54.01	96.53
6	-78.83		
	.0	77.35	5.96
	4.0	-38.07	84.51
	8.0	-153.48	-298.59
7	64.36		
	.0	140.80	-321.73
	4.0	51.59	63.05
	8.0	-37.62	91.00
8	-67.56		
	.0	55.54	21.70
	4.0	-33.67	65.43
	8.0	-122.88	-247.68

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)

ELEMENT	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
		SHEAR	MOMENT
47 -----			
1	7.72		
	.0	109.39	-168.07
	4.0	10.27	71.25
	8.0	-88.85	-85.91
2	-0.06		
	.0	19.93	-30.67
	4.0	1.93	13.04
	8.0	-16.07	-15.26
3	-77.35		
	.0	-28.18	113.19
	4.0	-28.18	.47
	8.0	-28.18	-112.25
4	9.16		
	.0	163.15	-250.76
	4.0	15.41	106.36
	8.0	-132.34	-127.50
5	89.29		
	.0	157.00	-314.64
	4.0	41.59	82.54
	8.0	-73.83	18.05
6	-73.16		
	.0	97.83	-76.95
	4.0	-17.59	83.52
	8.0	-133.01	-217.67
7	76.56		
	.0	123.81	-253.13
	4.0	34.60	63.71
	8.0	-54.60	23.71
8	-62.67		
	.0	73.09	-49.40
	4.0	-16.12	64.55
	8.0	-105.33	-178.34
48 -----			
1	-51.60		
	.0	71.95	-107.36
	4.0	7.63	51.78
	8.0	-56.69	-46.36
2	-8.21		
	.0	9.03	-15.77
	4.0	1.83	5.97
	8.0	-5.37	-1.09
3	-45.89		
	.0	-13.37	53.64
	4.0	-13.37	.17
	8.0	-13.37	-53.30
4	-75.05		
	.0	100.79	-154.06
	4.0	12.09	71.69
	8.0	-76.62	-57.38
5	-11.16		
	.0	95.27	-178.98
	4.0	23.20	57.95
	8.0	-48.87	6.60
6	-107.54		
	.0	67.20	-66.34
	4.0	-4.87	58.31
	8.0	-76.94	-105.32
7	-5.14		
	.0	76.78	-144.90
	4.0	18.89	46.45
	8.0	-38.99	6.25
8	-87.75		
	.0	52.72	-48.35
	4.0	-5.17	46.76
	8.0	-63.05	-89.69

PROGRAM: SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

49 -----				
ID	COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	24.58	.0	110.58	-137.94
		4.0	-.02	83.16
		8.0	-110.62	-138.14
2	4.15	.0	17.84	-21.81
		4.0	-.16	13.57
		8.0	-18.16	-23.06
3	-28.20	.0	-155.86	597.68
		4.0	-155.86	-25.77
		8.0	-155.86	-649.23
4	36.13	.0	161.24	-200.42
		4.0	-.28	121.50
		8.0	-161.80	-202.65
5	58.03	.0	291.00	-786.14
		4.0	163.53	122.93
		8.0	36.06	522.13
6	-1.20	.0	-36.31	468.99
		4.0	-163.78	68.80
		8.0	-291.25	-841.26
7	47.50	.0	239.80	-662.06
		4.0	140.26	98.04
		8.0	40.72	459.99
8	-3.27	.0	-40.76	413.77
		4.0	-140.30	51.65
		8.0	-239.84	-708.63
50 -----				
1	2.06	.0	104.84	-115.96
		4.0	-5.76	82.21
		8.0	-116.36	-162.01
2	.44	.0	16.80	-17.75
		4.0	-1.20	13.43
		8.0	-19.20	-27.38
3	-4.65	.0	-163.80	634.27
		4.0	-163.80	-20.92
		8.0	-163.80	-676.10
4	3.17	.0	152.69	-167.56
		4.0	-8.83	120.15
		8.0	-170.35	-238.22
5	7.32	.0	292.65	-798.93
		4.0	165.18	116.75
		8.0	37.71	522.55
6	-2.44	.0	-51.32	533.04
		4.0	-178.79	72.82
		8.0	-306.26	-697.27
7	6.03	.0	241.78	-675.21
		4.0	142.24	92.62
		8.0	42.70	462.68
8	-2.33	.0	-53.06	466.48
		4.0	-152.60	55.17
		8.0	-252.14	-754.30

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 IN COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

51				
1	3.93			
		.0	101.01	-99.75
		4.0	-9.59	83.10
		8.0	-120.19	-176.45
2	.75			
		.0	16.07	-14.70
		4.0	-1.93	13.60
		8.0	-19.93	-30.11
3	-6.99			
		.0	-162.10	626.32
		4.0	-162.10	-22.09
		8.0	-162.10	-670.49
4	5.93			
		.0	146.93	-143.22
		4.0	-14.59	121.48
		8.0	-176.11	-259.91
5	11.95			
		.0	286.40	-771.63
		4.0	158.93	119.01
		8.0	31.46	499.78
6	-2.74			
		.0	-54.02	543.64
		4.0	-181.49	72.63
		8.0	-308.96	-908.25
7	9.83			
		.0	236.80	-653.46
		4.0	137.26	94.67
		8.0	37.72	444.64
8	-2.75			
		.0	-54.98	473.91
		4.0	-154.52	54.91
		8.0	-254.06	-762.25
52				
1	-1.65			
		.0	98.28	-93.32
		4.0	-10.88	81.46
		8.0	-120.04	-180.39
2	-.22			
		.0	15.85	-13.91
		4.0	-2.15	13.50
		8.0	-20.15	-31.09
3	-15.49			
		.0	-146.13	570.29
		4.0	-146.13	-14.22
		8.0	-146.13	-598.74
4	-2.33			
		.0	143.29	-134.24
		4.0	-16.50	119.35
		8.0	-176.29	-266.22
5	14.40			
		.0	266.61	-705.56
		4.0	140.65	108.97
		8.0	14.70	419.67
6	-18.14			
		.0	-40.26	492.06
		4.0	-166.22	79.10
		8.0	-292.17	-837.68
7	12.46			
		.0	219.96	-597.25
		4.0	121.72	86.12
		8.0	23.48	376.51
8	-15.43			
		.0	-43.07	429.27
		4.0	-141.31	60.51
		8.0	-239.56	-701.22

PROGRAM: SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG B-B (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

53 -----				
1	3.64			
		.0	96.65	-85.62
		4.0	-12.51	82.66
		8.0	-121.67	-185.70
2	.66			
		.0	15.52	-12.36
		4.0	-2.48	13.72
		8.0	-20.48	-32.21
3	-13.26			
		.0	-139.49	546.85
		4.0	-139.49	-11.12
		8.0	-139.49	-569.10
4	5.42			
		.0	140.81	-122.52
		4.0	-18.98	121.14
		8.0	-178.77	-274.37
5	18.16			
		.0	257.73	-671.88
		4.0	131.77	107.12
		8.0	5.81	382.28
6	-9.69			
		.0	-35.21	476.50
		4.0	-161.17	83.76
		8.0	-287.12	-812.82
7	15.21			
		.0	212.53	-569.22
		4.0	114.29	84.41
		8.0	16.04	345.06
8	-8.66			
		.0	-38.56	415.11
		4.0	-136.80	64.38
		8.0	-235.05	-679.32
54 -----				
1	-1.78			
		.0	94.87	-77.96
		4.0	-14.29	83.21
		8.0	-123.45	-192.25
2	.00			
		.0	15.16	-10.84
		4.0	-2.84	13.81
		8.0	-20.84	-33.54
3	-14.68			
		.0	-133.44	521.94
		4.0	-133.44	-11.81
		8.0	-133.44	-545.55
4	-1.93			
		.0	138.11	-110.90
		4.0	-21.68	121.95
		8.0	-161.48	-284.37
5	14.60			
		.0	249.28	-636.72
		4.0	123.32	108.47
		8.0	-2.64	349.83
6	-16.23			
		.0	-30.94	459.35
		4.0	-156.90	83.68
		8.0	-282.85	-795.83
7	12.51			
		.0	205.48	-539.91
		4.0	107.23	85.52
		8.0	8.99	317.97
8	-13.91			
		.0	-34.71	399.58
		4.0	-132.95	64.26
		8.0	-231.19	-664.02

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 ID COMP FORCE ENDI SHEAR MOMENT

55 -----				
ID	COMP	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	-5.55	.0	93.42	-90.52
		4.0	-10.50	75.32
		8.0	-114.42	-174.51
2	-.87	.0	15.95	-14.73
		4.0	-2.05	13.08
		8.0	-20.05	-31.10
3	-20.85	.0	-99.55	394.18
		4.0	-99.55	-4.03
		8.0	-99.55	-402.24
4	-8.06	.0	137.63	-132.20
		4.0	-15.87	111.33
		8.0	-169.37	-259.16
5	15.51	.0	212.67	-518.22
		4.0	92.22	91.56
		8.0	-28.24	219.53
6	-28.27	.0	3.61	309.56
		4.0	-116.84	83.10
		8.0	-237.30	-625.17
7	13.77	.0	173.68	-436.24
		4.0	80.15	71.42
		8.0	-13.38	204.96
8	-23.76	.0	-5.52	273.29
		4.0	-99.04	64.17
		8.0	-192.57	-519.07
56 -----				
1	2.43	.0	93.31	-89.18
		4.0	-10.61	76.24
		8.0	-114.53	-174.02
2	.42	.0	15.91	-14.40
		4.0	-2.09	13.25
		8.0	-20.09	-31.11
3	-19.57	.0	-89.57	355.71
		4.0	-89.57	-2.55
		8.0	-89.57	-360.81
4	3.59	.0	137.44	-130.05
		4.0	-16.07	112.69
		8.0	-169.57	-258.59
5	23.37	.0	202.05	-476.20
		4.0	81.59	91.08
		8.0	-38.86	176.54
6	-17.73	.0	13.96	270.79
		4.0	-106.49	85.72
		8.0	-226.95	-581.16
7	19.81	.0	164.59	-400.40
		4.0	71.06	70.91
		8.0	-22.46	168.11
8	-15.43	.0	3.37	239.88
		4.0	-90.15	66.33
		8.0	-183.68	-481.34

PROGRAM: SAP90/FILE:12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG B-B (12 TINGKAT)
 FRAME ELEMENT FORCES
 ELT LOAD AXIAL DIST 1-2 PLANE
 IP COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

57				
1	AXIAL DIST	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	-1.47	.0	92.81	-87.02
		4.0	-11.11	76.38
		8.0	-115.03	-175.90
2	-.12	.0	15.80	-13.94
		4.0	-2.20	13.26
		8.0	-20.20	-31.53
3	-23.00	.0	-72.62	288.25
		4.0	-72.62	-2.22
		8.0	-72.62	-292.70
4	-1.96	.0	136.65	-126.73
		4.0	-16.85	112.88
		8.0	-170.35	-261.53
5	22.53	.0	183.65	-402.81
		4.0	63.20	90.89
		8.0	-57.26	102.78
6	-25.77	.0	31.16	202.51
		4.0	-89.30	86.22
		8.0	-209.76	-511.89
7	19.38	.0	148.89	-337.74
		4.0	55.36	70.75
		8.0	-38.17	105.12
8	-22.03	.0	18.17	181.11
		4.0	-75.36	66.74
		8.0	-168.88	-421.74
58				
1	-1.78	.0	89.17	-87.04
		4.0	-9.95	71.38
		8.0	-109.07	-166.68
2	-.03	.0	16.07	-15.30
		4.0	-1.93	12.98
		8.0	-19.93	-30.74
3	-24.63	.0	-47.25	187.85
		4.0	-47.25	-1.15
		8.0	-47.25	-190.15
4	-2.17	.0	132.71	-128.93
		4.0	-15.03	106.42
		8.0	-162.78	-249.20
5	23.98	.0	153.36	-298.28
		4.0	37.94	84.33
		8.0	-77.47	5.28
6	-27.75	.0	54.14	96.21
		4.0	-61.28	81.92
		8.0	-176.70	-394.04
7	20.57	.0	122.77	-247.40
		4.0	33.57	65.28
		8.0	-55.64	21.12
8	-23.77	.0	37.72	90.73
		4.0	-51.48	63.20
		8.0	-140.69	-321.15

PROGRAM: SAP90/FILE: 12-8.F3F
 PERANCANGAN MODEL STRUKTUR TUGAS AKHIR BENTANG 8-8 (12 TINGKAT)
 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
 ID COMB FORCE ENDI SHEAR MOMENT

59 -----				
ID	COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1	7.72	.0	88.85	-85.91
		4.0	-10.27	71.25
		8.0	-109.39	-168.07
2	-.06	.0	16.07	-15.26
		4.0	-1.93	13.04
		8.0	-19.93	-30.67
3	-26.98	.0	-28.34	112.69
		4.0	-28.34	-.69
		8.0	-28.34	-114.07
4	9.16	.0	132.34	-127.50
		4.0	-15.41	106.36
		8.0	-163.15	-250.76
5	36.39	.0	133.18	-218.13
		4.0	17.76	83.75
		8.0	-97.65	-76.03
6	-20.26	.0	73.66	18.51
		4.0	-41.76	82.30
		8.0	-157.18	-315.57
7	31.23	.0	105.47	-178.73
		4.0	16.27	64.75
		8.0	-72.94	-48.60
8	-17.34	.0	54.45	24.10
		4.0	-34.75	63.51
		8.0	-123.96	-253.92
60 -----				
1	-51.60	.0	56.69	-46.36
		4.0	-7.63	51.78
		8.0	-71.95	-107.36
2	-8.21	.0	5.37	-1.09
		4.0	-1.83	5.97
		8.0	-9.03	-15.77
3	-14.58	.0	-13.74	54.28
		4.0	-13.74	-.68
		8.0	-13.74	-55.63
4	-75.05	.0	76.62	-57.38
		4.0	-12.09	71.69
		8.0	-100.79	-154.06
5	-44.05	.0	77.34	-106.35
		4.0	5.26	58.84
		8.0	-66.81	-64.25
6	-74.66	.0	48.48	7.63
		4.0	-23.59	57.42
		8.0	-95.66	-181.08
7	-33.32	.0	63.39	-90.57
		4.0	5.50	47.21
		8.0	-52.39	-46.56
8	-59.56	.0	38.66	7.13
		4.0	-19.23	45.99
		8.0	-77.12	-146.69