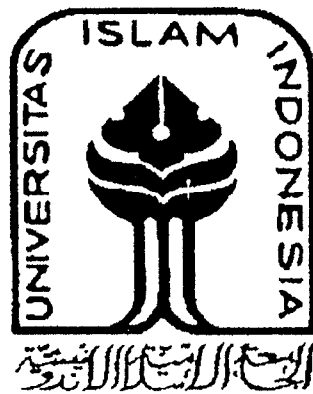


TUGAS AKHIR

ANALISIS DAN DESAIN BANGUNAN BERTINGKAT TAHAN GEMPA DENGAN VARIABEL TINGKAT DAKTILITAS



Oleh :

M Agus Subandi

No Mhs : 94310107 - Bidang Studi : Struktur

Taufan Hastanto

No Mhs : 94310281 - Bidang Studi : Struktur

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2000**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir

**ANALISIS DAN DESAIN BANGUNAN BERTINGKAT TAHAN GEMPA
DENGAN VARIABEL TINGKAT DAKTILITAS**

Diajukan oleh :

- 1. M. Agus Subandi**
- 2. Taufan Hastanto**

No Mhs : 94 310 107

No Mhs : 94 310 281

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Ir. H. Widodo, M.Sc, Phd

Dosen Pembimbing I



Tanggal :

Ir. H. Ilman Noor, M.Sc

Dosen Pembimbing II



Tanggal : 22/12 - 2020

motto

*Kemenangan hari ini bukanlah berarti kemenangan esok hari
Kegagalan hari ini bukanlah berarti kegagalan esok hari
Kebenaran bukanlah kenyataan
Hidup adalah perjuangan tanpa henti-henti*

DEWA

*Berani hidup tak takut mati
Takut mati jangan hidup
Takut hidup mati saja*

SOEKARNO

Just Do It

NIKE

*Hanya pada-Mu lah Ya Allah aku mengabdikan
Dan hanya pada-Mu lah Ya Allah aku mohon pertolongan*

AL-FATHIHAH AYAT 4

*Jadikanlah sabar dan shalat sebagai penolongmu.
Dan sesungguhnya yang demikian itu sungguh berat, kecuali bagi
orang-orang yang khusuk.*

AL-BAQOROH AYAT 45

persembahan

*K*udedikasikan tugas akhir ini untuk

Adia, istriku tersayang, ketabahanmu membuatku tetap berjalan.

*Abah dan Umi atas segala restu dan do'a yang meringankan
langkahku.*

*Kakakku Mba Ana dan Mas Agus yang selalu bertanya
"Kapan selesainya?"*

Adikku Misbahul Munir "Hey Bangun !"

Mitra sejatiku, Taufan. Perjuangan kita tidak sia-sia

Distruber, Agung, Jun, Ali, Wisnu, Ronan, Arif, Kus, Vivi, Sari, Riska.

persembahan

Kupersembahkan tugas akhir ini untuk :

Ayah dan ibunda tercinta atas doa dan sponsornya

Adinda Ika yang selalu mendukung dalam setiap saat dengan doa dan pengertiannya

Saudara-saudara kandungku atas dorongannya, sehingga dapat diraih gelar ST-ku

Than'k a lot for :

Sahabatku, Bandie dan Adia." Hey perjuangan kita berakhir jua"

Magelang Gank, Jun, Ali, Ronan, Pc atas hiburannya yang selalu ada-ada saja.

Teman- teman seperjuangan satu pembimbing.

KATA PENGANTAR

Assalamu 'alaikum Warahmatullah Wabarakatuh,

Alhamdulillahirobil 'alamin segala puji dan syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT, yang telah melimpahkan rahmat-Nya kepada kami sehingga akhirnya kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik dengan segala suka dan duka walaupun lebih lama daripada jadwal semula yang direncanakan, dikarenakan banyaknya literatur yang belum kami dapat dikurikulum kuliah, dan adanya beberapa masalah pribadi pada diri kami.

Tugas Akhir kami ini yang berjudul “ Analisis dan Desain Bangunan Bertingkat Tahan Gempa Dengan Variabel Tingkat Daktilitas “ merupakan studi literatur untuk mendapatkan desain struktur yang aman dan ekonomis ditinjau dari perencanaan prinsip tingkat daktilitasnya, dengan cara membandingkan hasil perhitungan ketiga desain prinsip tingkat daktilitas, yaitu prinsip Tingkat Daktilitas Penuh dengan $K = 1$, Tingkat Daktilitas Terbatas dengan $K = 2$ dan Tingkat Daktilitas Elastis dengan $K = 4$.

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh derajat sarjana Strata 1 pada jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Kemudian tidak lupa kami disini ingin mengungkapkan rasa terima kasih yang tulus atas segala bantuan, bimbingan dan pengarahan yang telah diberikan kepada kami, selama kami menyelesaikan Tugas Akhir ini kepada :

1. Bapak Ir. H. Widodo, M.Sc, Phd, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, sekaligus selaku Dosen Pembimbing I dan Dosen Penguji Tugas Akhir.
2. Bapak Ir. H. Tadjuddin BM Aris, M.Sc, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. H. Ilman Noor, M.Sc, selaku Dosen Pembimbing II dan Dosen Penguji Tugas Akhir.
4. Bapak Ir. Syamsudin, MT, selaku Dosen Tamu Penguji Tugas Akhir.
5. Semua pihak yang telah membantu dan memberikan semangat dalam penyusunan Tugas Akhir ini sampai selesai.

Kami menyadari Tugas Akhir kami ini masih jauh dari sempurna walaupun telah kami kerjakan dengan sungguh-sungguh semaksimal semampu kami. Kami mengharapkan agar rekan-rekan mahasiswa yang akan menulis Tugas Akhir nanti dapat menyempurnakannya.

Terakhir kami berharap semoga Tugas Akhir kami ini bisa memberi manfaat dan berkah khususnya bagi kami berdua dan bagi pembaca pada umumnya. Semoga Allah Subhanahu Wata'ala senantiasa melimpahkan rahmat-Nya untuk kita semua dan berkenan menerima amal baik yang kita lakukan. Amin.

Wassalamu 'alaikum Warahmatullah Wabarakatuh.

Yogyakarta, Desember 2000

M. Agus Subandi / Taufan Hastanto

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
HALAMAN MOTTO	iii
HALAMAN PERSEMBAHAN	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
DAFTAR NOTASI	xviii
ABSTRAKSI	xxi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Permasalahan	3
1.3. Tujuan	3
1.4. Manfaat	4
1.5. Batasan Masalah	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	5
2.2. Penelitian Terdahulu	6

BAB III LANDASAN TEORI

3.1. Variabel Tingkat Daktilitas	8
3.2. Konsep Desain Kapasitas	9
3.3. Program SAP90	10
3.4. Beban Lateral	11
3.5. Beban Gempa	11
3.6. Analisa Beban Statik Ekuivalen	12
3.6.1. Beban Geser Dasar Akibat Gempa	12
3.6.2. Waktu Getar Alami Struktur	13
3.6.3. Koefisien Gempa Dasar	13
3.6.4. Faktor Keutamaan Gedung	13
3.6.5. Faktor Jenis Struktur	14
3.6.6. Berat Total Bangunan	14
3.6.7. Waktu Getar Struktur	14
3.7. Perencanaan Struktur Dengan Variabel Tingkat Daktilitas	15
3.7.1. Struktur Rangka Dengan Tingkat Daktilitas Penuh	15
3.7.2. Struktur Rangka Dengan Tingkat Daktilitas Terbatas	31
3.7.3. Struktur Rangka Dengan Tingkat Daktilitas Elastis	32

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1. Data Daerah Gempa	34
4.2. Data Struktur	34
4.3. Variabel Penelitian	35
4.4. Tahapan Analisa	35

4.5. Gambar Model Struktur	36
----------------------------------	----

BAB V DESAIN STRUKTUR BETON DENGAN DAKTILITAS

PENUH

5.1. Umum	37
5.2. Peraturan yang Dipakai	37
5.3. Perhitungan Gaya-gaya yang Bekerja pada Struktur	38
5.3.1. Perhitungan Gaya Geser Dasar Horizontal Total Akibat Gempa Dan Distribusinya K sepanjang Tinggi Gedung	38
5.3.2. Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi	46
5.4. Desain Balok	49
5.4.1. Momen Rencana Balok	49
5.4.2. Penulangan Lentur Balok	49
5.4.3. Perhitungan Tulangan Geser Balok	53
5.5. Desain Kolom ..	57
5.5.1. Perhitungan Tulangan Kolom	57
5.5.2. Perhitungan Tulangan Geser Kolom	67
5.6. Pertemuan Balok Kolom	68
5.6.1. Perhitungan Gaya-gaya Dalam	68
5.6.2. Kontrol Tegangan Geser Horizontal Minimal	69
5.6.3. Penulangan Geser Horizontal	69
5.6.4. Penulangan Geser Vertikal	70
5.7. Perencanaan Pondasi	71

BAB VI DESAIN STRUKTUR BETON DENGAN TINGKAT

DAKTILITAS TERBATAS DAN DAKTILITAS ELASTIS

6.1. Umum	79
6.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar Horizontal Total Akibat Gempa Dan Distribusinya Kesenjang Tinggi Gedung	79
6.2.1. Gaya Horizontal Gedung dengan $K= 2$	79
6.2.2. Gaya Horizontal Gedung dengan $K= 4$	82
6.3. Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi	83
6.4. Desain Balok	83
6.4.1. Momen Rencana Balok	83
6.4.2. Penulangan Lentur Balok	84
6.4.3. Perhitungan Tulangan Geser Balok	84
6.5. Desain Kolom	86
6.5.1. Perhitungan Tulangan Kolom	86
6.5.2. Perhitungan Tulangan Geser Kolom	88

BAB VII HASIL PERHITUNGAN DAN PEMBAHASAN

7.1. Hasil Penelitian	90
7.1.1. Desain Balok Untuk $K=1, K= 2, K = 4$ Dengan Dimensi Sama	90
7.1.2. Desain Balok Untuk $K=1, K= 2, K = 4$ Dengan Rasio Tulangan Sama	91
7.1.3. Desain Kolom Tengah untuk $K=1, K= 2, K = 4$ Dengan Dimensi Sama	93

7.1.4. Desain Kolom Tepi untuk $K=1, K=2, K=4$ Dengan Dimensi Sama	94
7.1.5. Desain Kolom Tengah untuk $K=1, K=2, K=4$ Dengan Rasio Tulangan Sama	95
7.1.6. Desain Kolom Tepi untuk $K=1, K=2, K=4$ Dengan Rasio Tulangan Sama	96
7.2. Pembahasan	97
7.2.1. Perbandingan Desain Balok	97
7.2.2. Perbandingan Desain Kolom	99
BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN	
8.1. Kesimpulan	113
8.2. Saran	114
DAFTAR PUSTAKA	101
LAMPIRAN	102

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1. Diagram Gaya Dalam Balok	18
Gambar 3.2. Diagram Kolom	27
Gambar 3.3. Diagram Pertemuan Balok Kolom	29
Gambar 3.4. Detail Tulangan Sengkang Kolom	33
Gambar 4.1. Portal Melintang Struktur	36
Gambar 4.2. Denah Portal Yang Ditinjau	36
Gambar 5.1. Grafik Koefisien Gempa Dasar C	43
Gambar 5.2. Distribusi Gempa Arah X	44
Gambar 5.3. Distribusi Gempa Arah Y	44
Gambar 5.4. Pembagian Beban Merata Pada Portal AS-4	46
Gambar 5.5. Perhitungan Beban Merata Ekuivalen AS-4	46
Gambar 5.6. Beban Mati Ekuivalen Portal AS-4	49
Gambar 5.7. Beban Hidup Ekuivalen Portal AS-4	49
Gambar 5.8. Momen Tumpuan Balok	50
Gambar 5.9. Perencanaan Tulangan Geser Balok	54
Gambar 5.10. Analisa Sendi Plastis	56
Gambar 5.11. Detail Tulangan Sengkang	56
Gambar 5.12. Grafik Perbandingan Momen Kolom Tepi Balok	60
Gambar 5.13. Interaksi Kolom	65
Gambar 5.14. Pertemuan Balok-kolom	70
Gambar 5.15. Denah Pondasi	72

Gambar 5.16. Penulangan Pondasi	73
Gambar 5.17. Detail Tulangan Balok lantai 1-5	74
Gambar 5.18. Detail Tulangan Balok lantai 6 dan 10	75
Gambar 5.19. Detail Tulangan Kolom lantai 1-2	76
Gambar 5.20. Detail Tulangan Kolom lantai 3-6	77
Gambar 5.21. Detail Tulangan Kolom lantai 7-10.....	78
Gambar 6.1. Perencanaan Tulangan Geser Balok	84
Gambar 7.1. Portal As-4 Dengan Dimensi Sama	100
Gambar 7.2. Portal As-4 Dengan rasio Tulangan Sama.....	101

DAFTAR TABEL

Tabel 5.1. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah x dan y	44
Tabel 5.2. Deformasi lateral total akibat beban gempa portal as-4	45
Tabel 5.3. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa dengan C = 0,0612	45
Tabel 5.4. Deformasi lateral total akibat beban gempa portal as-4 dengan C = 0,0512	46
Tabel 5.5. Momen analisa struktur	50
Tabel 5.6. Jarak X untuk lantai lain	57
Tabel 5.7. Momen kolom tepi balok tiap lantai	60
Tabel 6.1. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke - sepanjang tinggi gedung dalam arah x dan y	80
Tabel 6.2. Deformasi lateral total akibat beban gempa portal as-4	81
Tabel 6.3. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa dengan C = 0,0512	81
Tabel 6.4. Deformasi lateral total akibat beban gempa portal as-4 dengan C = 0,0512	82
Tabel 6.5. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke - sepanjang tinggi gedung dengan C = 0,0512	83
Tabel 7.1. Tulangan balok 300 x 600, 300 x 700 dengan K = 1	90
Tabel 7.2. Momen balok 300 x 600, 300 x 700 dengan K = 1	90

Tabel 7.3. Tulangan balok 300 x 600, 300 x 700 dengan $K = 2$	90
Tabel 7.4. Momen balok 300 x 600, 300 x 700 dengan $K = 2$	91
Tabel 7.5. Tulangan balok 300 x 600, 300 x 700 dengan $K = 4$	91
Tabel 7.6. Momen balok 300 x 600, 300 x 700 dengan $K = 4$	91
Tabel 7.7. Tulangan balok 275 x 575, 250 x 550 dengan $K = 1$	91
Tabel 7.8. Momen balok 275 x 575, 250 x 550 dengan $K = 1$	92
Tabel 7.9. Tulangan balok 350 x 725, 325 x 650 dengan $K = 2$	92
Tabel 7.10. Momen balok 350 x 725, 325 x 650 dengan $K = 2$	92
Tabel 7.11. Tulangan balok 450 x 900, 400 x 850 dengan $K = 4$	92
Tabel 7.12. Momen balok 450 x 900, 400 x 850 dengan $K = 4$	93
Tabel 7.13. Penulangan kolom tengah 450 x 650, 500 x 700 dengan $K = 1$...	93
Tabel 7.14. Penulangan kolom tengah 450 x 650, 500 x 700 dengan $K = 2$...	93
Tabel 7.15. Penulangan kolom tengah 450 x 650, 500 x 700 dengan $K = 4$...	94
Tabel 7.16. Penulangan kolom tepi 400 x 600, 450 x 650 dengan $K = 1$	94
Tabel 7.17. Penulangan kolom tepi 400 x 600, 450 x 650 dengan $K = 2$	94
Tabel 7.18. Penulangan kolom tepi 400 x 600, 450 x 650 dengan $K = 4$	95
Tabel 7.19. Penulangan kolom tengah 350 x 500, 400 x 600 dengan $K = 1$...	95
Tabel 7.20. Penulangan kolom tengah 450 x 625, 450 x 650 dengan $K = 2$...	95
Tabel 7.21. Penulangan kolom tengah 575 x 775, 625 x 825 dengan $K = 4$...	96
Tabel 7.22. Penulangan kolom tepi 325 x 475, 375 x 550 dengan $K = 1$	96
Tabel 7.23. Penulangan kolom tepi 375 x 575, 450 x 650 dengan $K = 2$	96
Tabel 7.24. Penulangan kolom tepi 450 x 675, 550 x 775 dengan $K = 4$	97
Tabel 7.25. Perbandingan tulangan balok untuk dimensi sama	98

Tabel 7.26. Perbandingan dimensi balok pada rasio tulangan sama	98
Tabel 7.27. Perbandingan tulangan kolom untuk dimensi sama	99
Tabel 7.28. Perbandingan dimensi kolom tengah pada rasio tulangan sama ...	100
Tabel 7.29. Perbandingan volume tulangan kolom portal AS-4	100
Tabel 7.30. Perbandingan volume beton pada rasio tulangan sama	101
Tabel 7.31. Perbandingan momen balok dengan dimensi sama	103
Tabel 7.32. Perbandingan momen balok dengan rasio tulangan sama	103
Tabel 7.33. Perbandingan momen kolom dengan dimensi sama	103
Tabel 7.34. Perbandingan momen kolom dengan rasio tulangan sama	103
Tabel 7.35. Perbandingan volume tulangan geser balok	110
Tabel 7.36. Perbandingan volume tulangan geser kolom tengah	110
Tabel 7.37. Perbandingan volume tulangan geser kolom tepi	111

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Kartu Peserta Tugas Akhir

Lampiran 2 Input SAP90

Lampiran 3 Output SAP90

Lampiran 4 Gambar Gaya-gaya Struktur

Lampiran 5 Tabel Rasio Tulangan Balok

Lampiran 6 Gambar Interaksi Kolom

DAFTAR NOTASI

- a = tinggi blok tegangan yang diperhitungkan, mm
- A_g = luas bruto penampang kolom, mm²
- A_s = luas tulangan tarik, mm²
- A_s' = luas tulangan tekan, mm²
- A_{sD} = luas tulangan tarik yang diperlukan pada keseimbangan “balance”, mm²
- A_{st} = luas total tulangan longitudinal, mm².
- b = lebar penampang struktur, mm
- c = jarak antara serat beton tepi tarik ke garis netral, mm
- D = beban mati
- d = tinggi manfaat penampang struktur, mm.
- d_s = selimut beton, mm
- E = beban gempa
- E_c = modulus elastisitas beton, MPa.
- E_s = modulus elastisitas tulangan, MPa.
- f_c = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa.
- f_y = tegangan leleh baja tulangan, MPa.
- F = gaya gempa horizontal, kN.
- g = gaya grafitasi bumi, m/dt².
- h = tinggi penampang struktur, mm.
- h_n = tinggi bersih kolom, mm
- k = faktor panjang efektif kolom

L = beban hidup.

L_R = beban hidup tereduksi sesuai dengan ketentuan

L_B = bentang balok, m

L_n = bentang bersih balok, m

L_u = panjang bebas kolom, m

M_D = momen balok/kolom akibat beban mati, KNm.

M_L = momen balok/kolom akibat beban hidup, KNm

M_E = momen balok/kolom akibat beban gempa, KNm

M_n = momen nominal, KNm

M_u = momen ultimit, KNm

M_c = momen pembesaran kolom, KNm

N_u = gaya normal perlu kolom, KN

P_n = gaya aksial nominal, KN

α_k = faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau

δ_D = faktor pembesaran untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan kesamping

δ_s = faktor pembesaran untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan kesamping

V_c = kuat geser nominal beton, KN

V_s = kuat geser yang dihasilkan oleh tulangan geser, KN

ρ = rasio tulangan

ω_d = faktor pembesaran dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis (1 untuk lantai paling atas dan bawah 1.3, untuk kolom umum)

ϕ = faktor reduksi kekuatan

V_g = gaya geser balok karena gaya gravitasi

M_{kap} : momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom

M'_{kap} : momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain

I_n : bentang bersih balok

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

$V_{I,b}$: gaya geser balok akibat beban hidup

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

K : faktor jenis struktur

R_v = faktor reduksi tingkat

1,0 untuk $1 < n < 4$

$1,1 - 0,025n$ untuk $4 < n < 20$

0,6 untuk $n > 20$

ABTRAKSI

Indonesia merupakan wilayah yang mempunyai tingkat resiko gempa yang tinggi karena Indonesia dilalui oleh dua jalur gempa sehingga banyak kerusakan struktur yang diakibatkan oleh gempa. Getaran akibat gempa ini akan mempengaruhi perilaku bangunan bertingkat tinggi maka perencanaan struktur tahan gempa sangat diperlukan. Untuk merencanakan suatu struktur tahan gempa akan memberikan gaya-gaya yang lebih besar sehingga mempengaruhi pendimensian yang akan berpengaruh pada nilai ekonomis suatu struktur.

Dalam tugas akhir ini kami mencoba membandingkan tiga prinsip perencanaan suatu struktur tahan gempa yaitu Prinsip Daktilitas Penuh, Daktilitas Terbatas dan Daktilitas Elastis. Ketiga prinsip tersebut mempunyai tata cara perhitungan sendiri. Pada prinsip daktilitas penuh digunakan $K = 1$, untuk daktilitas terbatas digunakan $K = 2$ dan daktilitas elastis $K = 4$ pada model struktur bertingkat sepuluh dengan lebar portal 8 meter dengan metode 2 Dimensi. Kemudian kami membandingkan ketiga prinsip tersebut pada dimensi yang sama untuk memperoleh perbandingan volume tulangan dan pada rasio tulangan yang mendekati sama untuk memperoleh perbandingan volume beton.

Hasil dari penelitian untuk perbandingan $K = 1$, $K = 2$, $K = 4$ adalah sebagai berikut :

a) Volume beton total perportal = 1 : 1,507 : 2,405

b) Volume tulangan pokok perportal = 1 : 2,506 : 5,781

c) Volume tulangan geser perportal = 1 : 0,661 : 0,464

Hasil dari penelitian menunjukkan bahwa perencanaan struktur dengan tingkat daktilitas penuh memerlukan tulangan geser yang lebih besar sehingga kontrol dilapangan yang lebih ketat dibandingkan dengan tingkat daktilitas yang lain tetapi mempunyai nilai ekonomis yang lebih besar.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Wilayah Indonesia merupakan daerah yang mempunyai tingkat resiko gempa yang tinggi karena dilalui oleh dua jalur gempa yaitu Circum Pasifik Earthquake Belt (melalui Sulawesi Utara, Kepulauan Maluku dan Irian Jaya) dan Trans Asiatic Earthquake Belt (Sumatra, Jawa, Nusa Tenggara dan Irian Jaya). Getaran yang diakibatkan gempa tersebut akan sangat mempengaruhi konstruksi bangunan bertingkat tinggi.

Kerusakan yang timbul akibat gempa, khususnya kerusakan pada bangunan gedung, pada hakekatnya bisa disebabkan tidak memenuhinya persyaratan bangunan tersebut terhadap prinsip desain bangunan tahan gempa, atau dapat juga karena kekuatan gempa yang terlalu besar.

Dari beberapa pengalaman yang telah terjadi, kerusakan bangunan gedung akibat terlanda gempa, maka para peneliti menganalisa terjadinya mekanisme gaya-gaya didalam bagian-bagian struktur gedung. Pengetahuan tentang tingkah laku bagian-bagian struktur ternyata lebih penting dari pada pengetahuan menghitung beban gempa seperti dahulu yang diperkirakan para ahli bangunan.

Perencanaan suatu gedung bertingkat membutuhkan perhitungan-perhitungan yang disesuaikan dengan peraturan-peraturan yang berlaku. Peraturan ini dibuat dengan tujuan agar dipenuhinya ketentuan minimum untuk

mendapatkan hasil pekerjaan struktur yang aman dan ekonomis. Dengan perkembangannya pengetahuan maka peraturan akan terus berubah mengikuti perkembangan-perkembangan.

Dalam merencanakan suatu gedung, kita harus memperhatikan hal-hal yang bersangkutan dengan faktor keamanan gedung dan faktor ekonomis gedung yang dapat dipertanggung jawabkan, untuk itu dalam penulisan tugas akhir ini kami mencoba menganalisa bangunan bertingkat tahan gempa, yang dimensi strukturnya kami hitung dengan menggunakan prinsip Daktilitas Elastisitas (daktilitas tingkat 1), Daktilitas Terbatas (daktilitas tingkat 2) dan prinsip Daktilitas Penuh atau yang disebut Daktilitas Tingkat 3. Kemudian mendimensikan ketiganya untuk dibandingkan, baik dibandingkan dimensinya dengan rasio tulangan yang sama maupun dibandingkan rasio tulangnya dengan dimensi yang sama, juga dianalisa tentang kemungkinan-kemungkinan yang terjadi pada penerapannya dilapangan nanti.

Karena untuk merencanakan suatu gedung haruslah disesuaikan dengan kondisi daerah dan keadaan struktur tanah dari segi pengaruh gempa, secara teori, struktur dengan perencanaan menggunakan prinsip daktilitas penuh adalah perencanaan struktur yang paling ideal untuk dapat menyerap energi gempa dengan sempurna, akan tetapi dalam pelaksanaannya akan tidak mudah bila dibangun pada daerah yang agak terpencil karena struktur dengan perencanaan menggunakan prinsip daktilitas penuh membutuhkan pengawasan yang ketat dari engineer-engineer yang berkompeten dibidangnya, dan juga penggunaan bahan yang dapat memenuhi mutu faktor jenis struktur $(K) = 1$, sehingga perlu untuk

digunakan alternatif lain yang dapat memenuhi faktor keamanan gedung akan tetapi tidak melupakan faktor ekonomis dalam pembuatannya, mungkin dengan menggunakan prinsip daktilitas terbatas atau bahkan dengan menggunakan prinsip daktilitas elastis.

1.2. Permasalahan

Sesuai dengan penjelasan di atas bahwa tingkat kekakuan suatu struktur sangat mempengaruhi perhitungan gaya-gaya dalam sehingga perlu asumsi tingkat kekakuan dalam perencanaan yang pada dasarnya perlu perhitungan lebih lanjut.

Adapun permasalahan yang terjadi adalah :

1. Apakah pengaruh dari perbedaan nilai K akan secara linier terhadap momen, gaya aksial dan gaya geser yang terjadi.
2. Bagaimana pengaruh dari perbedaan nilai K yang berbeda terhadap rasio tulangan pada dimensi tampang yang sama.
3. Bagaimana pengaruh dari perbedaan nilai K yang berbeda terhadap dimensi tampang pada rasio tulangan yang relatif sama.

1.3. Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Untuk mengetahui perbedaan momen, gaya aksial dan gaya geser yang terjadi pada struktur apabila direncanakan dengan nilai K yang berbeda secara linier.
2. Dengan hasil perbandingan desain pada dimensi struktur yang sama dan perbandingan desain pada rasio tulangan sama untuk nilai K yang berbeda didapat desain struktur yang aman dan ekonomis.

1.4. Manfaat

Manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah sebagai bahan pertimbangan bagi perencana dalam menentukan tingkat daktilitas pada struktur tahan gempa sesuai dengan kemampuan dan keadaan yang mungkin terjadi dilapangan agar diperoleh hasil desain yang efektif, aman dan ekonomis perencanaan bangunan bertingkat tahan gempa.

1.5. Batasan Masalah

Batasan-batasan yang digunakan dalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut .

1. Beban yang digunakan adalah beban mati dan beban hidup sebagai beban vertikal dan beban gempa sebagai beban horizontal.
2. Beban angin tidak diperhitungkan.
3. Bangunan yang direncanakan bertingkat 10 lantai.
4. Tanah dianggap jepit penuh.
5. Struktur yang didesain adalah struktur 2 bentang.
6. Bangunan berada pada wilayah gempa 2, dengan kondisi tanah keras.
7. Penelitian didasarkan pada nilai momen pada balok dan kolom .
8. Analisa mekanika menggunakan program SAP90 untuk portal 2 dimensi.
9. Simpangan yang terjadi pada joint-joint satu lantai dianggap sama besarnya.
10. Analisis beban gempa yang digunakan adalah analisis beban statik ekuivalen.
11. Bangunan direncanakan tanpa menggunakan dinding geser, dengan elemen balok dan kolom berbentuk segi empat.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pada saat terjadi gempa, suatu struktur mengalami getaran gempa dari lapisan tanah di bawah dasar bangunannya secara acak dalam berbagai arah, hal ini menyebabkan struktur memberikan respon percepatan yang sama besar dengan percepatan getaran gempa pada tanah di dasar bangunan. Namun umumnya struktur-struktur bangunan mempunyai nilai kekakuan lateral yang beraneka ragam dan dengan demikian memiliki waktu getar alami (T) yang berbeda-beda pula.

Bila suatu struktur berespon elastis akibat gerakan tanah pada saat gempa yang sangat besar, maka respon maksimum percepatannya adalah beberapa kali lebih besar dibandingkan percepatan tanah dasar maksimum dan juga tergantung pada kekakuan strukturnya dan besarnya redaman (damping), dan sangatlah tidak ekonomis bila merencanakan struktur yang berespon elastis akibat gempa yang memberikan gaya inersia yang sangat besar. Sehingga dalam peraturan-peraturan Perencanaan Bangunan di Daerah Gempa, gaya horisontal yang ditentukan jauh lebih kecil dari gaya horisontal yang diberikan oleh gempa yang sangat besar.

Dengan merencanakan struktur terhadap beban inersia yang jauh lebih kecil maka bagian-bagian yang kritis dari batang-batang harus mempunyai daktilitas yang cukup agar struktur tidak sampai runtuh. Daktilitas berarti kemampuan suatu batang saat mengalami pembebanan bolak-balik di atas titik

lelehnya tanpa mengalamai pengurangan dalam kemampuan kapasitas penampangnya.

2.2. Penelitian Terdahulu

Penelitian mengenai perencanaan dan desain struktur, khususnya yang berhubungan dengan daktilitas pada bangunan tahan gempa telah banyak dilakukan sehingga dapat digunakan sebagai bahan acuan yang sangat membantu bagi penelitian ini. Oleh karena itu dalam penelitian ini digunakan tinjauan pustaka dari beberapa penelitian yang sudah ada, seperti sebagai berikut :

Faruk Abdat (1998), yang melakukan penelitian dengan judul *Perencanaan Ulang Portal AS-4 Proyek Pembangunan Gedung Bank Danamon Indonesia Cabang Semarang Dengan Daktilitas Tingkat 1 Dan Daktilitas Tingkat 2 Berdasarkan SK SNI-T-15-1991-03*, tujuan dari perencanaan ulang ini adalah untuk membandingkan perencanaan struktur portal As-4 di lapangan, yang perancangannya menggunakan prinsip daktilitas tingkat 3 dengan hitungan peneliti yang menggunakan prinsip daktilitas tingkat 1 dan daktilitas tingkat 2.

Aris Sujatmiko (2000), meneliti dominasi beban pada struktur, apakah struktur mengalami dominasi beban gempa atau dominasi beban gravitasi dengan mengambil salah satu portal bujur tengah (As-B) pada struktur bertingkat 12 yang terletak pada wilayah gempa 3 dengan daktilitas tingkat 3.

Disini kami menyempurnakan penelitian Faruk Abdat yang tidak mendesain struktur daktilitas tingkat 3 yang sudah jadi dan belum menganalisa perbedaan prinsip daktilitas apabila didesain untuk struktur yang berbeda, yaitu kami mendesain struktur pada dimensi yang berbeda pada kebutuhan rasio

tulangan yang sama dan mendesain lagi struktur dengan dimensi yang sama untuk mencari perbedaan kebutuhan tulangnya pada ke-3 prinsip daktilitas yang berbeda tersebut dan kami juga menambahkan desain pondasi untuk contoh perhitungan dengan prinsip daktilitas tingkat 3 yang tidak ada pada penelitian Faruk Abdat. Untuk penelitian yang Aris Sujatmiko lakukan adalah mendesain struktur dengan prinsip daktilitas penuh saja tanpa mendesain struktur dengan prinsip daktilitas terbatas maupun prinsip daktilitas elastis karena memang Aris Sujatmiko menitik beratkan penelitiannya pada dominasi beban pada struktur.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Variabel Tingkat Daktilitas

Daktilitas struktur adalah kemampuan struktur untuk berdeformasi tanpa mengalami keruntuhan yang berarti. Dimana rasio daktilitasnya (μ) merupakan perbandingan antara simpangan maksimum rencana (Δ_{maks}) dengan simpangan luluh awal (Δ_y) pada komponen struktur yang ditinjau (Istimawan, 1994).

Variabel Nilai K adalah Faktor Type Struktur dimana semakin kecil nilai K semakin rendah kekuatan batas gedung yang diperlukan dan semakin besar kemampuan dari gedung tersebut untuk meleleh tanpa patah (semakin besar kekenyalannya).

Ada 3 macam prinsip daktilitas yang kami gunakan sebagai variabel perencanaan :

a. Tingkat Daktilitas I (Elastis)

Struktur yang didesain dengan menggunakan prinsip tingkat daktilitas elastis direncanakan untuk bangunan yang mempunyai kekuatan besar yang mampu menahan gaya gempa secara elastis, dimana struktur tidak mengalami kerusakan yang berarti bila terjadi gempa. biasanya digunakan untuk bangunan-bangunan scsial yang tidak rusak bila terjadi bencana direncanakan untuk kala ulang yang lama \pm 200 tahun. Untuk ini beban gempa rencana dihitung berdasarkan faktor jenis struktur $K=4$.

b. Tingkat Daktilitas 2 (Daktilitas Terbatas)

Struktur yang didesain dengan menggunakan prinsip tingkat daktilitas terbatas. Direncanakan untuk bangunan yang mampu menahan gaya gempa secara inelastis tanpa mengalami keruntuhan getas (boleh tidak elastis tapi tidak boleh runtuh secara getas). Biasanya digunakan untuk bangunan-bangunan pemerintah untuk melindungi aset- aset penting bila terjadi bencana yang direncanakan untuk kala ulang ± 100 tahun. Beban gempa yang diperhitungkan disini menggunakan faktor jenis struktur $K = 2$.

c. Tingkat Daktilitas 3 (Daktilitas Penuh)

Struktur yang didesain dengan menggunakan prinsip tingkat daktilitas penuh direncanakan untuk bangunan yang mampu menahan beban siklis gempa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemancaran energi yang diperlukan. Biasanya direncanakan untuk kala ulang ± 50 tahun. Beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur $K = 1$.

3.2. Konsep Desain Kapasitas

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis, yang mampu memancarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk kedalam struktur, harus dikendalikan sedemikian rupa agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan

karakteristik gempa. Filosofi perencanaan seperti ini dikenal sebagai *Konsep Desain Kapasitas*.

3.3. Program SAP90

Program SAP90 adalah program komputer untuk teknik sipil yang dipergunakan untuk menganalisa suatu elemen struktur yang terjadi. Program SAP90 mampu mengolah suatu struktur yang lebih bervariasi dengan ketelitian yang tinggi. Program ini mampu menyelesaikan mekanika portal 2 dimensi (Frame 2 D), portal 3 dimensi (Frame 3 D), rangka 2 dimensi (Truss 2 D), rangka 3 dimensi (Truss 3 D), Pelat (Plate), Dinding geser (Shear Wall), Cangkang (Shell), dan masih banyak lagi kemampuan dari program ini.

Blok-blok input yang diperlukan dalam program SAP90 ini adalah :

1. Blok Title Line : Identitas struktur biasanya berupa nama pekerjaan.
2. Blok System : Pengontrol struktur yang berisi kondisi pembebanan yang terjadi pada struktur.
3. Blok Joint : Mendefinisikan joint-joint diseluruh model struktur yang berupa koordinat-koordinat.
4. Blok Restraint : Derajat kebebasan yang berisi data dukungan yang diasumsikan memiliki penurunan 6 komponen yaitu 3 global translasi arah x, y, z dan 3 global rotasi arah R_x, R_y, R_z .
5. Blok Data Constraints : Untuk mengurangi jumlah persamaan dalam sistim yang harus diselesaikan oleh program.
6. Blok Data Frame : Mendefinisikan sifat-sifat elemen.

7. Blok Data Shell : Data material, lokasi dan penyebaran beban.
8. Blok Data Loads : Beban joint sesuai dengan jumlah kondisi pembebanan.
9. Blok Data Combo : Kombinasi pembebanan yang bekerja pada struktur.

3.4. Beban Lateral

Beban lateral adalah beban yang terjadi pada arah horizontal gedung. Beban lateral ini akan mempengaruhi struktur yang menyebabkan struktur melendut sehingga terjadi simpangan. Beban lateral yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah beban gempa.

3.5. Beban Gempa

Selama gempa bumi, bangunan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Gaya inersia atau gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal, akan timbul di titik-titik pada massa struktur. Gaya gempa dapat dianalisa dengan menggunakan dua cara yaitu :

a. Analisis beban statik ekivalen

Analisis beban statik ekivalen adalah cara pembagian geser tingkat akibat beban gempa dengan terdistribusi seperti pada beban dinamik yang dianggap beban statik. Tujuannya adalah untuk memudahkan dalam perhitungan pada struktur yang relatif teratur.

b. Analisis Dinamik

Analisis ini lebih mendekati perilaku struktur pembebanan yang sebenarnya. Analisis dinamik digunakan untuk gedung :

1. Gedung yang memiliki ketinggian lebih besar dari 40 meter.
2. Gedung yang mempunyai loncatan bidang muka yang besar.
3. Gedung yang strukturnya tidak beraturan.
4. Kekakuan tingkat yang tidak merata.

Sesuai batasan masalah, penulisan tugas akhir ini menggunakan analisis beban statik ekivalen.

3.6. Analisa Beban Statik Ekivalen

3.6.1. Beban Geser Dasar Akibat Gempa

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser akibat gempa (V). Beban geser dasar akibat gempa tersebut ditentukan dengan mengalikan berat yang efektif (W_t) dengan faktor modifikasi (cd).

Dalam menentukan gaya geser akibat beban gempa maka variabel yang diperhitungkan adalah :

- a. Physical properties struktur yang meliputi berat total struktur dan tinggi tiap tingkat,
- b. Jenis lapisan tanah dan golongan daerah resiko gempa,
- c. Faktor keutamaan gedung (I),
- d. Faktor jenis struktur (K) yang akan ditinjau.

Besar gaya geser yang diperhitungkan akibat beban gempa adalah sebagai berikut :

$$V = C.I.K.W_t \quad (3.6.1)$$

3.6.2. Waktu Getar Alami Struktur (T)

$$T = \frac{0,09 \times H}{\sqrt{B}} \dots\dots\dots(3.6.2)$$

Jika : $H/B < 3$ gaya geser horisontal didistribusikan sesuai dengan ketinggian.

$H/B > 3$ maka 90 % didistribusikan ke seluruh tingkat dan 10 % beban ditambahkan pada tingkat atas.

3.6.3. Koefisien Gempa Dasar

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Koefisien ini tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat. Besarnya nilai koefisien dasar gempa dapat dilihat pada Pedoman Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987.

3.6.4. Faktor Keutamaan Gedung (I)

Faktor keutamaan gedung adalah koefisien untuk memperpanjang waktu ulang kerusakan struktur tanpa kehilangan kekuatan yang berarti. Faktor keutamaan gedung yang tinggi perlu diterapkan pada struktur-struktur yang berhubungan dengan kepentingan dan keselamatan masyarakat luas, gedung dengan fasilitas yang tetap berfungsi setelah gempa terjadi terutama gedung untuk umum. Faktor keutamaan gedung ini dapat dilihat pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987.

3.6.5. Faktor Jenis Struktur (K)

Faktor jenis struktur dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang terjadi tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia pada saat terjadi gempa.

Faktor K sangat tergantung pada jenis struktur dan bahan yang dipakai. Struktur yang mempunyai daktilitas yang tinggi diperlukan untuk memencarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk kedalam struktur. Hal ini ditunjukkan dengan nilai K yang rendah, sedangkan nilai K yang tinggi akan sedikit memencarkan energi gempa.

3.6.6. Berat Total Bangunan (W_i)

Beban geser dasar akibat gempa (V) harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horisontal terpusat pada masing-masing tingkat lantai, sehingga dirumuskan :

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \dots\dots\dots (3.6.6)$$

3.6.7. Waktu Getar Struktur

Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dihitung dengan cara T Rayleigh sebagai kontrol dengan rumus:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \times d_i^2}{g \sum W_i \times d_i}} \dots\dots\dots 3.6.7$$

Menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, waktu getar struktur tersebut harus lebih besar dari 80 % - 120 % nilai yang dipakai pada perhitungan pendahuluan. Apabila waktu getar kurang dari 80 % - 120 %, maka perhitungan pembebanan gempa harus dihitung kembali.

3.7. Perencanaan Struktur Rangka dengan Variabel Tingkat Daktilitas

3.7.1. Struktur Rangka dengan Tingkat Daktilitas Penuh (Daktilitas Tingkat 3) dengan $K=1$

3.7.1.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

a. Momen Rencana Balok

$$M_{u,b} = 1,2 M_{D,b} + 1,6 M_{L,bR}$$

$$M_{u,b} = 1,5 (M_{D,b} + M_{E,bR} \pm M_{E,b})$$

$$M_{u,b} = 0,9 (M_{D,b} \pm M_{E,b}) \dots\dots\dots(3.7.1.1.a)$$

Dalam perencanaan kapasitas balok portal, momen tumpuan negatif akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa balok boleh didistribusikan dengan menambah atau mengurangi dengan prosentase yang tidak melebihi:

$$q = 30 \left(1 - \frac{4}{3} \frac{\rho - \rho'}{\rho b} \right) \dots\dots\dots(3.7.1.1.b)$$

dengan syarat apabila tulangan lentur balok portal telah direncanakan sehingga $(\rho - \rho')$ tidak melebihi $0,5 \rho b$. momen lapangan dan momen tumpuan pada bidang

muka kolom yang diperoleh dari hasil redistribusi selanjutnya digunakan untuk menghitung penulangan lentur yang diperlukan.

Untuk portal dengan daktilitas penuh perlu pula dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan :

$$M_{kap, b} = \phi_0 M_{nak, b} \dots\dots\dots(3.7.1.1.c)$$

$\phi_0 = 1,25$ untuk $f_y < 400$ Mpa, dan $1,40$ untuk $f_y \geq 400$ Mpa.

b. Perencanaan Balok

Perancangan balok menggunakan sistem tulangan rangkap, sesuai dengan peraturan SKSNI T-15-1991-03 dengan luas tulangan desak tidak boleh lebih kecil dari 50 % luas tulangan tarik. Secara struktural, tulangan tekan ini diperlukan antara lain untuk :

- a. Meningkatkan momen tahanan penampang karena dimensi penampang yang terbatas secara arsitektural.
- b. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang yang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang.
- c. Meningkatkan kekakuan penampang, sehingga mengurangi defleksi struktur.
- d. Dapat mencakup kemungkinan momen yang berubah tanda. Gaya luar yang bekerja pada struktur tidaklah selalu tetap, misalnya gaya horisontal gempa yang mengakibatkan momen-momen internal berubah tanda.
- e. Pemasangan tulangan tambahan di daerah tekan akan mempermudah pengaitan sengkang

1. *Balok Bertulangan Rangkap Dengan Tulangan Desak Telah Luluh*

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

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \text{atau,} \quad a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.7.1.1.d)$$

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

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} (0,003) \quad \longrightarrow \quad \epsilon_s = \frac{d - c}{c} (0,003)$$

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

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad \longrightarrow \quad M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{atau,} \quad M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad M_{n2} = A_s \cdot f_y (d - d')$$

2. *Balok Bertulangan Rangkap Dengan Tulangan Desak Belum Luluh*

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

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

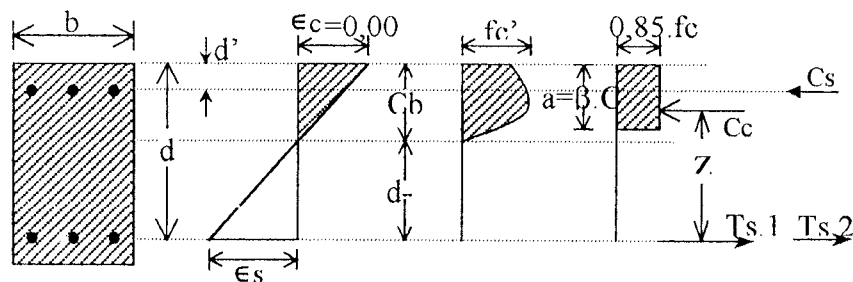
kuat momen tahanan ideal dari pasangan kopel tulangan baja tekan dengan baja tarik tambahan serta kopel gaya beton tekan dengan tulangan baja tarik dihitung dengan persamaan :

$$Mn1 = 0,85.f_c.a.b.(d - a/2)$$

$$Mn2 = A_s.f_s'(d - d') \longrightarrow Mn = Mn1 + Mn2 \quad (3.7.1.1.e)$$

$$\text{dimana } a = \frac{A_s.f_y - A_s'.f_s'}{0,85.f_c.b}$$

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



Gb 3.1. Diagram gaya dalam balok

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa dan } \rho' = 0,5\rho$$

$$C_s = \rho'.b.d.\phi.f_y.10^3 \quad (3.7.1.1.f)$$

$$C_s = 0,5.\rho.b.d.\phi.f_y.10^3$$

$$C_c = 0,85.\phi.f_c'.b.c.B.10^3 \quad (3.7.1.1.g)$$

$$T_s = \rho.b.d.\phi.f_y.10^3 \quad (3.7.1.1.h)$$

$$C_c + C_s = T_s \quad (3.7.1.1.i)$$

$$0,7225.\phi.f_c'.b.c.10^3 + 0,5.\rho.b.d.\phi.f_y.10^3 = \rho.b.d.\phi.f_y.10^3$$

$$0,7225.c.f_c' + 0,5.\rho.d.f_y = \rho.d.f_y$$

$$0,7225 \cdot c \cdot f_c' = 0,5 \cdot \rho \cdot d \cdot f_y$$

$$\frac{c}{d} = \frac{0,5}{0,7225} \cdot \frac{f_y}{f_c'} \cdot \rho$$

$$\frac{c}{d} = 0,692 \cdot \rho \left[\frac{f_y}{f_c'} \right]$$

Dengan cara yang sama, dapat dicari nilai $\frac{c}{d}$ untuk beberapa ρ' yang berbeda

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,6 \rho \quad c/d = 0,554 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,7 \rho \quad c/d = 0,415 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,8 \rho \quad c/d = 0,277 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,9 \rho \quad c/d = 0,138 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = \rho \quad c/d = 0$$

$$Z = (d - 0,5 \cdot \rho \cdot c)$$

$$Z = (d - 0,425 \cdot c)$$

Mencari nilai $\frac{Mu}{b \cdot d^2}$ untuk berbagai nilai ρ'

$$Mu = Ts1 \cdot Z + Ts2 \cdot (d - d') \quad (3.7.1.1j)$$

$$= 0,5 \cdot \rho \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot 10^3 (d - 0,425 \cdot c) + 0,5 \cdot \rho \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot 10^3 (d - d')$$

$$= (0,5 \cdot \rho \cdot b d^2 \cdot f_y \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{b d^2}{d} \cdot 0,425 \cdot c \cdot f_y \cdot \phi + 0,5 \cdot \rho \cdot b d^2 \cdot f_y \cdot \phi$$

$$- 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{b d^2}{d} \cdot d' \cdot f_y \cdot \phi) 10^3$$

$$\left(\frac{Mu}{b d^2} \right) 10^{-3} = 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot 0,425 \cdot \frac{c}{d} \cdot \phi + 0,5 \cdot \rho \cdot f_y - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \frac{d'}{d} \cdot \phi$$

$$\left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3} = \rho \cdot fy \cdot \phi - 0,213 \cdot fy \cdot \rho \cdot \frac{c}{d} \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot fy \cdot \frac{d'}{d} \cdot \phi \quad (3.7.1.1.k)$$

$$= \rho \cdot fy \cdot \phi - 0,213 \cdot 0,692 \cdot \rho^2 \cdot \phi \cdot fy^2 / fc' - 0,5 \cdot \rho \cdot fy \cdot \phi \cdot d' / d$$

$$= \rho \cdot fy \cdot \phi (1 - 0,5 d' / d) - 0,14705 \cdot \phi \cdot fy^2 / fc' \cdot \rho^2$$

jika $a = \phi \cdot 0,14705 \cdot fy^2 / fc'$

$$b = \phi \cdot fy \cdot (1 - 0,5 d' / d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Dengan cara yang sama, dapat dicari nilai $\left(\frac{Mu}{bd^2}\right)$ untuk beberapa nilai ρ

Untuk $\rho = 0,6$

$$c/d = 0,554 \cdot \rho \cdot (fy / fc')$$

$$a = \phi \cdot 0,09248 \cdot fy^2 / fc'$$

$$b = \phi \cdot fy \cdot (1 - 0,6 \cdot d' / d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3}$$

Untuk $\rho = 0,7$

$$c/d = 0,415 \cdot \rho \cdot (fy / fc')$$

$$a = \phi \cdot 0,0529 \cdot fy^2 / fc'$$

$$b = \phi \cdot fy \cdot (1 - 0,7 d' / d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Untuk $\rho' = 0,8 \rho$

$$c/d = 0,277 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$a = \phi \cdot 0,02354 \cdot f_y^2 / f_c'$$

$$b = \phi \cdot f_y \cdot (1 - 0,8 \cdot d'/d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Untuk $\rho' = 0,9 \rho$

$$c/d = 0,138 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$a = \phi \cdot 0,005865 \cdot f_y^2 / f_c'$$

$$b = \phi \cdot f_y \cdot (1 - 0,9 \cdot d'/d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Untuk $\rho' = \rho$

$$Mu = Ts_2 \cdot (d - d')$$

$$\left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3} = \phi \cdot f_y \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\rho = \frac{\left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3}}{\phi \cdot f_y \cdot (1 - d'/d)}$$

Dengan menggunakan program maka semua persamaan diatas dapat dicari nilai ρ

untuk beberapa nilai $\left(\frac{Mu}{bd^2} \right)$ seperti pada table 3.1 pada lampiran.

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} \quad (3.7.1.1.l)$$

Tentukan harga β_1 :

untuk $f'c \leq 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0,85$

$f'c > 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'c - 30) \geq 0,65$

Tentukan ratio tulangan

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{Mu^+}{Mu^-} \geq 0,5$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.7.1.1.m)$$

$$A_s' = \frac{\rho'}{\rho} \cdot A_s$$

Ditentukan tulangan yang digunakan

Check jarak antar tulangan

Check M_n :

$$A_{s1} = A_s - A_s'$$

$$A_s' = A_{s2}$$

$$T = A_{s \text{tersedia}} \cdot f_y \quad (3.7.1.1.n)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad (3.7.1.1.o)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c') \quad (3.7.1.1.p)$$

$$T = C_c + C_s$$

$$M_{n \text{ak b}} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_{n \text{ak b}} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a/2) + C_s \cdot (d - d') \quad (3.7.1.1.q)$$

$$M_{n \text{ak b}'} = C_s \cdot (d - d') \quad (3.7.1.1.r)$$

$$M_{k \text{ap,b}} = \phi \cdot M_{n \text{ak,b}} \quad (3.7.1.1.s)$$

3.7.1.2. Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif) menurut persamaan berikut:

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{ln} + 1,05 Vg \quad (3.7.1.2.a)$$

$$Vg = 1,6 V_D + 1,2 V_L \quad (3.7.1.2.b)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05 (V_{D,b} + V_{L,b} + 4K \cdot V_{E,b}) \quad (3.7.1.2.c)$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d \quad (3.7.1.2.d)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.7.1.2.e)$$

$$\text{maka : } V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \Rightarrow s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.7.1.2.f)$$

3.7.1.2. Perencanaan Kolom Portal Terhadap beban Lentur dan Aksial

a. Momen Rencana Kolom

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

$$\text{dengan : } \sum M_{kap,b} = M_{kap,ki} + M_{kap,ka}$$

dan untuk tiap ujung kolom

$$M_{u,k} = \frac{hk'}{hk} 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \left(\frac{l_{ki}}{l_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka}'} M_{kap,ka} \right) \quad (3.7.1.3.a)$$

tetapi dalam segala hal tidak lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) \quad (3.7.1.3.b)$$

Sedangkan beban aksial rencana yang bekerja pada tiap ujung kolom ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$N_{u,k} = 0,7.Rv \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki'}}{l_{ki'}} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka'}}{l_{ka'}} \right) + 1,05.N_g \quad (3.7.1.3.c)$$

tetapi tidak boleh lebih dari:

dengan :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \quad (3.7.1.3.d)$$

Kuat lentur dan aksial kolom dirancang dengan memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dalam dua arah yang saling tegak lurus.

b. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Perencanaan tulangan kolom berdasarkan beban (M_u dan P_u) dengan arah melintang dan membujur. Langkah-langkah perencanaan:

- (1). Dihitung derajat kebebasan ujung kolom

$$\psi_1 = \frac{(EI/Lu)_{kolom}}{(EI/Lu)_{balok}}$$

- (2). Dihitung faktor panjang efektif k

- Untuk kolom bergoyang diambil nilai terkecil dari:

$$k = 0,7 + 0,05 \cdot (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0$$

$$k = 0,85 + 0,05 \psi_{min} \leq 1,0$$

- Untuk kolom tak bergoyang diambil nilai:

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \cdot \sqrt{1 + \psi_m} \text{ untuk } \psi_m < 2,$$

$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \psi_m} \text{ untuk } \psi_m \geq 2, \quad (3.7.1.3.f)$$

(3) Menentukan jenis kolom

Dinyatakan kolom panjang apabila memenuhi syarat :

- Untuk kolom tak bergoyang : $k.l_u / r > (34 - 12.M_{1b} / M_{2b})$
- Untuk kolom bergoyang : $k.l_u / r > 22$ (3.7.1.3.g)

apabila terjadi sebaliknya maka diklasifikasikan sebagai kolom pendek

a. Perencanaan tulangan kolom pendek menggunakan Diagram

Perancangan Kolom, yang dibagi atas 3 daerah runtuh yaitu :

1. Dalam keadaan seimbang (beton pada sisi terjauh mencapai ϵ_{cu} bersama baja tulangan tarik mencapai ϵ_y)

$$f_s = f_y$$

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad (3.7.1.3.h)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot x_b \quad (3.7.1.3.i)$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f_c' - 30) \text{ untuk } 30 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,65 \text{ untuk } f_c' \geq 55 \text{ Mpa}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} \cdot 600 \leq f_y \quad (3.7.1.3.j)$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_b \quad (3.7.1.3.k)$$

$$C_{sb} = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c')$$

$$Tsb = fs.As \quad (3.7.1.3.1)$$

$$\sum P = 0$$

$$Pnb = Ccb + Csb - Tsb \quad (3.7.1.3.m)$$

$$\sum M = 0$$

Ambil $\sum M$ terhadap garis netral plastis ($y = h/2$)

$$Mnb = Pnb.eb = Ccb.(y-ab/2) + Csb.(y-d') + Ts.(d-y) \quad (3.7.1.3.n)$$

2. Patah desak (beton mencapai ε_{cu} tetapi baja tarik belum mencapai ε_y)

$$x > xb$$

$$fs = \frac{d-x}{x} \cdot 600 \leq fy$$

$$fs' = \frac{x-d'}{x} \cdot 600 \geq fy \quad \text{maka dipakai } fs' = fy$$

$$a = \beta_1 \cdot x$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$Cs = As \cdot (fs' - 0,85 \cdot fc')$$

$$Ts = fs.As$$

$$\sum P = 0$$

$$Pn = Cc + Cs - Ts$$

$$\sum M = 0$$

Ambil $\sum M$ terhadap garis netral plastis ($y = h/2$)

$$Mn = Pn.e = Cc.(y-a/2) + Cs.(y-d') + Ts.(d-y)$$

3. Patah tarik (baja tarik mencapai ε_y lebih dahulu sebelum beton mencapai ε_{cu})

Perhitungan lain sama dengan patah desak dengan

$$x < x_b$$

$f_s' < f_y$ maka dipakai f_s'

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$C_s = A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c')$$

$$T_s = A_s \cdot F_y$$

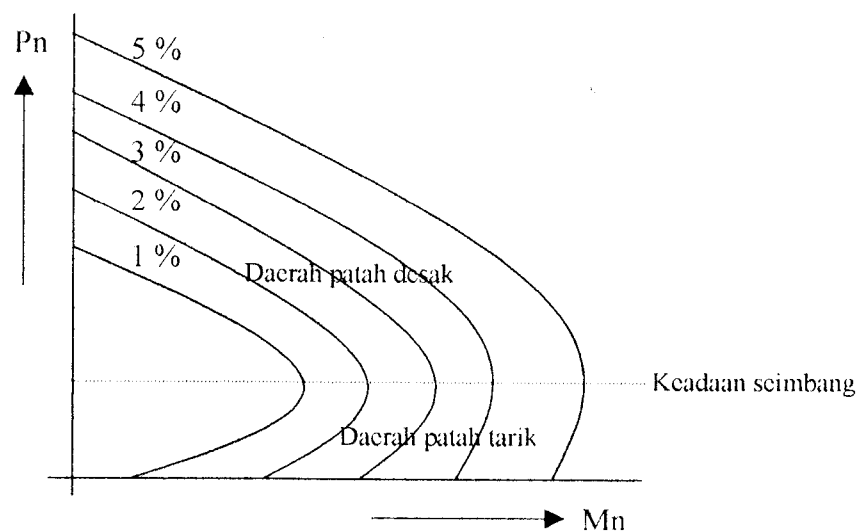
$$\sum P = 0$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$\sum M = 0$$

Ambil $\sum M$ terhadap garis netral plastis ($y = h/2$)

$$M_n = P_n e = C_c \cdot (y - a/2) + C_s \cdot (y - d') + T_s \cdot (d - y)$$



Gambar 3.2. Diagram kolom

- b. Perencanaan tulangan kolom panjang dilakukan dengan memperbesar momen Mu menjadi Mc.

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_c)} \geq 1,0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \cdot \sum P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l_u)^2}$$

$C_m = 1$, untuk struktur bergoyang

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}, \text{ untuk struktur tak bergoyang}$$

- M_{1b} dan M_{2b} adalah momen pada ujung-ujung yang berlawanan pada kolom.
- $M_{2b} > M_{1b}$
- $M_{1b} / M_{2b} =$ positif untuk kelengkungan tunggal (*single curvature*)
- $M_{1b} / M_{2b} =$ negatif untuk kelengkungan ganda (*double curvature*)

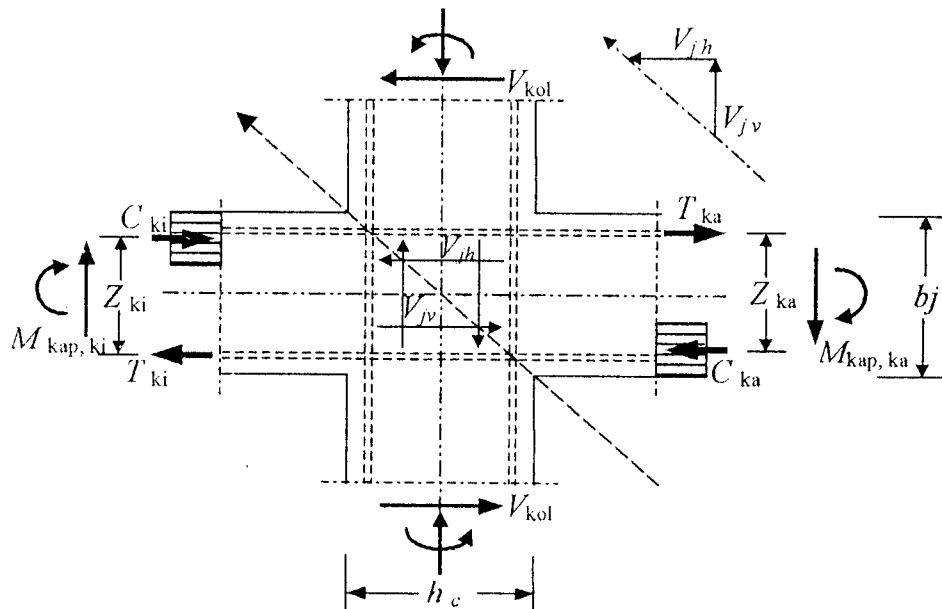
3.7.1.4. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'_k} \quad (3.7.1.4.a)$$

tetapi tidak lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} \cdot V_{E,k} \right) \quad (3.7.1.4.b)$$

3.7.1.5. Perencanaan Titik Pertemuan Rangka



Gb.3.3 Detail pertemuan balok kolom

Dalam perencanaan struktur tahan gempa titik pertemuan rangka harus seimbang dengan memenuhi ketentuan SKSNI-T-15-1991-03 sebagai berikut :

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad (3.7.1.5.a)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,70 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \quad (3.7.1.5.b)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,70 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \quad (3.7.1.5.c)$$

$$V_{kol} = \frac{0,70 \left(\frac{I_{ki}}{I_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}'} M_{kap,ka} \right)}{1/2 \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})} \quad (3.7.1.5.d)$$

Tegangan geser horizontal nominal dalam joint adalah:

$$V_{jh} = \left(\frac{V_{jv}}{b_j \cdot h_c} \right) \quad (3.7.1.5.e)$$

Gaya geser horisontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme inti joint:

- a. strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint yang memikul gaya geser V_{ch} .
- b. mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat diagonal daerah tarik joint yang memikul gaya geser V_{sh} .

Besarnya V_{ch} harus diambil sama dengan nol kecuali bila :

1. tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton diatas joint, termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi nilai $0,1f'c$ maka :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{uk}}{A_g} - 0,1f'c \cdot b_j \cdot h_c \right)} \quad (3.7.1.5.f)$$

2. balok diberi gaya prategang yang melewati joint, maka :

$$V_{ch} = 0,7P_{cs}$$

P_{cs} adalah gaya permanen dalam baja prategang yang terletak disepertiga bagian tengah tinggi kolom.

3. seluruh balok pada joint dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari

muka kolom, maka :
$$V_{ch} = 0,5 \frac{A_s'}{A_s} V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4A_g \cdot f'c} \right)$$

dimana rasio A_s'/A_s tidak boleh diambil lebih besar dari satu.

Jika seluruh balok pada joint dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok.

Luas tulangan sengkang yang dibutuhkan:
$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{fy} \quad (3.7.1.5.g)$$

Geser joint vertikal dihitung dengan:
$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_c}{b_j} \quad (3.7.1.5.h)$$

sedangkan tulangan joint geser vertikal didapat dari: $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$

menjadi:
$$V_{cv} = A_{sc} \cdot \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f_c'} \right) \dots\dots\dots (3.7.1.5.i)$$

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y}$$

3.7.2. Struktur Rangka dengan Tingkat Duktailitas Terbatas (Duktailitas Tingkat 2) dengan $K=2$

3.7.2.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Berbeda dengan perencanaan pada struktur duktilitas penuh yang momen baloknya dipakai pada daerah tepi kolom, maka pada perencanaan duktilitas terbatas ini momen balok yang dipakai adalah pada daerah as kolom.

Tiga kombinasi pembebanan dan perhitungan kuat lentur balok portal dihitung dengan cara yang sama dengan struktur rangka pada tingkat duktilitas penuh.

3.7.2.2. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Gaya geser rencana balok portal dengan duktailitas terbatas dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{ub} = 1,05 \left(V_{d,b} + V_{L,b} \pm \omega_d \cdot V_{E,b} \right) \dots\dots\dots 3.7.2.2.$$

3.7.2.3. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Lentur dan Aksial

$$M_{u,k} = 1,05(M_{D,k} + M_{L,k} \pm \omega_d \cdot N_{E,k}) \quad (3.7.2.3.a)$$

Gaya rencana yang bekerja pada kolom portal:

$$N_{U,k} = 1,05(N_{D,k} + N_{L,k} \pm \omega_d \cdot N_{E,k}) \quad (3.7.2.3.b)$$

3.7.2.4. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Geser

$$V_{U,k} = 1,05(V_{D,k} + V_{L,k} \pm \omega_d \cdot V_{E,k}) \quad (3.7.2.4)$$

3.7.3. Struktur Rangka dengan Tingkat Daktailitas Elastis (Daktailitas Tingkat 1) dengan $K=4$

3.7.3.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban lentur

Perhitungan beban lentur untuk perencanaan balok portal pada daktailitas elastis ($K=4$) dihitung sama seperti pada perhitungan daktailitas terbatas ($K=2$).

3.7.3.2. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Perhitungan beban geser untuk perencanaan balok portal pada daktailitas elastis ($K=4$) dihitung sama seperti pada perhitungan daktailitas terbatas ($K=2$).

3.7.3.3. Perencanaan Tulangan Kolom

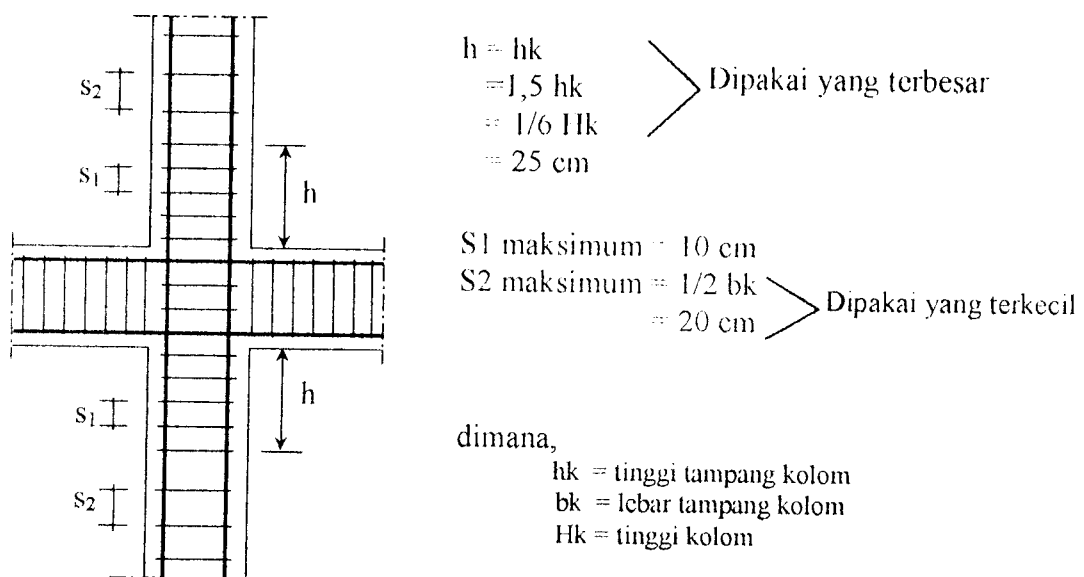
Perencanaan tulangan lentur aksial kolom pada daktailitas elastis ($K=4$) -

dihitung sama seperti pada perhitungan daktilitas terbatas ($K=2$).

3.7.3.4. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Geser

Perencanaan tulangan geser kolom pada daktilitas elastis ($K=4$) dihitung sama seperti pada perhitungan daktilitas terbatas ($K=2$).

Syarat penulangan geser kolom :



Gambar.3.4. Detail tulangan sengkang kolom

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1. Data Daerah Gempa

Pada studi penelitian ini, wilayah gempa yang digunakan adalah wilayah gempa 2 dan struktur model diasumsikan dibangun di atas tanah keras sehingga koefisien gempa dasarnya berkisar antara 0.035 sampai 0,07.

4.2. Data Struktur

Model struktur beton bertulang yang digunakan memiliki spesifikasi sebagai berikut :

1. $f_y = 400$ Mpa untuk tulangan utama
2. $f_y = 240$ Mpa untuk tulangan sengkang
3. $f_c' = 30$ Mpa.
4. Tebal plat atap = 100 mm, tebal plat lantai = 120 mm.
5. Berat volume beton = 2400 kg/m^3 .
6. Panjang bentang balok = 8 m untuk portal arah X dan 4 m untuk portal arah Y.
7. Tinggi bangunan = 25,5 m dengan 10 lantai.
8. Tinggi kolom lantai 1 = 4 m dan tinggi kolom lantai 2 sampai lantai 10 = 3,5 m.
9. Struktur direncanakan sebagai apartemen dengan beban hidup = 250 kg/m^2 .

9. Gaya puntir tidak diperhitungkan karena model struktur adalah simetris.

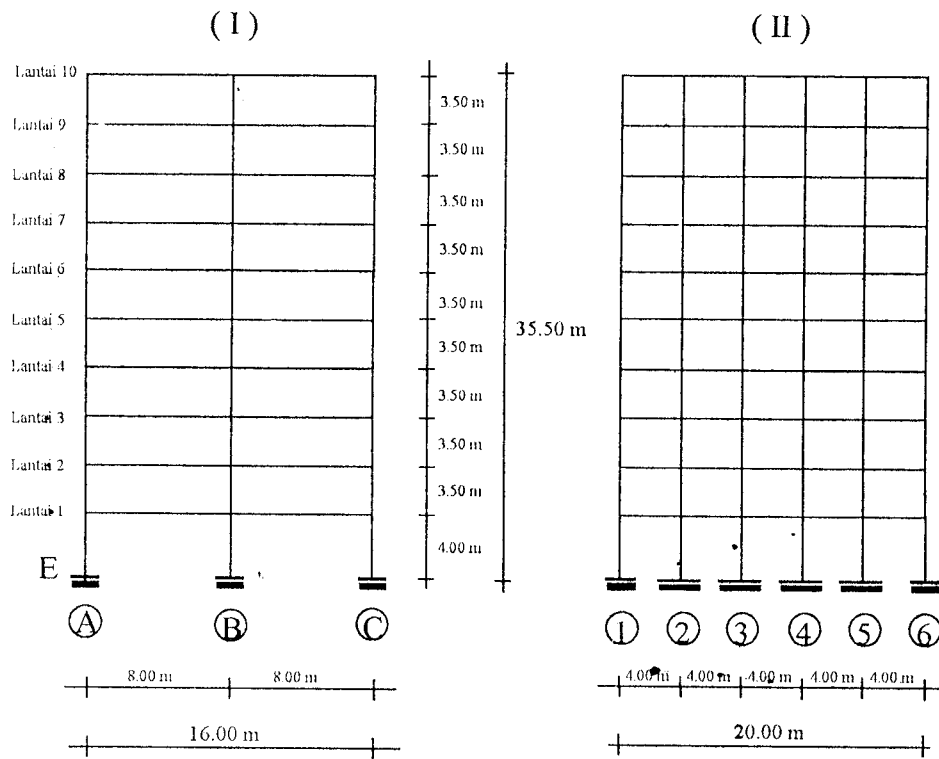
4.3. Variabel Penelitian

Variabel yang digunakan adalah 3 macam prinsip daktilitas dengan nilai K (faktor jenis struktur) yang berbeda untuk setiap tingkat daktilitas.

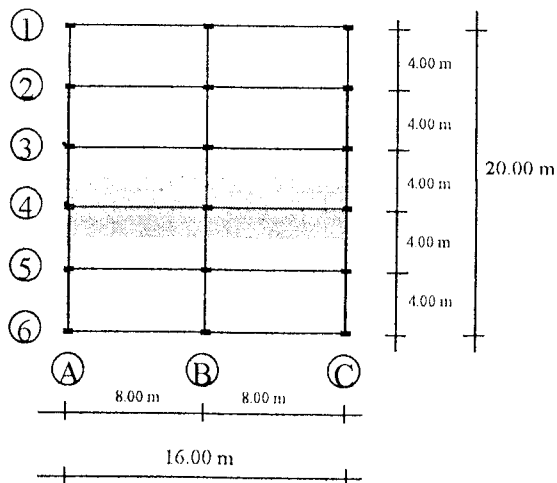
4.4. Tahapan Analisa

1. Menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur bangunan.
2. Menghitung beban-beban yang berkerja.
3. Menganalisa struktur dengan program SAP 90.
4. Menghitung dimensi dan tulangan.
5. Menganalisa hasil hitungan dengan cara membandingkan perbedaan rasio tulangan dan dimensi yang terjadi pada setiap prinsip daktilitas yang ditinjau
6. Menyimpulkan hasil analisa.

4.5. Gambar Model Struktur



Gambar 4.1 Portal melintang struktur



Gambar 4.2 Denah portal yang ditinjau

BAB V
DESAIN STRUKTUR BETON DENGAN DAKTILITAS PENUH
(DAKTILITAS TINGKAT 3)

5.1. Umum

Sebagaimana disebutkan pada BAB I bahwa perbandingan yang dilakukan adalah perbandingan dimensi struktur pada rasio tulangan yang sama dan perbandingan rasio tulangan pada dimensi yang sama.

Pada perencanaan dengan daktilitas penuh ini struktur diberi beban gempa tanpa dikalikan dengan faktor pengali ($K = 1$) tetapi dengan persyaratan daktilitas yang ketat dengan denah dan pembenan dianggap telah memenuhi syarat tata letak struktur.

5.2. Peraturan yang Dipakai

Pembebanan maupun pembatasan serta aturan-aturan dalam perencanaan berdasarkan :

1. *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah Tinggal dan Gedung 1987.*
2. *Buku Pedoman Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.*
3. *Tata Cara Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SNI 1727-1989 .*
4. *Standar Tata Cara Penghitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SKSNI T15-1991.*

5.3. Perhitungan Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Struktur

5.3.1. Perhitungan Gaya Geser Dasar Horizontal Total Akibat Gempa dan Distribusinya ke Sepanjang Tinggi Gedung

Sebagai contoh perhitungan dimensi yang dipakai untuk K-1 adalah :

Balok lantai 1 sampai 5 = 300 x 800 dan lantai 6 sampai 10 = 300 x 700

Kolom lantai 1 sampai 5 = 500 x 700 dan lantai 6 sampai 10 = 450 x 650

A. Berat Bangunan Total (Wt)

a. Berat lantai 10 (W10)

Beban Mati :

- Plat atap	= 20 x 16 x 0,1 x 2400	= 76.800
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,25 x 0,5 x 2400	= 18.000
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,7 x 2400	= 48.384
- Kolom	= 18 x (3,5/2) x 0,45 x 0,65 x 2400	= 22.113
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5/2) x 250	= 36.750
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5/2) x 10	= 1.260
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= <u>4.800</u>

$$W_m = 208.107 \text{ kg}$$

Beban Hidup

- q_h (atap) = 100 kg/m²

- Koefisien reduksi = 0,3

$$W_h = 0,3 \times (20 \times 16 \times 100) = 9.600 \text{ kg}$$

Beban Total Lantai 10

$$W_{10} = W_m + W_h = 208.107 + 9.600 = 217.707 \text{ kg}$$

b. Berat Lantai 9,8,7,6

Beban Mati :

- Plat	= 20 x 16 x 0,12 x 2400	= 92.160
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,25 x 0,5 x 2400	= 18.000
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,7 x 2400	= 48.384
- Kolom	= 18 x 3,5 x 0,45 x 0,65 x 2400	= 44.226
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5-0,7) x 250	= 60.900
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5-0,7) x 10	= 2.124
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= 4.800
- Keramik	= 20 x 16 x 23	= 7.360
- Spesi	= 20 x 16 x 21	= 6.720
- Pasir	= 20 x 16 x 0,05 x 1600	= <u>25.600</u>

$$W_m = 310.274 \text{ kg}$$

Beban Hidup

$$\text{- } q_h \text{ Lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Koefesien Reduksi} = 0,3$$

$$W_h = 0,3 (20 \times 16 \times 250) = 24.000$$

Beban Total

$$W_9 = W_8 = W_7 = W_6 = W_m + W_h = 310.274 + 24.000 = 334.274 \text{ kg}$$

c. Berat lantai 5

Beban Mati :

- Plat	= 20 x 16 x 0,12 x 2400	= 92.160
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,4 x 0,6 x 2400	= 34.560
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,8 x 2400	= 55.296
- Kolom	= 18 x [{(3,5/2) x 0,45 x 0,65} + {(3,5/2) x 0,5 x 0,7}] x 2400	= 48.573
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5-0,7) x 250	= 61.950
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5-0,7) x 10	= 2.124
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= 4.800
- Keramik	= 20 x 16 x 23	= 7.360
- Spesi	= 20 x 16 x 21	= 6.720
- Pasir	= 20 x 16 x 0,05 x 1600	= <u>25.600</u>

$$W_m = 339.143 \text{ kg}$$

Beban Hidup

$$\text{- } q_h \text{ Lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Koefesien Reduksi} = 0,3$$

$$W_h = 0,3 (20 \times 16 \times 250) = 24.000$$

Beban Total

$$W_5 = W_m + W_h = 339.143 + 24.000 = 363.143 \text{ kg}$$

d. Berat Lantai 4,3,2

Beban Mati :

$$\text{- Plat} = 20 \times 16 \times 0,12 \times 2400 = 92.160$$

- Balok Y	= 3 x 20 x 0,4 x 0,6 x 2400	= 34.560
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,8 x 2400	= 55.296
- Kolom	= 18 x 3,5 x 0,5 x 0,7 x 2400	= 52.920
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5-0,8) x 250	= 60.900
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5-0,8) x 10	= 2.088
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= 4.800
- Keramik	= 20 x 16 x 23	= 7.360
- Spesi	= 20 x 16 x 21	= 6.720
- Pasir	= 20 x 16 x 0,05 x 1600	= <u>25.600</u>
		Wm = 342.404 kg

Beban Hidup

- q_h Lantai = 250 kg/ m²

Koefesien Reduksi = 0,3

$$W_h = 0,3 \times (20 \times 16 \times 250) = 24.000$$

Beban Total

$$W_4 = W_3 = W_2 = W_m + W_h = 342.404 + 24.000 = 366.404 \text{ kg}$$

e. Berat Lantai I

Beban Mati :

- Plat	= 20 x 16 x 0,12 x 2400	= 92.160
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,4 x 0,6 x 2400	= 34.560
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,8 x 2400	= 55.296
- Kolom	= 18 x [{(3,5/2) + 4}] x 0,5 x 0,7 x 2400	= 86.940
- Dinding	= [(4x16) + (1x20)] x [{(3,5/2)+4}-0,8]x250	= 108.150

- Plafon	= 20 x 16 x 15	= 4.800
- Keramik	= 20 x 16 x 23	= 7.360
- Spesi	= 20 x 16 x 21	= 6.720
- Pasir	= 20 x 16 x 0,05 x 1600	= <u>25.600</u>
		Wm = 421.586 kg

Beban Hidup

- q_h Lantai = 250 kg/ m²
- Koefesien Reduksi = 0,3

$$W_h = 0,3 \times (20 \times 16 \times 250) = 24.000$$

Beban Total

$$W_l = W_m + W_h = 421.586 + 24.000 = 445.586 \text{ kg}$$

f. Berat total struktur

$$\begin{aligned} W_{\text{tot}} &= 217.707 + (4 \times 334.274) + 363.143 + (3 \times 366.404) + 445.586 \\ &= 3.462.744 \text{ kg} = 3.462,744 \text{ ton} \end{aligned}$$

B. Waktu Getar Bangunan (T)

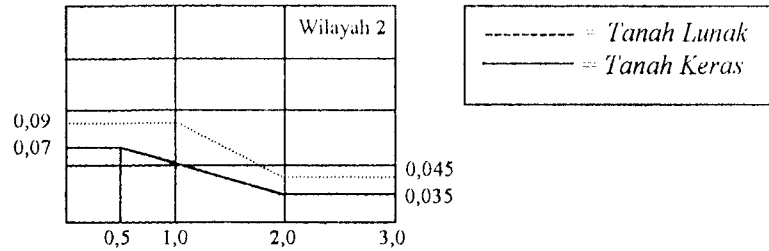
Dengan Rumus Empiris

$$T_x = T_y = 0,06 \times H^{3/4}$$

Dimana H = 35,5 m

$$T_x = T_y = 0,06 \times 35,5^{3/4} = 0,873 \text{ detik}$$

C. Koefisien Gempa Dasar (C)



Gambar 5.1 Grafik Koefisien Gempa Dasar (C) wilayah 2

Dengan interpolasi dari grafik tanah keras pada wilayah Gempa 2 diperoleh $c = 0,06125$.

D. Faktor Keutamaan I

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

E. Faktor Jenis Struktur digunakan nilai $K = 1.0$

F. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa

$$V_x = V_y = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (\text{dari..3.6.1})$$

$$= 0,06125 \times 1,5 \times 1 \times 3.462.744 = 318.139,6 \text{ kg} = 318,139 \text{ ton}$$

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

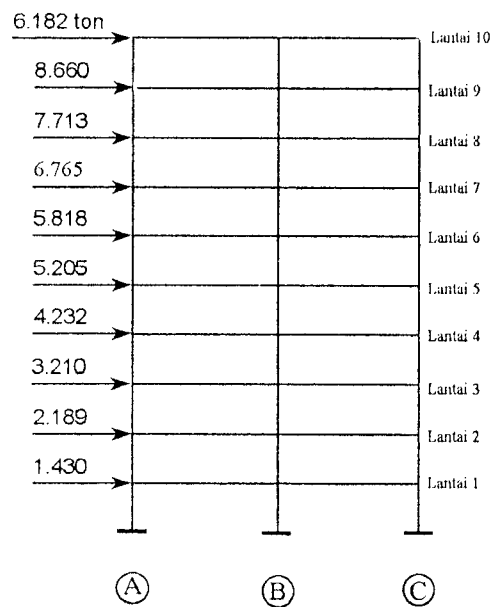
$$H/A = 35,5 / 16 = 2,219 < 3$$

$$F_{i_x} = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V_x \quad (\text{dari..3.6.6})$$

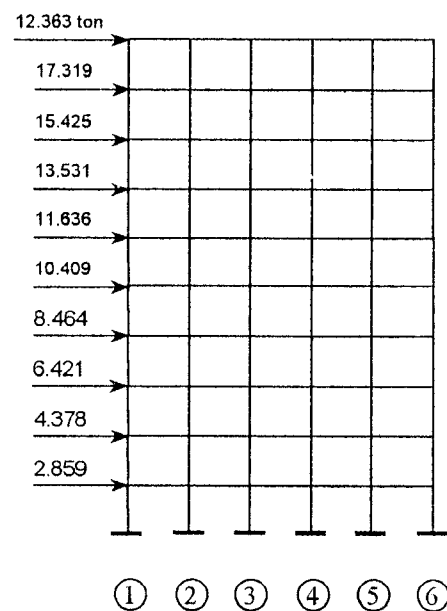
Tabel.5.1. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Y untuk tiap portal.

Lantai	h_i (meter)	W_i (ton)	$W_i \cdot h_i$ (ton.meter)	$F_i(x,y)$ (ton)	Untuk tiap portal	
					$1/3 F_{i,x}$ (t)	$1/6 F_{i,y}$ (t)
10	35,5	210.363	7467.887	37.089	12.363	6.182
9	32	326.930	10461.760	51.958	17.319	8.660
8	28,5	326.930	9317.505	46.275	15.425	7.713
7	25	326.930	8173.250	40.592	13.531	6.765
6	21,5	326.930	7028.995	34.909	11.636	5.818
5	18	349.319	6287.742	31.228	10.409	5.205
4	14,5	352.580	5112.410	25.391	8.464	4.232
3	11	352.580	3878.380	19.262	6.421	3.210
2	7,5	352.580	2644.350	13.133	4.378	2.189
1	4	431.762	1727.048	8.577	2.859	1.430
			62099.33	308.416	102.805	51.403

Distribusi gaya geser ini dapat dilihat pada Gambar



Gambar 5.2. Distribusi beban gempa arah X



Gambar 5.3. Distribusi beban gempa arah Y

H. Kontrol Waktu Getar Struktur

Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dapat dihitung berdasarkan besar simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa tadi (Gambar 5-5) diatas dengan rumus *T Rayleigh* :

$$T = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (\text{dari..3.6.7})$$

Tabel 5.2 Defomasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4

Lantai	Wi (ton)	di	di ²	Fi(x,y) total (ton)	Wi.di ²	Fi.d
1	431.762	0.6382	0.407	8.577	175.8563	5.474
2	352.58	1.4734	2.171	13.133	765.4186	19.351
3	352.58	2.3275	5.417	19.262	1910.016	44.832
4	352.58	3.1462	9.898	25.391	3490.039	79.885
5	349.319	3.9146	15.324	31.228	5352.997	122.245
6	326.93	4.6751	21.856	34.909	7145.565	163.203
7	326.93	5.4345	29.534	40.592	9655.482	220.597
8	326.93	6.0517	36.623	46.275	11973.18	280.042
9	326.93	6.485	42.055	51.958	13749.11	336.948
10	210.363	6.7457	45.504	37.089	9572.457	250.191
					63790.13	1522.768

$$T_n = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2 / g \cdot \sum F_i \cdot d_i)} \quad (\text{dari..3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(63790,13/ 981 \cdot 1522,768)}$$

$$= 1.31 \text{ detik}$$

Didapat c baru = 0,0512

Tabel 5.3 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa portal As-4 dengan c = 0,0512.

Lantai	Hi (meter)	Wi (ton)	Wi.hi (ton.meter)	Fi(x,y) (ton)	Untuk tiap portal	
					1/3 Fi,x (t)	1/6 Fi,y (t)
10	35,5	210.363	7467.887	31.004	10.335	5.167
9	32	326.930	10461.760	43.433	14.478	7.239
8	28,5	326.930	9317.505	38.682	12.894	6.447
7	25	326.930	8173.250	33.932	11.311	5.655
6	21,5	326.930	7028.995	29.181	9.727	4.864
5	18	349.319	6287.742	26.104	8.701	4.351
4	14,5	352.580	5112.410	21.225	7.075	3.537
3	11	352.580	3878.380	16.101	5.367	2.684
2	7,5	352.580	2644.350	10.978	3.659	1.830
1	4	431.762	1727.048	7.170	2.390	1.195
			62099.33	257.810	85.937	42.968

Dari analisa struktur didapat besarnya simpangan akibat beban gempa yang baru



Tabel 5.4 Deformasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4 yang baru ($c=0,0512$)

Lantai	W_i (ton)	d_i	d_i^2	$F_i(x,y)$ total (ton)	$W_i \cdot d_i^2$	$F_i \cdot d$
1	431.762	1.2308	1.514869	7.17	654.0627	8.824836
2	352.58	1.9442	3.779914	10.978	1332.722	21.34343
3	352.58	2.6281	6.90691	16.101	2435.238	42.31504
4	352.58	3.27	10.6929	21.225	3770.103	69.40575
5	349.319	3.9056	15.25371	26.104	5328.411	101.9518
6	326.93	4.5398	20.60978	29.181	6737.957	132.4759
7	326.93	5.0555	25.55808	33.932	8355.703	171.5432
8	326.93	5.4176	29.35039	38.682	9595.523	209.5636
9	326.93	5.6369	31.77464	43.433	10388.08	244.8275
10	210.363	5.6212	31.59789	31.004	6647.027	174.2797
					55244.83	1176.531

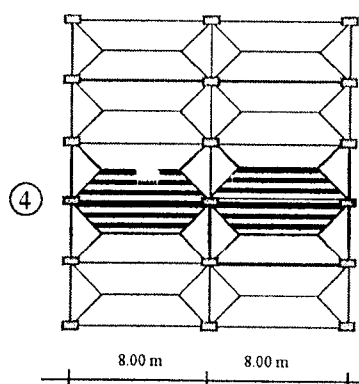
$$T_x = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2 / g \cdot \sum F_{ix} \cdot d_{ix})} \quad (\text{dari 3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(55244,83 / 981 \cdot 1176,531)}$$

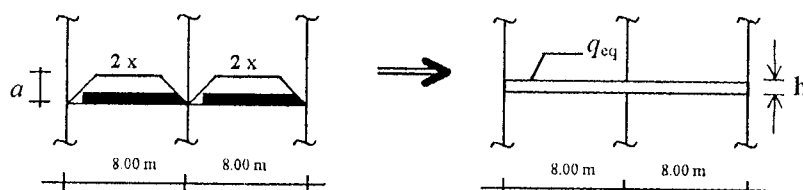
$$= 1.37 \text{ det} \rightarrow \text{mendekati sama} \quad \text{Ok. !}$$

5.3.2. Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi

A. Perhitungan gravitasi merata ekuivalen untuk portal As-4



Gambar 5.4. Pembagian beban merata pada portal As-4



Gambar 5.5. Perhitungan beban merata ekuivalen portal As-4

$$h = t - 4/3 \cdot \frac{t^3}{L^2} \quad t = 4/2 \quad L = 8 \text{ m} \quad h = 2 - 4/3 \cdot \frac{2^3}{8^2} = 1,833 \text{ m}$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 10)

a. Beban mati untuk tiap m

- plat	= (2 x 1,833) x 0,1 x 2400	= 879,84
- plafon	= (2 x 1,833) x 15	= 56,49
- balok	= 0,3 x 0,7 x 2400	= 504

$$q_{eq} = 1.440,33 \text{ kg/m} \approx 1,441 \text{ ton/m}$$

b. Beban hidup untuk tiap m

- q_h atap	= 100 kg/m ²
- koefisien reduksi	= 0,75

$$q_{eq} = 0,75 \times 100 \times (2 \times 1,833) = 274,9 \text{ kg/m} \approx 0,275 \text{ ton/m}$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 6 s/d 9

a. Beban mati untuk tiap m

- Plat	= (2 x 1,833) x 0,12 x 2400	= 1.055,808
- Plafon	= (2 x 1,833) x 15	= 54,99
- Dinding	= (3,5-0,7) x 250	= 700
- Kaca	= (3,5-0,7) x 10	= 28
- Keramik	= (2 x 1,833) x 23	= 84,318
- spesi	= (2 x 1,833) x 21	= 76,986
- Pasir	= (2 x 1,833) x 0,05 x 1600	= 293,28
- Balok	= 0,3 x 0,7 x 2400	= 504

$$q_{eq} = 2.797,385 \text{ kg/m} \approx 2,798 \text{ ton/m}$$

b. Beban hidup untuk tiap m

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

$$- \text{koefisien reduksi} = 0,75$$

$$q_{eq} = 0,75 \times 250 \times (2 \times 1,833) = 687,4 \text{ kg/m} \approx 0,688 \text{ ton/m}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 1 s/d 5

a. Beban mati untuk tiap m

$$- \text{Plat} = (2 \times 1,833) \times 0,12 \times 2400 = 1.055,808$$

$$- \text{Plafon} = (2 \times 1,833) \times 15 = 54,99$$

$$- \text{Dinding} = (3,5-0,8) \times 250 = 675$$

$$- \text{Kaca} = (3,5-0,8) \times 10 = 27$$

$$- \text{Keramik} = (2 \times 1,833) \times 23 = 84,318$$

$$- \text{spesi} = (2 \times 1,833) \times 21 = 76,986$$

$$- \text{Pasir} = (2 \times 1,833) \times 0,05 \times 1600 = 293,28$$

$$- \text{Balok} = 0,3 \times 0,8 \times 2400 = \underline{\underline{576}}$$

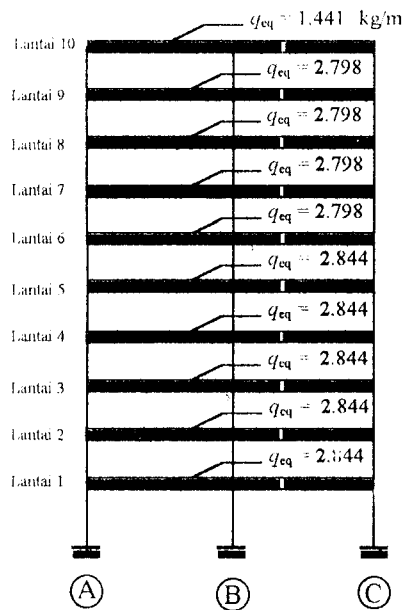
$$q_{eq} = 2.843,38 \text{ kg/m} \approx 2,844 \text{ ton/m}$$

b. Beban hidup untuk tiap m

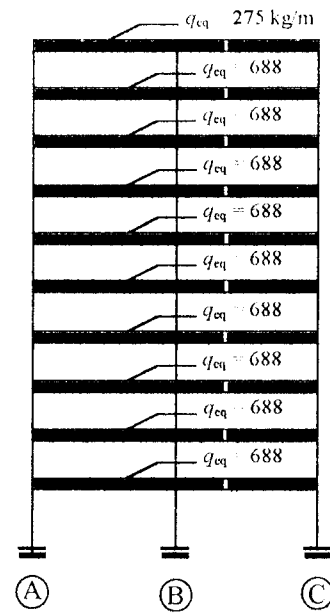
$$- q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{koefisien reduksi} = 0,75$$

$$q_{eq} = 0,75 \times 250 \times (2 \times 1,833) = 687,4 \text{ kg/m} \approx 0,688 \text{ ton/m}$$



Gambar 5.6. Beban mati ekuivalen Portal As-4



Gambar 5.7. Beban hidup ekuivalen Portal As-4

5.4. Desain Balok

5.4.1. Momen Rencana Balok

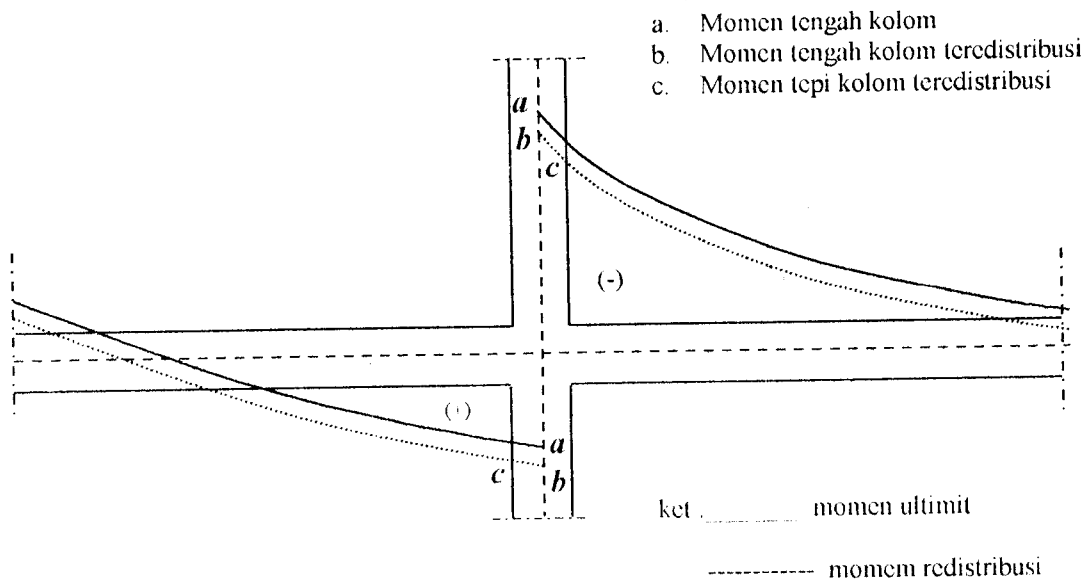
Momen rencana balok dihitung berdasarkan ke-3 tipe kombinasi pembebanan dibawah ini menurut SKSNI 3.2.2 :

$$\text{Kombinasi pembebanan 1 : } M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$\text{Kombinasi pembebanan 2 : } M_u = 1,05 (M_D + 0,6 M_L \pm M_L)$$

$$\text{Kombinasi pembebanan 3 : } M_u = 0,9 M_D \pm M_L \quad (\text{dari 7.1.1})$$

Momen hasil perhitungan dengan ke-3 tipe kombinasi tersebut didapat dari analisa struktur pada tepi kolom yang kemudian didistribusi.



Gambar.5.8 Diagram momen tumpuan balok

Tabel 5.5 Momen Analisa Struktur Balok

Lantai	Momen Balok As Kolom (Ton.m)		Momen Balok Teredistribusi (Ton.m)		Momen Balok Muka Kolom (Ton.m)		Prosentase Redistribusi (%)
	a		b		c		
	negatif	Positif	Negatif	positif	negatif	positif	
1	-52.61	15.84	-44.72	23.73	-31.99	26.60	0.15
2	-57.49	17.10	-51.74	22.85	-38.28	25.48	0.1
3	-57.3	16.25	-51.57	21.98	-38.12	24.40	0.1
4	-55.71	14.91	-50.14	20.48	-36.91	23.12	0.1
5	-54.27	13.59	-48.84	19.02	-35.82	21.86	0.1
6	-44.87	12.16	-38.14	12.23	-26.60	16.23	0.15
7	-41.41	2.19	-35.20	8.40	-24.16	12.90	0.15
8	-36.47	-2.4	-29.18	4.89	-18.85	10.11	0.2
9	-30.72	-7.7	-23.04	-0.02	-13.54	6.03	0.25
10	-15.65	-2.26	-13.30	0.09	-8.51	2.87	0.15

5.4.2. Penulangan Lentur Balok

Penulangan lentur balok dihitung dengan perhitungan tulangan lentur menurut *SKSNI T-15-1991-03* dipakai dari momen portal terbesar pada ditiap lantai, dan sebagai contoh perhitungan diambil balok lantai 2 dimensi 300 x 800.

Momen ultimit balok untuk perencanaan dipakai momen hasil analisa struktur yang telah didistribusi dimuka kolom seperti dapat dilihat pada tabel 5.5 kolom c untuk lantai 2 didapat :

$$Mu - = 38,28 \text{ ton.m} = 382,8 \text{ KNm}$$

$$Mu + = 25,48 \text{ ton.m} = 254,8 \text{ KNm}$$

$$Mu \text{ Lapangan} = 27,849 \text{ ton.m} = 278,49 \text{ KNm}$$

a. Tulangan tumpuan negatif

$$\rho'/\rho = 254,8 / 382,8 = 0,66$$

$$d' \text{ diambil } 100 \text{ mm, } d = 800 - 100 = 700 \text{ mm}$$

$$Mu / bd^2 = 382,8 / (0,3 \cdot 0,7^2) = 2603,9 \text{ KNm}$$

$$\text{Dari tabel diperoleh } \rho = 0,0087$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,0087 \cdot 300 \cdot 700 = 1827 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 7 \text{ D } 19 = 1984 \text{ mm}^2$$

$$As' = \rho'/\rho \cdot As = 0,66 \cdot 1984 = 1216 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 5 \text{ D } 19 = 1417,828 \text{ mm}^2$$

b. Tulangan tumpuan positif

$$\rho'/\rho = 382,8 / 254,8 = 1,5 \rightarrow \text{dipakai } \rho'/\rho = 1$$

$$Mu / bd^2 = 254,8 / (0,3 \cdot 0,7^2) = 1733$$

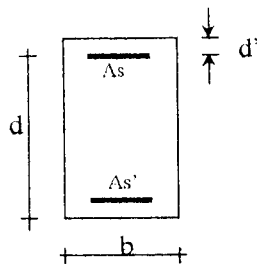
$$\text{Dari tabel diperoleh } \rho = 0,0058$$

$$As = As' = \rho \cdot b \cdot d = 0,0058 \cdot 300 \cdot 700 = 1218 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 5 \text{ D } 19 = 1417,828 \text{ mm}^2$$

Jadi tulangan tumpuan terpasang diambil dari nilai maksimum yaitu :

$$A_s = 7 \text{ D } 19 \text{ dan } A_s' = 5 \text{ D } 19$$



$$d' = 60 + 19/2 = 69,5 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 69,5 = 730,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = (A_s - A_s') / (b \cdot d) = (1984 - 1417,8) / (300 \cdot 730,5) = 0,00388$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_b = 0,8 \cdot \Gamma_c \cdot 0,85 / f_y \cdot (600 / f_y + 600)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,023$$

$$A_{s1} = A_s - A_s' = 1984 - 1417,8 = 566,2 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \cdot f_y = 1984 \cdot 400 = 793983 \text{ N} \quad (\text{dari..3.7.1.1.n})$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot a = 7650 \cdot a \quad (\text{dari..3.7.1.1.o})$$

$$C_s = A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c) = 1417,8 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 530976,4 \text{ N} \quad (\text{dari..3.7.1.1.p})$$

$$\Gamma = C_c + C_s \rightarrow 793983 = 7650 \cdot a + 530976,4$$

$$a = 34,38 \text{ mm}$$

$$M_{n,ak b} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_{n,ak b} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a/2) + C_s \cdot (d - d') \quad (\text{dari..3.7.1.1.q})$$

$$= 566,2 \cdot 400 \cdot (730,5 - 34,38/2) + 530,976 \cdot (730,5 - 69,5)$$

$$= 161,9 + 350,9 = 512,8 \text{ KNm}$$

$$M_{kap b} = 1,4 \cdot 512,8 = 717,9 \text{ KNm} \quad (\text{dari..3.7.1.1.s})$$

$$M_{nak b'} = 350,9 \text{ KNm}$$

$$M_{kap b'} = 1,4 \cdot 350,9 = 491,4 \text{ KNm}$$

c. Tulangan lapangan

$$M_u = 278,49 \text{ KNm}$$

$$M_n = 278,49 / 0.8 = 348,1125 \text{ KNm}$$

$$R_n = M_n / b d^2 = 545,09 \cdot 10^6 / (300 \cdot 730,5^2) = 2,174$$

$$n = f_y / (0,85 \cdot f_c') = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 2,174}{400}} \right) = 0,00569$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00569 \cdot 300 \cdot 730,5 = 1247,002 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 5 D19} = 1417,828 \text{ mm}^2$$

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan lentur balok pada setiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada pembahasan.

5.4.3. Perhitungan Tulangan Geser Balok

a. Perencanaan Balok Geser Lantai 2

$$M_{\text{nak negatif}} = 512,8 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{nak positif}} = 350,98 \text{ KNm}$$

Dari analisa struktur yang didapat gaya geser balok As-4 :

$$V_{\text{mati}} = 117,9 \text{ KN}$$

$$V_{\text{hidup}} = 27,9 \text{ KN}$$

$$V_{\text{gempa}} = 85,9 \text{ KN}$$

$$1,05 \cdot V_g = 1,05 \cdot (V_D + V_L) = 1,05 \cdot (117,9 + 27,9) = 153,09 \text{ KN}$$

$$V_{u,\text{balok}} = 0,7 \phi_v \left(\frac{M_{\text{nak},b} + M_{\text{nak},b'}}{l_n} \right) + 1,05 V_g \quad (\text{ dari .3.7.1.2.a)}$$

$$= 0,7 \cdot 1,25 \cdot \left(\frac{512,8 + 350,89}{8 - 0,7} \right) + 153,09 = 256,02 \text{ KN}$$

$V_{u,b}$ terpakai =

$$\left[1,05 \cdot V_g - 0,7 \cdot \phi_0 \cdot \left(\frac{M_{nak,b} + M_{nak,b'}}{\ln} \right) + \frac{\ln - d}{\ln} \right] * \left[V_{u,b} - 1,05 \cdot V_g - 0,7 \cdot \phi_0 \cdot \left(\frac{M_{nak,b} + M_{nak,b'}}{\ln} \right) \right]$$

$V_{u,b}$ terpakai = 235,6 KN

$V_{u,b}$ terpakai / $\phi = 235,6 / 0,6 = 392,6 \text{ KN}$

$V_{u,b}$ maks = $1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b} + 4/K \cdot V_{E,b}) = 513,87 \text{ KN}$ (dari..3.7.1.2.c)

$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$ (dari..3.7.1.2.d)

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3}$$

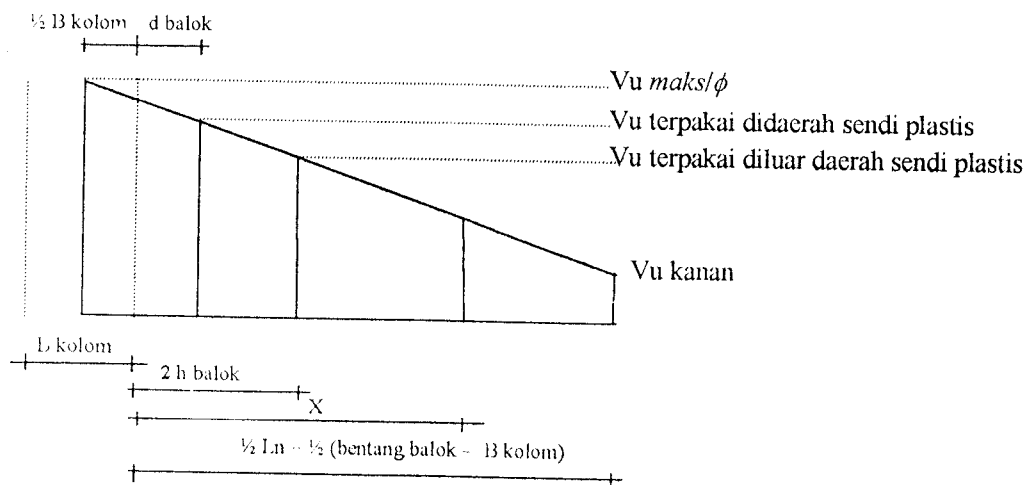
$$= 202,66 \text{ KN}$$

$V_s \text{ maks} = 2/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$

$$= 2/3 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3} = 810,63 \text{ KN}$$

$V_s \text{ min} = 1/3 \cdot b_w \cdot d$

$$= 1/3 \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3} = 74 \text{ KN}$$



Gambar.5.9 Perencanaan Tulangan Geser Balok

➤ *Didaerah Sendi Plastis*

karena $V_c + V_s \text{ min} < V_u/\phi \leq 3 V_c$

$$202,66 + 74 = 269,18 < 392,6 \leq 3 \times 197,18 = 591,54$$

maka diperlukan tulangan geser dengan jarak

$$V_s = V_u/\phi - V_c \rightarrow V_c = 0 \text{ (didaerah sendi plastis } V_c \text{ dianggap nol)}$$

$$= 392,6 \text{ KN}$$

dipakai sengkang diameter 10 mm $\rightarrow A_v = 157 \text{ mm}^2$

$$S \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 240 \cdot 740 \cdot 10^{-3}}{392,6} = 71,5 \text{ mm} \quad (\text{ dari .3.7.1.2.f})$$

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

$$S \leq d/4 = 740/4 = 182,5 \text{ mm}$$

S diambil yang terkecil \rightarrow dipakai sengkang dp 10 – 70 mm

➤ *Diluar Daerah Sendi Plastis pada Daerah Kritis*

$$V_{u,b}/\phi \text{ kritis} = V_{u,b}/\phi - (2h_{\text{balok}} \times (V_{u,b}/\phi - V_{u,b}/\phi_{\text{pakai}}) / (d/2 + 1/2 B_{\text{kolom}}))$$

$$= 349 \text{ KN (interpolasi)}$$

$$\text{karena } V_c + V_s \text{ min} < V_u/\phi \leq 3 V_c \rightarrow 276,66 < 349 \leq 607,97$$

maka diperlukan tulangan geser dengan jarak

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 349 - 202,66 = 147 \text{ KN}$$

$$S \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 240 \cdot 740 \cdot 10^{-3}}{147} = 189 \text{ mm} \quad (\text{ dari .3.7.1.2.f})$$

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

$$S \leq d/2 = 740/2 = 370 \text{ mm}$$

S diambil yang terkecil \rightarrow dipakai sengkang dp 10 – 185 mm

➤ *Didaerah Praktis (diluar jarak x)*

Dalam daerah ini $0,5.V_c < V_u \phi \leq V_c$, sehingga semua gaya geser ditahan oleh beton

$$X = (V_c/V_{u,b}) \cdot L_n/2 = (202,66 / 235,6) \cdot 3,65 = 2,9 \text{ m}$$

Dipakai sengkang diameter 8 mm $\rightarrow A_v = 100,5$ dengan jarak :

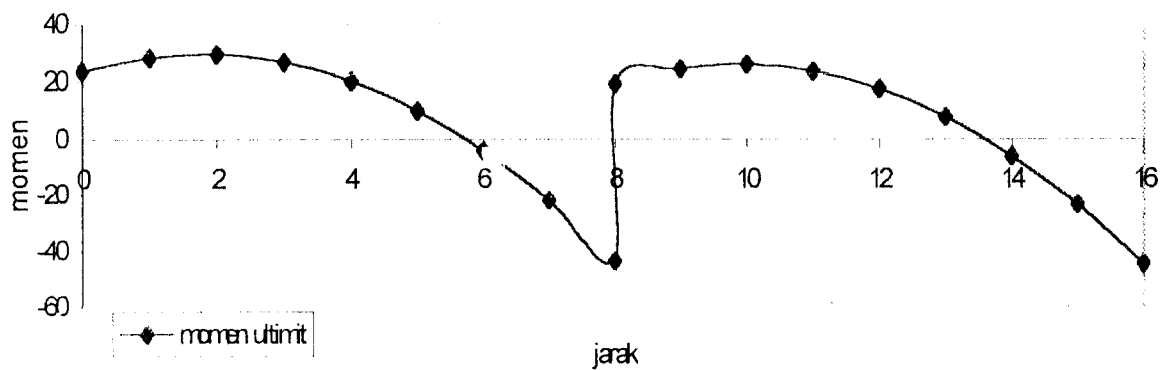
$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_{smin}$$

$$= 100,5 \cdot 240 \cdot 740 \cdot 10^3 / 74 = 241$$

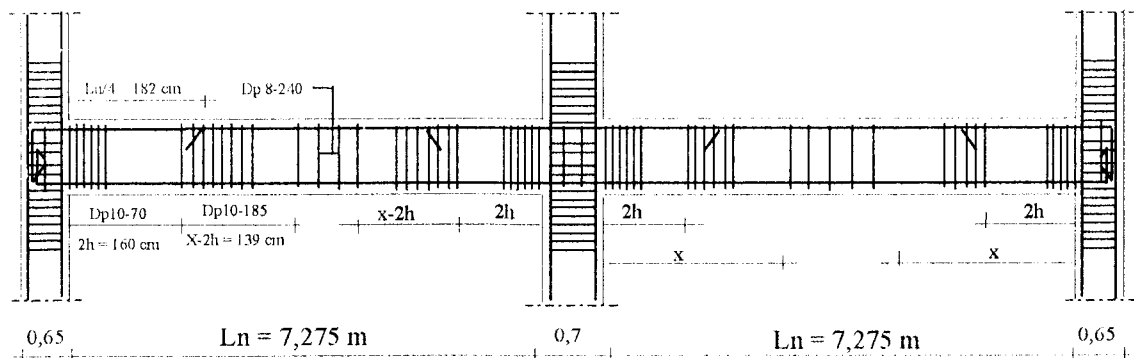
$$S \leq 600 \text{ mm}$$

$$S \leq d/2 = 740 / 2 = 370 \text{ mm}$$

Dipakai S terkecil \rightarrow Dp 10 – 240 mm



Gb.5.10 Analisa letak sendi plastis



Gambar.5.11. Detail Tulangan Sengkang Balok

Tabel 5.6. Jarak x untuk lantai lain

Lantai	X (mm)
1	2993
2	2882
3	2856
4	2833
5	2812
6	2677
7	2927
8	3004
9	3231
10	3600

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan geser balok ditiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada Bab Hasil Perhitungan dan Pembahasan.

5.5. Desain Kolom

5.5.1. Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Kuat lentur dan aksial kolom dirancang dengan memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa, dan sebagai contoh perhitungan kolom diambil kolom lantai 2 dengan dimensi 500 x 700 (mm).

a. Kolom ujung atas

Momen ultimit kolom diperoleh dari momen kapasitas balok pada perhitungan Penulangan Lentur Balok (5.4.2) :

$$M_{kap\ b,ki} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ki'} = 491.4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka} = 491,4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka'} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{u,k} = \frac{hk'}{hk} \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \left(\frac{I_{ki}}{I_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}'} M_{kap,ka} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.a})$$

$$hk' = \text{tinggi bersih kolom} = 3,5 - (0,8 + 0,8) / 2 = 2,7 \text{ m}$$

$$hk = \text{tinggi kolom} = 3,5 \text{ m}$$

$$\omega_d = 1,3 \text{ kecuali untuk lantai 1 dan lantai paling atas } \alpha_k = 1$$

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

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

$$K_a = K_b \rightarrow \alpha_a = \frac{K_a}{K_a + K_b} = 0,5$$

$$M_{u,k} = \frac{2,9}{3,5} \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \left(\frac{8}{7,3} \cdot 717,9 + \frac{8}{7,3} \cdot 419,4 \right) = 465,156 \text{ KNm}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.b})$$

$$M_{u,k} = 1,05 \left(0 + 0 + \frac{4,0}{1} \cdot 280,9 \right) = 1179 > 465,156 \text{ KNm}$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur :

$$\begin{aligned} M_{u,k} &= 1,05 \cdot (M_{D,k} + M_{L,k} + \omega_d \cdot M_{E,k}) \\ &= 1,05 \cdot (62,2 + 14,7 + 1,3 \cdot 280,9) = 442,7 \text{ KN} \end{aligned}$$

Untuk gaya aksial rencana $N_{u,k}$ pada kolom dihitung sbb :

$$N_{u,k} = 0,7 \cdot R_v \cdot \sum \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki}'}{I_{ki}'} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka}'}{I_{ka}'} \right) + 1,05 \cdot N_g \quad (\text{dari 3.7.1.3})$$

$$R_v = 1,1 - 0,025 N = 0,9$$

(N = jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau)

$$N_g = 1,2 \cdot N_d + 1,6 N_l = 2947,28 \text{ KN}$$

$$N_{u,k} = 0,7 \cdot 0,9 \cdot \sum \left(\frac{717,9 + 491,4}{7,3} + \frac{717,9 + 491,4}{7,3} \right) + 1,05 \cdot 2947,28 = 3303 \text{ KN}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} \cdot N_{e,k} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.d})$$

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(2947,28 + \frac{4,0}{K} \cdot 561,3 \right) = 5123,244 \text{ KN}$$

b. Kolom ujung bawah

Momen ultimit kolom diperoleh dari momen kapasitas balok pada perhitungan Penulangan Lentur Balok (5.4.2) :

$$M_{kap\ b,ki} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ki'} = 491,4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka} = 491,4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka'} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{u,k} = \frac{hk'}{hk} \cdot \alpha d \cdot \alpha k \cdot 0,7 \left(\frac{l_{ki}}{l_{ki'}} \cdot M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka'}} \cdot M_{kap,ka} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.a})$$

$$hk' = 3,5 - (0,8 + 0,8) / 2 = 2,8 \text{ m}, \quad hk = 3,5 \text{ m}, \quad \alpha d = 1,3$$

$$K_a = \frac{EI_a}{h'ka}, \quad K_b = \frac{EI_b}{h'kb}, \quad I_a = I_b = I$$

$$\alpha_b = \frac{K_b}{K_a + K_b} = \frac{\frac{EI}{2,9}}{\frac{EI}{2,9} + \frac{EI}{2,9}} = 0,5$$

$$M_{u,k} = \frac{2,9}{3,5} \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \left(\frac{8}{7,3} \cdot 717,9 + \frac{8}{7,3} \cdot 419,4 \right) = 465,156 \text{ KNm}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$Mu,k = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) = 1179,78 > 465,156 \text{ KNm} \quad (\text{dari..3.7.1.3.b})$$

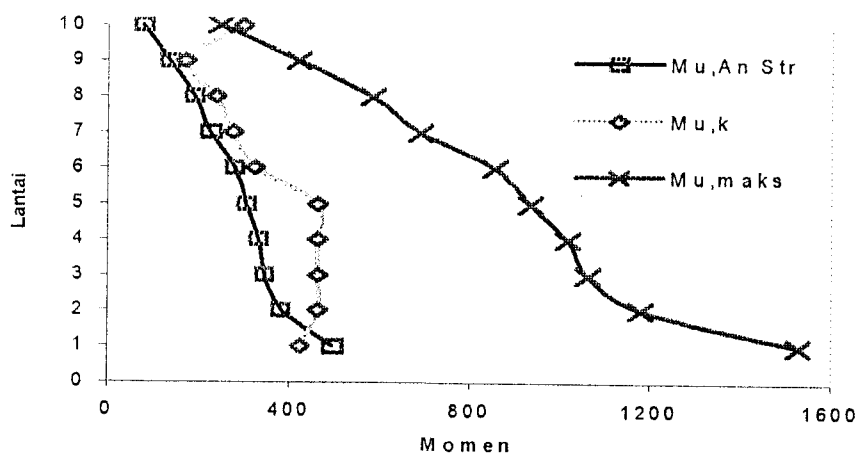
Dan tidak boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur kolom pada tepi balok :

$$Mu,k = 1,05 \cdot (M_{D,k} + M_{L,k} + \omega_d \cdot M_{E,k})$$

$$= 1,05 \cdot (0 + 0 + 1,3 \cdot 280,9) = 383,43 \text{ KN} < 465,156 \text{ KNm}$$

Tabel. 5.5 Momen Kolom Tepi Balok Tiap Lantai

Lantai	$Mu, k \text{ An str}$	Mu, k	$Mu, k \text{ maks}$
1	496.86	424.203	1528.800
2	383.43	465.156	1179.780
3	345.89	465.156	1064.280
4	331.15	465.156	1018.920
5	304.26	465.156	936.180
6	279.14	323.482	858.900
7	225.23	275.558	693.000
8	190.42	237.379	585.900
9	136.91	171.320	421.260
10	79.99	296.515	246.120



Gambar.5.11. Grafik Perbandingan Momen Kolom Tepi Balok

Untuk gaya aksial rencana Nu,k pada kolom dihitung seperti pada kolom atas

$$Nu,k = 0,7 \cdot Rv \cdot \sum \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki'}}{L_{ki'}} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka'}}{L_{ka'}} \right) + 1,05 \cdot Ng$$

(dari..3.7.1.3.c)

$$N_g = 1,2 \cdot N_d + 1,6 N_l = 3354,12 \text{ KN}$$

$$N_{u,k} = 3322,31 \text{ KN}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} \cdot N_{e,k} \right) = 5123,244 \text{ KN} \quad (\text{ dari 3.7.1.3.d})$$

c. Kontrol Kelangsingan Kolom

$$\text{Dimensi kolom} = 500 \times 700 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi balok} = 300 \times 800 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tinggi kolom} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang balok arah X} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Panjang balok arah Y} = 4 \text{ m}$$

$$I_{kolom} = \frac{1}{12} 0,5 \cdot 0,7^3 = 0,014$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} 0,3 \cdot 0,8^3 = 0,0128$$

$$A = 0,5 \times 0,7 = 0,35 \text{ m}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,014}{0,35}} = 0,2$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{kolom} = \frac{2 \cdot E \cdot I}{h_{kolom} - h_{balok}} = \frac{2 \cdot E \cdot 0,014}{3,5 - 0,8} = 0,0104E$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{balok} = \frac{2 \cdot E \cdot I}{L_{balok} - b_{kolom}} = \frac{2 \cdot E \cdot 0,0128}{8 - 0,7} = 0,0035E$$

$$\Psi_A = \frac{0,0104E}{0,0035E} = 2,96$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{kolom} = \frac{E \cdot 0,014}{4 - 0,4} + \frac{E \cdot 0,014}{3,5 - 0,8} = 0,0091E$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{balok} = \frac{2 \cdot E \cdot I}{L_{balok} - b_{kolom}} = \frac{2 \cdot E \cdot 0,0128}{8 - 0,7} = 0,0035E$$

$$\Psi_B = \frac{0,0091E}{0,0035E} = 2,59 \quad (\text{dari..3.7.1.3.e})$$

$$\Psi_M = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = \frac{2,96 + 2,59}{2} = 2,775 > 2 \rightarrow \text{dipakai } k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \Psi}$$

$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + 2,775} = 1,75 \quad (\text{dari..3.7.1.3.f})$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} = \frac{1,75 \cdot (3,5 - 0,8)}{0,2} = 21,6 > 22 \rightarrow \text{kolom pendek} \quad (\text{dari..3.7.1.3.g})$$

➤ *Tinjauan Terhadap Kondisi Seimbang untuk Luas Tulangan 1%.Ag*

$$A_{st} = 0,01 \times 500 \times 700 = 3.500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = 0,5 A_{st} = 1.750 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 85 = 615 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 615}{600 + 400} = 369 \text{ mm} \quad (\text{dari..3.7.1.3.h})$$

$$ab = \beta \cdot C_b = 0,85 \times 369 = 313,65 \quad (\text{dari..3.7.1.3.i})$$

$$f_s' = E_s \cdot \left[\varepsilon' c \left(\frac{Cb - d'}{Cb} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{369 - 85}{369} \right) \right] = 461,789$$

$$= 461,789 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s' = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_s = E_s \cdot \left[\varepsilon' c \left(\frac{d - Cb}{Cb} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{615 - 369}{369} \right) \right] = 400 \text{ Mpa} = f_y$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot ab \cdot b \quad (\text{dari..3.7.1.3.k})$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 313,65 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 3999,5 \text{ KN}$$

$$C_{sb} = A_s' (f_s' - 0,85 f_c') \quad (\text{ dari..3.7.1.3.1})$$

$$= 1750 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) \cdot 10^{-3} = 655,375 \text{ KN}$$

$$T_{sb} = A_s' \cdot f_y = 1750 \cdot 400 = 700 \text{ KN} \quad (\text{ dari..3.7.1.3.m})$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} = 3999,5 + 655,375 - 700 = 3954,875 \text{ KN}$$

$$M_{nb} = C_{cb} \cdot (y - a_b/2) + C_{sb} \cdot (y - d') + T_{sb} \cdot (d - y) \quad (\text{ dari..3.7.1.3.n})$$

$$= 3999,5 \cdot (350 - 313,65/2) + 655,375 \cdot (350 - 85) + 700 \cdot (615 - 350)$$

$$= 1131,778 \text{ KNm}$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb}$$

$$= 1131,778 / 3954,875 = 0,286 \text{ m} = 286 \text{ mm}$$

➤ *Tinjauan Terhadap Kondisi Patah Desak untuk Luas Tulangan 1% Ag*

Diambil $c > c_b \rightarrow c = 500$

$$a = \beta \cdot c = 0,85 \times 500 = 425$$

$$f_s' = E_s \cdot \left[\epsilon' c \left(\frac{C - d'}{C} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{425 - 85}{425} \right) \right] = 498$$

$$= 498 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s' = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_s = E_s \cdot \left[\epsilon' c \left(\frac{d - C}{C} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{615 - 500}{500} \right) \right] = 138 \text{ Mpa}$$

$$138 \text{ Mpa} < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s = 138 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0,85 f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 425 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 5418,75 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 f_c')$$

$$= 1750 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) \cdot 10^{-3} = 655,375 \text{ KN}$$

$$T_s = A_s' \cdot f_s = 1750 \cdot 138 = 241,5 \text{ KN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 5418,75 + 655,375 - 241,5 = 5832,625 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (y-a/2) + C_s \cdot (y-d') + T_s \cdot (d-y) \\ &= 5418,75 \cdot (350-425/2) + 655,375 \cdot (350-85) + 241,5 \cdot (615-350) \\ &= 982,75 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= M_n / P_n \\ &= 982,75 / 5832,625 = 0,168 \text{ m} = 168 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤ *Tinjauan Terhadap Kondisi Patah Tarik untuk Luas Tulangan 1%.Ag*

$$\text{Diambil } c < c_b \rightarrow c = 200$$

$$a_b = \beta \cdot C_b = 0,85 \times 200 = 170$$

$$f_s' = 345 \text{ Mpa} < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s' = 345 \text{ Mpa}$$

$$f_s = 1500 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 170 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 2167,5 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \\ &= 1750 \cdot (345 - 0,85 \cdot 30) \cdot 10^{-3} = 559,125 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1750 \cdot 400 = 700 \text{ KN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 2167,5 + 559,125 - 700 = 2026,625 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (y-a/2) + C_s \cdot (y-d') + T_s \cdot (d-y) \\ &= 2167,5 \cdot (350-170/2) + 559,125 \cdot (350-85) + 700 \cdot (615-350) \\ &= 908,055 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= M_n / P_n \\ &= 908,055 / 2026,625 = 0,448 \text{ m} = 448 \text{ mm} \end{aligned}$$

a. Aksial Murni

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

$$= (0,85 \cdot 30(500 \cdot 700 - 500 \cdot 700 \cdot 1\%)) + ((500 \cdot 700 \cdot 1\%) \cdot 400) = 10235,75 \text{ KN}$$

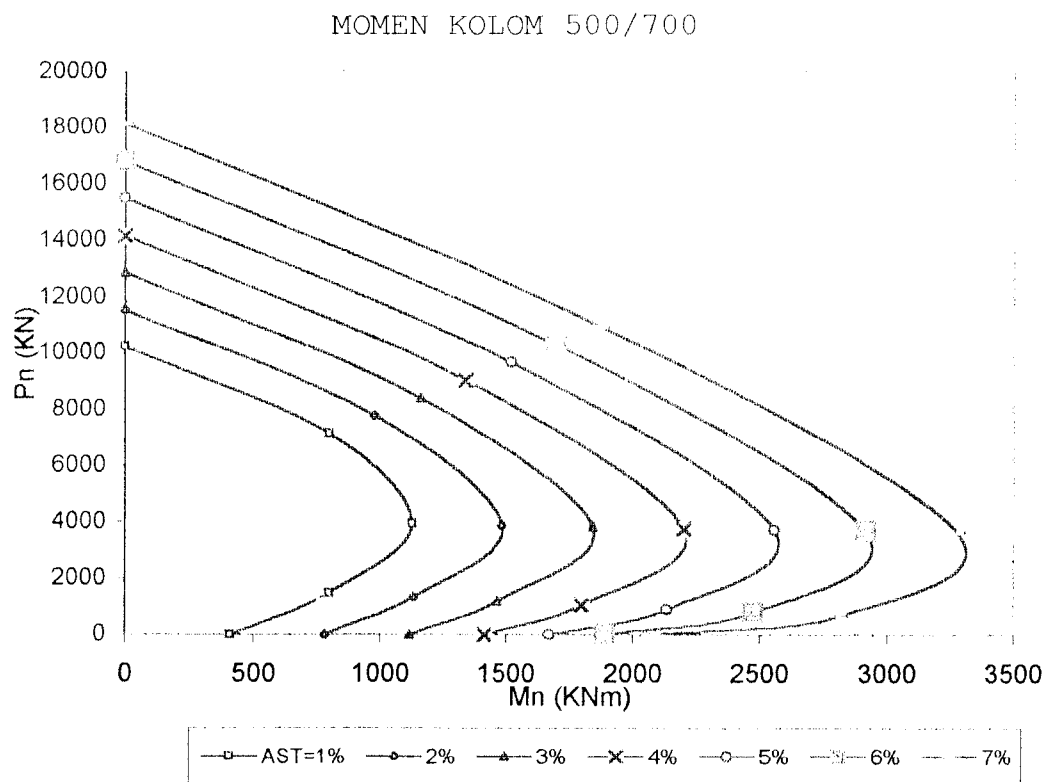
$$P_{no} = 0,65 \cdot P_o = 0,65 \cdot 10235,75 = 5563,2375 \text{ KN}$$

c. Lentur Murni

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1750 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 500} = 54,9 \text{ mm}$$

$$M_{no} = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 1750 \cdot 400 \cdot (600 - 54,9/2) \cdot 10^{-6} = 400,785 \text{ KNm}$$

Dengan cara yang sama dapat dicari untuk luas tulangan 2%, 3%, 4%, 5% dan 6% pada semua dimensi kolom dan dapat digambarkan diagram interaksi untuk kolom tersebut.



Gb.5.13. Interaksi kolom

$$Mu, k = 507,369 \text{ KNm}$$

$$Nu, k = Pn = 3322,309 \text{ KN}$$

$$Mu, k \phi = 507,369/0,65 = 780,567 \text{ KNm}$$

$$Pn \phi = 3322,309/0,65 = 5111,245 \text{ KN}$$

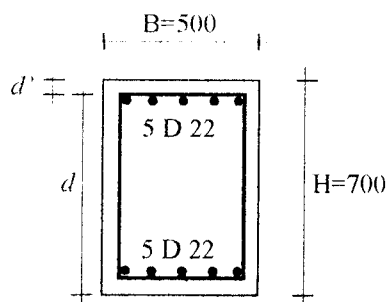
$$e = Mu, k / Pn = 507,369 / 3322,309 = 0,153 \text{ m} = 153 \text{ mm}$$

Karena eksentrisitas yang diberikan $e = 153 \text{ mm}$ lebih kecil dari $e_b = 286 \text{ mm}$, maka keruntuhan kolom tersebut berupa keruntuhan desak.

Dari diagram kolom dimensi 500×700 didapat rasio tulangan (ρ) kolom $= 0,7 \% \rightarrow$ (tidak memenuhi persyaratan rasio tulangan min 1% dan maksimum 6% menurut SKSNI 3.14.4-3, sehingga dipakai rasio minimum $\rho = 1\%$)

$$Ast = Ag \cdot \rho = (500 \cdot 700) \times 0,01 = 3500 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 10 D 22 = 3799 mm^2



$$d' = 60 - 22/2 = 71 \text{ mm}$$

$$d = H - d' = 700 - 71 = 629 \text{ mm}$$

Kontrol gaya aksial yang terjadi pada keruntuhan desak berdasarkan pendekatan Whitney.

$$Pn = \frac{As' \cdot fy}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot fc'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

$$= \frac{1900,66 \cdot 400}{\frac{153}{629-71} + 0,5} + \frac{500 \cdot 700 \cdot 30}{\frac{3 \cdot 700 \cdot 153}{629^2} + 1,18}$$

$$= 6252,828 \text{ KN} > Pn \cdot \phi = 5111,245 \text{ KN}$$

$$Mn \cdot Pn \cdot e = 6252,828 \times 0,153$$

$$= 956,683 \text{ KNm} > Mu, k \cdot \phi = 780,567 \text{ KNm} \text{ .Ok!}$$

5.5.2. Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Dalam perencanaan tulangan geser kolom diambil nilai Vu,k seperti pada landasan teori, sebagai contoh diambil untuk lantai 2 dengan :

$$Mu,ka = 507,369 \text{ KNm} ,$$

$$Mu,kb = 507,369 \text{ KNm}$$

$$Vu,k = (Mu,ka + Mu,kb) / hk' \quad \text{(dari 3.7.1.4.a)}$$

$$= (507,369 + 507,369) / 2,7 = 375,829 \text{ KN}$$

tetapi tidak lebih besar dari :

$$Vu,k = 1,05 \cdot (Vd,k + V1,k + 4/K \cdot Ve,k) \quad \text{(dari 3.7.1.4.b)}$$

$$Vd,k = 45,4 \text{ KN} , \quad V1,k = 10,7 \text{ KN}$$

$$Ve,k = 200,4 \text{ KN}$$

$$Vu,k = 1,05 \cdot (45,4 + 10,7 + 4 \cdot 200,4) = 841,68 \text{ KN}$$

Tulangan geser kolom dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak maksimum (SKSNI 3.14.4-4.2):

- $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil = $450/4 = 112,5 \text{ mm}$
- $8 \times$ diameter tulangan = $22 \times 8 = 176 \text{ mm}$
- 100 mm

➤ Daerah ujung kolom dengan panjang kurang dari l_0 (SKSNI 3.14.9.43) :

- h untuk $Nu,k < 0,3 \cdot Ag \cdot f'c = 3150 \text{ KN} \rightarrow h = 700 \text{ mm}$

- $1,5 \cdot h$ untuk $Nu,k > 0,3 \cdot Ag \cdot f'c \rightarrow 1,5 \cdot h = 1050 \text{ mm}$
- $1/6$ bentang bersih = $2700/6 = 450 \text{ mm}$
- 250 mm

(dipakai yang terbesar)

Gaya geser beton di daerah ujung diabaikan ($V_c = 0$)

$$V_s = V_{u,k}/\phi - V_c = 375,829 / 0,6 - 0 = 626 \text{ KN}$$

$$A_v = 4,0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 314 \cdot 240 \cdot 600 / 626 \cdot 10^{-3} = 78,7 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang D10-75 mm

➤ Daerah di tengah kolom

$$Nu,k = 3303 \text{ KN}$$

$$V_c = (1 + Nu/14 \cdot Ag) \cdot (\sqrt{f'c}/6) \cdot b_w \cdot d = 184 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,k}/\phi - V_c = 375,829 / 0,6 - 184 = 442 \text{ KN}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 240 \cdot 600 / 442 \cdot 10^{-3} = 58 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang D10-55 mm.

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan geser kolom pada tiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada bab selanjutnya.

5.6. Pertemuan Balok Kolom

5.6.1. Perhitungan Gaya-Gaya Dalam

Sebagai contoh perhitungan diambil pertemuan balok-kolom dalam pada lantai 2 yaitu :

$$M_{nak, b \text{ kiri}} = 591,177 \text{ KNm}$$

$$M_{nak, b \text{ kanan}} = 350,975 \text{ KNm}$$

$$M_{kap, b \text{ kiri}} = 1,4 \cdot 591,177 = 827,6476 \text{ KNm}$$

$$M_{kap, b \text{ kanan}} = 1,4 \cdot 350,975 = 491,366 \text{ KNm}$$

$$V_{kol} = \frac{0,7(I_{ki} / I_{ka} \cdot M_{kap, bki} + I_{ka} / I_{ki} \cdot M_{kap, bka})}{1/2 \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})} \quad (\text{dari 3.7.1.5.d})$$

$$V_{kol} = \frac{0,7(8/7,3 \cdot 827,648 + 8/7,3 \cdot 491,366)}{0,5 \cdot (3,5 + 4)} = 269,826 \text{ KN}$$

$$C_{ki} = 0,7 \cdot M_{kap, b \text{ kiri}} / Z_{ki} = 0,7 \cdot 827,648 / 0,65 = 891,313 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.1.5.b})$$

$$T_{ka} = 0,7 \cdot M_{kap, b \text{ kanan}} / Z_{ka} = 0,7 \cdot 491,366 / 0,65 = 529,163 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.1.5.c})$$

$$V_{j,h} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} = 891,313 + 529,163 - 269,826 = 1.150,65 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.1.5.a})$$

$$V_{j,v} = b_j \cdot hc \cdot V_{j,h} = 0,8 / 0,7 \cdot 1.150,65 = 1334,754 \text{ KN}$$

5.6.2. Kontrol Tegangan Geser Horizontal Minimal

$$V_{j,h} = \frac{V_{j,v}}{b_j \cdot hc} < 1,5 \cdot \sqrt{f_c'} \quad (\text{dari 3.7.1.5.c})$$

$$V_{j,h} = \frac{1334,754}{0,8 \cdot 0,7} = 2383 \text{ KN/m}^2 = 2,383 \text{ N/mm}^2 < 1,5 \cdot \sqrt{30} = 8,2 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Ok!}$$

5.6.3. Penulangan Geser Horizontal

$$N_u = 3303,309 \text{ KN}$$

$$N_u / Ag = 3303,309 / 0,5 \cdot 0,7 = 9492 \text{ KN/m}^2 = 9,492 \text{ N/mm}^2 > 0,1 \cdot f_c' = 3 \text{ Mpa}$$

$$V_{c,h} = 2/3 \cdot \sqrt{\{(N_{u,k} / Ag) - 0,1 \cdot f_c'\} \cdot b_j \cdot hc} \quad (\text{dari 3.7.1.5.d})$$

$$= 2/3 \cdot \sqrt{\{(3303,309 \cdot 10^3 / 500 \cdot 700) - 3\} \cdot 800 \cdot 700} = 951,231 \text{ KN}$$

$$V_{s,h} = V_{ch} - V_{l,h}$$

$$V_{s,h} = 1334,754 - 951,231 = 383,523 \text{ KN}$$

$$A_{j,h} = V_{s,h} / f_y = 383,523 \cdot 10^3 / 240 = 1.598,0125 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang rangkap $\phi 10 \text{ mm} \rightarrow A = 314 \text{ mm}^2$

Jumlah lapis sengkang yang diperlukan = $958,8 / 314 = 5$ lapis

5.6.4. Penulangan Geser Vertikal

$$V_{c,v} = A_s' \cdot V_{j,v} / A_s \cdot (0,6 + N_{u,k} / A_g \cdot f_c')$$

(dari 3.7.1.5.i)

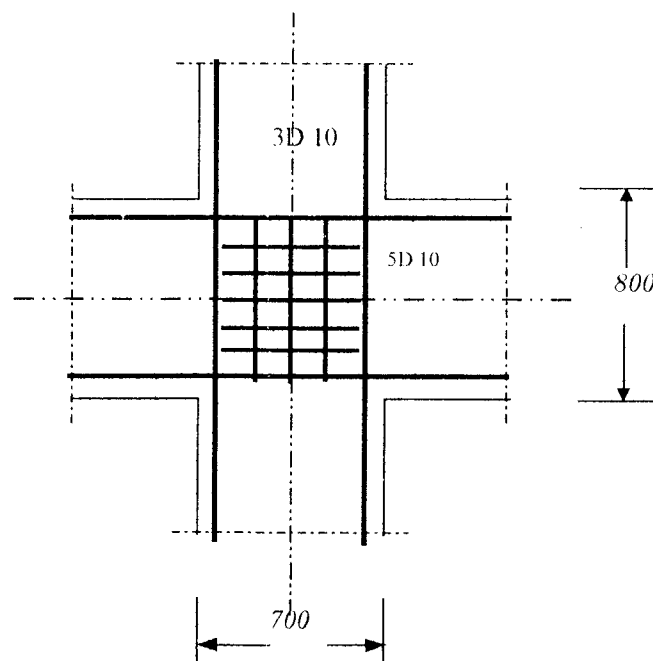
$$= 1334,754 \cdot (0,6 + 3303,309 / 0,5 \cdot 0,7 \cdot 30) = 1222,635 \text{ KN}$$

$$V_{s,v} = V_{c,v} - V_{l,v}$$

$$V_{s,v} = 1334,754 - 1222,635 = 112,121 \text{ N}$$

$$A_{j,v} = V_{s,v} / f_y = 112,121 \cdot 10^3 / 240 = 467,171 \text{ mm}^2$$

ipakai tulangan kolom = 3 D-10 = $471,239 \text{ mm}^2 > 280,3 \text{ mm}^2$



Gb 5.14. Tulangan pertemuan titik buhul

5.7. Perencanaan Pondasi

Pondasi yang akan digunakan adalah pondasi tiang pancang dengan data sebagai berikut :

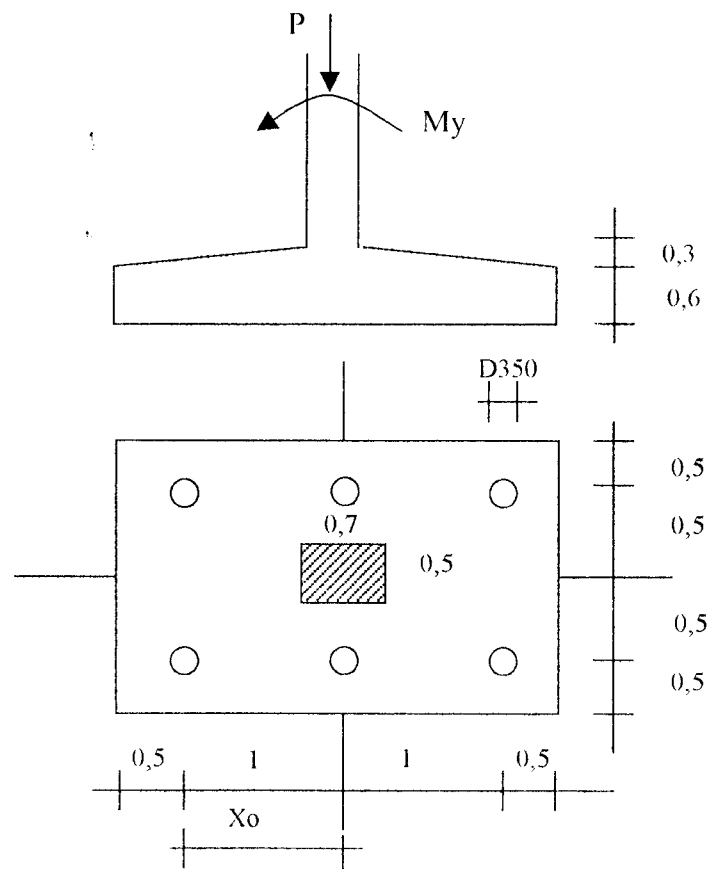
- Berat jenis beton = 2,4 Tm
- Kolom 500 x 700
- $M_y = 47,14$ Tm
- $P_u = 273,1$ T $\rightarrow P = 273,1/1,2 = 227,58$ T

Digunakan tiang pancang Frankie diameter 350 mm dengan P ijin = 60 T

Berat poer ditaksir = 20 T

Resultan gaya vertikal = $V = 227,58 + 20 = 247,58$ T

Jumlah tiang = $n = 247,58 / 60 = 4,12 \approx$ dipakai 6 tiang



Gb.5.15 Denah pondasi

Titik berat tiap deret

$$6 \cdot X_o = 2 \cdot 1 + 2 \cdot 2 \rightarrow X_o = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= 0,6 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 2,4 + 1,15 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 2,4 \\ &= 10,3 \text{ T} \end{aligned}$$

$$V \text{ terpakai} = 227,58 + 10,3 = 237,88 \text{ T}$$

Gaya pada tiang

$$\Sigma X^2 = 2 \cdot 1^2 + 2 \cdot 0 + 2 \cdot 1^2 = 4$$

$$P_1 = P_4 = 273,88 / 6 + 47,14 \cdot 1 / 4 = 51,4 \text{ T}$$

$$P_2 = P_5 = 273,88 / 6 + 47,14 \cdot 0 / 4 = 39,65 \text{ T}$$

$$P_3 = P_6 = 273,88 / 6 - 47,14 \cdot 1 / 4 = 27,86 \text{ T}$$

Perencanaan tulangan

Momen arah X

$$\begin{aligned} M &= 2 \cdot 51,4 \cdot 1 + 2 \cdot 51,4 \cdot 0 - 2 \cdot 51,4 \cdot 1 \\ &= 47,08 \text{ Tm} = 4708000 \text{ KNcm} \end{aligned}$$

$$h_c = \sqrt{\frac{M}{b \cdot k_o}} = \sqrt{\frac{4708000}{300 \cdot 8,2}} = 43,75 \text{ cm}$$

$$A_s = W_o \cdot B \cdot h_c = 0,008 \cdot 300 \cdot 43,75 = 104,99 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan Dp 22 dengan $A_{tul} = 3,8 \text{ cm}^2$

$$\text{Jarak tulangan} : \frac{a}{200} = \frac{A_{tul}}{A_s} \rightarrow a = 200 \cdot 3,8 / 104,99 = 7,2 \text{ cm}$$

Dipakai Dp 22-70

Dipakai $h = 30$

$$D_{min} = 15 + 1,5 \cdot \phi \cdot tul = 15 + 1,5 \cdot 22 = 18,3 \approx 19$$

Jadi tebal total $H = 30 + 19 = 49 \text{ cm}$

Chek tulangan geser lentur arah X

Lebar $b = 30$ m

Tinggi $h = 0,3$ m

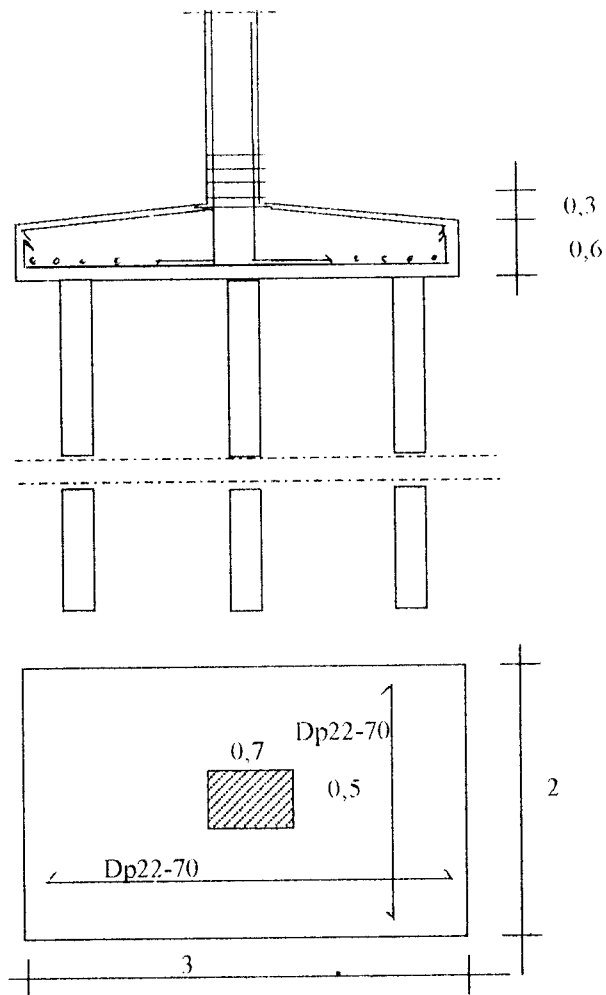
$D = 2.51,4 - 2.27,86 = 47,08$ T

$$\tau_b = \frac{8}{7} \frac{D}{b \cdot h} = \frac{8}{7} \frac{47,08}{300 \cdot 30} = 5,97 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 5 \text{ kg/cm}^2$$

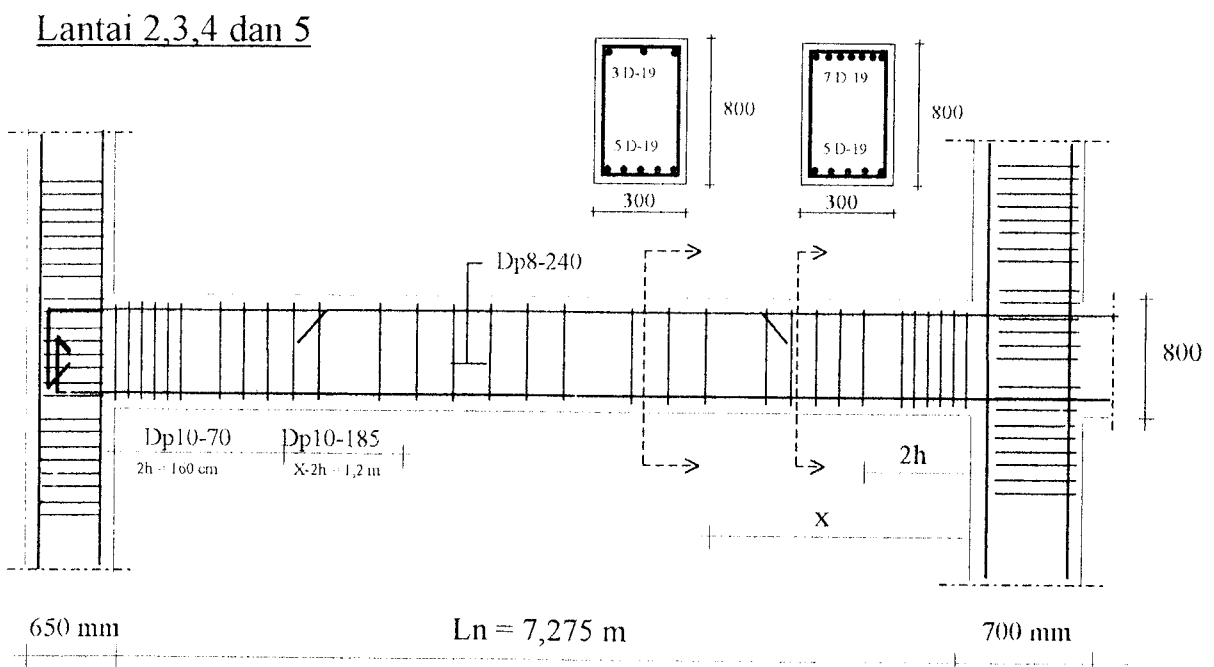
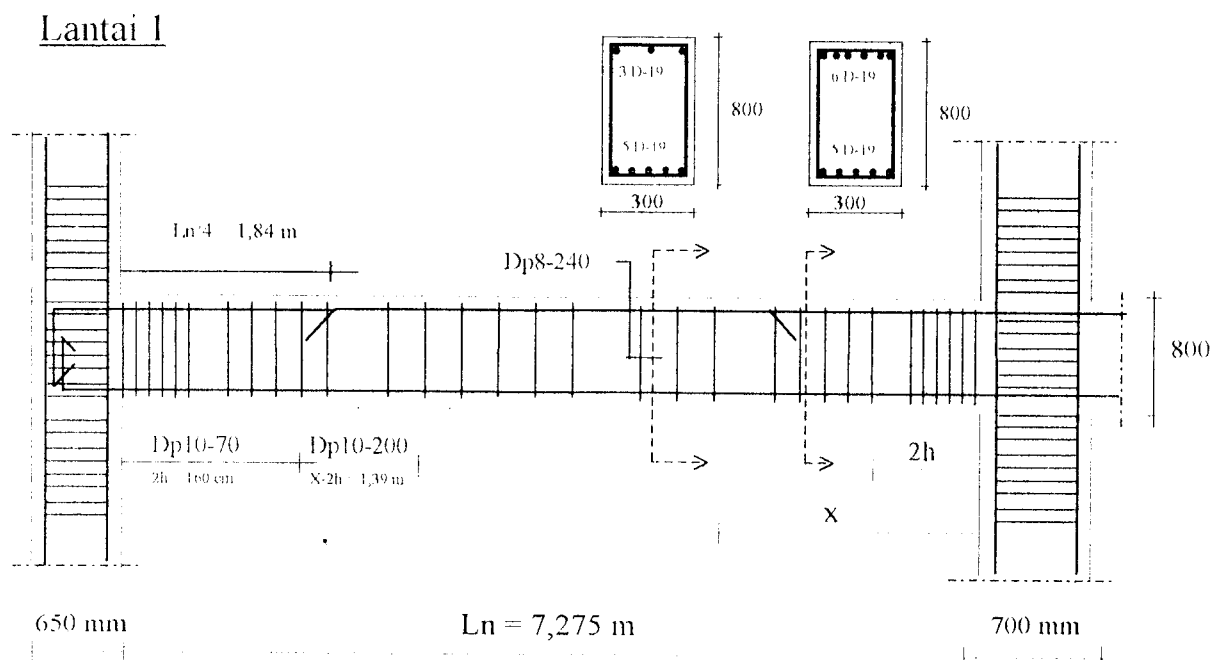
→ perlu pertebalan

dicoba $h = 40$ cm

$$\tau_b = \frac{8}{7} \frac{47,08}{300 \cdot 40} = 4,48 \text{ kg/cm}^2 < \tau_b = 5 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

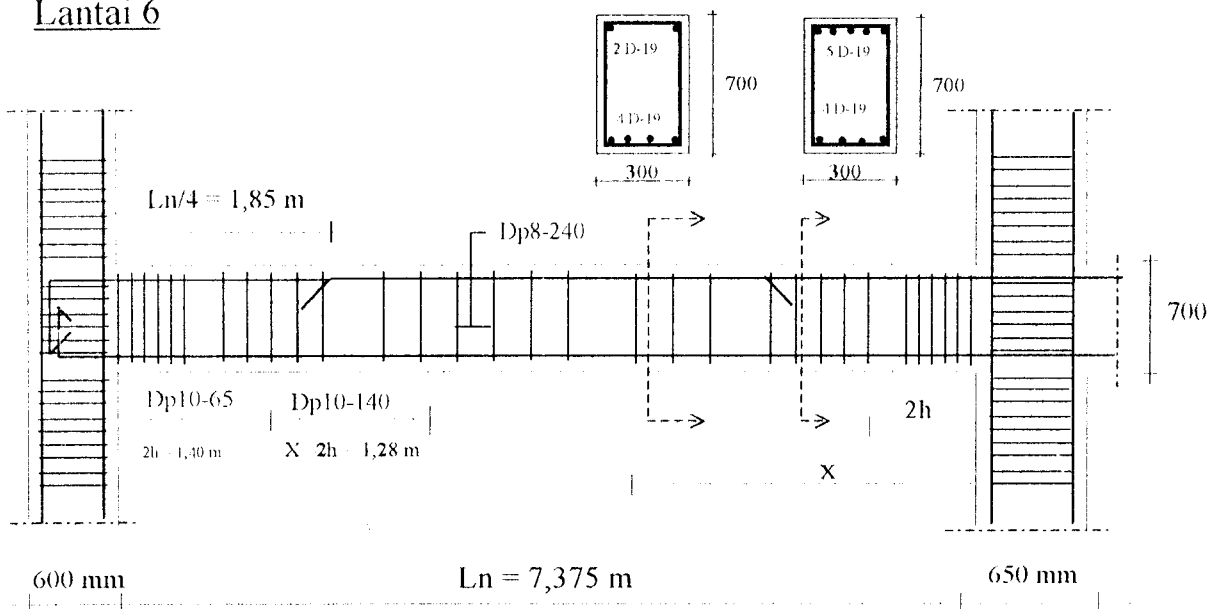


Gb.5.16. Penulangan pondasi

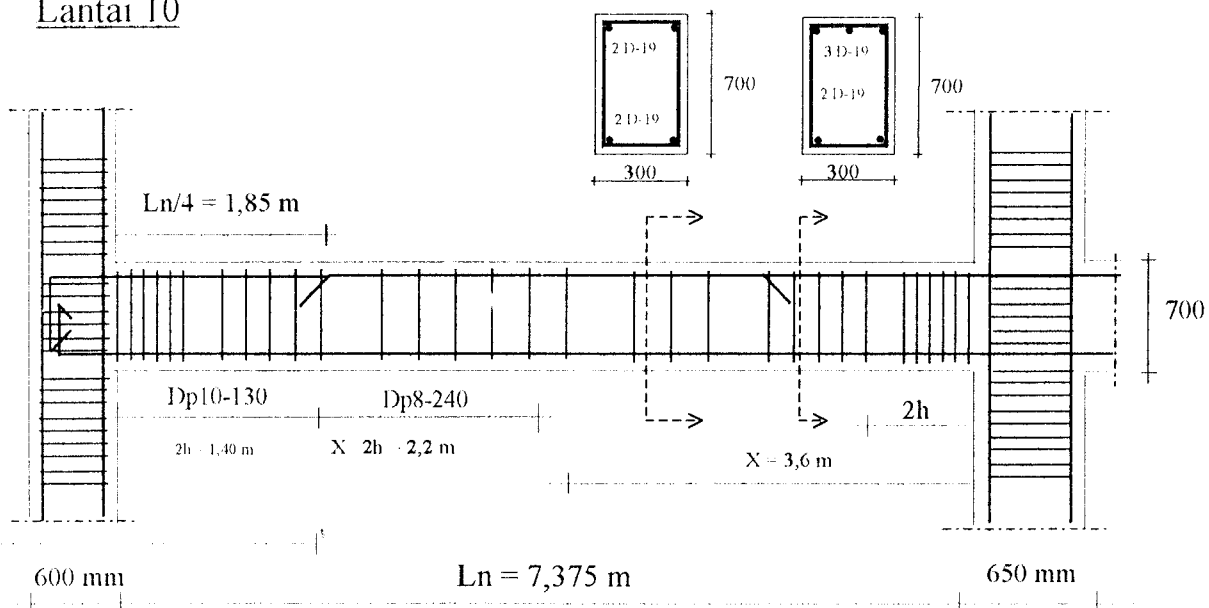


Gambar.5.17. Detail Tulangan Balok Lantai 1-5

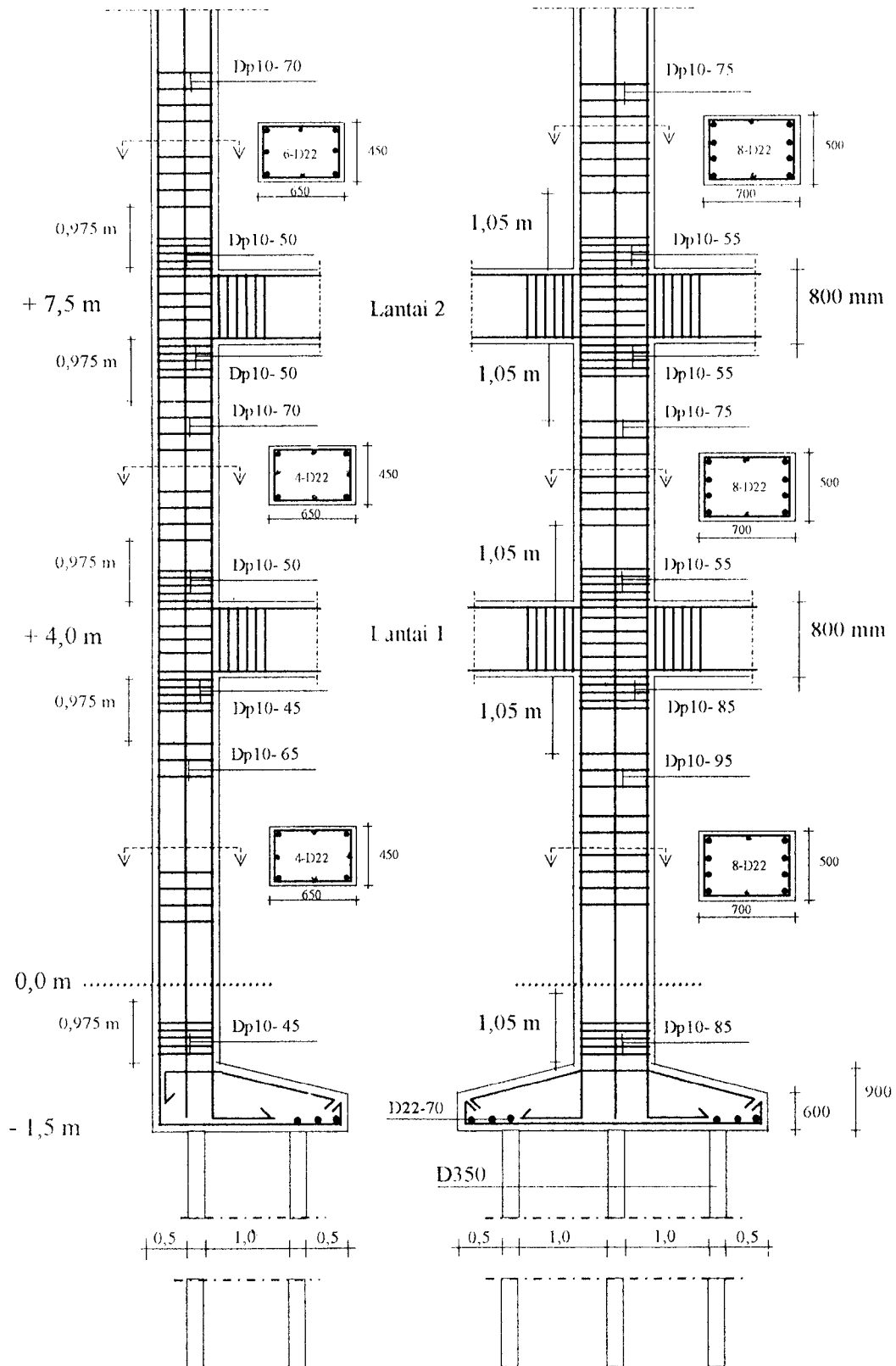
Lantai 6



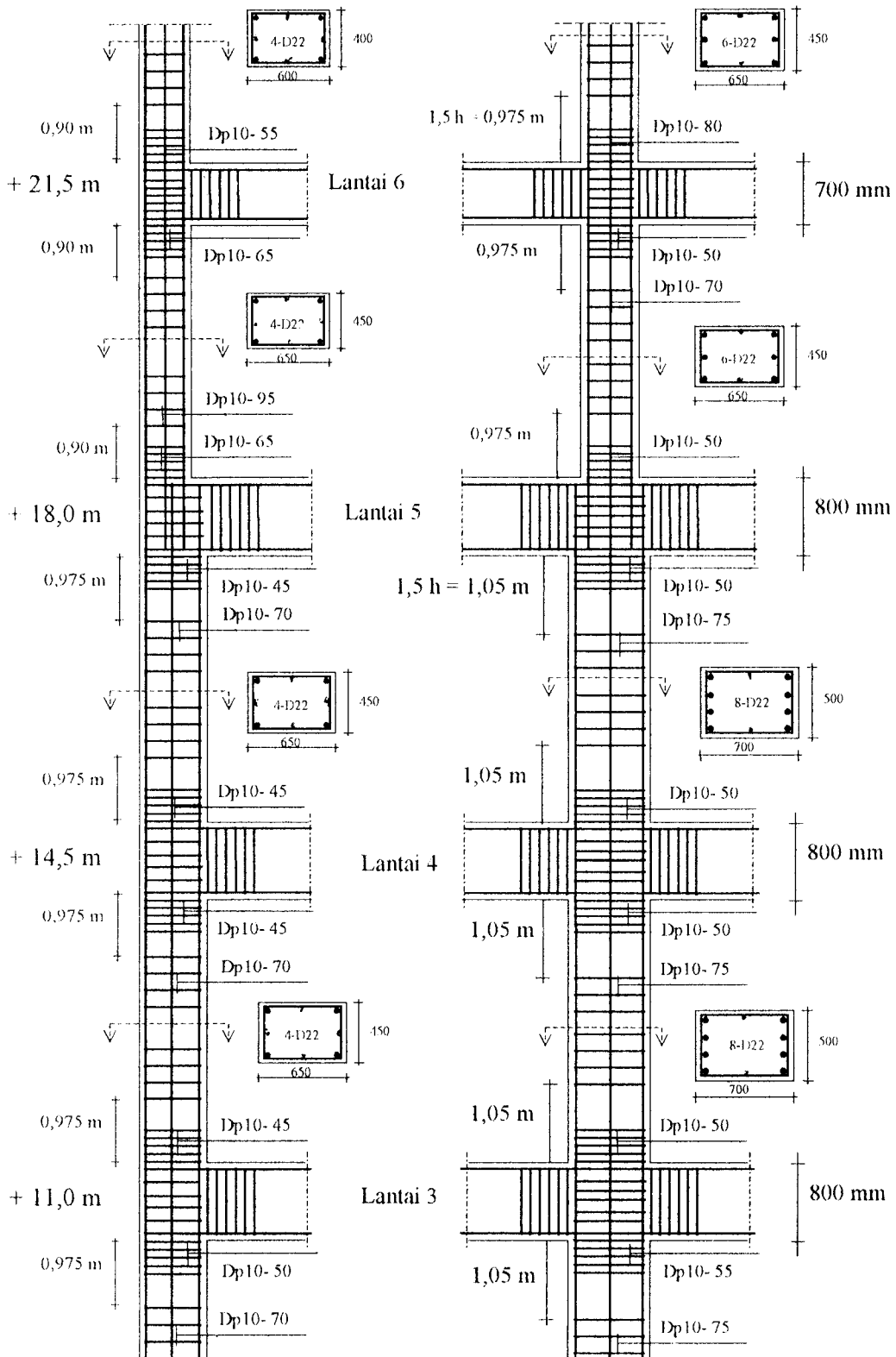
Lantai 10



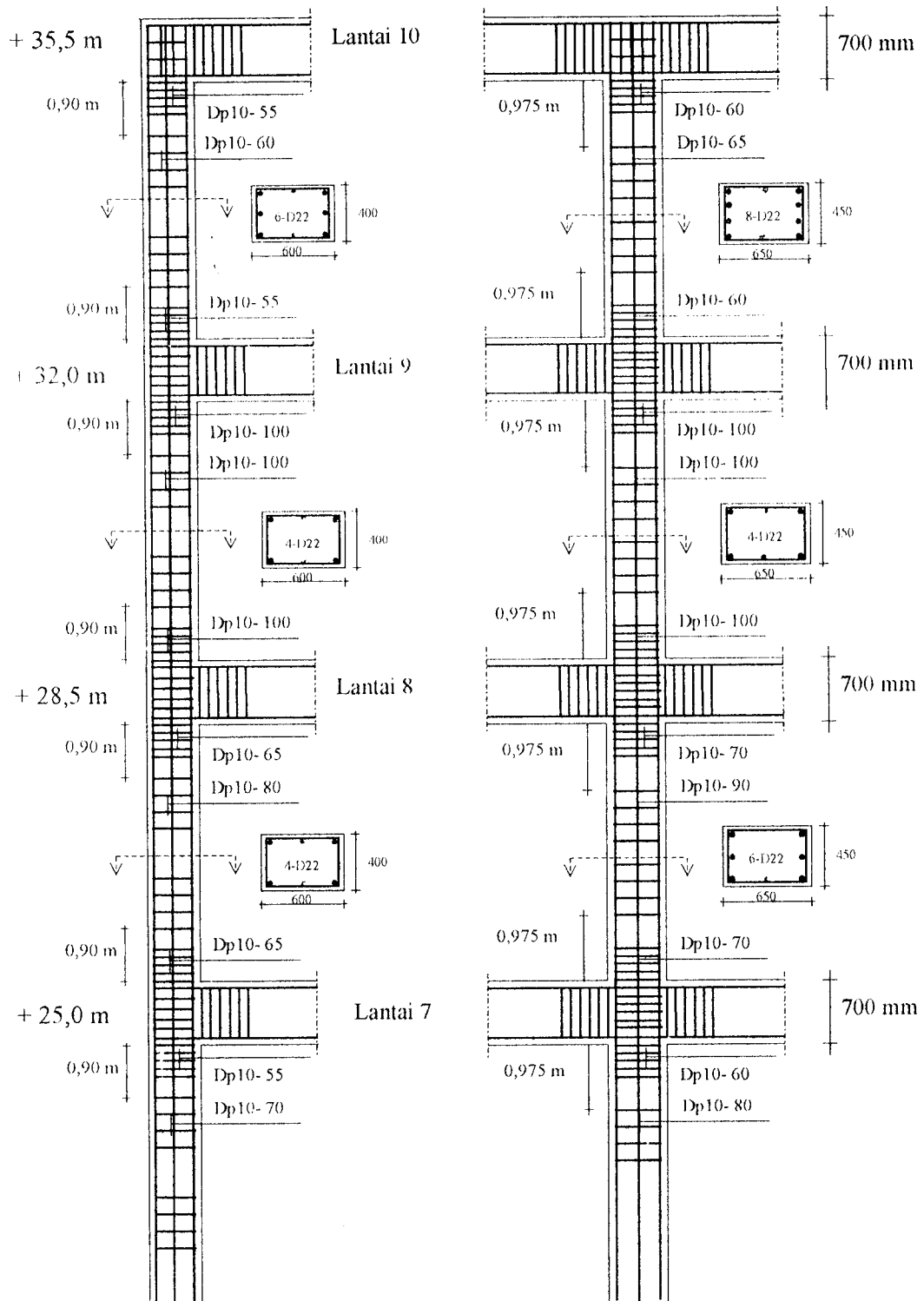
Gambar.5.18. Detail Tulangan Balok Lantai 6 dan 10



Gambar.5.19 Detail Tulangan Kolom Lantai 1-2



Gambar. 5.20 Detail Tulangan Kolom Lantai 3 – 6



Gambar 5.21 Detail Tulangan Kolom Lantai 7-10

BAB VI

DESAIN STRUKTUR BETON DENGAN

TINGKAT DAKTILITAS TERBATAS DAN DAKTILITAS ELASTIS

6.1. Umum

Pada perencanaan dengan daktailitas terbatas ini struktur diberi beban gempa dengan dikalikan faktor $K=2$, dan daktailitas elastis dikalikan faktor $K=4$ dengan persyaratan daktailitas yang ketat dengan denah dan pembebanan dianggap telah memenuhi syarat tata letak struktur.

6.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar Horizontal Total Akibat Gempa dan Distribusinya ke Sepanjang Tinggi Gedung

6.2.1. Gaya Horizontal Gedung dengan $K=2$ (Daktailitas Terbatas)

A. Berat Total Struktur (Wt)

Berat total struktur daktailitas terbatas ini sama dengan berat total pada struktur daktailitas penuh sebelumnya karena ditinjau dengan dimensi struktur yang sama yaitu $(Wt) = 3.462,744$ ton

B. Waktu Getar Bangunan (T)

Dengan Rumus Empiris

$$T_x = T_y = 0,06 \times H^{3/4}$$

Dimana $H = 35,5$ m

$$T_x = T_y = 0,06 \times 35,5^{3/4} = 0,873 \text{ detik.}$$

C. Koefisien Gempa Dasar (C)

Dari grafik tanah keras pada wilayah Gempa 2 diperoleh $c = 0,06125$.

D. Faktor Keutamaan I

Dari *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung*

1987 diperoleh $I = 1,5$.

E. Faktor Jenis Struktur

Digunakan nilai $K = 2,0$

F. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa

$$V_x = V_y = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (\text{dari 3.6.1})$$

$$= 0,06125 \times 1,5 \times 2 \times 3.462.744 = 636.279,21 \text{ kg} = 636,279 \text{ ton}$$

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

$$H/A = 35,5 / 16 = 2,219 < 3$$

$$F_{i,x} = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V_x \quad (\text{ dari 3.6.6 })$$

Tabel 6.1. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Y untuk tiap portal.

Lantai	h_i (meter)	W_i (ton)	$W_i \cdot h_i$ (ton.m)	$F_i(x,y)$ (ton)	Untuk tiap portal	
					$1/3 F_{i,x}$ (t)	$1/6 F_{i,y}$ (t)
10	35.5	210.363	7467.887	74.149	24.716	12.358
9	32	326.930	10461.760	103.876	34.625	17.313
8	28.5	326.930	9317.505	92.514	30.838	15.419
7	25	326.930	8173.250	81.153	27.051	13.526
6	21.5	326.930	7028.995	69.792	23.264	11.632
5	18	349.319	6287.742	62.432	20.811	10.405
4	14.5	352.580	5112.410	50.762	16.921	8.460
3	11	352.580	3878.380	38.509	12.836	6.418
2	7.5	352.580	2644.350	26.256	8.752	4.376
1	4	431.762	1727.048	17.148	5.716	2.858
			62099.33	616.590	205.530	102.765

H. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan melalui analisa struktur, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa tadi.

Tabel 6.2. Deformasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4

Lantai	Wi (ton)	di	di ²	Fi(x,y) total (ton)	Wi.di ²	Fi.d
1	431.762	1.275	1.625	17.190	701.663	21.914
2	352.58	2.946	8.677	26.320	3059.181	77.528
3	352.58	4.654	21.655	38.602	7635.142	179.634
4	352.58	6.290	39.565	50.885	13949.950	320.072
5	349.319	7.826	61.252	62.583	21396.670	489.799
6	326.93	9.345	87.333	69.422	28551.700	648.763
7	326.93	10.865	118.050	80.723	38594.220	877.063
8	326.93	12.098	146.374	92.025	47853.950	1113.364
9	326.93	12.965	168.081	103.326	54950.670	1339.580
10	210.363	13.476	181.613	73.439	38204.730	989.693
					254897.90	6057.412

$$T_n = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2 / g \cdot \sum F_i \cdot d_i)} \quad (\text{dari..3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(254897,9 / 981 \cdot 6057,412)} = 1,31 \text{ detik}$$

dengan interpoalsi didapat c baru = 0,0512

Tabel 6.3. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa portal As-4 dengan C = 0,0512.

Lantai	Hi (meter)	Wi (ton)	Wi.hi (ton.meter)	Fi(x,y) (ton)	Untuk tiap portal	
					1/3 Fi,x (t)	1/6 Fi,y (t)
10	35,5	210.363	7467.887	61.983	20.661	10.330
9	32	326.930	10461.760	86.832	28.944	14.472
8	28,5	326.930	9317.505	77.335	25.778	12.889
7	25	326.930	8173.250	67.837	22.612	11.306
6	21,5	326.930	7028.995	58.340	19.447	9.723
5	18	349.319	6287.742	52.188	17.396	8.698
4	14,5	352.580	5112.410	42.433	14.144	7.072
3	11	352.580	3878.380	32.190	10.730	5.365
2	7,5	352.580	2644.350	21.948	7.316	3.658
1	4	431.762	1727.048	14.334	4.778	2.389
			62099.33	515.419	171.806	85.903

Dari analisa struktur didapat besarnya simpangan akibat beban gempa yang baru

Tabel 6.4. Deformasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4 yang baru (C=0,0512)

Lantai	Wi (ton)	di	di ²	Fi(x,y) total (ton)	Wi.di ²	Fi.d
1	431.762	1.066	1.135	14.334	490.267	15.274
2	352.58	2.462	6.063	21.948	2137.665	54.043
3	352.58	3.889	15.131	32.190	5335.002	125.216
4	352.58	5.258	27.647	42.433	9747.626	223.113
5	349.319	6.542	42.800	52.188	14950.99	341.424
6	326.93	7.812	61.027	58.340	19951.67	455.752
7	326.93	9.082	82.486	67.837	26967.26	616.109
8	326.93	10.113	102.279	77.335	33438.02	782.112
9	326.93	10.837	117.447	86.862	38396.97	941.349
10	210.363	11.267	126.936	61.983	26702.7	698.338
					178118.2	4252.73

$$T_x = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2) / g \cdot \sum F_{ix} \cdot d_i} \quad (\text{dari 3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(178118,2 / 981 \cdot 4252,73)} = 1,30 \text{ det} \rightarrow \text{sama !}$$

6.2.2. Gaya Horizontal Gedung dengan K=4 (Daktailitas Elastis)

A. Berat Total Struktur (Wt)

Berat total struktur daktailitas elastis ini sama dengan berat total pada struktur daktailitas penuh sebelumnya karena ditinjau dengan dimensi struktur yang sama yaitu (Wt) = 3.462,744 ton

B. Faktor Jenis Struktur

Digunakan nilai $K = 4,0$

C. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa

$$V_x = V_y = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (\text{dari 3.6.1})$$

$$= 0,06125 \times 1,5 \times 4 \times 3.462.744 = 1271519,597 \text{ kg}$$

Perhitungan selanjutnya sama dengan pada daktailitas terbatas sehingga

diperoleh gaya horizontal sebagai berikut :

Tabel.6.5. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dengan $C = 0.0512$

Lantai	Hi (meter)	Wi (ton)	Wi.hi (ton.m)	Fi(x,y) (ton)	Untuk tiap portal	
					1/3 Fi,x (t)	1/6 Fi,y (t)
10	35.5	207.84	7378.427	124.014	41.338	20.669
9	32	244.36	7819.392	173.731	57.910	28.955
8	28.5	244.36	6964.146	154.729	51.576	25.788
7	25	244.36	6108.9	135.728	45.243	22.621
6	21.5	244.36	5253.654	116.726	38.909	19.454
5	18	268.22	4827.87	104.416	34.805	17.403
4	14.5	272.56	3952.149	84.898	28.299	14.150
3	11	272.56	2998.182	64.406	21.469	10.734
2	7.5	272.56	2044.215	43.913	14.638	7.319
1	4	306.58	1226.328	28.680	9.560	4.780
		2577.8	48573.3	1031.24	343.747	171.873

Perhitungan-perhitungan selanjutnya sama dengan pada daktilitas terbatas, sehingga untuk memudahkan perencana akan ditabelkan yang dapat dilihat pada pembahasan.

6.3. Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi

Perhitungan gaya gravitasi yang ditahan setiap permeter balok pada struktur dengan tingkat daktilitas 2 dan 1 ini sama dengan perhitungan gravitasi struktur daktilitas penuh.

6.4. Desain Balok

6.4.1. Momen Rencana Balok

Pada perencanaan daktilitas penuh momen rencana balok diambil pada tepi kolom sedangkan untuk perencanaan dengan daktilitas terbatas dan daktilitas elastis momen rencana balok diambil pada as kolom, dan dihitung berdasarkan ke-3 kombinasi pembebanan yang kemudian didistribusi seperti pada tingkat daktilitas penuh

6.4.2. Penulangan Lentur Balok

Perhitungan yang dipakai dalam penulangan lentur balok-balok pada struktur daktilitas terbatas dan elastis sama dengan rumus yang dipakai pada perhitungan struktur daktilitas penuh.

6.4.3. Perhitungan Tulangan Geser Balok

a. Perencanaan Balok Geser Lantai 2

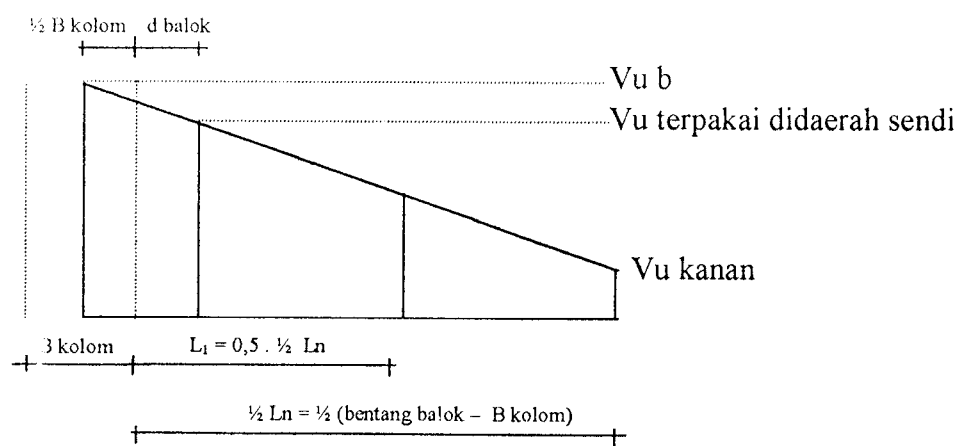
Dari analisa struktur yang didapat gaya geser balok As-4 :

$$V_{\text{mati}} = 117,9 \text{ KN}$$

$$V_{\text{hidup}} = 27,8 \text{ KN}$$

$$V_{\text{gempa}} = 78,3 \text{ KN}$$

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b} + 4/K \cdot V_{E,b}) = 317,52 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.2.2})$$



Gb.6.1 Gaya geser balok

$$V_{u,b \text{ terpakai}} = 222,7 \text{ KN}$$

➤ Daerah sepanjang d dari muka kolom

Pada daerah ini spasi tulangan geser tidak boleh melebihi :

$$-d/4 = 740/4 = 185 \text{ mm}$$

$$-10 \cdot \text{diameter tulangan} = 290 \text{ mm}$$

$$-24 \times \text{diameter tulangan geser} = 240 \text{ mm}$$

$$-300 \text{ mm}$$

$$V_c/2 = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3} = 101,33 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,b/\phi} - V_c = 499 \text{ KN}$$

$$A_v = 2,0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 400 \cdot 740 / 499 = 93 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang D10-90

➤ Daerah diluar jarak d

Pada daerah diluar d spasi maksimumnya (SKSNI 3.4.5-4):

$$- d/2 = 740/2 = 370 \text{ mm}$$

$$- 600 \text{ mm}$$

$$V_c = 202,66 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,b/\phi} - V_c = 360,35 \text{ KN}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 400 \cdot 740 / 360,35 = 129 \text{ mm} \rightarrow \text{Dipakai D10-120 mm.}$$

➤ Didaerah tengah bentang

$$V_{u,b} \text{ pakai} = 295,19 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,b/\phi} - V_c = 295,19/0,6 - 202,66 = 289 \text{ KN}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 400 \cdot 740 / 289 = 161 \text{ mm} \rightarrow \text{Dipakai D10-160 mm}$$

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan geser balok pada setiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada lampiran.

6.5. Desain Kolom

6.5.1. Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Perhitungan kuat lentur dan aksial kolom pada perencanaan dengan daktilitas terbatas dan daktilitas elastis dirancang dengan memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dengan

$$N_{u,k} = 1,05.(N_{d,k} + N_{l,k} + \omega_d.N_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.b })$$

$$M_{u,k} = 1,05.(M_{d,k} + M_{l,k} + \omega_d.M_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.a })$$

Dimana gaya aksial dan momen lentur kolom didapat dari analisa struktur yang kemudian perencanaan penulangan kolomnya sama dengan perhitungan pada tingkat daktilitas penuh. Sebagai contoh perhitungan dipakai kolom lantai 2.

$$N_{u,k} = 1,05.(N_{d,k} + N_{l,k} + \omega_d.N_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.b })$$

$$N_{u,k} = 1,05.(1867.0 + 441.8 + 1.3. 0) = 2423,42 \text{ KN}$$

$$M_{u,k} = 1,05.(M_{d,k} + M_{l,k} + \omega_d.M_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.a })$$

$$M_{u,k} = 1,05.(0 + 0 + 1.3 . 737.2) = 1006,28 \text{ KNm}$$

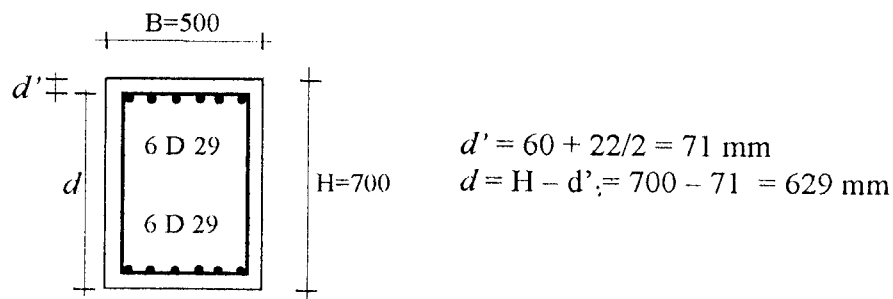
$$M_{u,k} / \phi = 1006,28 / 0,65 = 1548,12 \text{ KNm}$$

$$P_n / \phi = 2423,42 / 0,65 = 3728,34 \text{ KN}$$

$$e = M_{u,k} / P_n = 1548,12 / 3728,34 = 0,415 \text{ m} = 415 \text{ mm}$$

Dari diagram kolom dimensi 500 x 700 didapat rasio tulangan (ρ) kolom
 $= 2,25 \% \rightarrow A_{st} = A_g \cdot \rho = (500.700) \times 0,0225 = 7875 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan 12 D 29 = 11890,9 mm²



Dengan perhitungan eksentrisitas daerah seimbang yang sama pada contoh sebelumnya e_b diperoleh = 399. karena eksentrisitas yang diberikan $e = 415 \text{ mm}$ lebih besar dari $e_b = 399 \text{ mm}$, maka keruntuhan kolom tersebut berupa keruntuhan desak. Kontrol gaya aksial yang terjadi pada keruntuhan tarik berdasarkan pendekatan Whitney

$$A_s = A_s' = A_{st}/2 = 11889,357 / 2 = 5944,7 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / b \cdot d = 5944,7 / (500 \cdot 629) = 0,012583$$

$$m = f_y / 0,85 f'_c = 400 / (0,85 \cdot 30) = 15,686$$

$$\frac{h-2e}{2d} = \frac{700-2 \cdot 415}{2 \cdot 629} = -0,1$$

$$1-(d'/d) = 1 - (71/629) = 0,89$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \left[\frac{h-2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d}\right)^2 + 2m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \right]$$

$$P_n = 0,85 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 629 \left[-0,1 + \sqrt{(-0,1)^2 + 2 \cdot 15,686 \cdot 0,0125 \cdot (0,89)} \right]$$

$$= 3998,6 \text{ KN} > P_n / \phi = 3728,34 \text{ KN} \dots \text{ok.}!$$

$$M_n = e \cdot P_n = 0,415 \cdot 3998,6 = 1696,4 \text{ KNm} > M_u, k / \phi = 1548,12 \text{ KNm} \dots \text{ok.}!$$

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan lentur kolom pada setiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada pembahasan.

6.5.2 Perencanaan Tulangan Kolom Terhadap Beban Geser

Perencanaan gaya geser rencana kolom pada daktilitas terbatas dan daktilitas elastis dihitung dengan rumus:

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (V_{d,k} + V_{l,k} + \alpha d \cdot V_{e,k}) \quad (\text{dari 3.7.2.4})$$

Tulangan geser kolom dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak spasi maksimum (SKSNI 3.14.9-6.2):

- $\frac{1}{2} \cdot b$ terkecil = $450/2 = 225$ mm
- 10. Diameter tulangan = 290 mm
- 200 mm

Contoh perhitungan perencanaan tulangan geser kolom lantai 2 pada daerah :

➤ Daerah ujung kolom

Dengan panjang kurang dari l_0 (SKSNI 3.14.9.43) :

- h untuk $N_{u,k} < 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c = 3150$ KN
- $1,5 \cdot h$ untuk $N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c$
- $1/6$ bentang bersih = 1217 mm
- 450 mm

$$V_{u,k} = 207,1 \text{ KN}$$

$$N_{u,k} = 2642,7 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} V_c/2 &= \frac{1}{2} \cdot (1 + N_{u,k}/14 \cdot A_g) \cdot (\sqrt{f'_c}/6) \cdot b_w \cdot d \\ &= 73,2 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_s = V_{u,k}/\phi - V_c/2 = 272,2 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai sengkang } \phi 10, A_v = 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 240 \cdot 600 / 272,2 \cdot 10^3 = 76,8 \text{ mm}$$

BAB VII

HASIL PERHITUNGAN DAN PEMBAHASAN

7.1. Hasil Penelitian

7.1.1. Desain Balok Untuk $K=1$, $K=2$ dan $K=4$ Dengan Dimensi Sama

Tabel.7.1. Tulangan balok 300x800, 300x700 dengan $K=1$

Lantai	Tulangan -	Tulangan +	Rasio	Tulangan Lapangan
1	6 D-19 = 1701.39	5 D-19 = 1417.83	0.014	5 D-19 = 1417.83
2	7 D-19 = 1984.96	5 D-19 = 1417.83	0.016	5 D-19 = 1417.83
3	7 D-19 = 1984.96	5 D-19 = 1417.83	0.016	5 D-19 = 1417.83
4	7 D-19 = 1984.96	5 D-19 = 1417.83	0.016	4 D-19 = 1134.26
5	7 D-19 = 1984.96	5 D-19 = 1417.83	0.016	4 D-19 = 1134.26
6	5 D-19 = 1417.83	3 D-19 = 850.70	0.010	4 D-19 = 1134.26
7	5 D-19 = 1417.83	3 D-19 = 850.70	0.012	4 D-19 = 1134.26
8	4 D-19 = 1134.26	3 D-19 = 850.70	0.010	4 D-19 = 1134.26
9	3 D-19 = 850.70	2 D-19 = 567.13	0.007	4 D-19 = 1134.26
10	3 D-19 = 850.70	2 D-19 = 567.13	0.007	2 D-19 = 567.13

Tabel.7.2. Momen balok 300x800, 300x700 dengan $K=1$

Lantai	Mu-	Mu+	Mulap	M nak	M kap	M nak b'	M kap b'
1	319.865	265.995	295.115	432.724	605.814	350.975	491.366
2	382.770	254.830	278.490	512.791	717.908	350.975	491.366
3	381.240	243.980	268.000	512.791	717.908	350.975	491.366
4	369.090	231.150	254.810	512.791	717.908	350.975	491.366
5	358.230	218.550	247.070	512.791	717.908	350.975	491.366
6	265.955	162.265	218.405	372.616	521.662	210.585	294.819
7	241.585	129.015	198.015	318.072	445.301	178.727	250.217
8	188.500	101.080	198.740	249.240	348.936	178.727	250.217
9	135.420	60.280	196.175	189.718	265.606	119.151	166.812
10	85.145	28.655	89.115	189.718	265.606	119.151	166.812

Tabel.7.3. Tulangan balok 300x800, 300x700 $K=2$

Lantai	Tulangan -	Tulangan +	Rasio	Tulangan Lapangan
1	9 D-25 = 4418.44	6 D-25 = 2945.63	0.034	5 D-25 = 2454.69
2	10 D-25 = 4909.38	6 D-25 = 2945.63	0.036	6 D-25 = 2945.63
3	9 D-25 = 4418.44	6 D-25 = 2945.63	0.034	5 D-25 = 2454.69
4	9 D-25 = 4418.44	6 D-25 = 2945.63	0.034	5 D-25 = 2454.69
5	9 D-25 = 4418.44	5 D-25 = 2454.69	0.031	5 D-25 = 2454.69
6	7 D-25 = 3436.56	4 D-25 = 1963.75	0.025	4 D-25 = 1963.75
7	7 D-25 = 3436.56	4 D-25 = 1963.75	0.029	4 D-25 = 1963.75
8	6 D-25 = 2945.63	3 D-25 = 1472.81	0.023	4 D-25 = 1963.75
9	5 D-25 = 2454.69	3 D-25 = 1472.81	0.021	3 D-25 = 1472.81
10	2 D-25 = 981.88	2 D-25 = 981.88	0.010	2 D-25 = 981.88

Tabel.7.4. Momen balok 300x800, 300x700 K=2

Lantai	Mu-	Mu+	Mulap	M nak	M kap	M nak b'	M kap b'
1	824.600	544.400	509.900	1125.566	1575.793	722.554	1011.576
2	947.700	544.100	497.700	1249.822	1749.751	722.554	1011.576
3	887.680	558.820	520.420	1125.566	1575.793	722.554	1011.576
4	849.490	509.510	475.310	1125.566	1575.793	722.554	1011.576
5	858.400	431.000	402.000	1130.039	1582.054	602.129	842.980
6	667.195	298.020	298.705	885.679	1239.951	481.703	674.384
7	581.780	238.520	265.420	753.224	1054.514	408.161	571.425
8	484.785	143.945	204.715	651.666	912.332	306.120	428.569
9	375.060	47.200	152.940	541.525	758.135	306.120	428.569
10	168.980	45.020	99.820	204.080	285.712	204.080	285.712

Tabel.7.5. Tulangan balok 300x800, 300x700 K=4

Lantai	Tulangan -	Tulangan +	Rasio	Tulangan Lapangan
1	10 D-32 = 8043.52	8 D-32 = 6434.82	0.067	7 D-32 = 5630.46
2	11 D-32 = 8847.87	9 D-32 = 7239.17	0.074	8 D-32 = 6434.82
3	11 D-32 = 8847.87	8 D-32 = 6434.82	0.070	7 D-32 = 5630.46
4	10 D-32 = 8043.52	8 D-32 = 6434.82	0.067	6 D-32 = 4826.11
5	10 D-32 = 8043.52	7 D-32 = 5630.46	0.063	6 D-32 = 4826.11
6	7 D-32 = 5630.46	5 D-32 = 4021.76	0.044	5 D-32 = 4021.76
7	8 D-32 = 6434.82	5 D-32 = 4021.76	0.056	4 D-32 = 3217.41
8	6 D-32 = 4826.11	4 D-32 = 3217.41	0.043	3 D-32 = 2413.06
9	4 D-32 = 3217.41	3 D-32 = 2413.06	0.030	2 D-32 = 1608.70
10	2 D-32 = 1608.70	2 D-32 = 1608.70	0.017	2 D-32 = 1608.70

Tabel.7.6. Momen balok 300x800, 300x700 K=4

Lantai	Mu-	Mu+	Mulap	M nak	M kap	M nak b'	M kap b'
1	1536.48	1201.42	1002.52	1993.492	2790.888	1561.575	2186.206
2	1676.37	1307.23	1080.23	2187.826	3062.956	1756.772	2459.481
3	1655.74	1237.36	1023.96	2189.152	3064.813	1561.575	2186.206
4	1567.03	1131.67	943.77	1993.492	2790.888	1561.575	2186.206
5	1488.71	1039.39	874.29	1995.249	2793.349	1366.378	1912.930
6	1118.72	759.13	659.73	1410.489	1974.684	975.985	1366.378
7	1000.40	588.41	531.81	1360.306	1904.429	825.370	1155.518
8	762.85	425.65	407.65	1031.314	1443.840	660.296	924.414
9	485.69	255.91	294.21	687.928	963.100	495.222	693.311
10	241.15	133.46	149.66	330.148	462.207	330.148	462.207

7.1.2. Desain Balok Untuk K=1, K=2 dan K=4 Dengan Rasio Tulangan Sama

Tabel.7.7. Tulangan balok 275x575, 250x550 K=1

Lantai	Tulangan -	Tulangan +	Rasio	Tulangan Lapangan
1	9 D-19 = 2552.09	7 D-19 = 1984.96	0.033	8 D-19 = 2268.52
2	10 D-19 = 2835.66	8 D-19 = 2268.52	0.037	7 D-19 = 1984.96
3	10 D-19 = 2835.66	7 D-19 = 1984.96	0.035	7 D-19 = 1984.96
4	10 D-19 = 2835.66	7 D-19 = 1984.96	0.035	7 D-19 = 1984.96
5	10 D-19 = 2835.66	6 D-19 = 1701.39	0.033	6 D-19 = 1701.39
6	8 D-19 = 2268.52	5 D-19 = 1417.83	0.031	6 D-19 = 1701.39
7	7 D-19 = 1984.96	4 D-19 = 1134.26	0.026	5 D-19 = 1417.83
8	5 D-19 = 1417.83	3 D-19 = 850.70	0.019	5 D-19 = 1417.83
9	4 D-19 = 1134.26	2 D-19 = 567.13	0.014	5 D-19 = 1417.83
10	3 D-19 = 850.70	2 D-19 = 567.13	0.012	3 D-19 = 850.70

Tabel.7.8. Momen balok 275x575, 250x550 K=1

Lantai	Mu-	Mu+	Mulap	M nak	M kap	M nak b'	M kap b'
1	342.30	236.54	265.10	434.294	608.011	324.108	453.751
2	379.41	253.75	276.95	480.478	672.669	370.409	518.573
3	377.55	239.55	267.91	486.635	681.289	324.108	453.751
4	365.37	226.37	251.81	486.635	681.289	324.108	453.751
5	356.28	215.40	245.00	491.074	687.503	277.807	388.930
6	258.31	151.15	211.17	371.689	520.364	218.231	305.524
7	235.85	120.09	196.17	328.235	459.530	174.585	244.419
8	183.78	92.300	194.66	235.519	329.727	130.939	183.314
9	131.61	51.510	192.85	192.002	268.802	87.293	122.210
10	96.96	16.162	92.50	140.656	196.919	87.293	122.210

Tabel.7.9. Tulangan balok 350x725, 325x650 K=2

Lantai	Tulangan -	Tulangan +	Rasio	Tulangan Lapangan
1	9 D-25 = 4418.44	6 D-25 = 2945.63	0.032	5 D-25 = 2454.69
2	10 D-25 = 4909.38	7 D-25 = 3436.56	0.037	6 D-25 = 2945.63
3	10 D-25 = 4909.38	7 D-25 = 3436.56	0.037	6 D-25 = 2945.63
4	10 D-25 = 4909.38	6 D-25 = 2945.63	0.034	5 D-25 = 2454.69
5	10 D-25 = 4909.38	6 D-25 = 2945.63	0.034	5 D-25 = 2454.69
6	8 D-25 = 3927.50	4 D-25 = 1963.75	0.031	4 D-25 = 1963.75
7	8 D-25 = 3927.50	4 D-25 = 1963.75	0.031	4 D-25 = 1963.75
8	6 D-25 = 2945.63	3 D-25 = 1472.81	0.024	4 D-25 = 1963.75
9	5 D-25 = 2454.69	3 D-25 = 1472.81	0.021	3 D-25 = 1472.81
10	3 D-25 = 1472.81	2 D-25 = 981.88	0.013	2 D-25 = 981.88

Tabel.7.10. Momen balok 350x725, 325x650 K=2

Lantai	Mu-	Mu+	Mulap	M nak	M kap	M nak b'	M kap b'
1	795.625	505.075	477.975	1002.301	1403.221	639.819	895.747
2	885.685	573.815	530.015	1108.524	1551.934	746.456	1045.038
3	880.270	552.130	513.730	1108.524	1551.934	746.456	1045.038
4	849.395	514.505	476.805	1114.486	1560.281	639.819	895.747
5	835.905	498.195	463.595	1114.486	1560.281	639.819	895.747
6	622.130	262.950	268.870	785.417	1099.584	371.389	519.945
7	560.025	217.575	249.875	785.417	1099.584	371.389	519.945
8	473.100	135.265	198.200	596.488	835.083	278.542	389.959
9	372.115	44.315	150.485	495.159	693.222	278.542	389.959
10	186.210	40.230	90.390	296.478	415.069	185.695	259.973

Tabel.7.11. Tulangan balok 450x900, 400x850 K=4

Lantai	Tulangan -	Tulangan +	Rasio	Tulangan Lapangan
1	9 D-32 = 7239.17	7 D-32 = 5630.46	0.035	6 D-32 = 4826.11
2	9 D-32 = 7239.17	8 D-32 = 6434.82	0.037	6 D-32 = 4826.11
3	9 D-32 = 7239.17	7 D-32 = 5630.46	0.035	6 D-32 = 4826.11
4	9 D-32 = 7239.17	7 D-32 = 5630.46	0.035	5 D-32 = 4021.76
5	9 D-32 = 7239.17	6 D-32 = 4826.11	0.033	5 D-32 = 4021.76
6	7 D-32 = 5630.46	5 D-32 = 4021.76	0.031	4 D-32 = 3217.41
7	6 D-32 = 4826.11	4 D-32 = 3217.41	0.026	4 D-32 = 3217.41
8	5 D-32 = 4021.76	4 D-32 = 3217.41	0.023	3 D-32 = 2413.06
9	3 D-32 = 2413.06	2 D-32 = 1608.70	0.013	2 D-32 = 1608.70
10	2 D-32 = 1608.70	2 D-32 = 1608.70	0.010	2 D-32 = 1608.70

Tabel.7.12. Momen balok 450x900, 400x850 K=4

Lantai	Mu-	Mu+	Mulap	M nak	M kap	M nak b'	M kap b'
1	1567.631	1200.769	999.969	2085.400	2919.560	1577.239	2208.135
2	1621.365	1378.535	1152.235	2060.863	2885.208	1802.559	2523.583
3	1669.629	1234.771	1023.271	2085.400	2919.560	1577.239	2208.135
4	1585.113	1128.387	942.587	2085.400	2919.560	1577.239	2208.135
5	1523.075	1052.225	883.425	2101.492	2942.089	1351.919	1892.687
6	1098.720	806.510	708.310	1525.814	2136.140	1051.292	1471.809
7	1007.325	593.675	538.275	1316.203	1842.684	841.034	1177.447
8	728.190	471.510	451.110	1083.693	1517.170	841.034	1177.447
9	514.710	230.590	266.890	663.823	929.352	420.517	588.724
10	234.940	128.460	146.060	420.517	588.724	420.517	588.724

7.1.3. Desain Kolom Tengah Untuk K=1, K=2 dan K=4 Dengan Dimensi Sama

Tabel.7.13. Penulangan Kolom 450x650 dan 500x700 dengan K = 1

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	496.86	3669.86	764.40	5645.94	0.85%	2975.00	22	8	3039.52	844.866
2	465.16	3303.37	715.63	5082.10	0.85%	2975.00	22	8	3039.52	865.448
3	465.16	2928.77	715.63	4505.80	0.82%	2870.00	22	8	3039.52	929.555
4	465.16	2560.48	715.63	3939.19	0.80%	2800.00	22	8	3039.52	1002.582
5	465.16	2197.68	715.63	3381.05	0.85%	2975.00	22	8	3039.52	1086.693
6	323.48	1763.03	497.66	2712.35	0.75%	2193.75	22	6	2279.64	794.595
7	275.56	1378.16	423.93	2120.24	0.60%	1755.00	22	6	2279.64	830.094
8	237.38	997.97	365.20	1535.34	0.60%	1755.00	22	6	2279.64	901.657
9	171.32	606.53	263.57	933.12	0.50%	1462.50	22	4	1519.76	672.813
10	246.12	247.17	378.65	380.27	1.00%	2925.00	22	8	3039.52	421.584

Tabel.7.14. Penulangan Kolom 450x650 dan 500x700 dengan K = 2

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	943.11	2729.79	1450.94	4199.68	2.20%	7700	29	12	7927.27	1696.406
2	1006.28	2423.42	1548.12	3728.34	2.25%	7875	29	12	7927.27	1660.353
3	920.42	2125.70	1416.03	3270.31	1.80%	6300	29	10	6606.06	1477.577
4	876.47	1832.79	1348.41	2819.67	1.50%	5250	29	8	6606.06	1437.658
5	804.94	1544.31	1238.37	2375.86	1.80%	6300	29	10	6606.06	1395.965
6	730.00	1259.27	1123.08	1937.33	2.40%	7020	29	12	7927.27	1323.445
7	586.54	976.46	902.37	1502.24	2.00%	5850	29	10	6606.06	1131.374
8	489.63	693.51	753.27	1066.95	1.60%	4680	29	8	5284.84	874.883
9	344.80	412.25	530.46	634.23	1.30%	3802.5	29	6	3963.63	621.838
10	150.05	130.94	230.84	201.44	1.00%	2925	29	6	3963.63	550.315

Tabel.7.15. Penulangan Kolom 450x650 dan 500x700 dengan $K = 4$

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	1886.22	2737.56	2901.88	4211.63	6.00%	21000	36	22	22396	3282.80
2	2012.56	2431.24	3096.24	3740.37	6.30%	22050	36	22	22396	3437.68
3	1840.70	2133.63	2831.85	3282.51	5.50%	19250	36	20	20360	3298.45
4	1753.07	1840.99	2697.03	2832.29	5.00%	17500	36	16	16288	3017.66
5	1609.88	1552.75	2476.74	2388.85	4.00%	14000	36	14	14252	2890.01
6	1460.14	1268.22	2246.37	1951.11	5.50%	16088	36	16	16288	2646.50
7	1172.94	983.21	1804.53	1512.63	4.90%	14333	36	16	16288	2098.21
8	979.39	698.33	1506.75	1074.36	4.25%	12431	36	14	14252	1798.89
9	689.73	414.90	1061.13	638.30	3.00%	8775	36	10	10180	1259.60
10	300.09	131.04	461.68	201.60	1.40%	4095	36	6	6108	721.03

7.1.4. Desain Kolom Tepi Untuk $K=1$, $K=2$ dan $K=4$ Dengan Dimensi Sama

Tabel.7.16. Penulangan Kolom 400x600 dan 450x650 dengan $K = 1$

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	232.63	3668.61	357.90	5644.02	0.50%	1462.50	22	4	1519.76	385.509
2	274.27	3301.95	421.95	5079.92	0.50%	1462.50	22	4	1519.76	469.467
3	274.27	2927.31	421.95	4503.56	0.55%	1608.75	22	6	2279.64	530.628
4	274.27	2558.98	421.95	3936.89	0.50%	1462.50	22	4	1519.76	557.656
5	274.27	2196.14	421.95	3378.68	0.45%	1316.25	22	4	1519.76	613.987
6	205.28	1761.98	315.82	2710.73	0.55%	1320.00	22	4	1519.76	471.593
7	175.23	1377.26	269.59	2118.87	0.50%	1200.00	22	4	1519.76	496.879
8	137.31	997.20	211.25	1534.16	0.45%	1080.00	22	4	1519.76	519.890
9	104.52	605.97	160.80	932.26	0.40%	960.00	22	4	1519.76	584.417
10	180.90	246.62	278.31	379.41	0.90%	2160.00	22	6	2279.64	316.294

Tabel.7.17. Penulangan Kolom 400x600 dan 450x650 dengan $K = 2$

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	911.93	2651.88	1402.96	4079.82	3.00%	8775	29	14	9248.48	1492.571
2	663.90	2642.71	1021.39	4065.71	2.00%	5850	29	10	6606.06	1170.607
3	609.53	2254.84	937.73	3468.99	1.20%	3510	29	6	3963.63	1071.560
4	598.30	1871.79	920.46	2879.68	1.20%	3510	29	6	3963.63	993.500
5	546.90	1501.69	841.39	2310.29	1.00%	2925	29	6	3963.63	957.588
6	506.06	1143.45	778.55	1759.15	2.10%	5040	29	8	5284.84	891.643
7	457.61	841.85	704.02	1295.15	2.00%	4800	29	8	5284.84	829.990
8	409.92	562.25	630.65	865.01	2.00%	4800	29	8	5284.84	740.281
9	343.47	315.06	528.41	484.71	2.00%	4800	29	8	5284.84	646.985
10	199.40	98.39	306.76	151.36	1.20%	2880	29	6	3963.63	425.475

Tabel.7.18. Penulangan Kolom 400x600 dan 450x650 dengan K = 4

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	1746.36	3835.34	2686.71	5900.52	9.00%	26325	36	26	26468.21	2776.698
2	1221.23	3966.03	1878.82	6101.58	6.40%	18720	36	22	22396.18	2160.920
3	1114.54	3343.38	1714.68	5143.66	5.40%	15795	36	16	16288.13	1881.197
4	1087.89	2732.78	1673.68	4204.28	4.00%	11700	36	12	12216.10	1761.142
5	981.25	2150.28	1509.61	3308.13	3.20%	9360	36	10	10180.08	1712.956
6	894.73	1593.20	1376.50	2451.07	4.40%	10560	36	12	12216.10	1579.896
7	809.56	1143.29	1245.48	1758.91	4.00%	9600	36	10	10180.08	1326.547
8	711.09	737.61	1093.99	1134.79	3.80%	9120	36	10	10180.08	1241.638
9	575.81	397.03	885.86	610.81	3.50%	8400	36	10	10180.08	1142.472
10	284.24	118.23	437.28	181.89	2.50%	6000	36	6	6108.05	638.116

7.1.5. Desain Kolom Tengah K=1, K=2 dan K=4 Dengan Rasio Tulangan Sama

Tabel.7.19. Penulangan Kolom 350x500 dan 400x600 dengan K = 1

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	417.617	3697.591	642.487	5688.601	3.0%	7200	22	20	7599	657.389
2	489.697	3333.009	753.380	5127.706	3.2%	7680	22	22	8359	798.390
3	466.593	2946.650	717.836	4533.308	2.5%	6000	22	16	6079	747.523
4	466.593	2574.984	717.836	3961.515	2.0%	4800	22	14	5319	772.919
5	442.501	2197.170	680.771	3380.262	1.4%	3360	22	10	3799	750.121
6	337.843	1784.606	519.759	2745.547	3.2%	5600	22	16	6079	590.326
7	287.962	1395.730	443.019	2147.277	2.0%	3500	22	10	3799	525.654
8	209.868	993.686	322.874	1528.747	1.0%	1750	22	6	2280	471.836
9	159.950	606.263	246.077	932.712	1.0%	1750	22	6	2280	420.196
10	219.561	315.966	337.786	486.102	2.0%	3500	22	10	3799	398.502

Tabel.7.20. Penulangan Kolom 450x625 dan 450x650 dengan K = 2

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	996.03	2756.15	1532.35	4240	3.20%	9360	29	16	10570	1600.434
2	1025.39	2450.72	1577.52	3770	3.00%	8775	29	16	10570	1688.202
3	921.78	2152.34	1418.13	3311	2.60%	7605	29	14	9248	1548.812
4	883.02	1858.20	1358.49	2859	1.50%	4387	29	14	9248	1538.862
5	814.77	1567.69	1253.49	2412	1.50%	4387	29	12	7927	1360.819
6	799.07	1280.16	1229.34	1969	3.20%	9000	29	14	9248	1373.824
7	586.54	993.36	902.37	1528	2.30%	6469	29	10	6606	1061.854
8	518.02	706.40	796.95	1087	2.00%	5625	29	10	6606	980.804
9	378.65	420.62	582.54	647	1.60%	4500	29	8	5285	740.093
10	177.98	134.82	273.81	207	1.40%	3937	29	6	3964	495.666

Tabel.7.21. Penulangan Kolom 575x775 dan 625x825 dengan K = 4

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	1874.57	2674.98	2883.946	4115.354	2.60%	13406	36	14	14252	3178.009
2	2005.32	2370.533	3085.11	3646.973	3.15%	16242	36	16	16288	3378.512
3	1816.00	2076.522	2793.84	3194.649	2.70%	13922	36	14	14252	2997.928
4	1742.29	1789.473	2680.44	2753.035	2.50%	12891	36	14	14252	2903.722
5	1601.83	1507.968	2464.35	2319.935	2.10%	10828	36	14	14252	2828.479
6	1487.58	1231.23	2288.58	1894.2	3.15%	14037	36	14	14252	2457.017
7	1172.13	953.8725	1803.27	1467.496	2.40%	10695	36	12	12216	2118.050
8	986.62	676.9455	1517.88	1041.455	2.00%	8913	36	10	10180	1698.048
9	700.93	401.9715	1078.35	618.4177	1.80%	8021	36	8	8144	1305.249
10	309.54	126.315	476.2154	194.3308	1.00%	4456	36	6	6108	915.769

7.1.6. Desain Kolom Tepi K=1, K=2 dan K=4 Dengan Rasio Tulangan Sama

Tabel.7.22. Penulangan Kolom 325x475 dan 375x550 dengan K = 1

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	229.51	3702.23	353.09	5695.75	3.20%	6600	22	18	6839	359.906
2	270.59	3334.70	416.29	5130.30	3.10%	6394	22	18	6839	434.599
3	270.59	2958.22	416.29	4551.11	2.50%	5156	22	14	5319	432.741
4	270.59	2586.87	416.29	3979.80	2.20%	4538	22	12	4559	450.205
5	270.59	2220.18	416.29	3415.66	1.40%	2888	22	8	3040	447.667
6	201.87	1782.34	310.57	2742.07	2.95%	4554	22	12	4559	352.580
7	172.32	1393.72	265.11	2144.19	1.80%	2779	22	6	2280	307.139
8	135.03	1009.39	207.74	1552.91	1.40%	2161	22	6	2280	319.590
9	102.78	613.72	158.13	944.19	1.00%	1544	22	6	2280	354.924
10	177.89	249.42	273.68	383.72	1.90%	2933	22	8	3040	265.443

Tabel.7.23. Penulangan Kolom 375x575 dan 450x650 dengan K = 2

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	968.73	2628.36	1490.35	4043.63	3.15%	9214	29	14	9248	1532.766
2	690.09	2624.83	1061.68	4038.20	2.00%	5850	29	10	6606	1195.245
3	603.86	2240.96	929.01	3447.63	1.20%	3510	29	6	3964	1070.063
4	598.58	1859.36	920.90	2860.56	1.20%	3510	29	6	3964	992.024
5	526.40	1488.15	809.84	2289.47	1.00%	2925	29	6	3964	967.163
6	556.25	1122.27	855.77	1726.57	3.00%	6469	29	10	6606	930.108
7	458.85	833.99	705.92	1283.07	2.20%	4744	29	8	5285	756.144
8	431.93	560.76	664.50	862.71	2.00%	4313	29	8	5285	670.403
9	371.69	316.76	571.83	487.33	1.80%	3881	29	8	5285	591.402
10	207.90	99.86	319.85	153.62	1.40%	3019	29	6	3964	397.867

Tabel.7.24. Penulangan Kolom 450x675 dan 550x775 dengan K = 4

Lantai	Mu (KNm)	Pu (KN)	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Ast (mm ²)	D tul (mm)	N tul	As (mm ²)	Mn,desain
1	1740.90	3859.28	2678.31	5937.35	3.20%	13640	36	14	14252	2815.543
2	1226.03	3987.27	1886.20	6134.26	2.25%	9591	36	10	10180	2137.770
3	1117.15	3362.15	1718.69	5172.54	1.40%	5968	36	6	6108	1950.606
4	1099.40	2748.42	1691.39	4228.33	1.20%	5115	36	6	6108	1797.042
5	978.84	2161.74	1505.91	3325.75	1.00%	4263	36	6	6108	1737.787
6	930.80	1596.91	1432.01	2456.79	3.00%	9113	36	10	10180	1703.455
7	814.47	1151.00	1253.04	1770.77	2.60%	7898	36	8	8144	1358.835
8	725.13	745.42	1115.58	1146.79	2.40%	7290	36	8	8144	1228.032
9	593.84	403.35	913.60	620.53	2.20%	6683	36	8	8144	1099.082
10	298.31	121.80	458.93	187.38	2.00%	6075	36	6	6108	753.239

7.2. Pembahasan

Berdasarkan dari hasil penelitian diatas dapat diperoleh perbandingan akibat penggunaan berbagai tingkat daktilitas yang berbeda-beda pada dimensi yang sama dan pada rasio tulangan yang sama sebagai berikut :

7.2.1. Perbandingan Desain Balok

A. Perbandingan Rasio Tulangan Pada Dimensi Balok Sama

Dari hasil perhitungan pada tabel.7.2. dan tabel.7.4. dapat dilihat bahwa momen yang digunakan untuk mendesain balok pada prinsip daktilitas penuh lebih kecil dari momen balok pada daktilitas terbatas bahkan lebih kecil dari setengahnya walaupun beban mati dan beban hidupnya sama, ini dikarenakan momen balok yang dipakai pada perencanaan daktilitas penuh digunakan momen balok ditepi kolom, sedangkan momen yang digunakan pada perencanaan daktilitas terbatas adalah momen pada as kolom.

Sedangkan untuk perbandingan momen balok pada tabel.7.4. dan tabel.7.6. terlihat bahwa momen balok yang digunakan pada perencanaan daktilitas terbatas walaupun lebih kecil dari momen balok yang digunakan pada perencanaan daktilitas elastis tapi tidak sampai lebih kecil dari setengahnya karena memang beban mati dan beban hidupnya sama dan dihitung dengan cara-cara perhitungan yang sama.

Tabel.7.25. Perbandingan tulangan balok untuk dimensi sama

Lantai	K=1			K=2			K=4		
	Mu- KNm	Mu+ KNm	Rasio (As/bd)	Mu- KNm	Mu+ KNm	Rasio (As/bd)	Mu- KNm	Mu+ KNm	Rasio (As/bd)
1	319.865	265.995	0.014	824.600	544.40	0.034	1536.48	1201.42	0.067
2	382.770	254.830	0.016	947.700	544.10	0.036	1676.37	1307.23	0.074
3	381.240	243.980	0.016	887.680	558.82	0.034	1655.74	1237.36	0.070
4	369.090	231.150	0.016	849.490	509.51	0.034	1567.03	1131.67	0.067
5	358.230	218.550	0.016	858.400	431.00	0.031	1488.71	1039.39	0.063
6	265.955	162.265	0.010	667.195	298.02	0.025	1118.72	759.13	0.044
7	241.585	129.015	0.012	581.780	238.52	0.029	1000.40	588.41	0.056
8	188.500	101.080	0.010	484.785	143.95	0.023	762.85	425.65	0.043
9	135.420	60.280	0.007	375.060	47.20	0.021	485.69	255.91	0.030
10	85.145	28.655	0.007	168.980	45.02	0.010	241.15	133.46	0.017

B. Perbandingan Dimensi Balok Pada Rasio Tulangan Sama

Tabel.7.26 perbandingan Dimensi Balok pada rasio tulangan yang sama

Lantai	K=1		K=2		K=4		Rasio maksimum
	Dimensi	Luas	Dimensi	Luas	Dimensi	Luas	
1 - 5	275 x 575	158125	350 x 725	253750	450 x 900	405000	3,7%
	1		1,61		2,56		
6 - 10	250 x 550	137500	325 x 650	211250	400 x 800	320000	3,1%
	1		1,54		2,33		

Dari tabel.7.26 dapat dilihat bahwa perencanaan dengan menggunakan prinsip daktilitas penuh membutuhkan dimensi balok yang lebih kecil daripada perencanaan dengan menggunakan prinsip daktilitas terbatas maupun daktilitas elastis .

7.2.2. Perbandingan Desain Kolom

A. Perbandingan Rasio Tulangan Pada Dimensi Kolom Sama

Dari hasil perhitungan pada tabel.7.13. dan tabel.7.14. dapat dilihat bahwa momen yang digunakan untuk mendesain kolom pada prinsip daktilitas penuh lebih kecil dari momen kolom pada daktilitas terbatas bahkan lebih kecil dari setengahnya, ini dikarenakan momen kolom yang dipakai pada perencanaan daktilitas penuh digunakan momen kapasitas balok yang telah mengalami pereduksian pada perencanaan balok dengan prinsip daktilitas penuh, sedangkan momen yang digunakan pada perencanaan daktilitas terbatas adalah momen pada analisa struktur.

Sedangkan untuk perbandingan momen kolom pada tabel.7.14. dan tabel.7.15. terlihat bahwa momen kolom yang digunakan pada perencanaan daktilitas terbatas walaupun lebih kecil dari momen kolom yang digunakan pada perencanaan daktilitas elastis tapi tidak sampai lebih kecil dari setengahnya karena memang beban mati dan beban hidupnya sama dan dihitung dengan cara perhitungan yang sama yaitu dari analisa struktur kolom .

Tabel.7.27. Perbandingan tulangan kolom untuk dimensi sama

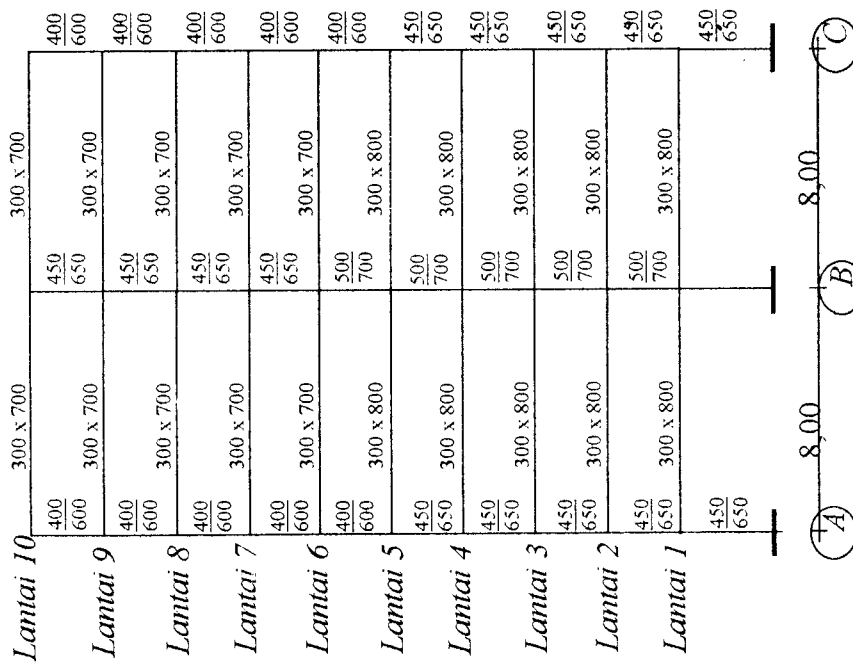
Lantai	K=1			K=2			K=4		
	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio	Mu/0.65 (KNm)	Pu/0.65 (KN)	Rasio
1	801.55	5645.94	0.85%	1654.15	6038.95	3.20%	3021.092	7840.75	7.60%
2	715.63	5082.10	0.85%	1744.39	5793.48	3.10%	3260.202	7799.67	8.20%
3	715.63	4505.80	0.82%	1566.15	4978.70	2.80%	2952.422	6618.99	7.00%
4	715.63	3939.19	0.80%	1462.91	4176.93	2.20%	2746.994	5467.99	6.00%
5	715.63	3381.05	0.85%	1380.52	3399.88	1.80%	2528.174	4370.41	5.00%
6	497.66	2712.35	0.75%	1406.39	2637.49	3.20%	2429.232	3320.31	6.80%
7	423.93	2120.24	0.60%	904.66	1986.89	1.80%	1700.79	2428.65	4.40%
8	365.20	1535.34	0.60%	713.64	1359.77	1.50%	1341.157	1605.03	3.50%
9	263.57	933.12	0.50%	466.62	780.04	1.00%	859.4008	885.263	2.00%
10	456.18	380.27	0.70%	266.54	242.31	1.00%	309.9923	261.208	1.00%

Tabel.7.28. Perbandingan Volume Tulangan Balok Portal As-4

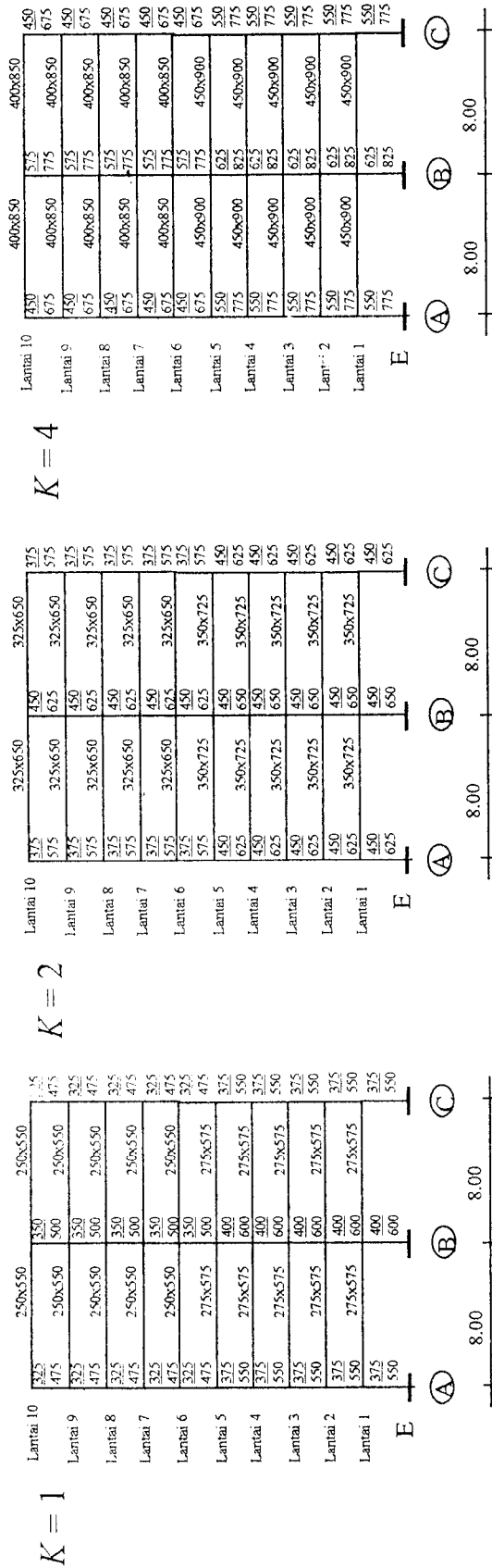
Lantai	K = 1		K = 2		K = 4	
	Tulangan	Vol (m ³)	Tulangan	Vol (m ³)	Tulangan	Vol (m ³)
1	D -19	0.0424	D -25	0.0965	D -32	0.1955
2	D -19	0.0451	D -25	0.1011	D -32	0.2180
3	D -19	0.0451	D -25	0.0965	D -32	0.2031
4	D -19	0.0451	D -25	0.0965	D -32	0.1955
5	D -19	0.0451	D -25	0.0874	D -32	0.1806
6	D -19	0.0292	D -25	0.0690	D -32	0.1279
7	D -19	0.0292	D -25	0.0690	D -32	0.1355
8	D -19	0.0265	D -25	0.0552	D -32	0.1054
9	D -19	0.0186	D -25	0.0516	D -32	0.0752
10	D -19	0.0186	D -25	0.0275	D -32	0.0450
jumlah perbandingan		0.3448		0.7492		1.4816
		1		2.173		4.297

Tabel.7.29. Perbandingan Volume Tulangan Kolom Portal As-4

Lantai	K = 1		K = 2		K = 4	
	Tulangan	Vol (m ³)	Tulangan	Vol (m ³)	Tulangan	Vol (m ³)
1	D -22	0.0243	D -29	0.1057	D -36	0.3013
2	D -22	0.0213	D -29	0.0740	D -36	0.2352
3	D -22	0.0266	D -29	0.0509	D -36	0.1853
4	D -22	0.0213	D -29	0.0509	D -36	0.1425
5	D -22	0.0213	D -29	0.0509	D -36	0.1211
6	D -22	0.0186	D -29	0.0647	D -36	0.1425
7	D -22	0.0186	D -29	0.0601	D -36	0.1283
8	D -22	0.0186	D -29	0.0555	D -36	0.1211
9	D -22	0.0160	D -29	0.0509	D -36	0.1069
10	D -22	0.0266	D -29	0.0416	D -36	0.0641
jumlah perbandingan		0.2131		0.6051		1.5484
		1		2.839		7.266



Gambar 7.1. Portal As-4 Dengan Dimensi Sama

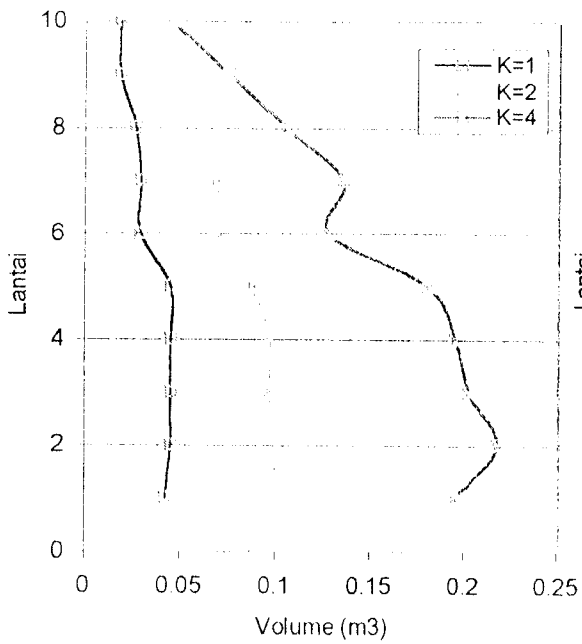


Gambar 7.2. Portal As-4 Dengan Rasio Tulangan Sama

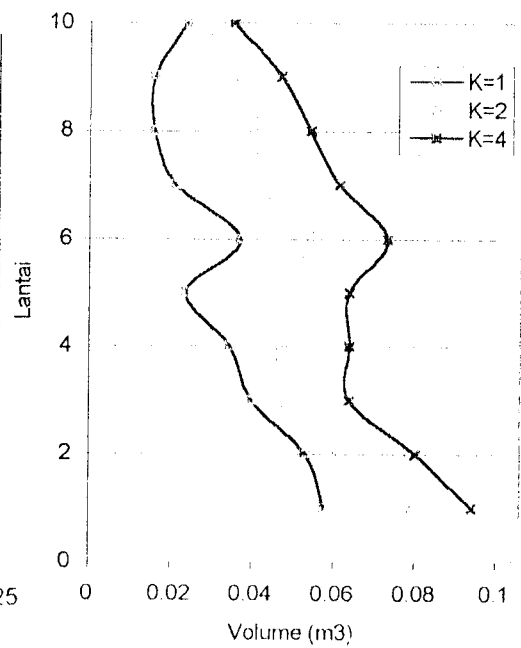
Tabel 7.30. Perbandingan Volume Beton Pada Rasio Tulangan Yang Sama

Balok	K=1			K=2			K=4		
	Lantai	Dimensi	Volume	Dimensi	Volume	Dimensi	Volume		
Balok	1 s/d 5	275x575	12.650	350x725	20.300	450x900	32.796		
	6 s/d 10	250x550	11.000	325x650	16.900	400x850	27.200		
Kolom Tengah	1 s/d 5	400x600	4.320	450x650	5.265	625x825	8.072		
	6 s/d 10	350x500	3.063	450x625	4.922	575x775	7.798		
Kolom Tepi	1 s/d 5	375x550	2.888	450x625	4.095	550x775	5.968		
	6 s/d 10	325x475	3.527	375x575	4.843	450x675	7.021		
jumlah			37.447		56.425		90.064		
Perbandingan			1		1.507		2.405		

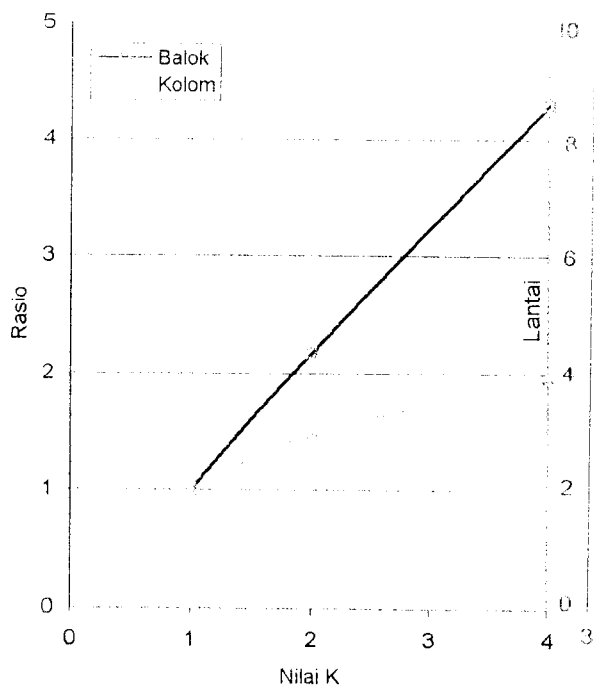
Perbandingan Volume Tulangan Balok



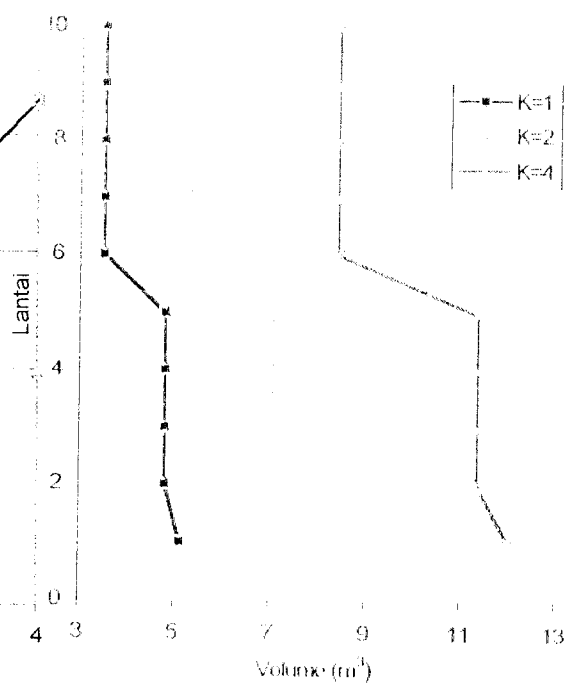
Perbandingan Volume Tulangan Kolom



Rasio Volume Tulangan



Perbandingan Volume Beton Pada Rasio Tulangan sama



Tabel.7.31. Perbandingan Momen Balok Dengan Dimensi Sama

Lantai	K=1				K=2				K=4			
	Negatif (KNm)		Positif (KNm)		Negatif (KNm)		Positif (KNm)		Negatif (KNm)		Positif (KNm)	
	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d
1	-319.9	-346.2	266.0	280.8	-824.6	-900.5	544.4	578.0	-1536.5	-1594.8	1201.4	1249.3
2	-382.8	-410.2	254.8	280.8	-947.7	-999.9	544.1	578.0	-1676.4	-1750.3	1307.2	1405.4
3	-381.2	-410.2	244.0	280.8	-887.7	-900.5	558.8	578.0	-1655.7	-1751.3	1237.4	1249.3
4	-369.1	-410.2	231.2	280.8	-849.5	-900.5	509.5	578.0	-1567.0	-1594.8	1131.7	1249.3
5	-358.2	-410.2	218.6	280.8	-858.4	-904.0	431.0	481.7	-1488.7	-1596.2	1039.4	1093.1
6	-266.0	-298.1	162.3	168.5	-667.2	-708.5	298.7	385.4	-1118.7	-1128.4	759.1	780.8
7	-241.6	-254.5	129.0	143.0	-581.8	-602.6	265.4	326.5	-1000.4	-1088.2	588.4	660.3
8	-188.5	-199.4	101.1	143.0	-484.8	-521.3	204.7	244.9	-762.9	-825.1	425.7	528.2
9	-135.4	-151.8	60.3	95.3	-375.1	-433.2	152.9	244.9	-485.7	-550.3	294.2	396.2
10	-85.1	-151.8	28.7	95.3	-169.0	-169.3	99.8	163.3	-241.1	-264.1	149.7	264.1

Tabel.7.32. Perbandingan Momen Balok Dengan Rasio Tulangan Sama

Lantai	K=1				K=2				K=4			
	Negatif (KNm)		Positif (KNm)		Negatif (KNm)		Positif (KNm)		Negatif (KNm)		Positif (KNm)	
	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d	Mu	Mu,d
1	-342.3	-347.4	236.5	259.3	-795.6	-801.8	505.1	511.9	-1567.6	-1668.3	1200.8	1261.8
2	-379.4	-384.4	253.8	296.3	-885.7	-886.8	573.8	597.2	-1621.4	-1648.7	1378.5	1442.0
3	-377.6	-389.3	239.6	259.3	-880.3	-886.8	552.1	597.2	-1669.6	-1668.3	1234.8	1261.8
4	-365.4	-389.3	226.4	259.3	-849.4	-891.6	514.5	511.9	-1585.1	-1668.3	1128.4	1261.8
5	-356.3	-392.9	215.4	222.2	-835.9	-891.6	498.2	511.9	-1523.1	-1681.2	1052.2	1081.5
6	-258.3	-297.4	151.2	174.6	-622.1	-628.3	268.9	297.1	-1098.7	-1220.7	806.5	841.0
7	-235.9	-262.6	120.1	139.7	-560.0	-628.3	249.9	297.1	-1007.3	-1053.0	593.7	672.8
8	-183.8	-188.4	92.3	104.8	-473.1	-477.2	198.2	222.8	-728.2	-867.0	471.5	672.8
9	-131.6	-153.6	51.5	69.8	-372.1	-396.1	150.5	222.8	-514.7	-531.1	266.9	336.4
10	-97.0	-112.5	16.2	69.8	-186.2	-237.2	90.4	148.6	-234.9	-336.4	146.1	336.4

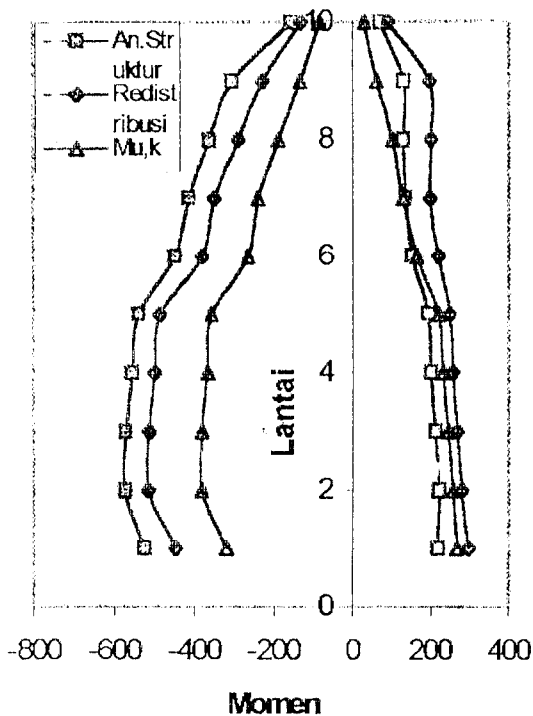
Tabel.7.33. Perbandingan Momen Kolom Dengan Dimensi Sama

Lantai	K=1				K=2				K=4			
	Kolom Tengah (KNm)		Kolom Tepi (KNm)		Kolom Tengah (KNm)		Kolom Tepi (KNm)		Kolom Tengah (KNm)		Kolom Tepi (KNm)	
	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d
1	764.4	844.9	357.9	385.5	1450.9	1696.4	1403.0	1492.6	2901.9	3282.8	2686.7	2776.7
2	715.6	865.4	422.0	469.5	1548.1	1660.4	1021.4	1170.6	3096.2	3437.7	1878.8	2160.9
3	715.6	929.6	422.0	530.6	1416.0	1477.6	937.7	1071.6	2831.9	3298.5	1714.7	1881.2
4	715.6	1003	422.0	557.7	1348.4	1437.7	920.5	993.5	2697.0	3017.7	1673.7	1761.1
5	715.6	1087	422.0	614.0	1238.4	1396.0	841.4	957.6	2476.7	2890.0	1509.6	1713.0
6	497.7	794.6	315.8	471.6	1123.1	1323.4	778.6	891.6	2246.4	2646.5	1376.5	1579.9
7	423.9	830.1	269.6	496.9	902.4	1131.4	704.0	830.0	1804.5	2098.2	1245.5	1326.5
8	365.2	901.7	211.3	519.9	753.3	874.9	630.7	740.3	1506.8	1798.9	1094.0	1241.6
9	263.6	672.8	160.8	584.4	530.5	621.8	528.4	647.0	1061.1	1259.6	885.9	1142.5
10	378.7	421.6	278.3	316.3	230.8	550.3	306.8	425.5	461.7	721.0	437.3	638.1

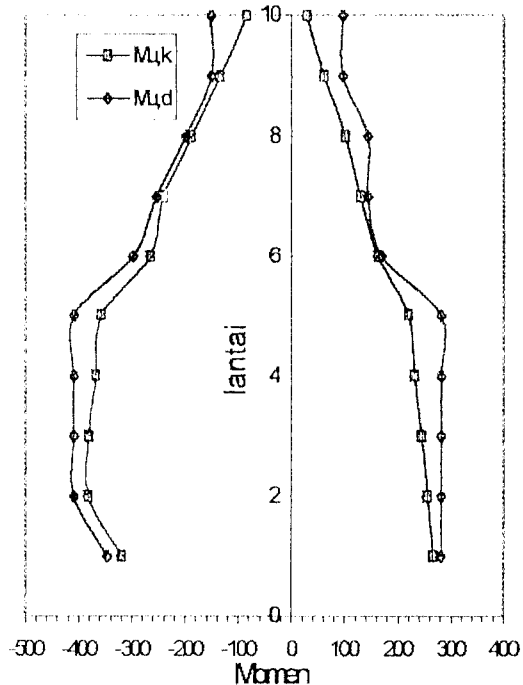
Tabel.7.34. Perbandingan Momen Kolom Dengan Rasio Tulangan Sama

Lantai	K=1				K=2				K=4			
	Kolom Tengah (KNm)		Kolom Tepi (KNm)		Kolom Tengah (KNm)		Kolom Tepi (KNm)		Kolom Tengah (KNm)		Kolom Tepi (KNm)	
	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d	Mn	Mn,d
1	642.5	657.4	353.1	359.9	1532.4	1600.4	1490.4	1532.8	2884.0	3178.0	2678.3	2815.5
2	753.4	798.4	416.3	434.6	1577.5	1688.2	1061.7	1195.2	3085.1	3378.5	1886.2	2137.8
3	717.8	747.5	416.3	432.7	1418.1	1548.8	929.0	1070.1	2793.8	2997.9	1718.7	1950.6
4	717.8	772.9	416.3	450.2	1358.5	1538.9	920.9	992.0	2680.4	2903.7	1691.4	1797.0
5	680.8	750.1	416.3	447.7	1253.5	1360.8	809.8	967.2	2464.4	2828.5	1505.9	1737.8
6	519.8	590.3	310.6	352.6	1229.3	1373.8	855.8	930.1	2288.8	2457.0	1432.0	1703.5
7	443.0	525.7	265.1	307.1	902.4	1061.9	705.9	756.1	1803.3	2118.1	1253.0	1358.8
8	322.9	471.8	207.7	319.6	797.0	980.8	664.5	670.4	1517.9	1698.0	1115.6	1228.0
9	246.1	420.2	158.1	354.9	582.5	740.1	571.8	591.4	1078.4	1305.2	913.6	1099.1
10	337.8	398.5	273.7	265.4	273.8	495.7	319.9	397.9	476.2	915.8	458.9	753.2

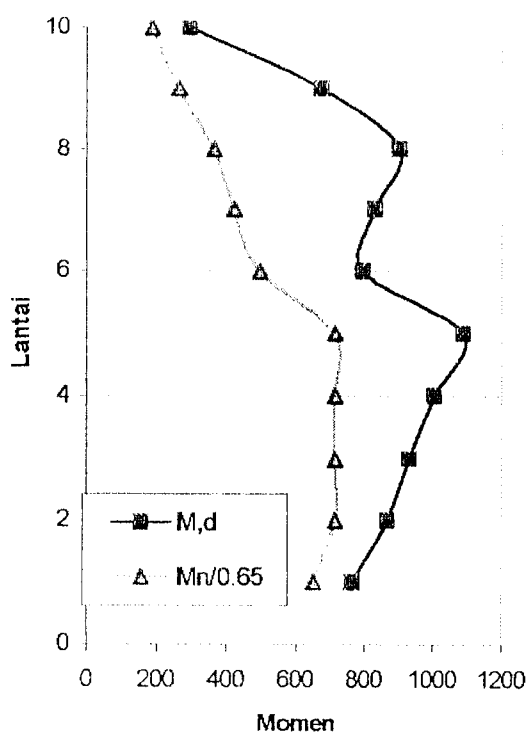
Perbandingan Momen Balok K=1
300x800,300x700



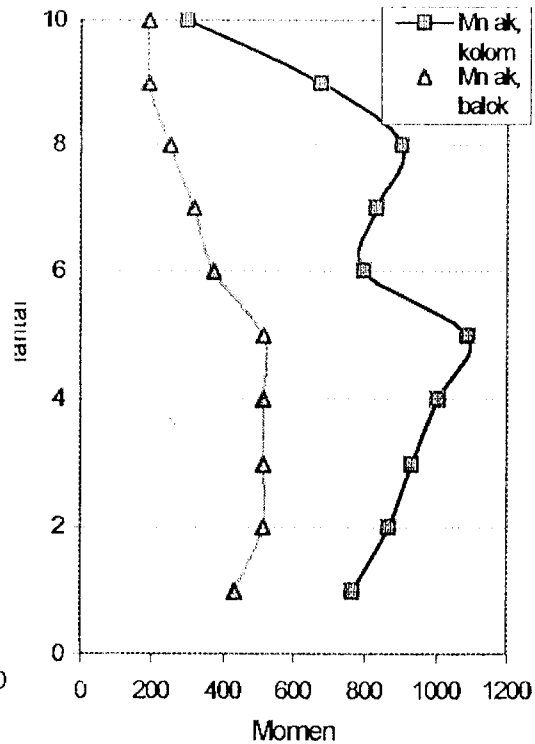
Perbandingan Momen Balok K=1 Tepi
Kolom Dengan Mu,d*



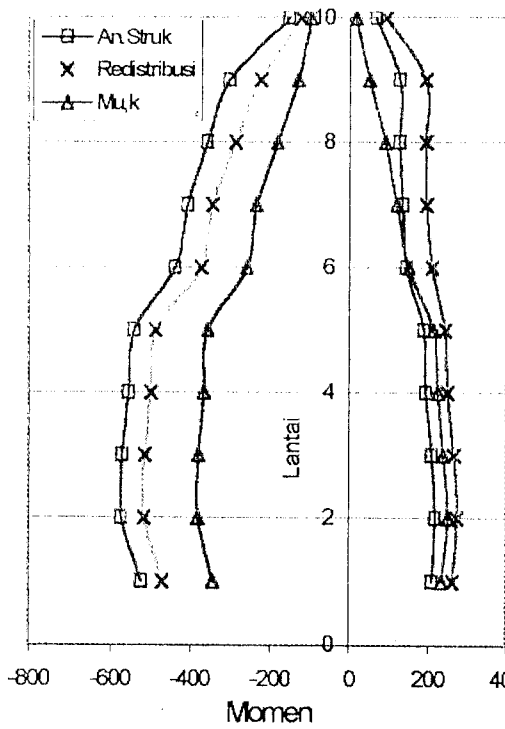
Perbandingan Momen Kolom K=1*



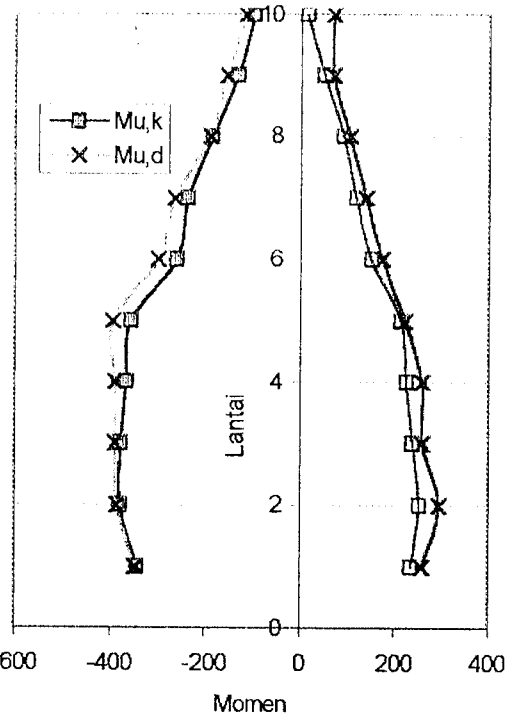
Perbandingan Momen Desain
Balok-kolom K=1*



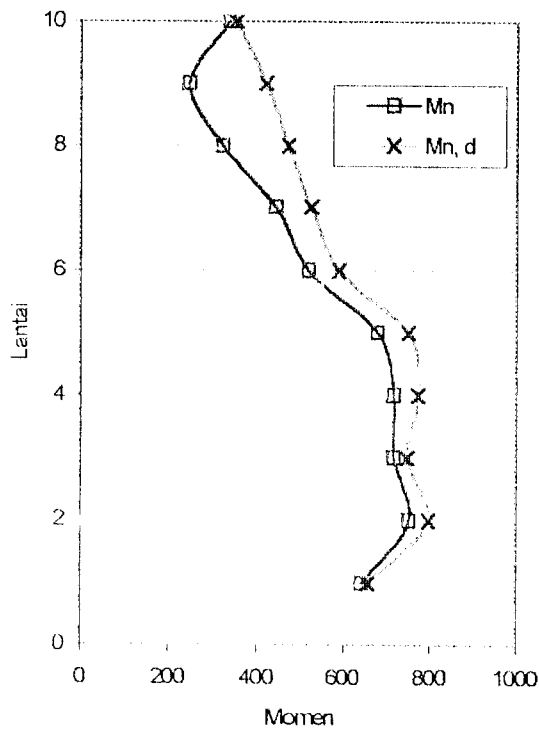
Perbandingan Momen Balok K=1
275x575, 250x550



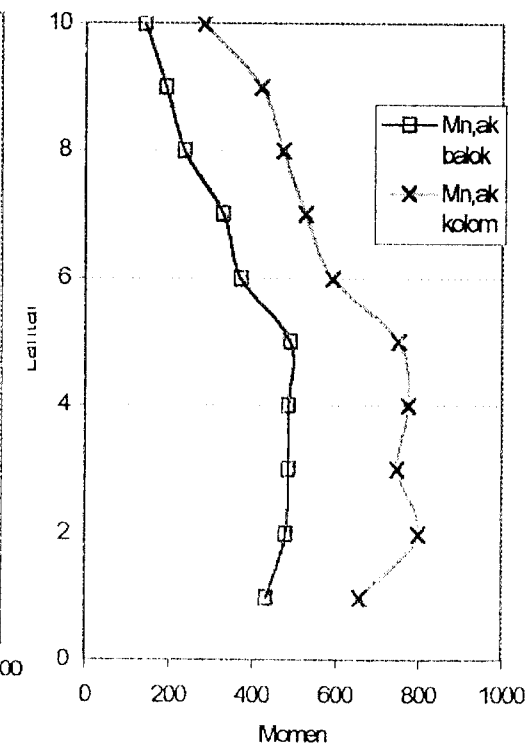
Perbandingan Momen Balok
K=1 Tepi Kolom dengan Mu,d



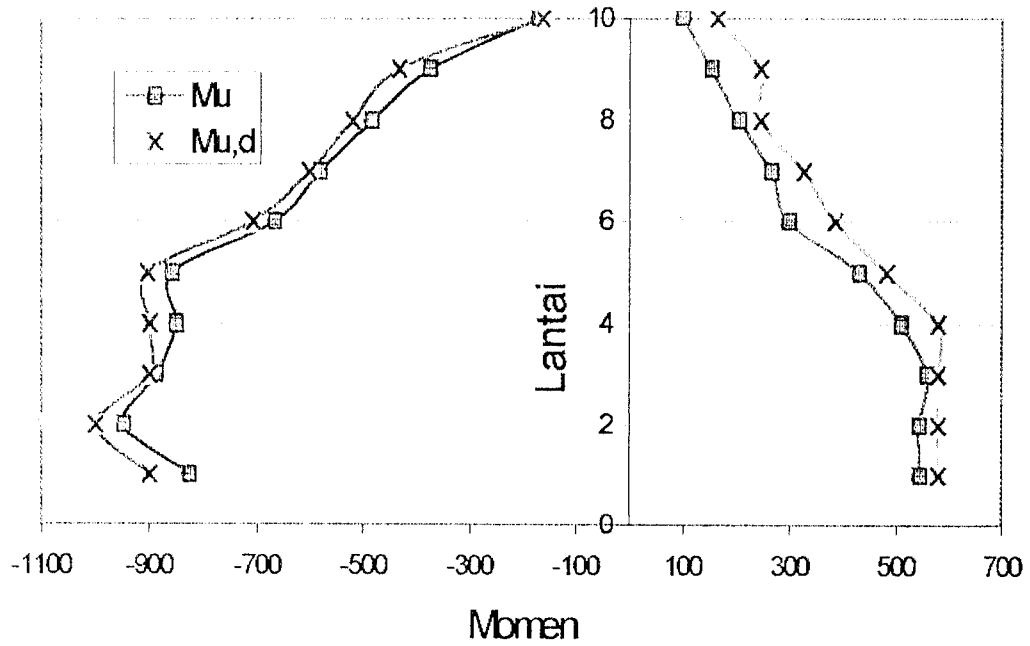
Perbandingan Momen Kolom K=1
400x600, 350x500



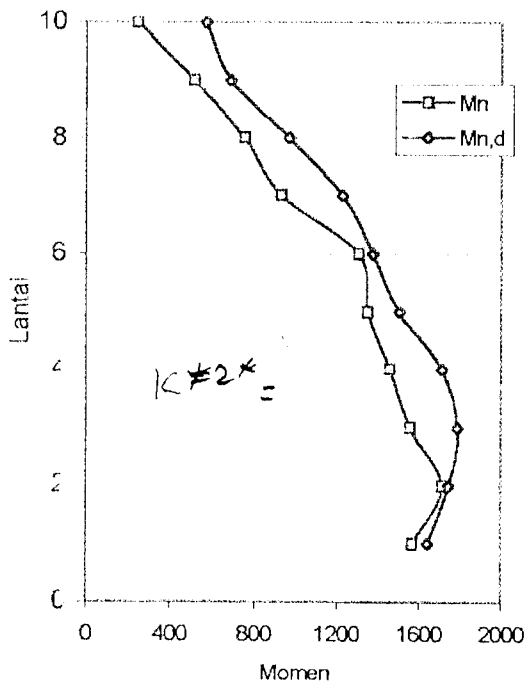
Perbandingan Momen Balok-kolom
K=1



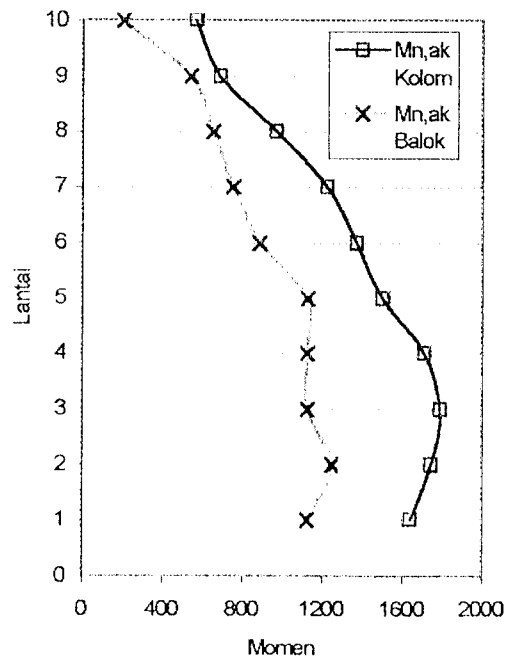
Perbandingan Momen Balok K=2
300x800, 300x700



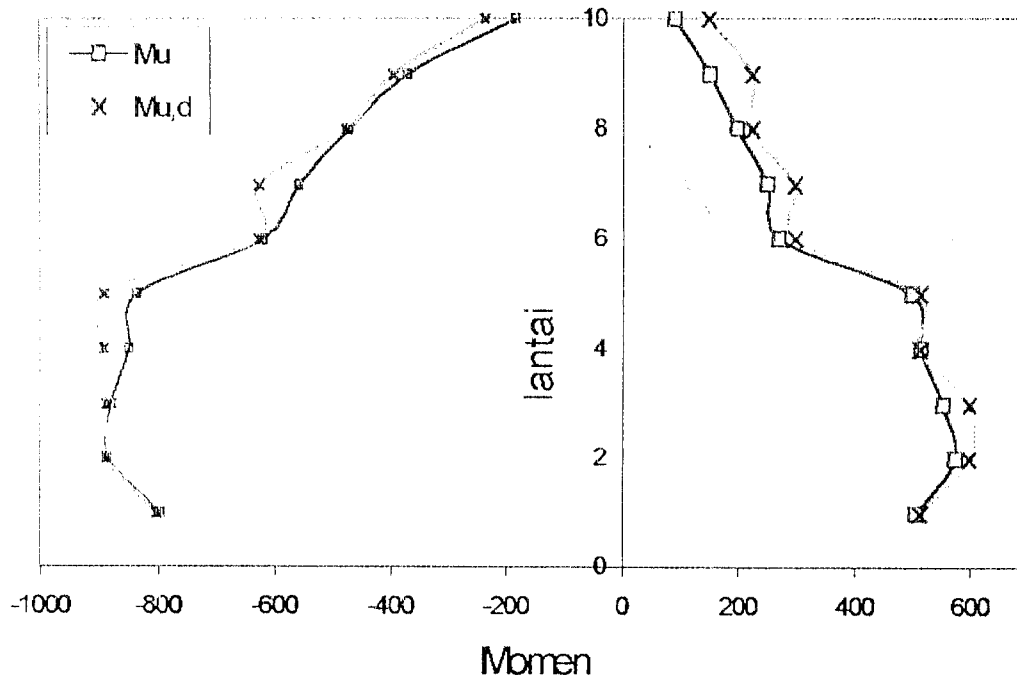
Perbandingan Momen Kolom
K=2*



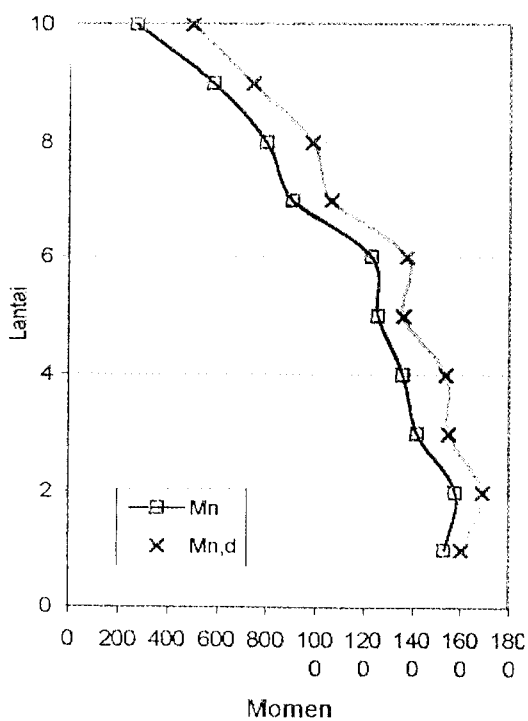
Perbandingan Momen Balok-Kolom
Kolom K=2*



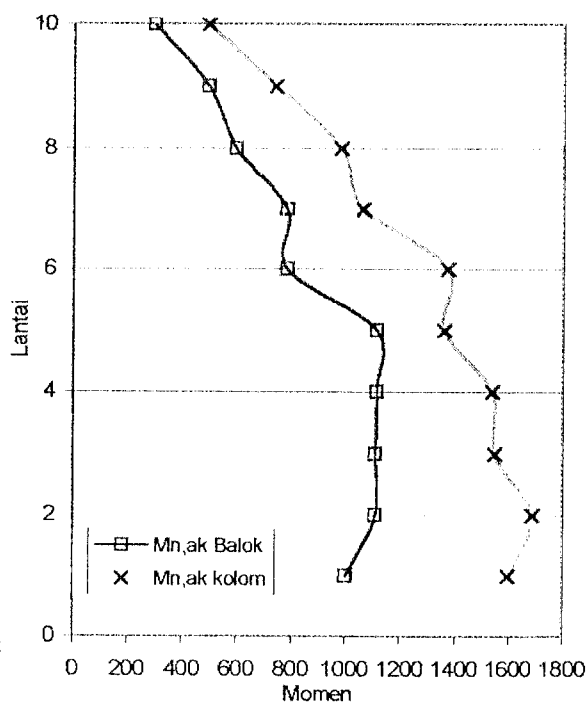
Perbandingan Momen Balok K=2 350x725, 325x650



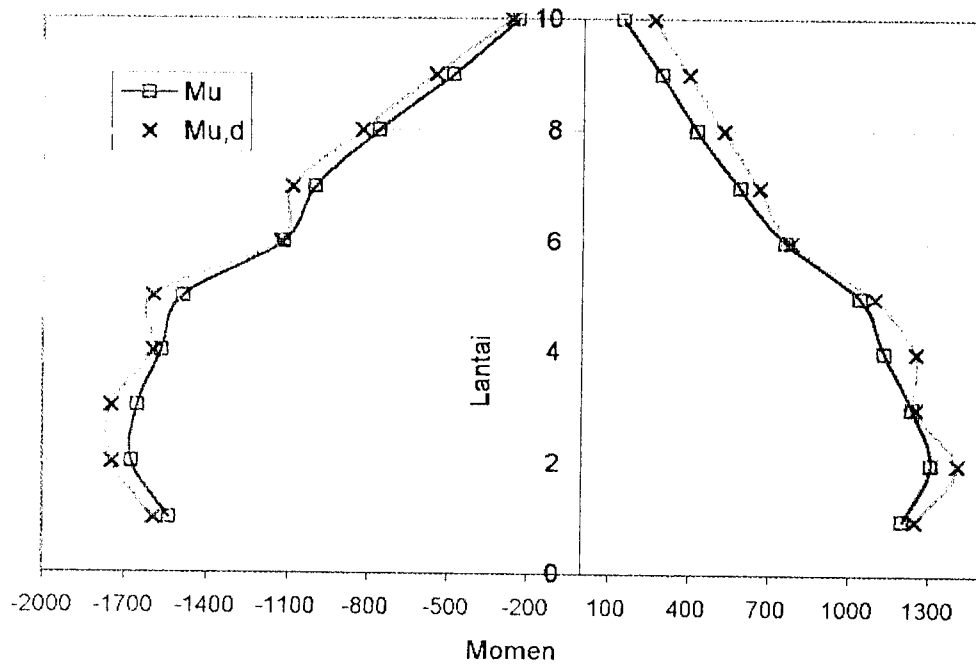
Perbandingan Momen Kolom K=2 450x650, 450x625



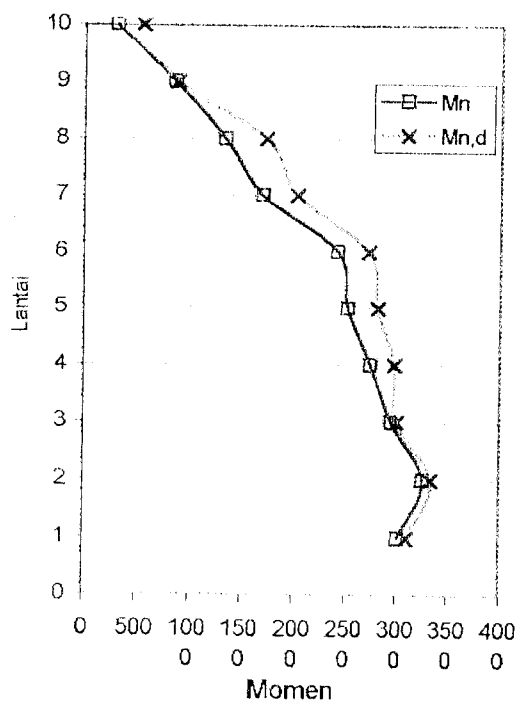
Perbandingan Balok-kolom K=2



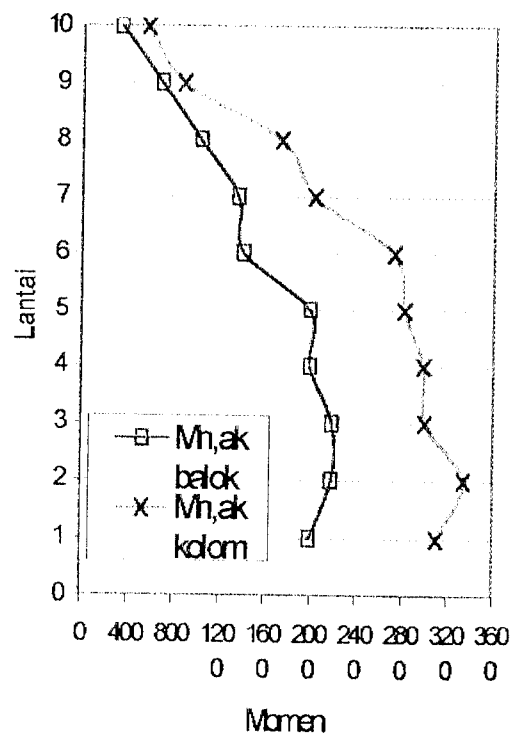
Perbandingan Momen Balok K=4
300x800, 300x700



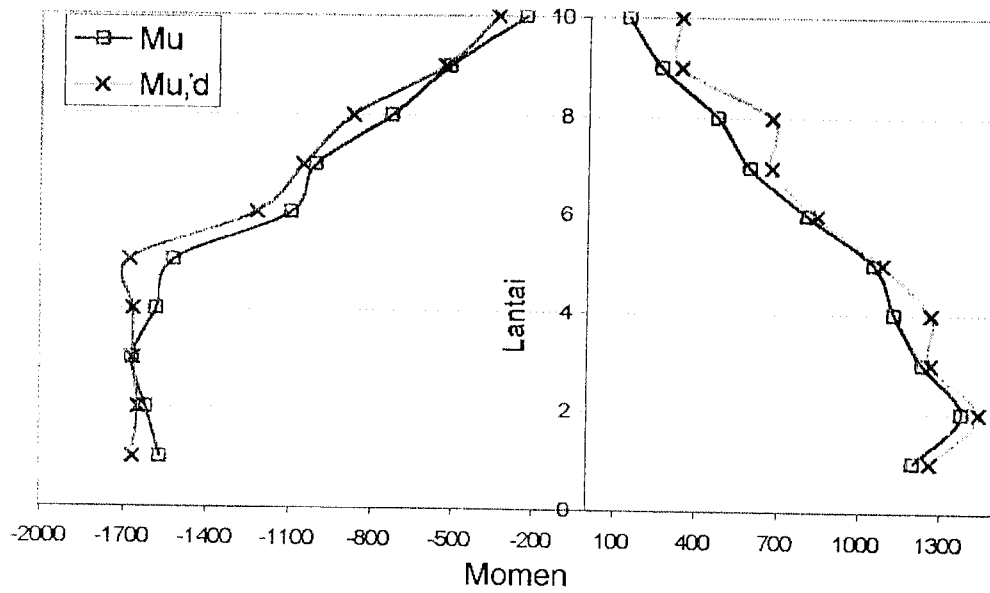
Perbandingan Momen Kolom
K=4* 500x700, 450x650



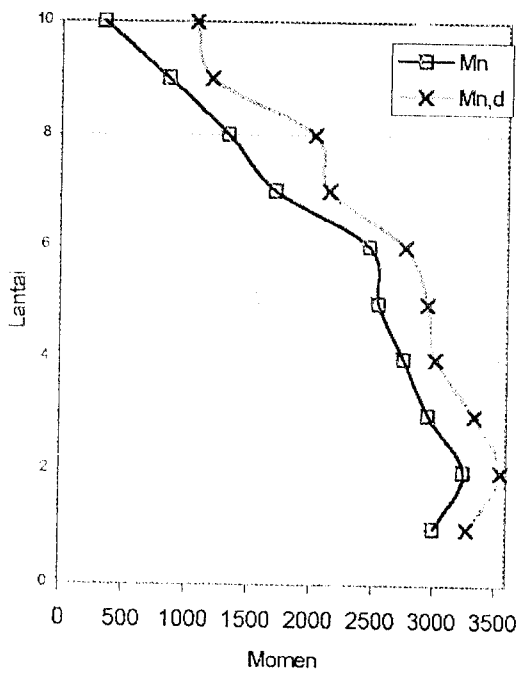
Perbandingan Balok-kolom K=4*



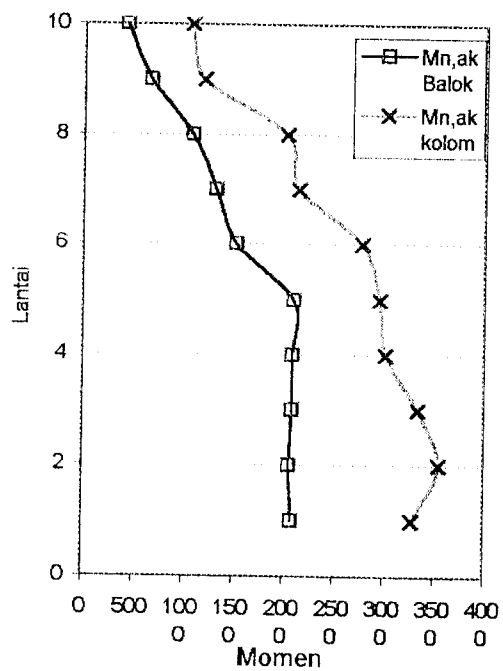
Perbandingan Momen Balok K=4
450x900, 400x800



Perbandingan Momen Kolom
K=4 625x825, 575x775



Perbandingan Momen Balok-Kolom
K=4



Tabel 7.35. Perhitungan Volume Tulangan Geser Balok

Lantai	K=1										K=2										K=4									
	Dideerah sendi/plastis			Diluar sendi/plastis			Vol Total (m ³)	Dideerah ujung balok			Dideerah tengah balok			Vol Total (m ³)	Dideerah ujung balok			Dideerah tengah balok			Vol Total (m ³)	Dideerah ujung balok			Dideerah tengah balok			Vol Total (m ³)		
	Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)	Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)		Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)	Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)		Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)	Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)		Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)	Vu,b (KN)	AV (mm)	S (mm)		Vu,b (KN)	AV (mm)
							Nu,k (KN)							Du,k (KN)							Vol Total (m ³)							Nu,k (KN)		
1	228.1	157	70	247.1	157	200	0.0207	222.6	157	100	222.6	157	165	0.0155	165.1	157	160	165.1	157	160	165.1	157	370	0.0074						
2	235.6	157	70	256.6	157	185	0.0209	222.7	157	100	222.7	157	165	0.0155	165.1	157	160	165.1	157	160	165.1	157	370	0.0074						
3	238.1	157	70	259.0	157	180	0.0210	235.7	157	95	235.7	157	145	0.0175	172.3	157	150	172.3	157	145	172.3	157	370	0.0075						
4	240.2	157	65	261.1	157	180	0.0221	237.2	157	90	237.2	157	140	0.0181	173.9	157	145	173.9	157	145	173.9	157	370	0.0075						
5	242.1	157	65	263.0	157	175	0.0222	234.6	157	95	234.6	157	145	0.0175	173.3	157	145	173.3	157	145	173.3	157	370	0.0075						
6	211.8	157	65	240.6	157	140	0.0190	243.0	157	75	243.0	157	100	0.0212	179.3	157	110	179.3	157	110	179.3	157	320	0.0075						
7	203.3	157	70	220.1	157	160	0.0179	234.3	157	75	234.3	157	110	0.0195	174.9	157	115	174.9	157	115	174.9	157	320	0.0074						
8	197.4	157	70	214.4	157	165	0.0179	235.0	157	75	235.0	157	110	0.0195	175.6	157	115	175.6	157	115	175.6	157	320	0.0074						
9	185.9	157	70	199.4	157	180	0.0177	227.3	157	80	227.3	157	115	0.0186	171.8	157	120	171.8	157	120	171.8	157	320	0.0074						
10	109.1	157	130	115.5	157	320	0.0100	170.8	157	120	170.8	157	220	0.0101	114.5	157	160	114.5	157	160	114.5	157	320	0.0074						
Jumlah Volume							0.189	Jumlah Volume							0.173	Jumlah Volume							0.174							
Perbandingan Volume							1	Perbandingan Volume							0.915	Perbandingan Volume							0.392							

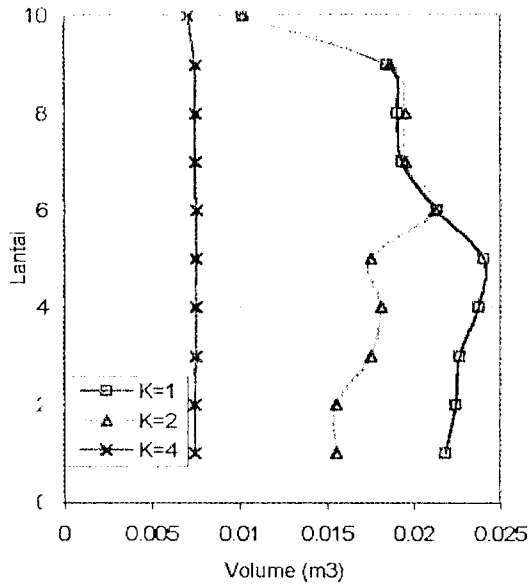
Tabel 7.36. Perhitungan Volume Tulangan Geser Kolom Tengah

Lantai	K=1										K=2										K=4											
	Dideerah sendi/plastis			Diluar sendi/plastis			Vol Total (m ³)	Dideerah ujung kolom			Dideerah tengah kolom			Vol Total (m ³)	Dideerah ujung kolom			Dideerah tengah kolom			Vol Total (m ³)	Dideerah ujung kolom			Dideerah tengah kolom			Vol Total (m ³)				
	Vu,k (KN)	Nu,k (KN)	AV (mm)	S (mm)	Vu,k (KN)	Nu,k (KN)		AV (mm)	S (mm)	Vu,k (KN)	Nu,k (KN)	AV (mm)	S (mm)		Vu,k (KN)	Nu,k (KN)	AV (mm)	S (mm)	Vu,k (KN)	Nu,k (KN)		AV (mm)	S (mm)	Vu,k (KN)	Nu,k (KN)	AV (mm)	S (mm)		Vu,k (KN)	Nu,k (KN)	AV (mm)	S (mm)
							Du,k (KN)							Vol Total (m ³)							Du,k (KN)							Vol Total (m ³)				
1	279.1	3670	314	95	157	85	0.0836	178.8	2730	157	100	157	155	0.0436	178.7	2738	157	100	157	155	0.0441											
2	344.6	3303	314	75	157	55	0.0695	273.5	2423	157	55	157	70	0.0515	273.5	2431	157	55	157	70	0.0520											
3	344.6	2929	314	75	157	55	0.0695	261.1	2126	157	60	157	70	0.0499	261.1	2134	157	60	157	70	0.0502											
4	344.6	2560	314	75	157	50	0.0735	245.0	1833	157	60	157	70	0.0489	245.0	1841	157	60	157	70	0.0502											
5	344.6	2198	314	75	157	50	0.0735	224.4	1544	157	65	157	75	0.0463	224.4	1553	157	65	157	75	0.0466											
6	231.1	1763	157	50	157	70	0.0574	196.4	1259	157	70	157	80	0.0466	196.4	1268	157	70	157	80	0.0468											
7	196.8	1378	157	60	157	80	0.0493	155.5	976	157	85	157	100	0.0376	155.5	983	157	85	157	100	0.0379											
8	169.6	998	157	70	157	90	0.0432	124.4	694	157	110	157	120	0.0305	124.4	698	157	110	157	120	0.0306											
9	122.4	607	157	100	157	100	0.0356	81.1	412	157	165	157	180	0.0204	81.1	415	157	165	157	180	0.0204											
10	383.7	247	314	60	314	65	0.1125	30.9	131	157	200	157	200	0.0178	30.8	131	157	200	157	200	0.0178											
Jumlah Volume							0.667	Jumlah Volume							0.394	Jumlah Volume							0.391									
Perbandingan Volume							1	Perbandingan Volume							0.591	Perbandingan Volume							0.586									

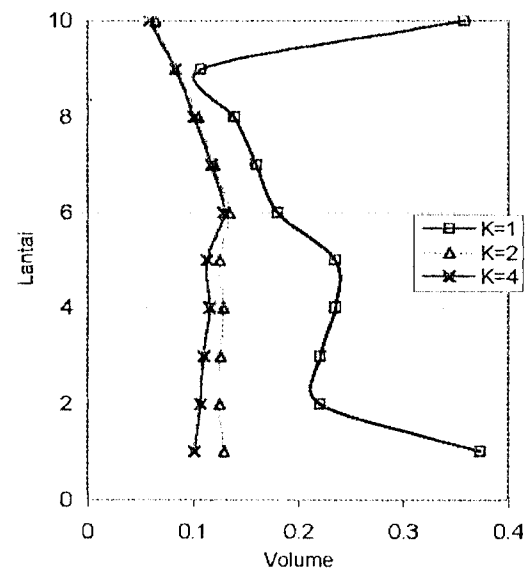
Tabel 7.37. Perhitungan Volume Tulangan Geser Kolom Iepi

Lantai	K=1						K=2						K=4										
	Vu,k (kN)	Diseleh sendiri plastis			Vu,k (kN)	Vol Total (m ³)	Diseleh ulung kolom			Vu,k (kN)	Vol Total (m ³)	Diseleh ujung kolom			Vu,k (kN)	Diseleh tengah kolom			Vol Total (m ³)				
		Nu,k (kN)	Dp-10 (mm)	S (mm)			Nu,k (kN)	Dp-10 (mm)	S (mm)			Nu,k (kN)	Dp-10 (mm)	S (mm)		Nu,k (kN)	Dp-10 (mm)	S (mm)		Nu,k (kN)	Dp-10 (mm)	S (mm)	
																							Av (mm ²)
1	372.2	3669	314	65	157	45	0.1446	165.5	2652	157	100	157	160	0.0427	165.5	3835	157	120	157	290	0.0285		
2	344.6	3302	314	70	157	50	0.0756	207.1	2643	157	75	157	100	0.0367	207.2	3865	157	85	157	160	0.0274		
3	344.6	2927	314	70	157	50	0.0756	201.2	2255	157	75	157	95	0.0379	201.3	3343	157	85	157	135	0.0298		
4	344.6	2558	314	70	157	45	0.0805	193.4	1872	157	75	157	90	0.0392	193.4	2733	157	80	157	120	0.0327		
5	332.3	2196	314	70	157	45	0.0805	181.8	1502	157	75	157	90	0.0392	181.8	2150	157	85	157	110	0.0333		
6	231.1	1762	314	95	157	65	0.0613	168.8	1143	157	75	157	85	0.0437	169.0	1593	157	75	157	95	0.0411		
7	196.8	1377	157	55	157	70	0.0553	148.2	842	157	80	157	90	0.0412	148.6	1143	157	75	157	100	0.0398		
8	169.6	997	157	65	157	80	0.0478	129.0	562	157	90	157	100	0.0369	129.4	738	157	95	157	105	0.0352		
9	108.8	606	157	100	157	100	0.0356	107.9	315	157	110	157	115	0.0314	108.2	397	157	110	157	115	0.0315		
10	383.7	247	314	55	314	60	0.1222	75.6	98	157	150	157	155	0.0232	75.8	118	157	150	157	155	0.0232		
Jumlah Volume																			0.778	0.372	0.478	0.372	0.478
Perbandingan Volume																			1	0.478	0.478	0.478	0.415

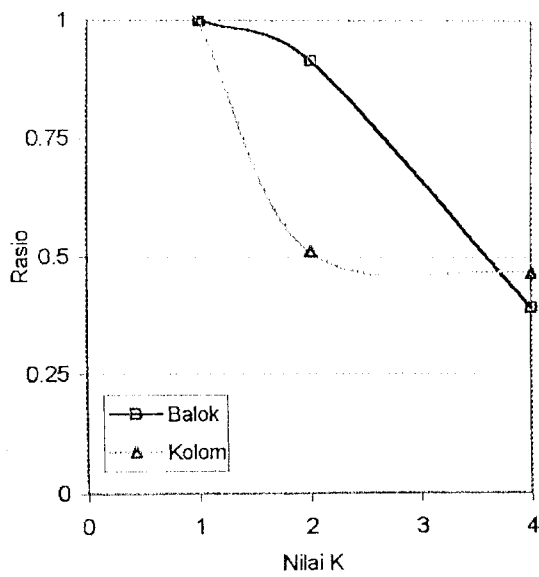
Perbandingan Volume Tulangan Geser Balok



Perbandingan Volume Tulangan Geser Kolom



Rasio Volume Tulangan Geser



BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil dari perhitungan struktur tahan gempa dengan prinsip daktilitas penuh, daktilitas terbatas dan prinsip daktilitas elastis maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut :

1. Dengan dimensi sama, momen yang digunakan untuk perencanaan dengan daktilitas penuh ternyata lebih kecil daripada momen pada perencanaan dengan daktilitas terbatas bahkan lebih kecil dari setengahnya.
2. Pada rasio tulangan pokok yang sama perencanaan dengan menggunakan daktilitas penuh membutuhkan dimensi struktur yang lebih kecil, hal ini dapat dilihat dari bab sebelumnya bahwa untuk daktilitas terbatas memerlukan 1,5 kali dari daktilitas penuh dan perencanaan elastis memerlukan 2,4 kali lebih besar dari pada tingkat daktilitas penuh .
3. Perencanaan dengan daktilitas penuh memerlukan tulangan geser yang 1,5 kali lebih besar dari perencanaan daktilitas yang lain.
4. Persyaratan perhitungan dengan menggunakan prinsip daktilitas penuh lebih ketat daripada perhitungan dengan menggunakan prinsip daktilitas terbatas maupun daktilitas elastis. Perhitungan dengan menggunakan prinsip daktilitas penuh ternyata lebih ekonomis karena hanya membutuhkan volume tulangan geser lebih besar dengan volume tulangan pokok dan volume beton yang jauh lebih kecil.

8.2. Saran

1. Faktor keamanan gedung dan faktor ekonomis gedung adalah dua hal yang sangat penting untuk dipertimbangkan, sehingga dalam merencanakannya pemilihan daktilitas menjadikan suatu alternatif yang penting sekali.
2. Pengawasan terhadap mutu bahan penting sekali untuk menentukan tingkat daktilitas suatu struktur.
3. Dalam merencanakan suatu gedung harus disesuaikan dengan kondisi daerah dan keadaan struktur tanah dari segi pengaruh gempa yang mungkin akan terjadi.
4. Dalam merencanakan struktur dengan perencanaan daktilitas penuh harus memperhatikan perhitungan-perhitungan dengan teliti sesuai dengan peraturan dan persyaratan yang ketat dari prinsip perencanaan daktilitas penuh.
5. Pada daerah yang pelaksanaan proyeknya mudah dikontrol, maka akan lebih ekonomis apabila perencanaan strukturnya dengan menggunakan prinsip daktilitas penuh.
6. Pada daerah yang pelaksanaan proyeknya lebih sulit dikontrol, maka akan lebih aman apabila perencanaan strukturnya menggunakan prinsip daktilitas terbatas atau daktilitas elastis.
7. Penulis berharap agar rekan-rekan yang lain dapat mengembangkan tugas akhir ini untuk tiga dimensi dengan variabel-variabel yang lain

Akhir kata penulis berharap akan kritik dan saran rekan-rekan untuk tugas akhir ini yang jauh dari sempurna.

DAFTAR PUSTAKA

1. Gideon Kusuma, Takim Amdriono, **DESAIN STRUKTUR RANGKA BETON BERTULANG DI DAERAH RAWAN GEMPA**, Penerbit Erlangga, Jakarta, 1993
2. Muto Kiyoshi, Wira, **ANALISIS PERANCANGAN GEDUNG TAHAN GEMPA**, Penerbit Erlangga, Jakarta, 1987
3. Widodo. MSCE, IR, **PENGANTAR TEKNIK GEMPA (UNTUK KALANGAN SENIRI)** Yogyakarta, 1991
4. Wiratama Wangsadinata, Ir. Dr, Prof, **BEBERAPA PARAMETER GEMPA UTAMA UNTUK PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN** (Seminar Nasional Antisipasi Bencana Gempabumi dalam Peningkatan Keselamatan Bangunan), Jakarta, 1997
5. -----1987, **PEDOMAN PERENCANAAN KETAHANAN GEMPA UNTUK RUMAH DAN GEDUNG, SKBI – 1.3.53.1987**, Departemen Pekerjaan Umum
6. Chiu-kia Wang, Charles G. Salmon, **REINFORCED CONCRETE DESIGN**, Penerbit Harper International, New York, 1985
7. Sudarmoko, M.Sc., Ir. **PERANCANGAN DAN ANALISIS KOLOM BETON BERTULANG**, Biro Penerbit Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada, 1994
8. SK SNI-T-15-1991-03

9. Istimawan Dipohusodo, **STRUKTUR BETON BERTULANG BERDASARKAN SK SNI T-15-1991-03**, Penerbit PT Gramedia Jakarta , 1994
10. Faruk Abdat, **PERENCANAAN ULANG PORTAL AS-4 PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG BANK DANAMON INDONESIA CABANG SEMARANG DENGAN DAKTILITAS TINGKAT 1 DAN DAKTILITAS TINGKAT 2 BERDASARKAN SK SNI-T-15-1991-03**, Tugas Akhir, Universitas Muhammadiyah Surakarta, (1998).
11. Aris Sujadmiko, **STUDI TENTANG DOMINASI BEBAN PADA STRUKTUR BETON BERTINGKAT DENGAN VARIABEL BENTANG BALOK**, Tugas Akhir, Universitas Muhammadiyah Surakarta, 2000.
12. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung**, Departemen Pekerjaan Umum, 1983.
13. Edward G. Nawy, **BETON BERTULANG**, Penerbit PT Eresco, Bandung, 1990.
14. Wahana Komputer Semarang, **ANALISIS STRUKTUR DENGAN SAP 90**, Penerbit ANDY Yogyakarta, 1997.

Lampiran

Lampiran I

Program 1 de
TA 3 de



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. AGUS SUBANDI	94 310 107		TSS
2.	TAUDAN HANTANTO	94 310 281		TSS

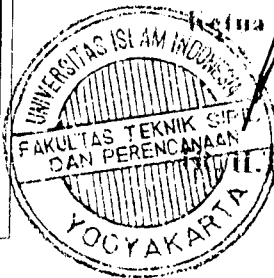
TITULUS TUGAS AKHIR :ANALISIS DAN DESAIN RANGKIBAN.....
BERTINGKAT TAJAH GEMPA DENGAN VARIABEL TINGKAT
"UKURAN/ITAN".....

Pen Pembimbing I : IR. H. WIDODO, MSCE
Pen Pembimbing II : IR. H. H. MAN NOOR, MSCE

1



2



Yogyakarta, 20 April 2000
Dekan,

a/n
Jurusan Teknik Sipil

ADJUDDIN BINARIS, MS

CATATAN - KONSULTASI

No.	Tanggal	Konsultasi ke :	KETERANGAN	Paraf
	04/05 - 2000		Rea, proposal	Ba
	13/06 - 2000		pub. pembangunan	Ba
	07/08 - 2000			
11/02/20			ukuran blok j Sugri mendeteksi p h/b $\frac{1}{2}$ 2	
3/11/20			leostes dises kolom/geser → hasil 2 bisyiles dulas srogile/gulas	
08/11			pub. kolom	
20/11			Rea, kepemb - I	
		Dapat mesemb Sidus (satelna dip-budha)		08/2/2000

4 12
 5 1
 6 2
 7 3
 8 4
 9 5
 10
 11
 12

STRUKTUR PORTAL AS-4 GEMPA-K=1 (TAUFAN-BANDI)
 C SATUAN TON-M
 SYSTEM
 L=3

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
2	X=8			
3	X=16			
4	X=0		Z=4	
6	X=16		Z=4	
31	X=0		Z=35.5	
33	X=16		Z=35.5	Q=4, 6, 31, 33, 1, 3

RESTRAINTS

1, 33, 1	R=0, 1, 0, 1, 0, 1
1, 3, 1	R=1, 1, 1, 1, 1, 1

FRAME

NM 4 NI 5 NSEC 9

C BALOK

1	SH=R	T=0.8, 0.3	E=2.57E+6
2	SH=R	T=0.7, 0.3	E=2.57E+6

C KOLOM

3	SH=R	T=0.7, 0.5	E=2.57E+6
4	SH=R	T=0.65, 0.45	E=2.57E+6
1	WG=0, 0, -1.440	:MATI ATAP	
2	WG=0, 0, -2.836	:MATI LANTAI 6-9	
3	WG=0, 0, -2.908	:MATI LANTAI 1-5	
4	WG=0, 0, -0.275	:HIDUP ATAP	
5	WG=0, 0, -0.688	:HIDUP LANTAI	

C KOLOM

1	1	4	G=5, 3, 3, 3	M=3	LP=-2, 0
2	2	5	G=5, 3, 3, 3	M=3	
3	3	6	G=5, 3, 3, 3	M=3	
19	19	22	G=3, 3, 3, 3	M=4	
20	20	23	G=3, 3, 3, 3	M=4	
21	21	24	G=3, 3, 3, 3	M=4	

C BALOK

31	4	5	G=4, 2, 3, 3	M=1	NSL=3, 5
32	5	6	G=4, 2, 3, 3	M=1	NSL=3, 5
41	19	20	G=3, 2, 3, 3	M=2	NSL=2, 5
42	20	21	G=3, 2, 3, 3	M=2	NSL=2, 5
49	31	32	G=1, 1, 1, 1	M=2	NSL=1, 4

LOADS

C ANGIN KIRI

4	F=1.195	L=3
7	F=1.829	
10	F=2.683	
13	F=3.536	
16	F=4.349	
19	F=4.862	
22	F=5.653	
25	F=6.445	
28	F=7.236	
31	F=5.165	

COMBO

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

STRUKTUR PORTAL AS-4 GEMPA-K=2 (TAUFAN-BANDI)
 C SATUAN TON-M
 SYSTEM
 L=3

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
2	X=8			
3	X=16			
4	X=0		Z=4	
6	X=16		Z=4	
31	X=0		Z=35.5	
33	X=16		Z=35.5	Q=4,6,31,33,1,3

RESTRAINTS

1,33,1	R=0,1,0,1,0,1
1,3,1	R=1,1,1,1,1,1

FRAME

NM=4 NL=5 NSEC=9

C BALOK

1	SH=R	T=0.8,0.3	E=2.57E16
2	SH=R	T=0.7,0.3	E=2.57E16

C KOLOM

3	SH=R	T=0.7,0.5	E=2.57E16
4	SH=R	T=0.65,0.45	E=2.57E16

1	WG=0,0,-1.440	:MATI ATAP
2	WG=0,0,-2.836	:MATI LANTAI 6-9
3	WG=0,0,-2.908	:MATI LANTAI 1-5
4	WG=0,0,-0.275	:HIDUP ATAP
5	WG=0,0,-0.688	:HIDUP LANTAI

C KOLOM

1	1	4	G=5,3,3,3	M=3	LP=-2,0
2	2	5	G=5,3,3,3	M=3	
3	3	6	G=5,3,3,3	M=3	
19	19	22	G=3,3,3,3	M=4	
20	20	23	G=3,3,3,3	M=4	
21	21	24	G=3,3,3,3	M=4	

C BALOK

31	4	5	G=4,2,3,3	M=1	NSL=3,5
32	5	6	G=4,2,3,3	M=1	NSL=3,5
41	19	20	G=3,2,3,3	M=2	NSL=2,5
42	20	21	G=3,2,3,3	M=2	NSL=2,5
49	31	32	G=1,1,1,1	M=2	NSL=1,4

LOADS

C ANCU'N KIRI

4	F=2.389	L=3
7	F=3.658	
10	F=5.368	
13	F=7.072	
16	F=8.698	
19	F=9.723	
22	F=11.306	
25	F=12.889	
28	F=14.472	
31	F=10.330	

COMBO

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

STRUKTUR PORTAL AS-4 GEMPAK 4 (TAUPAN-BANDI)

C SATUAN TON-M

SYSTEM

L=3

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
2	X=8			
3	X=16			
4	X=0		Z=4	
6	X=16		Z=4	
31	X=0		Z=35.5	
33	X=16		Z=35.5	Q=4,6,31,33,1,3

RESTRAINTS

1, 33, 1	R=0,1,0,1,0,1
1, 3, 1	R=1,1,1,1,1,1

FRAME

NM 4 NI 5 NSEC 9

C BALOK

1	SH=R	T=0.8,0.3	E=2.57E16
2	SH=R	T=0.7,0.3	E=2.57E16

C KOLOM

3	SH=R	T=0.7,0.5	E=2.57E16
4	SH=R	T=0.65,0.45	E=2.57E16

1	WG=0,0,-1.440	:MATI ATAP
2	WG=0,0,-2.863	:MATI LANTAI 6-9
3	WG=0,0,-2.908	:MATI LANTAI 1-5
4	WG=0,0,-0.275	:HIDUP ATAP
5	WG=0,0,-0.688	:HIDUP LANTAI

C KOLOM

1	1	4	G=5,3,3,3	M=3	LP=-2,0
2	2	5	G=5,3,3,3	M=3	
3	3	6	G=5,3,3,3	M=3	
19	19	22	G=3,3,3,3	M=4	
20	20	23	G=3,3,3,3	M=4	
21	21	24	G=3,3,3,3	M=4	

C BALOK

31	4	5	G=4,2,3,3	M=1	NSL=3,5
32	5	6	G=4,2,3,3	M=1	NSL=3,5
41	19	20	G=3,2,3,3	M=2	NSL=2,5
42	20	21	G=3,2,3,3	M=2	NSL=2,5
49	31	32	G=1,1,1,1	M=2	NSL=1,4

LOADS

C ANGIN KIRI

4	F=4.778	L=3
7	F=7.316	
10	F=10.730	
13	F=14.144	
16	F=17.396	
19	F=19.447	
22	F=22.612	
25	F=25.778	
28	F=28.944	
31	F=20.661	

COMBO

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

Lampiran 3.1

STRUKTUR PORTAL AS -4 GEMPA-
K1
(BANDIE- TAUFAN)
JOINT DIS PLACEM ENTS

LOAD	COMBINATI ON	1- DISPLAC	EMENTS "U" AND R	
JOINT	U(X)	U(Z)	R(Y)	
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0
3	0	0	0	0
4	-4.72E-05	-7.96E-04	2.57E-04	
5	0	-0.001476	0	
6	4.72E-05	-7.96E-04	-2.57E-04	
7	0	-0.001423	0.000218	
8	0	-0.002623	0	
9	0	0.001423	-0.000218	
10	0.000004	-0.001977	0.00023	
11	0	-0.003629	0	
12	0.000004	-0.001977	-0.00023	
13	-0.000004	-0.002457	0.000239	
14	0	-0.004496	0	
15	0.000004	-0.002457	-0.000239	
16	-0.000004	-0.002863	0.000247	
17	0	-0.005227	0	
18	0.000004	-0.002863	-0.000247	
19	0.000014	-0.003194	0.000269	
20	0	-0.005822	0	
21	-0.000014	-0.003194	-0.000269	
22	-0.000007	-0.003502	0.000328	
23	0	-0.006375	0	
24	0.000007	-0.003502	-0.000328	
25	-0.000002	-0.003722	0.000324	
26	0	0.006767	0	
27	0.000002	-0.003722	-0.000324	
28	0	-0.003854	0.000337	
29	0	-0.006999	0	
30	0	0.003854	-0.000337	
31	0.000114	-0.003898	0.000384	
32	0	-0.007072	0	
33	0.000114	-0.003898	-0.000384	

JOI NT DIS PLACEM ENTS

LOAD	COMBINATI ON	2- DISPLAC	EMENTS "U" AND R	
JOINT	U(X)	U(Z)	R(Y)	
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

3	0	0	0
4	0.005275	-0.000393	0.001784
5	0.005327	-0.001214	0.001242
6	0.005337	-0.000917	0.001357
7	0.012308	-0.000711	0.001891
8	0.012289	-0.002158	0.001421
9	0.012283	-0.001629	0.00153
10	0.019442	-0.001005	0.001873
11	0.019419	-0.002985	0.001397
12	0.019412	-0.002247	0.001492
13	0.026281	-0.001272	0.001787
14	0.026249	-0.003699	0.001328
15	0.026239	-0.00277	0.001391
16	0.0327	-0.001509	0.001714
17	0.03266	-0.0043	0.001256
18	0.032647	-0.003201	0.001305
19	0.039056	-0.001714	0.001841
20	0.038963	-0.00479	0.001413
21	0.038957	-0.003539	0.001395
22	0.045398	-0.001914	0.001696
23	0.045342	-0.005244	0.001198
24	0.045321	-0.003846	0.001153
25	0.050555	-0.002065	0.001348
26	0.050481	-0.005567	0.000921
27	0.050457	-0.004058	0.000812
28	0.054176	-0.002159	0.000971
29	0.054097	-0.005758	0.000612
30	0.054065	-0.004182	0.00042
31	0.056369	-0.002191	0.000728
32	0.056212	-0.005819	0.000333
33	0.0561	-0.004223	0.000097

JOI NT DIS PLACEM ENTS

LOAD	COMBINATI ON	3- DISPLAC	EMENTS "U" AND R	
JOINT	U(X)	U(Z)	R(Y)	
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0
3	0	0	0	0
4	0.004528	-0.000229	0.001494	
5	0.004566	-0.000842	0.001065	
6	0.004568	-0.000678	0.001198	
7	0.010549	-0.000417	0.001591	
8	0.010533	-0.001496	0.001218	
9	0.010528	-0.001205	0.001341	
10	0.016665	-0.000594	0.001574	
11	0.016645	-0.002069	0.001198	
12	0.016638	-0.001659	0.001309	

Lampiran 3.2

13	0.022527	-0.000758	0.0015
14	0.0225	-0.002564	0.001138
15	0.02249	-0.002043	0.001225
16	0.02803	-0.000907	0.001436
17	0.027994	-0.00298	0.001077
18	0.027983	-0.002357	0.001151
19	0.033475	-0.001038	0.001541
20	0.033414	-0.00332	0.001211
21	0.033394	-0.002602	0.001233
22	0.038913	-0.001168	0.001409
23	0.038864	-0.003635	0.001027
24	0.038846	-0.002824	0.001033
25	0.043333	-0.001268	0.001111
26	0.04327	-0.00386	0.00079
27	0.043249	-0.002976	0.00074
28	0.046435	-0.001332	0.000785
29	0.046369	-0.003994	0.000524
30	0.046343	-0.003065	0.000408
31	0.048302	-0.001354	0.000579
32	0.048181	-0.004038	0.000286
33	0.0481	-0.003095	0.000128

23	0	0	0
24	0	0	0
25	0	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0
28	0	0	0
29	0	0	0
30	0	0	0
31	0	0	0
32	0	0	0
33	0	0	0

REACTIONS AND APPLIED F

LOAD COMBINATI 1- FORCES "F" AND MOMENTS

JOINT F(X) F(Z) M(Y)

1	3.5306	179.1007	4.699
2	0	331.9746	0
3	-3.5306	179.1007	-4.699
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	0	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	0	0	0
17	0	0	0
18	0	0	0
19	0	0	0
20	0	0	0
21	0	0	0
22	0	0	0

REACTIONS AND APPLIED F

LOAD COMBINATI 2- FORCES "F" AND MOMENTS

JOINT F(X) F(Z) M(Y)

1	-10.7316	88.3911	-37.8436
2	-17.8683	273.1009	-47.1412
3	-16.4861	206.1968	-45.4346
4	1.2547	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	1.9205	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	2.814	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	3.7065	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	4.5664	0	0
17	-1.15E-12	0.00E+00	0.00E+00
18	0	0	0
19	5.103	0	0
20	-1.30E-12	0.00E+00	0.00E+00
21	0	0	0
22	5.9325	0	0
23	0	0	0
24	0	0	0
25	6.7672	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0
28	7.5978	0	0
29	0	0	0
30	0	0	0
31	5.4232	0	0
32	0	0	0

Lampiran 3.3

REA	CTIONS AND A	PPLIED F		
LOAD	COMBINATI 3 - FORCES "F" AND	ON	MOMENTS	
JOINT	F(X)	F(Z)	M(Y)	
33	0	0	0	
1	-9.6748	51.5939	-33.0712	
2	15.3156	189.3015	-40.4068	
3	-13.6547	152.5702	-38.3101	
4	1.0755	0	0	
5	0	0	0	
6	0	0	0	
7	1.6461	0	0	
8	0	0	0	
9	0	0	0	
10	2.412	0	0	
11	0	0	0	
12	0	0	0	
13	3.177	0	0	
14	0	0	0	
15	0	0	0	
16	3.9141	0	0	
17	0	0	0	
18	0	0	0	
19	4.374	0	0	
20	-1.11E-12	0.00E+00	0.00E+00	
21	0	0	0	
22	5.085	0	0	
23	0	0	0	
24	0	0	0	
25	5.8005	0	0	
26	0	0	0	
27	0	0	0	
28	6.5124	0	0	
29	0	0	0	
30	0	0	0	
31	4.6485	0	0	
32	0	0	0	
33	0	0	0	

Lampiran 3.4

	2.2	5.51	1.29
	2.4	5.51	3.28
MEMBRANAL ANALYSE PROGRAMS	3.1	5.51	6.19
	3.5	5.51	8.51
MEMBRANAL ANALYSE			
	1.0	8.80	-16.81
	1.4	8.80	-13.76
Copyright (C) 1976-1990	1.9	8.80	8.90
EDWARD L. WILSON	1.3	8.80	-5.05
All rights reserved	1.8	8.80	-1.20
(SANDI-PALFAN)	2.2	8.80	2.65
	2.6	8.80	6.50
PROGRAM: SAP90/FILE: C-044K1.F3E	3.1	8.80	10.36
STRUKTUR PORTAL AS-4 GEMPA-RI	3.5	8.80	14.21

FRAME ELEMENT FORCES

ELEM ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DISP ENDD	1-2 PLANE		
				SHEAR	MOMENT	
1 -142.09						
				1.0	-7.19	12.45
				1.4	-7.19	5.31
				1.9	-7.19	6.16
				1.3	-7.19	4.02
				1.8	-7.19	-1.13
				2.2	-7.19	-3.27
				2.6	-7.19	6.42
				3.1	-7.19	9.56
				3.5	-7.19	-12.71
2 -70.31						
				1.0	5.02	8.99
				1.4	5.02	6.39
				1.9	5.02	4.29
				1.3	5.02	2.60
				1.8	5.02	1.19
				2.2	5.02	2.49
				2.6	5.02	1.58
				3.1	5.02	6.77
				3.5	5.02	8.97
3 -16.51						
				1.0	8.40	-14.46
				1.4	8.40	-10.79
				1.9	8.40	-7.11
				1.3	8.40	-3.44
				1.8	8.40	0.24
				2.2	8.40	3.91
				2.6	8.40	7.59
				3.1	8.40	11.26
				3.5	8.40	14.93
4 -123.48						
				1.0	-7.50	13.02
				1.4	-7.50	9.74
				1.9	-7.50	6.46
				1.3	-7.50	3.18
				1.8	-7.50	-1.10
				2.2	-7.50	-3.38
				2.6	-7.50	-6.66
				3.1	-7.50	-9.94
				3.5	-7.50	-13.23
5 -68.64						
				1.0	3.97	-6.05
				1.4	3.97	-4.52
				1.9	3.97	-2.98
				1.3	3.97	-1.84
				1.8	3.97	-0.90
				2.2	3.97	2.64
				2.6	3.97	4.37
				3.1	3.97	6.11
				3.5	3.97	7.85

Lampiran 3.5

3			11.66			1.8	5.65	-1.02
		.0	7.68	-12.61		2.2	5.65	1.45
		.4	7.68	-9.25		2.6	5.65	3.92
		.9	7.68	-5.89		3.1	5.65	6.39
		1.3	7.68	-2.53		3.5	5.65	8.87
		1.8	7.68	.83				
		2.2	7.68	4.18				
		2.6	7.68	7.54				
		3.1	7.68	10.90				
		3.5	7.68	14.26				
13								
1			-104.31			1	-331.97	
		.0	-7.77	13.52		.0	.00	.00
		.4	-7.77	10.17		.5	.00	.00
		.9	-7.77	6.72		1.0	.00	.00
		1.3	-7.77	3.37		1.5	.00	.00
		1.8	-7.77	0.02		2.0	.00	.00
		2.2	-7.77	-3.33		2.5	.00	.00
		2.6	-7.77	-6.68		3.0	.00	.00
		3.1	-7.77	-10.03		3.5	.00	.00
		3.5	-7.77	-13.38		4.0	.00	.00
2			-61.04			2	-233.10	
		.0	2.68	-3.91		.0	17.87	-47.16
		.4	2.68	-2.74		.5	17.87	-38.22
		.9	2.68	-1.57		1.0	17.87	-29.28
		1.3	2.68	0.00		1.5	17.87	-20.35
		1.8	2.68	1.17		2.0	17.87	-11.41
		2.2	2.68	2.34		2.5	17.87	-2.47
		2.6	2.68	3.51		3.0	17.87	6.47
		3.1	2.68	4.68		3.5	17.87	15.40
		3.5	2.68	5.85		4.0	17.87	24.34
3			7.14			3	-44.82	
		.0	6.73	-11.06		.0	15.32	-40.42
		.4	6.73	-8.12		.5	15.32	-32.76
		.9	6.73	-5.18		1.0	15.32	-25.10
		1.3	6.73	-2.24		1.5	15.32	-17.44
		1.8	6.73	.71		2.0	15.32	-9.78
		2.2	6.73	3.65		2.5	15.32	-2.12
		2.6	6.73	6.59		3.0	15.32	5.54
		3.1	6.73	9.54		3.5	15.32	13.20
		3.5	6.73	12.48		4.0	15.32	20.86
16								
1			-31.82			1	-294.73	
		.0	-8.08	13.91		.0	.00	.00
		.4	-8.08	10.37		.4	.00	.00
		.9	-8.08	6.84		.9	.00	.00
		1.3	-8.08	3.30		1.3	.00	.00
		1.8	-8.08	0.24		1.8	.00	.00
		2.2	-8.08	-3.27		2.2	.00	.00
		2.6	-8.08	-6.73		2.6	.00	.00
		3.1	-8.08	-10.24		3.1	.00	.00
		3.5	-8.08	-13.79		3.5	.00	.00
2			-22.73			2	-242.46	
		.0	1.23	-3.48		.0	21.04	-38.70
		.4	1.23	-2.95		.4	21.04	-29.50
		.9	1.23	-2.41		.9	21.04	-20.29
		1.3	1.23	-1.87		1.3	21.04	-11.09
		1.8	1.23	-1.33		1.8	21.04	-1.88
		2.2	1.23	0.00		2.2	21.04	7.32
		2.6	1.23	1.26		2.6	21.04	16.53
		3.1	1.23	2.53		3.1	21.04	25.73
		3.5	1.23	3.82		3.5	21.04	34.94
3			-4.1			3	-19.71	
		.0	5.65	-10.91		.0	18.04	-33.18
		.4	5.65	-8.44		.4	18.04	-25.29
		.9	5.65	-5.96		.9	18.04	-17.39
		1.3	5.65	-3.49		1.3	18.04	-9.50
						1.8	18.04	-1.61
						2.2	18.04	6.28
						2.6	18.04	14.17
						3.1	18.04	22.06

		3,5	18,04	29,95					
8							1,4	1,00	1,00
							1,9	1,00	1,00
	1	-2583,50					1,3	1,00	1,00
							1,8	1,00	1,00
		1,0	1,00	1,00			2,2	1,00	1,00
		1,4	1,00	1,00			2,6	1,00	1,00
		1,9	1,00	1,00			3,1	1,00	1,00
		1,3	1,00	1,00			3,5	1,00	1,00
		1,8	1,00	1,00					
		2,2	1,00	1,00	2	-1511,45			
		2,6	1,00	1,00			1,0	17,26	-29,46
		3,1	1,00	1,00			1,4	17,26	-21,91
		3,5	1,00	1,00			1,9	17,26	-14,35
							1,3	17,26	-6,80
9	12,165						1,8	17,26	1,75
		1,0	20,08	-34,90			2,2	17,26	8,30
		1,4	20,08	-26,11			2,6	17,26	15,86
		1,9	20,08	-17,32			3,1	17,26	23,41
		1,3	20,08	-8,54			3,5	17,26	30,96
		1,8	20,08	1,25					
		2,2	20,08	9,04					
		2,6	20,08	17,82			1,0	14,80	-25,25
		3,1	20,08	26,61			1,4	14,80	-18,73
		3,5	20,08	35,40			1,9	14,80	-11,20
							1,3	14,80	-3,63
10	41,39						1,8	14,80	3,92
		1,0	17,21	-29,91			2,2	14,80	7,12
		1,4	17,21	-21,37			2,6	14,80	13,59
		1,9	17,21	-14,85			3,1	14,80	20,06
		1,3	17,21	-7,32			3,5	14,80	26,54
		1,8	17,21	1,22					
		2,2	17,21	7,75					
		2,6	17,21	15,29					
		3,1	17,21	22,81					
		3,5	17,21	30,34					
11									
	1	77,37							
		1,0	1,00	1,00			1,0	1,00	1,00
		1,1	1,00	1,00			1,4	1,00	1,00
		1,9	1,00	1,00			1,9	1,00	1,00
		1,3	1,00	1,00			1,3	1,00	1,00
		1,8	1,00	1,00			1,8	1,00	1,00
		2,2	1,00	1,00			2,2	1,00	1,00
		2,6	1,00	1,00			2,6	1,00	1,00
		3,1	1,00	1,00			3,1	1,00	1,00
		3,5	1,00	1,00			3,5	1,00	1,00
	2	-103,33							
		1,0	18,85	-32,25			1,3	15,11	-1,64
		1,4	18,85	-24,60			2,2	15,11	4,97
		1,9	18,85	-15,76			2,6	15,11	11,58
		1,3	18,85	-7,51			3,1	15,11	18,19
		1,8	18,85	1,73			3,5	15,11	24,80
		2,2	18,85	9,98					
		2,6	18,85	17,27					
		3,1	18,85	25,47					
		3,5	18,85	33,71					
	3	-8,93							
		1,0	16,15	-27,63			1,3	12,95	-1,41
		1,4	16,15	-20,57			2,2	12,95	4,26
		1,9	16,15	-13,51			2,6	12,95	9,92
		1,3	16,15	-6,34			3,1	12,95	15,59
		1,8	16,15	1,63			3,5	12,95	21,26
		2,2	16,15	7,70					
		2,6	16,15	14,76					
		3,1	16,15	21,83					
		3,5	16,15	28,90					
14									
	1	-157,77							
		1,0	1,00	1,00			1,0	3,53	-4,70
							1,5	3,53	-2,93
							2,0	3,53	-1,17
							1,5	3,53	1,60
							2,0	3,53	2,36

Lampiran 3.7

5

	2,5	3,53	4,13
	3,0	3,53	5,09
	3,5	3,53	7,66
	4,0	3,53	9,47
1	-296,11		
	1,0	16,49	-45,45
	1,5	16,49	-37,70
	1,0	16,49	-28,96
	1,5	16,49	-20,71
	2,0	16,49	-12,47
	2,5	16,49	-4,22
	3,0	16,49	4,03
	3,5	16,49	12,27
	4,0	16,49	20,51
3	-74,65		
	1,0	12,12	-36,28
	1,5	12,12	-30,22
	1,0	12,12	-24,15
	1,5	12,12	-18,09
	2,0	12,12	-12,03
	2,5	12,12	-5,97
	3,0	12,12	1,09
	3,5	12,12	6,15
	4,0	12,12	12,21
6			
7	-101,00		
	1,0	7,17	-12,96
	1,4	7,17	-9,82
	1,9	7,17	-6,64
	1,3	7,17	-3,55
	1,8	7,17	-1,47
	2,2	7,17	2,72
	2,6	7,17	5,88
	3,1	7,17	8,99
	3,5	7,17	12,12
8	-133,11		
	1,0	17,30	-32,09
	1,4	17,30	-24,52
	1,9	17,30	-16,96
	1,3	17,30	-9,39
	1,8	17,30	-1,82
	2,2	17,30	5,75
	2,6	17,30	13,32
	3,1	17,30	20,89
	3,5	17,30	28,46
11	-65,17		
	1,0	10,74	-20,12
	1,4	10,74	-15,42
	1,9	10,74	-10,72
	1,3	10,74	-6,02
	1,8	10,74	-1,32
	2,2	10,74	3,38
	2,6	10,74	8,08
	3,1	10,74	12,78
	3,5	10,74	17,48
12			
13	-117,09		
	1,0	7,19	-12,45
	1,4	7,19	-9,31
	1,9	7,19	-6,16
	1,3	7,19	-3,02
	1,8	7,19	1,13
	2,2	7,19	3,29
	2,6	7,19	6,42
	3,1	7,19	9,56
	3,5	7,19	12,71
14			
15	-110,55		
	1,0	15,46	-20,14
	1,4	15,46	-15,33
	1,9	15,46	-10,52
	1,3	15,46	-5,71

2	-150,33		
	1,0	16,83	-29,04
	1,4	16,83	-21,67
	1,9	16,83	-14,31
	1,3	16,83	-6,95
	1,8	16,83	1,41
	2,2	16,83	7,77
	2,6	16,83	15,13
	3,1	16,83	22,49
	3,5	16,83	29,85
3	-54,93		
	1,0	10,32	-17,79
	1,4	10,32	-13,27
	1,9	10,32	-8,76
	1,3	10,32	-4,24
	1,8	10,32	1,28
	2,2	10,32	4,79
	2,6	10,32	9,31
	3,1	10,32	13,83
	3,5	10,32	18,34
12			
1	-153,48		
	1,0	7,50	-13,02
	1,4	7,50	-9,74
	1,9	7,50	-6,46
	1,3	7,50	-3,18
	1,8	7,50	1,10
	2,2	7,50	3,38
	2,6	7,50	6,66
	3,1	7,50	9,94
	3,5	7,50	13,21
2	-136,48		
	1,0	16,29	-27,45
	1,4	16,29	-20,32
	1,9	16,29	-13,20
	1,3	16,29	-6,07
	1,8	16,29	1,06
	2,2	16,29	8,18
	2,6	16,29	15,31
	3,1	16,29	22,44
	3,5	16,29	29,56
3	-44,88		
	1,0	9,69	-16,11
	1,4	9,69	-11,87
	1,9	9,69	-7,63
	1,3	9,69	-3,39
	1,8	9,69	1,85
	2,2	9,69	5,09
	2,6	9,69	9,33
	3,1	9,69	13,57
	3,5	9,69	17,81
14			
1	-101,31		
	1,0	7,77	-13,52
	1,4	7,77	-10,12
	1,9	7,77	-6,72
	1,3	7,77	-3,32
	1,8	7,77	1,08
	2,2	7,77	3,48
	2,6	7,77	6,88
	3,1	7,77	10,28
	3,5	7,77	13,68
2	-110,55		
	1,0	15,46	-20,14
	1,4	15,46	-15,33
	1,9	15,46	-10,52
	1,3	15,46	-5,71

Lampiran 3.8

		1,3	15,46	2,91		3,1	1,02	2,44
		2,2	15,46	7,67		3,5	1,02	2,69
		2,6	15,46	14,43				
		3,1	15,46	21,20	3	1,91		
		3,5	15,46	27,96		1,0	4,92	-7,41
						1,1	4,92	-5,26
						1,9	4,92	-3,11
	1	-25,30				1,3	4,92	-1,95
		1,0	8,82	-14,70		1,3	4,92	1,20
		1,4	8,82	-10,84		2,2	4,92	3,35
		1,9	8,82	-6,98		2,6	4,92	5,50
		1,3	8,82	-3,13		3,1	4,92	7,66
		1,8	8,82	0,73		3,5	4,92	9,81
		2,2	8,82	4,59	22			
		2,6	8,82	8,45				
		3,1	8,82	12,30				
		3,5	8,82	16,16				
18								
	1	-34,92				1,0	-7,60	13,33
		1,0	8,08	-13,91		1,4	-7,60	10,01
		1,4	8,08	-10,37		1,9	-7,60	6,68
		1,9	8,08	-6,84		1,3	-7,60	3,36
		1,3	8,08	-3,30		1,7	-7,60	0,04
		1,8	8,08	0,24		2,2	-7,60	-3,29
		2,2	8,08	3,77		2,6	-7,60	-6,61
		2,6	8,08	7,31		3,1	-7,60	-9,93
		3,1	8,08	10,84		3,5	-7,60	-13,26
		3,5	8,08	14,38	23	-32,30		
		1,0	14,49	-26,31		1,0	-1,13	4,61
		1,4	14,49	-19,97		1,4	-1,13	4,11
		1,9	14,49	-13,63		1,9	-1,13	3,62
		1,3	14,49	-7,29		1,3	-1,13	3,13
		1,8	14,49	-0,95		1,7	-1,13	2,63
		2,2	14,49	5,39		2,2	-1,13	2,14
		2,6	14,49	11,73		2,6	-1,13	1,64
		3,1	14,49	18,07		3,1	-1,13	1,15
		3,5	14,49	24,41		3,5	-1,13	0,66
	2	-50,96						
		1,0	14,49	-26,31		1,0	3,34	-3,62
		1,4	14,49	-19,97		1,4	3,34	2,15
		1,9	14,49	-13,63		1,9	3,34	-1,69
		1,3	14,49	-7,29		1,3	3,34	1,77
		1,8	14,49	-0,95		1,7	3,34	2,24
		2,2	14,49	5,39		2,2	3,34	3,70
		2,6	14,49	11,73		2,6	3,34	5,16
		3,1	14,49	18,07		3,1	3,34	6,62
		3,5	14,49	24,41		3,5	3,34	8,09
	3	-26,14						
		1,0	7,83	-14,63				
		1,4	7,83	-11,20				
		1,9	7,83	-7,78				
		1,3	7,83	-4,36				
		1,8	7,83	-0,93				
		2,2	7,83	2,49				
		2,6	7,83	5,91				
		3,1	7,83	9,34				
		3,5	7,83	12,76				
19								
	1	-68,12				1	-23,42	
		1,0	-7,13	12,03		1,0	-7,72	13,41
		1,4	-7,13	8,91		1,4	-7,72	10,03
		1,9	-7,13	5,79		1,9	-7,72	6,65
		1,3	-7,13	2,67		1,3	-7,72	3,27
		1,8	-7,13	-0,45		1,8	-7,72	-0,11
		2,2	-7,13	-3,57		2,2	-7,72	-3,48
		2,6	-7,13	-6,69		2,6	-7,72	-6,86
		3,1	-7,13	-9,81		3,1	-7,72	-10,24
		3,5	-7,13	-12,93		3,5	-7,72	-13,62
	2	-20,32						
		1,0	-7,13	12,03		1,0	-2,93	7,97
		1,4	-7,13	8,91		1,4	-2,93	6,69
		1,9	-7,13	5,79		1,9	-2,93	5,41
		1,3	-7,13	2,67		1,3	-2,93	4,13
		1,8	-7,13	-0,45		1,8	-2,93	2,85
		2,2	-7,13	-3,57		2,2	-2,93	1,57
		2,6	-7,13	-6,69		2,6	-2,93	0,29
		3,1	-7,13	-9,81		3,1	-2,93	-0,99
		3,5	-7,13	-12,93		3,5	-2,93	-2,27
	3	-1,04						
		1,0	1,02	-1,69		1,0	1,66	-1,79
		1,4	1,02	-1,24		1,4	1,36	-1,04
		1,9	1,02	-0,79				
		1,3	1,02	-0,34				
		1,8	1,02	0,10				
		2,2	1,02	0,55				
		2,6	1,02	0,99				

Lampiran 3.9

		1,86	1,86		2,2	10,26	5,88
		1,3	1,86	1,67	2,6	10,26	10,36
		1,3	1,86	2,49	3,1	10,26	14,35
		2,2	1,86	3,30	3,5	10,26	19,34
		2,6	1,86	4,12			
		3,1	1,86	4,93			
		3,5	1,86	5,75			
28							
	1	-9,50					
		.0	-7,69	13,10	.0	.00	.00
		.4	-7,69	9,54	.4	.00	.00
		.9	-7,69	6,37	.9	.00	.00
		1,3	-7,69	3,01	1,3	.00	.00
		1,8	-7,69	-1,35	1,7	.00	.00
		2,2	-7,69	-3,72	2,2	.00	.00
		2,6	-7,69	-7,08	2,6	.00	.00
		3,1	-7,69	-10,44	3,1	.00	.00
		3,5	-7,69	-13,81	3,5	.00	.00
	2	-6,08					
		.0	-5,21	10,86	.0	9,56	-14,64
		.4	-5,21	8,68	.4	9,56	-10,46
		.9	-5,21	6,49	.9	9,56	-6,27
		1,3	-5,21	4,32	1,3	9,56	-2,09
		1,8	-5,21	1,84	1,7	9,56	2,16
		2,2	-5,21	-,44	2,2	9,56	6,33
		2,6	-5,21	-2,72	2,6	9,56	10,47
		3,1	-5,21	-5,00	3,1	9,56	14,65
		3,5	-5,21	-7,28	3,5	9,56	18,83
	3	-11,15					
		.0			.0	8,20	-12,55
		.4			.4	8,20	-8,96
		.9			.9	8,20	-5,36
		1,3			1,3	8,20	-1,79
		1,7			1,7	8,20	1,80
		2,2			2,2	8,20	5,38
		2,6			2,6	8,20	8,97
		3,1			3,1	8,20	12,56
		3,5			3,5	8,20	16,14
29							
	1	-13,64					
		.0	.00	.00	.0	.00	.00
		.4	.00	.00	.4	.00	.00
		.9	.00	.00	.9	.00	.00
		1,3	.00	.00	1,3	.00	.00
		1,8	.00	.00	1,8	.00	.00
		2,2	.00	.00	2,2	.00	.00
		2,6	.00	.00	2,6	.00	.00
		3,1	.00	.00	3,1	.00	.00
		3,5	.00	.00	3,5	.00	.00
	2	-9,61					
		.0	11,96	-19,32	.0	6,24	-8,58
		.4	11,96	-14,08	.4	6,24	-5,35
		.9	11,96	-8,85	.9	6,24	-3,12
		1,3	11,96	-3,61	1,3	6,24	-1,39
		1,8	11,96	1,62	1,8	6,24	2,34
		2,2	11,96	6,85	2,2	6,24	5,07
		2,6	11,96	12,09	2,6	6,24	7,80
		3,1	11,96	17,32	3,1	6,24	10,53
		3,5	11,96	22,56	3,5	6,24	13,26
	3	-15,90					
		.0	10,26	-16,56	.0	5,35	-7,35
		.4	10,26	-12,07	.4	5,35	-5,01
		.9	10,26	-7,58	.9	5,35	-2,67
		1,3	10,26	-3,10	1,3	5,35	-1,33
		1,7	10,26	1,39	1,7	5,35	2,01
		2,2	10,26	6,88	2,2	5,35	4,35
		2,6	10,26	12,37	2,6	5,35	6,69
		3,1	10,26	17,86	3,1	5,35	9,03
		3,5	10,26	23,35	3,5	5,35	11,37

Lampiran 3.12

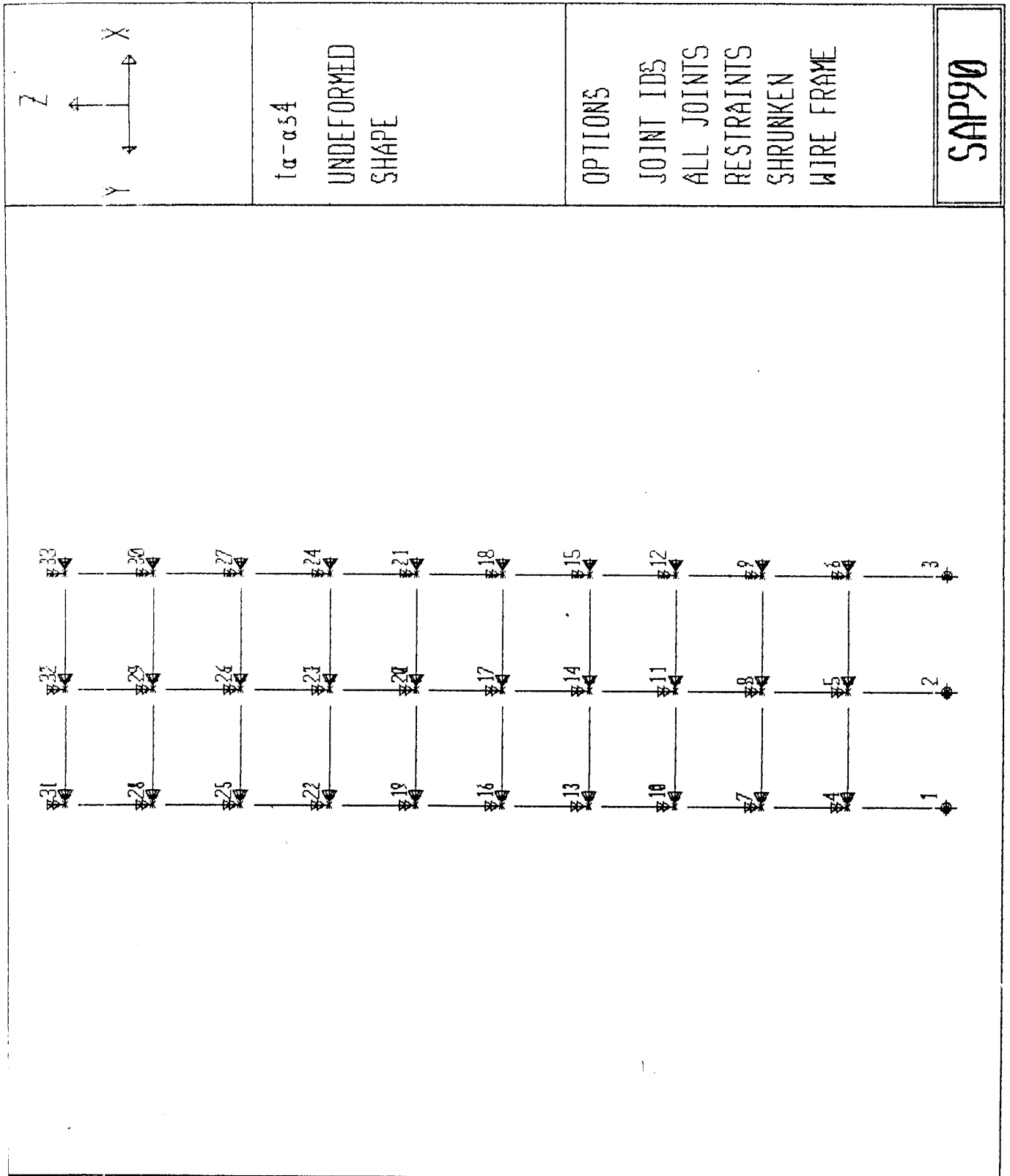
		3,0	-3,73	17,57			8,0	-23,10	-32,61
		4,0	-7,50	11,96	3	-1,39			
		5,0	-11,28	7,57			1,0	-4,53	-3,71
		6,0	-15,05	-10,60			1,0	-5,15	13,89
		7,0	-18,83	-17,54			2,0	-5,77	13,41
		8,0	-22,61	-40,26			3,0	-6,39	7,34
5	-11,73						4,0	-7,00	1,64
		1,0	4,45	25,33			5,0	-7,62	-6,67
		1,0	5,04	20,60			6,0	-8,24	-14,61
		2,0	-5,65	15,26			7,0	-8,86	-23,16
		3,0	-6,27	9,29			8,0	-9,48	-32,33
		4,0	-6,89	2,71	31				
		5,0	-7,51	-4,43					
		6,0	-8,13	-12,31	1	-1,07			
		7,0	-8,75	-20,75			1,0	19,11	-22,60
		8,0	-9,37	-29,31			1,0	13,57	-6,78
19							2,0	8,93	4,45
	1	1,31					3,0	4,34	11,09
			19,39	-27,59			4,0	1,75	13,14
		1,0	14,80	-10,49			5,0	-4,84	10,59
		2,0	10,21	2,02			6,0	-9,45	3,46
		3,0	5,62	9,93			7,0	-14,07	-8,26
		4,0	1,03	13,26			8,0	-18,61	-24,57
		5,0	-3,56	11,99	2	-1,47			
		6,0	-8,15	6,13			1,0	5,88	16,32
		7,0	-12,74	-4,31			1,0	2,10	20,31
		8,0	-17,33	-19,35			2,0	-1,67	20,52
2	-3,12						3,0	-5,45	16,96
		1,0	8,31	8,94			4,0	-9,23	9,62
		1,0	4,53	15,35			5,0	-13,06	-1,49
		2,0	1,75	18,00			6,0	-16,78	-16,38
		3,0	-3,02	16,36			7,0	-20,55	-35,05
		4,0	-6,80	11,95			8,0	-24,33	-57,49
		5,0	-10,57	3,36	3	-1,47			
		6,0	-14,35	-9,20			1,0	-5,29	20,89
		7,0	-18,13	-25,43			1,0	-5,91	21,27
		8,0	-21,90	-45,45			2,0	-6,53	15,05
3	-2,64						3,0	-7,15	8,23
		1,0	-3,91	23,33			4,0	-7,77	1,76
		1,0	-4,56	15,14			5,0	-8,39	-7,37
		2,0	-5,17	14,27			6,0	-9,01	-16,02
		3,0	-5,79	8,79			7,0	-9,63	-25,33
		4,0	-6,41	2,69			8,0	-10,24	-35,27
		5,0	-7,03	-4,04	36				
		6,0	-7,65	-11,38			1	1,31	
		7,0	-8,27	-19,34			1,0	17,81	-21,35
		8,0	-8,89	-27,92			1,0	13,22	-5,83
32							2,0	8,63	5,16
	1	3,64					3,0	4,04	11,44
			18,62	-24,47			4,0	-1,55	13,19
		1,0	14,03	-3,14			5,0	-5,14	10,34
		2,0	9,44	3,60			6,0	-9,73	2,91
		3,0	4,85	10,74			7,0	-14,32	-9,11
		4,0	1,26	13,30			8,0	-18,91	-25,73
		5,0	-4,33	11,26	2	-1,54			
		6,0	-8,92	4,64			1,0	5,91	16,25
		7,0	-13,51	-6,57			1,0	2,13	20,28
		8,0	-18,10	-22,38			2,0	-1,64	20,52
2	1,01						3,0	-5,42	16,99
		1,0	7,10	11,38			4,0	-9,19	9,68
		1,0	3,33	16,60			5,0	-12,97	-1,40
		2,0	-1,45	18,04			6,0	-16,75	-16,26
		3,0	-4,82	15,71			7,0	-20,52	-34,89
		4,0	-8,00	9,55			8,0	-24,30	-57,30
		5,0	-11,77	1,29					
		6,0	-15,55	-13,95	3	-1,63			
		7,0	-19,33	-31,39			1,0	-5,09	26,10
							1,0	-5,71	20,70

Lampiran 3.14

1	-12								
		1.0	18.90	-26.66		3.0	3.72	11.28	
		1.0	14.40	-10.02		4.0	-1.76	12.72	
		2.0	9.89	2.13		5.0	-5.29	9.72	
		3.0	5.39	9.77		6.0	-9.79	2.18	
		4.0	.88	12.90		7.0	-14.30	-9.87	
		5.0	-3.62	11.53		8.0	-18.80	-26.41	
		6.0	-8.12	5.66	2	-1.75	1.0	8.50	5.50
		7.0	-12.63	-4.72		1.0	4.80	12.16	
8.0	-17.13	-19.60		2.0	1.10	15.11			
2	-4.97								
		1.0	11.99	-7.31		3.0	-2.60	14.36	
		1.0	8.29	2.83		4.0	-6.30	9.92	
		2.0	4.59	9.27		5.0	-10.00	1.77	
		3.0	.89	12.00		6.0	-13.70	-10.08	
		4.0	-2.81	11.04		7.0	-17.40	-25.63	
		5.0	-6.51	6.38		8.0	-21.10	-44.37	
		6.0	-10.21	-1.98	3	-1.95	1.0	-2.47	16.11
		7.0	-13.91	-14.05		1.0	-3.09	13.33	
8.0	-17.61	-29.31		2.0	-3.71	9.93			
3	-4.32								
		1.0	-1.44	8.86		3.0	-4.33	5.91	
		1.0	-1.06	8.11		4.0	-4.95	1.27	
		2.0	-1.68	6.75		5.0	-5.57	-3.99	
		3.0	-2.30	4.76		6.0	-6.19	-9.86	
		4.0	-2.92	2.15		7.0	-6.81	-16.36	
		5.0	-3.54	-1.07		8.0	-7.43	-23.48	
		6.0	-4.15	-4.92	44				
		7.0	-4.77	-9.38		1	-1.46	1.0	17.23
8.0	-5.39	-14.47		1.0	12.73	-4.99			
				2.0	8.22	5.48			
				3.0	3.72	11.45			
				4.0	-1.79	12.92			
				5.0	-5.29	9.88			
				6.0	-9.79	2.33			
				7.0	-14.30	-9.71			
				8.0	-18.80	-26.26			
1	-1.03								
		1.0	18.92	-26.71		1.0	9.35	2.19	
		1.0	14.42	-10.04		1.0	5.65	9.69	
		2.0	9.91	2.12		2.0	1.95	13.49	
		3.0	5.41	9.73		3.0	-1.75	13.59	
		4.0	.91	12.94		4.0	-5.45	9.99	
		5.0	-3.60	11.59		5.0	-9.15	2.69	
		6.0	-8.10	5.74		6.0	-12.85	-8.31	
		7.0	-12.61	-4.61		7.0	-16.55	-23.01	
8.0	-17.11	-19.47		8.0	-20.25	-41.41			
2	-5.31								
		1.0	13.42	-13.23		1.0	-1.71	13.18	
		1.0	9.72	-1.66		1.0	-2.36	11.12	
		2.0	6.02	6.21		2.0	-2.98	8.45	
		3.0	2.32	10.39		3.0	-3.60	5.16	
		4.0	-1.38	10.86		4.0	-4.22	1.25	
		5.0	-5.03	7.63		5.0	-4.84	-3.29	
		6.0	-8.73	2.78		6.0	-5.46	-8.44	
		7.0	-12.43	-9.93		7.0	-6.08	-14.21	
8.0	-16.13	-24.26		8.0	-6.70	-20.59			
3	-4.63								
		1.0	1.77	3.84					
		1.0	.15	4.30					
		2.0	-1.47	4.15					
		3.0	-1.09	3.37					
		4.0	-1.70	1.98					
		5.0	2.32	-1.04					
		6.0	-2.94	-2.67					
		7.0	-3.56	-5.92					
8.0	-4.18	-9.74							
1	-1.95								
		1.0	17.23	-20.15		1.0	17.13	-19.60	
		1.0	12.73	-5.17		1.0	12.63	-4.72	
		2.0	8.22	5.31		2.0	8.12	5.66	
						3.0	3.62	11.53	
						4.0	-1.88	12.90	
						5.0	-5.39	9.77	
						6.0	-9.89	2.13	
						7.0	-14.40	-10.02	

Lampiran 3.15

		8.0	-18.90	-26.66		2.0	3.29	2.91
2	-1.65	1.0	10.54	-2.40		3.0	1.49	5.30
		1.0	6.84	6.20		4.0	-1.31	5.89
		2.0	3.14	11.29		5.0	-2.11	4.68
		3.0	-1.56	12.58		6.0	-3.91	1.67
		4.0	-4.26	10.17		7.0	-5.71	-3.15
		5.0	-7.96	4.06	3	8.0	-7.51	-9.76
		6.0	-11.66	-5.75		1.0	1.27	1.85
		7.0	-15.36	-19.26		1.0	1.02	2.00
3	-1.17	8.0	-19.06	-36.47		2.0	-1.27	1.90
		1.0	-1.67	9.03		3.0	-1.47	1.55
		1.0	-1.29	3.05		4.0	-1.72	1.96
		2.0	-1.91	6.45		5.0	-1.97	1.12
		3.0	-2.53	4.24		6.0	-1.21	-1.97
		4.0	-3.14	1.40		7.0	-1.46	-2.31
		5.0	-3.76	-2.05		8.0	-1.71	-3.89
		6.0	-4.38	-6.12	50			
		7.0	-5.00	-10.82		1	-7.69	
		8.0	-5.62	-16.13		1.0	7.85	-7.20
48						1.0	5.68	-1.44
	1	-1.03				2.0	3.51	4.16
		1.0	17.11	-19.47		3.0	1.34	6.53
		1.0	12.61	-4.61		4.0	-1.83	6.84
		2.0	8.10	5.74		5.0	-2.99	4.93
		3.0	3.60	11.59		6.0	-5.16	1.85
		4.0	-1.91	12.94		7.0	-7.33	-5.39
		5.0	-5.41	9.78	2	8.0	-9.50	-13.81
		6.0	-9.91	2.12		1.0	5.53	-2.26
		7.0	-14.42	-10.04		1.0	3.73	2.37
		8.0	-18.92	-26.71		2.0	1.93	5.20
7	-2.16					3.0	1.13	6.23
		1.0	11.90	-7.70		4.0	-1.67	5.45
		1.0	8.22	2.39		5.0	-3.48	2.88
		2.0	4.52	8.75		6.0	-5.28	-1.50
		3.0	0.82	11.42		7.0	-7.08	-7.67
		4.0	-2.88	10.39		8.0	-8.88	-15.65
		5.0	-6.58	5.67	3			
		6.0	-10.28	-2.76		1.0	1.01	2.54
		7.0	-13.98	-14.89		1.0	-1.24	2.42
		8.0	-17.68	-30.72		2.0	-1.49	2.66
3	-1.33					3.0	-1.74	1.44
		1.0	1.53	4.40		4.0	-1.99	1.59
		1.0	-1.09	4.62		5.0	-1.23	-1.52
		2.0	-1.70	4.23		6.0	-1.48	-1.88
		3.0	-1.32	3.21		7.0	-1.73	-3.48
		4.0	-1.94	1.58		8.0	-1.97	-5.33
		5.0	-2.56	-1.67				
		6.0	-3.18	-3.54				
		7.0	-3.80	-7.04				
		8.0	-4.42	-11.15				
49								
	1	-7.69						
		1.0	9.50	-13.81				
		1.0	7.33	-5.39				
		2.0	5.16	1.85				
		3.0	2.99	4.93				
		4.0	0.83	6.84				
		5.0	-1.34	6.53				
		6.0	-3.51	4.16				
		7.0	-5.68	-1.44				
		8.0	-7.85	-7.20				
2	-10.63							
		1.0	6.89	-7.28				
		1.0	5.09	-1.23				

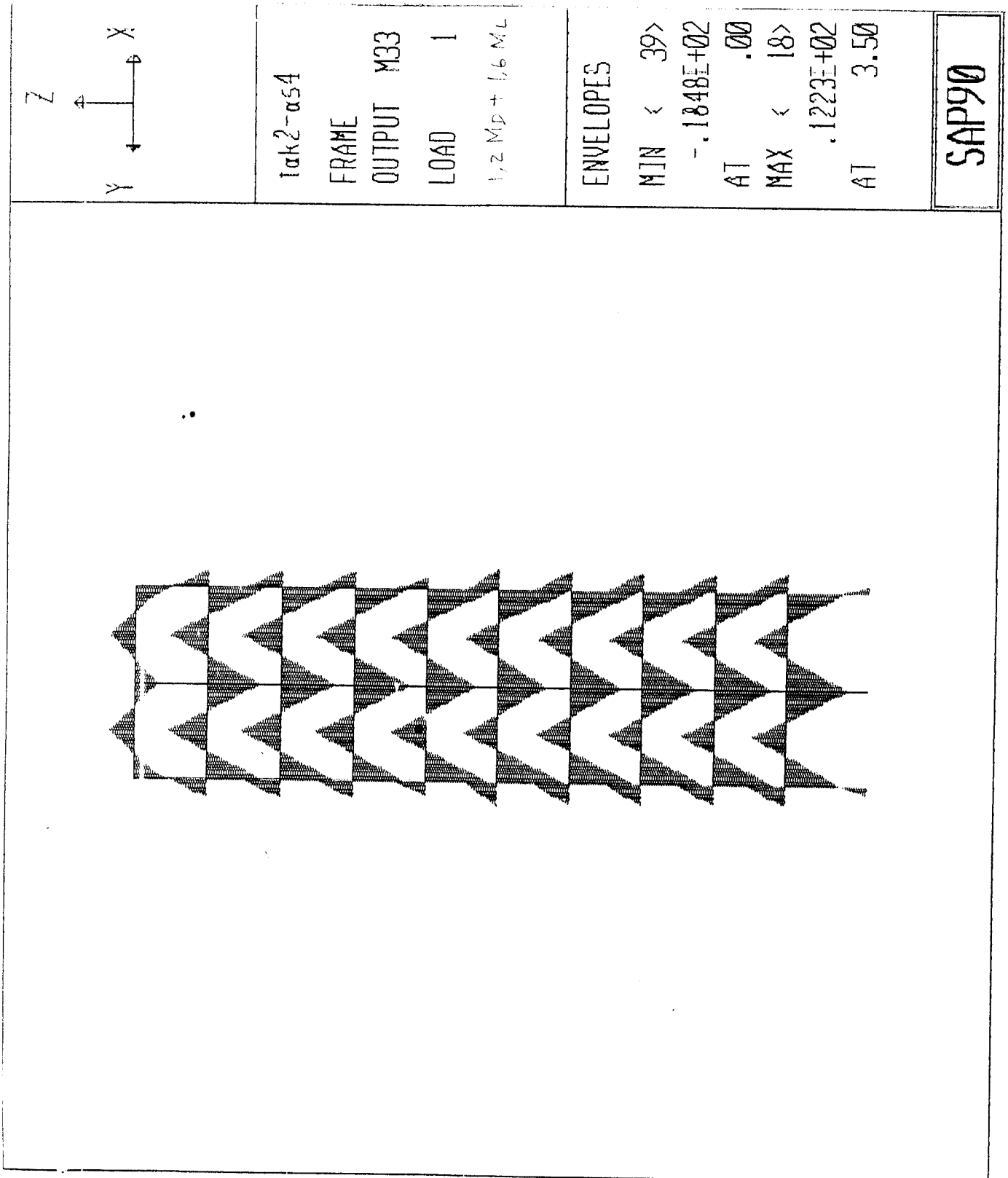


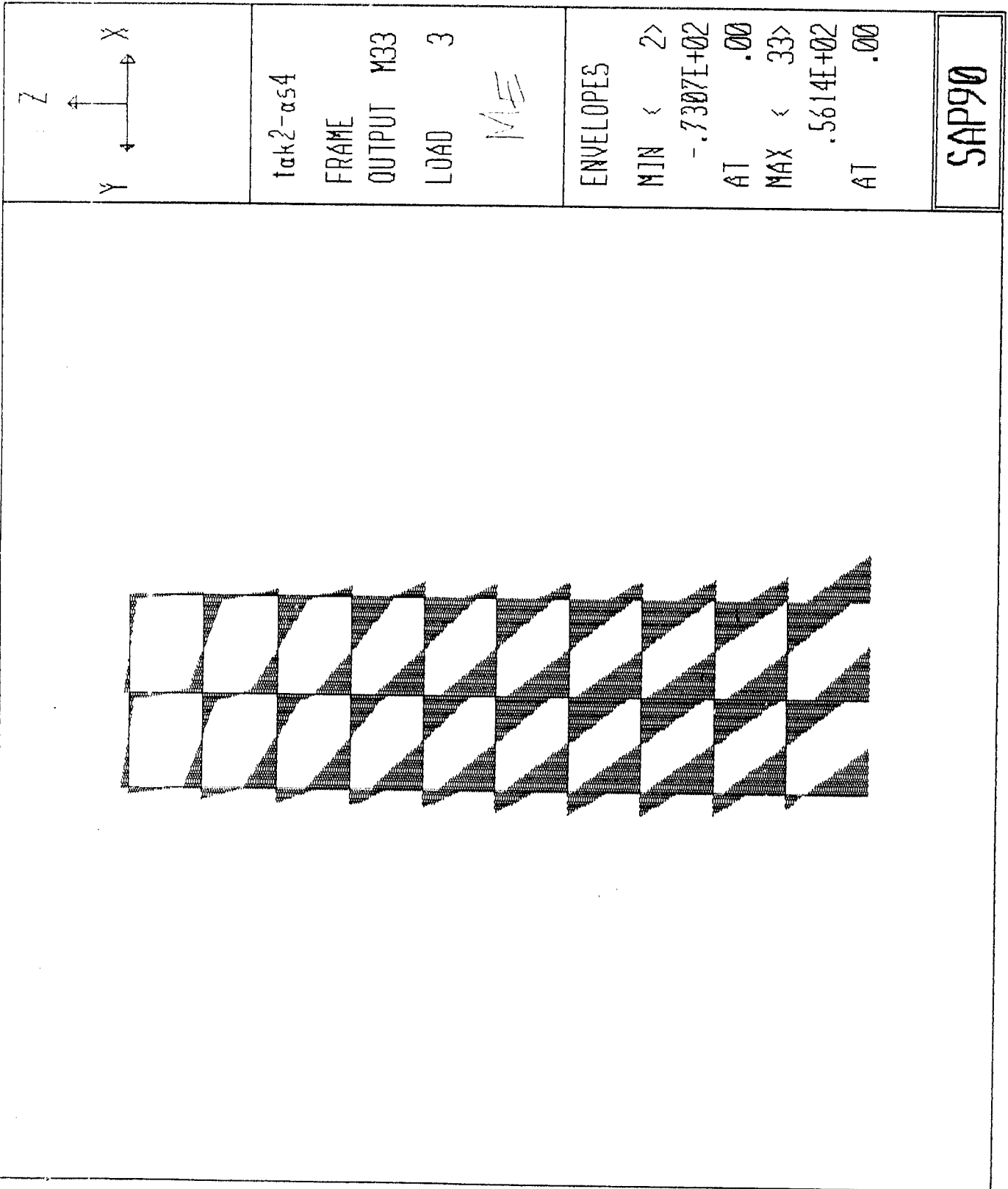
tα-α54
 UNDEFORMED
 SHAPE

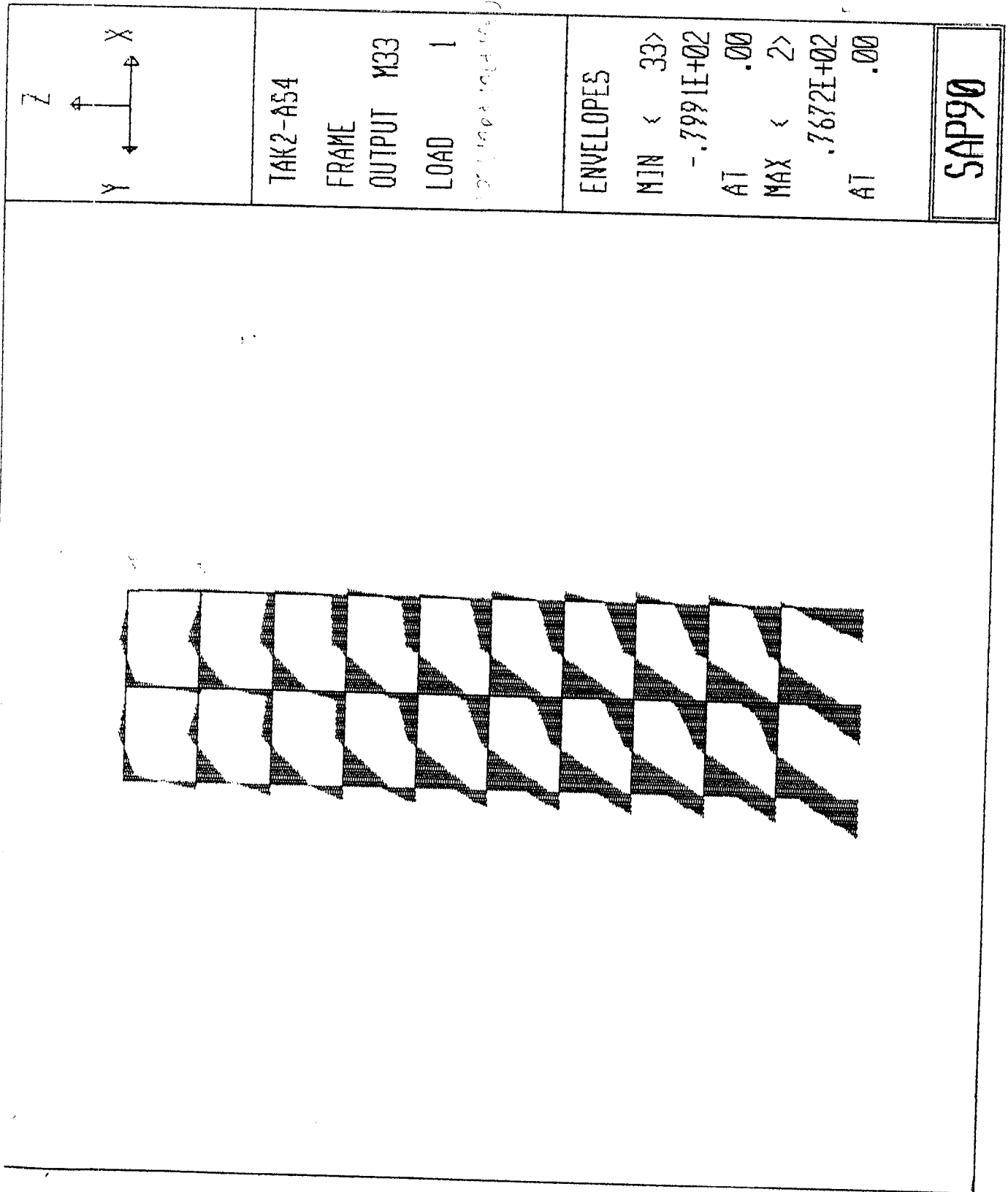
OPTIONS
 JOINT IDS
 ALL JOINTS
 RESTRAINTS
 SHRUNKEN
 WIRE FRAME


SAP90

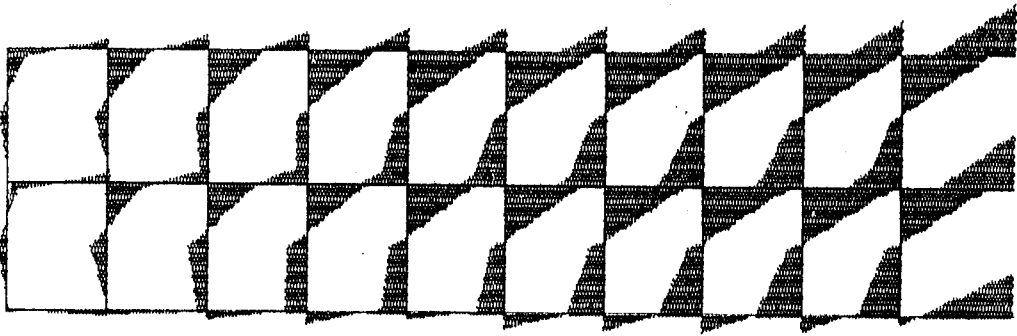
	<p>1a-a54 UNDEFORMED SHAPE</p>	<p>OPTIONS ELEMENT IDS WIRE FRAME</p>	<p>SAP90</p>																																																		
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>5</td><td>6</td><td>7</td><td>8</td><td>9</td><td>10</td><td>11</td><td>12</td><td>13</td><td>14</td><td>15</td><td>16</td><td>17</td><td>18</td><td>19</td><td>20</td><td>21</td><td>22</td><td>23</td><td>24</td><td>25</td><td>26</td><td>27</td><td>28</td><td>29</td><td>30</td><td>31</td><td>32</td><td>33</td><td>34</td><td>35</td><td>36</td><td>37</td><td>38</td><td>39</td><td>40</td><td>41</td><td>42</td><td>43</td><td>44</td><td>45</td><td>46</td><td>47</td><td>48</td><td>49</td><td>50</td> </tr> </table>				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50				







	<p>tak2-as4 FRAME OUTPUT MB3 LOAD 1 NOS (MADAME)</p>	<p>ENVELOPES MIN < 34> - .7991E+02 AT 8.000 MAX < 8> .5656E+02 AT 3.50</p>	<p>SAP90</p>
---	--	--	--------------



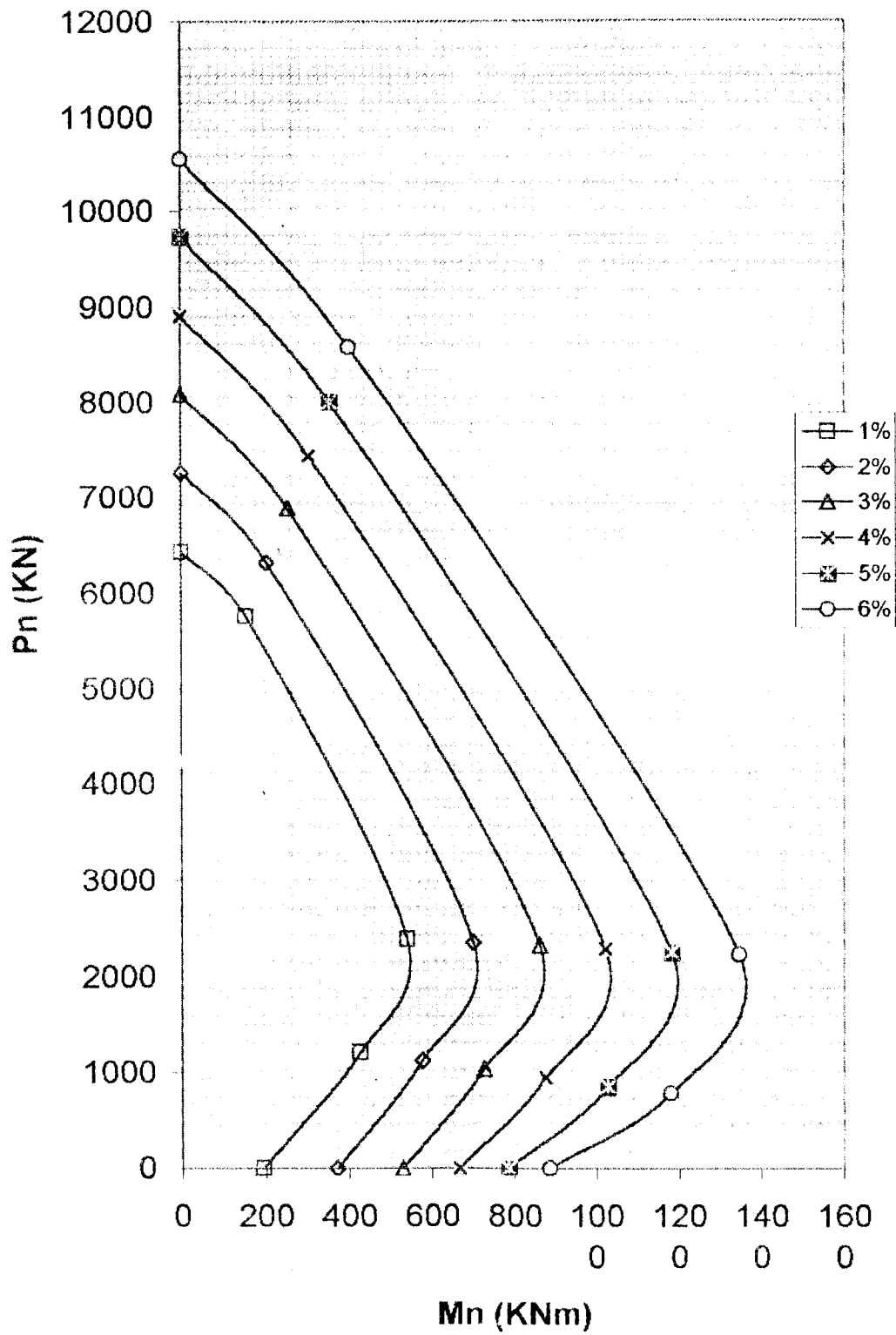
Argin sim

Tabel Rasio tulangan
 $f_c' = 30 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$, $\phi = 0.8$, $d'/d = 0,10$

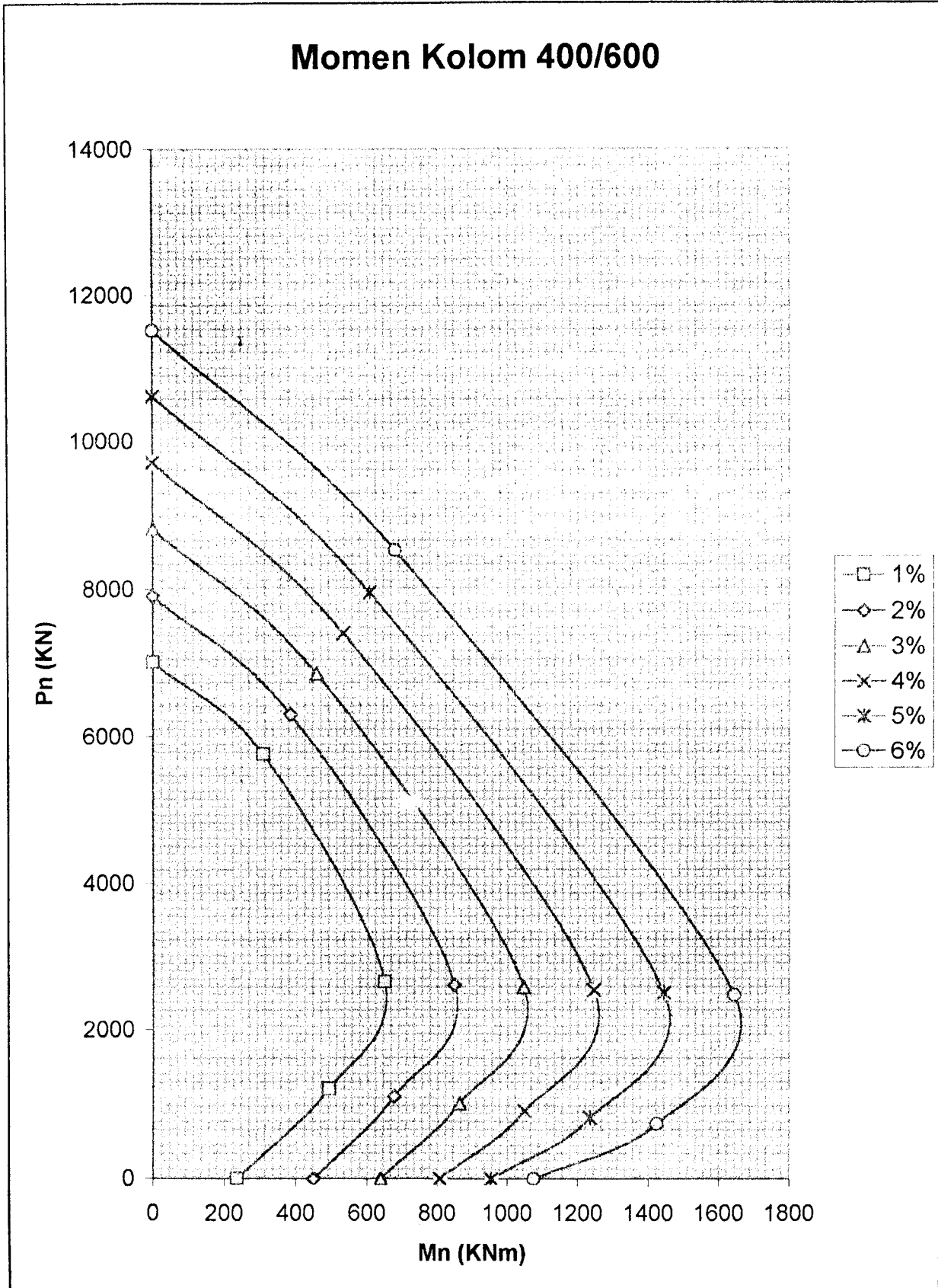
Mu/bd^2	$\rho'=0,5\rho$	$\rho'=0,6\rho$	$\rho'=0,7\rho$	$\rho'=0,8\rho$	$\rho'=0,9\rho$	$\rho'=\rho$
200	0.000659	0.000665	0.000672	0.000680	0.000687	0.000694
400	0.001319	0.001332	0.001345	0.001359	0.001374	0.001389
600	0.001982	0.002000	0.002019	0.002039	0.002061	0.002083
800	0.002646	0.002669	0.002694	0.002720	0.002748	0.002778
1000	0.003312	0.003339	0.003369	0.003401	0.003435	0.003472
1200	0.003980	0.004010	0.004045	0.004082	0.004122	0.004167
1400	0.004650	0.004683	0.004721	0.004763	0.004810	0.004861
1600	0.005322	0.005357	0.005398	0.005445	0.005497	0.005556
1800	0.005995	0.006032	0.006076	0.006127	0.006185	0.006250
2000	0.006671	0.006708	0.006755	0.006809	0.006872	0.006944
2200	0.007348	0.007385	0.007434	0.007492	0.007560	0.007639
2400	0.008028	0.008064	0.008114	0.008175	0.008248	0.008333
2600	0.008709	0.008744	0.008795	0.008858	0.008935	0.009028
2800	0.009393	0.009425	0.009477	0.009542	0.009623	0.009722
3000	0.010078	0.010107	0.010159	0.010226	0.010311	0.010417
3200	0.010766	0.010791	0.010842	0.010910	0.010999	0.011111
3400	0.011455	0.011476	0.011525	0.011595	0.011688	0.011806
3600	0.012147	0.012162	0.012210	0.012280	0.012376	0.012500
3800	0.012840	0.012850	0.012895	0.012965	0.013064	0.013194
4000	0.013536	0.013538	0.013581	0.013651	0.013753	0.013889
4200	0.014234	0.014228	0.014267	0.014336	0.014441	0.014583
4400	0.014934	0.014920	0.014955	0.015023	0.015130	0.015278
4600	0.015636	0.015612	0.015643	0.015709	0.015818	0.015972
4800	0.016341	0.016306	0.016331	0.016396	0.016507	0.016667
5000	0.017047	0.017002	0.017021	0.017083	0.017196	0.017361
5200	0.017756	0.017698	0.017711	0.017771	0.017885	0.018056
5400	0.018467	0.018396	0.018402	0.018459	0.018574	0.018750
5600	0.019180	0.019095	0.019094	0.019147	0.019263	0.019444
5800	0.019896	0.019796	0.019786	0.019835	0.019952	0.020139
6000	0.020614	0.020498	0.020479	0.020524	0.020641	0.020833
6200	0.021334	0.021201	0.021173	0.021213	0.021330	0.021528
6400	0.022057	0.021906	0.021868	0.021903	0.022020	0.022220
6600	0.022782	0.022612	0.0225635	0.022596	0.022709	0.022917
6800	0.023509	0.023320	0.023260	0.023283	0.023399	0.023611
7000	0.024239	0.024029	0.023957	0.023973	0.024088	0.024306
7200	0.024971	0.024739	0.024655	0.024664	0.024778	0.025000
7400	0.025706	0.025451	0.025353	0.025355	0.025468	0.025694
7600	0.026443	0.026164	0.026052	0.026047	0.026158	0.026389
7800	0.027180	0.026878	0.026753	0.026738	0.026848	0.027083
8000	0.027930	0.027595	0.027453	0.027431	0.027538	0.027778
8200	0.028670	0.028312	0.028155	0.028123	0.028228	0.028472
8400	0.029420	0.029031	0.028857	0.028816	0.028918	0.029167

Mu/bd^2	$\rho'=0,5\rho$	$\rho'=0,6\rho$	$\rho'=0,7\rho$	$\rho'=0,8\rho$	$\rho'=0,9\rho$	$\rho'=p$
8600	0.030170	0.029751	0.029561	0.029509	0.029608	0.029816
8800	0.030920	0.030473	0.030265	0.030203	0.030299	0.030555
9000	0.031670	0.031197	0.030969	0.030896	0.030989	0.031250
9200	0.032430	0.031922	0.031675	0.031590	0.031680	0.031944
9400	0.033195	0.032648	0.032381	0.032285	0.032370	0.032639
9600	0.033940	0.033376	0.033088	0.032980	0.033061	0.033333
9800	0.034726	0.034106	0.033796	0.033675	0.033752	0.034028
10000	0.035495	0.034837	0.034505	0.034370	0.034443	0.034722
10200	0.036267	0.035569	0.035215	0.035066	0.035134	0.035417
10400	0.037042	0.036303	0.035925	0.035762	0.035825	0.036111
10600	0.037820	0.037039	0.036636	0.036459	0.036516	0.036806
10800	0.038602	0.037776	0.037348	0.037156	0.037207	0.037500
11000	0.039386	0.038515	0.038061	0.037853	0.037898	0.038194
11200	0.040173	0.039256	0.038775	0.038550	0.038590	0.038889
11400	0.040963	0.039998	0.039489	0.039248	0.039281	0.039583
11600	0.041756	0.040741	0.040204	0.039947	0.039973	0.040278
11800	0.042553	0.041486	0.040921	0.040645	0.040664	0.040972
12000	0.043353	0.042233	0.041637	0.041344	0.041356	0.041666
12200	0.044156	0.042982	0.042355	0.042043	0.042048	0.042361
12400	0.044962	0.043733	0.043074	0.042743	0.042739	0.043056
12600	0.045771	0.044484	0.043793	0.043443	0.043431	0.043750
12800	0.046584	0.045238	0.044514	0.044143	0.044123	0.044440

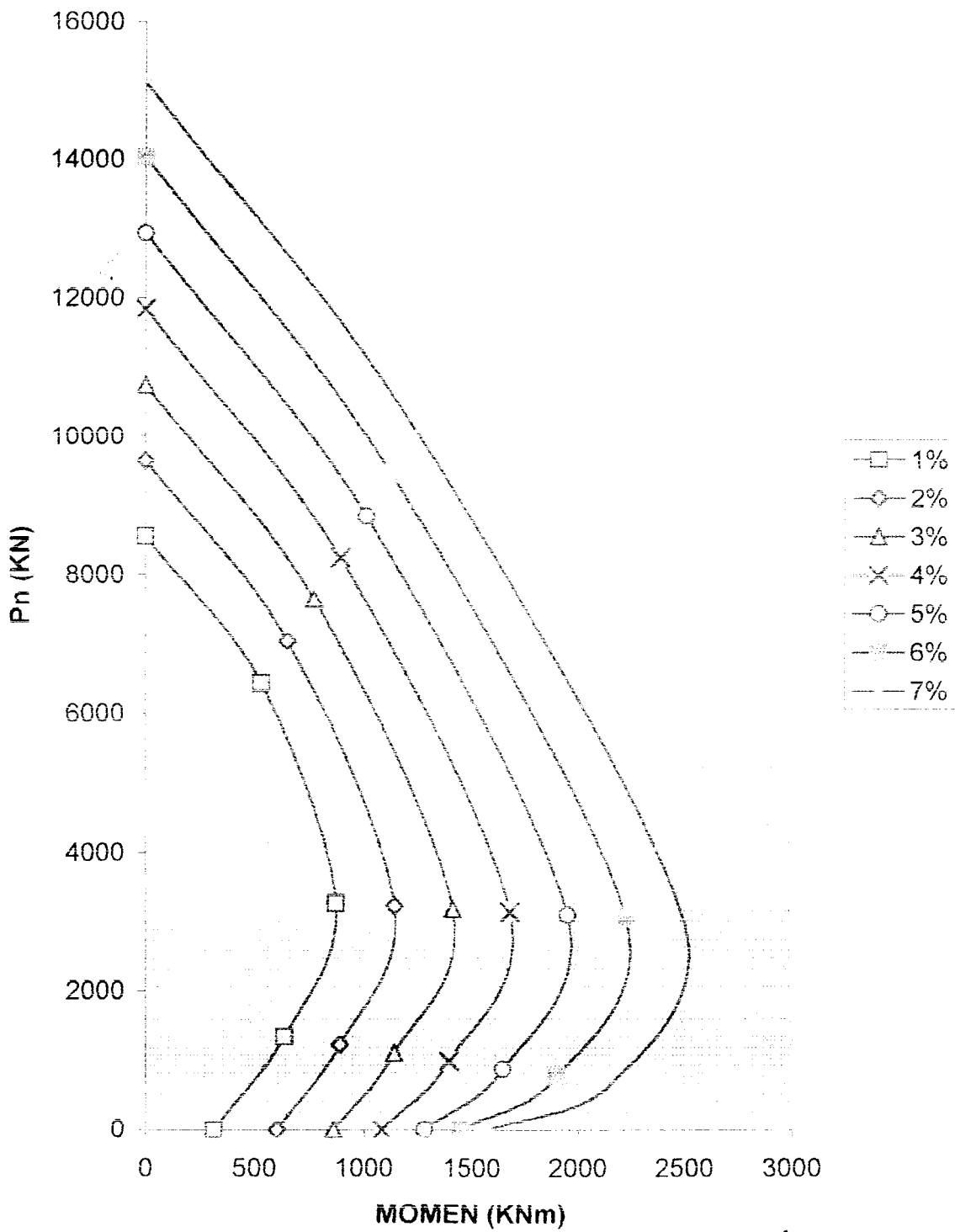
Momen Kolom 400/550



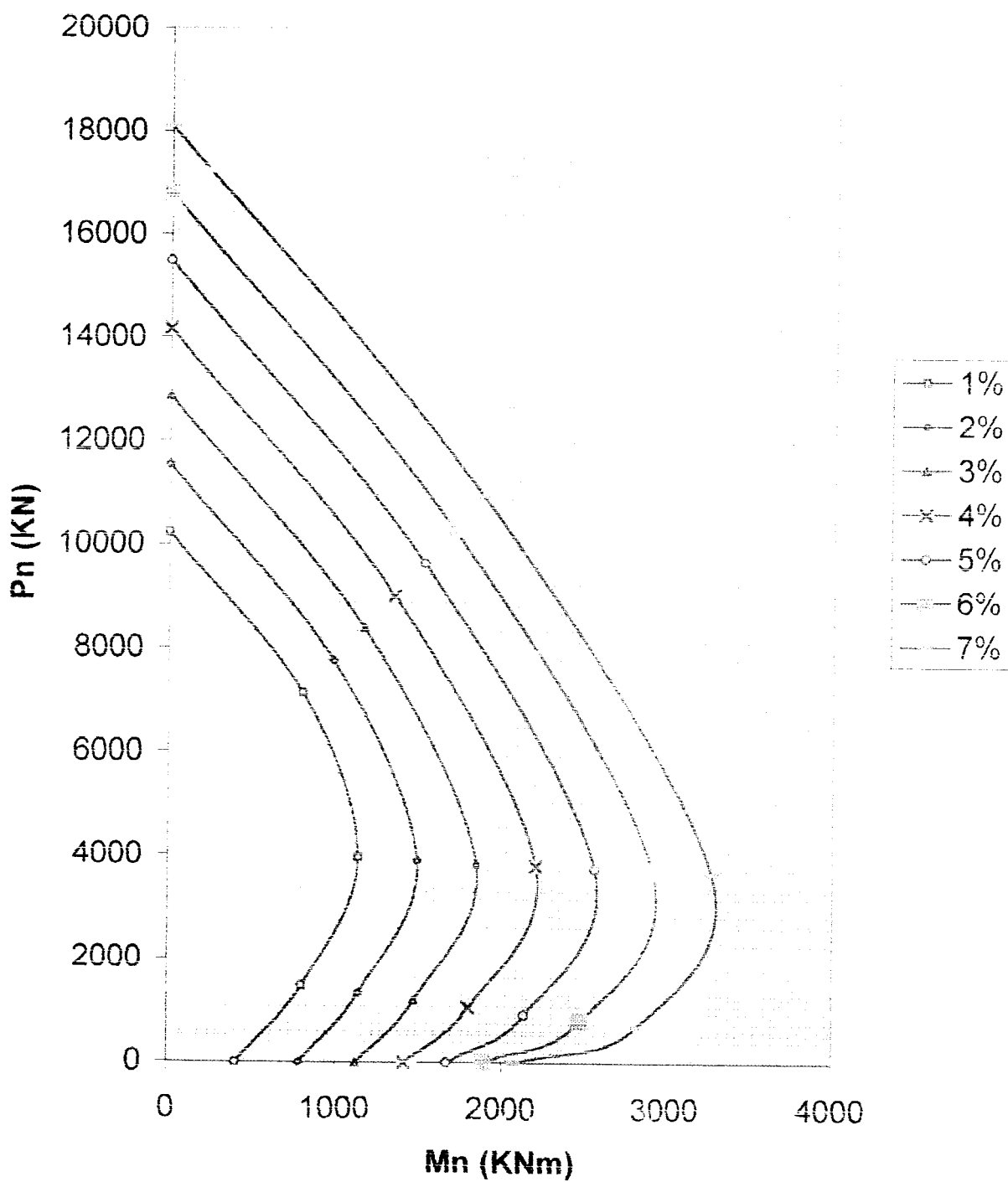
Momen Kolom 400/600



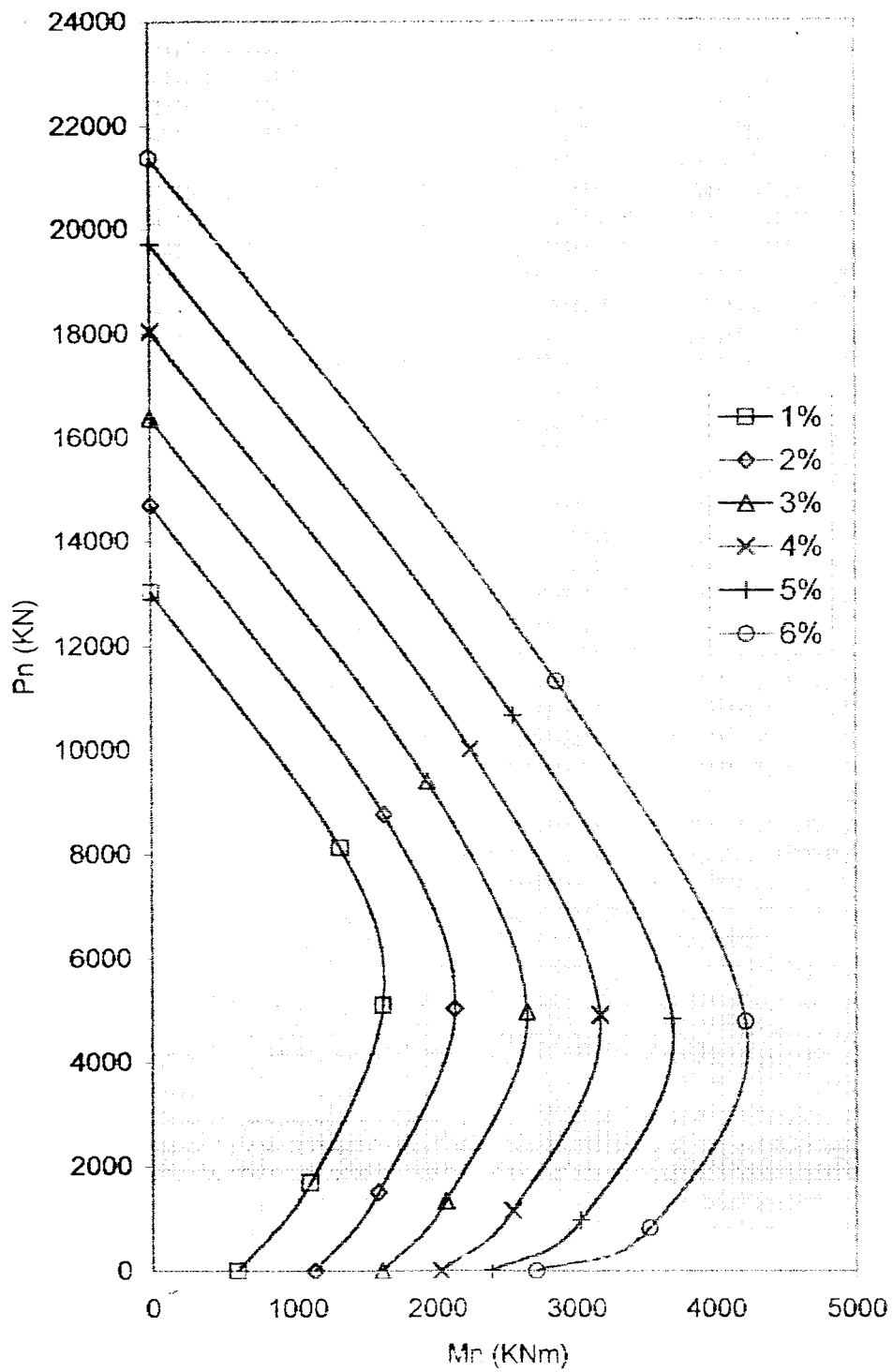
KOLOM 450/650



MOMEN KOLOM 500/700



Momen Kolom 575/775



Momen Kolom 625/825

