

PERPUSTAKAAN FTSP UII

HADIAN/BELI

TGL TERIMA :

5 Juni 2004

NO. JUDUL :

001215

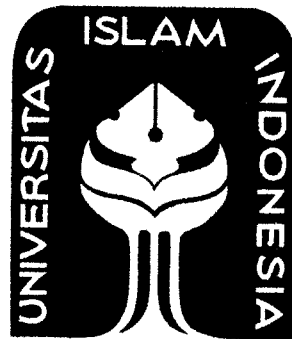
NO. INV. :

520001215001

## TUGAS AKHIR

# PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN DAKTILITAS PENUH DAN TERBATAS PADA PEMBANGUNAN GEDUNG FTI UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

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



الجامعة الإسلامية  
الاندونيسية

*Disusun Oleh:*

**DANNY SURYANA**

No MHS : 97 511 144

NIRM : 970051013114120119

**TONI INDRA BRATA**

No MHS : 97 511 264

NIRM : 970051013114120213

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
JOGJAKARTA  
2004**

**LEMBAR PENGESAHAN**

**TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG  
DENGAN DAKTILITAS PENUH DAN TERBATAS  
PADA PEMBANGUNAN GEDUNG FTI  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**

**Disusun Oleh :**

**Danny Suryana**

**No. MHS : 97 511 144**

**NIRM : 970051013114120119**

**Toni Indra Brata**

**No. MHS : 97 511 264**


**NIRM : 970051013114120213**

Telah disetujui dan diuji oleh :

**Ir. Fatkhurrohman N, MT**

**Dosen Pembimbing I**

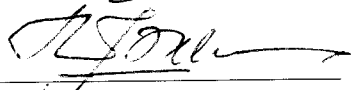
**Tanggal :**

  
11/03 - 2004

**Ir. Helmy Akbar Bale, MT**

**Dosen Pembimbing II**

**Tanggal :**

  
11/3/04

## KATA PENGANTAR

*Assalamu'alaikum.wr.wb*

Dengan mengucapkan alhamdulillah kehadirat Allah SWT atas segala bimbingan dan rahmat-Nya, maka kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “ **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Dengan Daktilitas Penuh dan Terbatas Pada Pembangunan Gedung FTI Universitas Islam Indonesia**“. Tugas Akhir ini disusun guna melengkapi persyaratan untuk mencapai derajat Sarjana Teknik Sipil pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Tugas Akhir ini berupa perencanaan ulang Gedung FTI dengan menggunakan dua metode yaitu daktilitas penuh dan daktilitas terbatas.

Dengan selesainya Tugas Akhir ini, penyusun mengucapkan terima kasih dan penghargaan setinggi-tingginya kepada :

1. Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, PhD, selaku dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Ir. H. Munadhir, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Ir. Fatkhurrohman N, MT, selaku dosen pembimbing I dan penguji yang telah berkenan memberikan bimbingan dan pengarahan kepada penyusun.
4. Ir. Helmy Akbar Bale, MT, selaku dosen pembimbing II dan penguji yang telah memberikan bimbingan dan pengarahan kepada penyusun.
5. Ir. Suharyatmo, selaku dosen penguji.

6. Seluruh karyawan dan karyawan di lingkungan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
7. Kedua orang tua dan saudara-saudaraku yang telah terus menerus memberi dorongan dan semangat hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini.
8. Rekan-rekan dan semua pihak yang telah membantu hingga selesainya Tugas Akhir ini, semoga amal kebajikan mereka mendapat balasan yang berlipat ganda dari Allah SWT, Amin.

Penyusun menyadari bahwa dalam penulisan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, karena keterbatasan kemampuan penyusun. Oleh karena itu kritik dan saran yang sifatnya membangun sangat diharapkan.

Akhirnya semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi penyusun khususnya dan pembaca umumnya.

*Wassalamu'alaikum. Wr. Wb.*

Yogyakarta, Desember 2003

Penyusun

## DAFTAR ISI

	<b>Hal</b>
<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	i
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	ii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	iii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	v
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	ix
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	x
<b>DAFTAR NOTASI</b> .....	xx
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b> .....	xxi
 <b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Maksud dan Tujuan .....	1
1.3 Batasan Masalah .....	2
1.4 Metode Perencanaan .....	3
 <b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Pendahuluan .....	5
2.2 Struktur Atas .....	6
2.2.1 Pelat .....	6
2.2.2 Kolom .....	7
2.2.3 Balok .....	7
2.2.4 Portal .....	8
2.3 Struktur Bawah .....	8
 <b>BAB III LANDASAN TEORI</b>	
3.1 Tingkat Daktilitas .....	9
3.2 Perencanaan Struktur Beton Bertulang .....	11
3.2.1 Pembebanan .....	11
3.2.2 Perencanaan Pelat .....	13

3.2.3	Perencanaan Balok	15
3.2.4	Perencanaan kolom	19
3.2.5	Perencanaan Pondasi	29

#### **BAB IV PERENCANAAN PEMBEBANAN**

4.1	Pembebanan Portal	33
4.2	Perencanaan Beban Gempa	34
4.2.1	Perencanaan Beban Gempa Daktilitas Penuh	35
4.2.1	Perencanaan Beban Gempa Daktilitas Terbatas	35
4.3	Perencanaan Pelat	35
4.3.1	Pembebanan Pelat	35
4.3.2	Penulangan Pela	37

#### **BAB V PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN DAKTILITAS PENUH**

5.1	Desain Balok	42
5.1.1	Balok Tumpuan	42
5.1.2	Balok Lapangan	45
5.1.3	Desain Tulangan Geser Balok	46
5.2	Desain Kolom	48
5.2.1	Desain Tulangan Lentur Kolom	48
5.2.1.1	Momen Rencana Kolom	48
5.2.1.2	Momen Maksimum Kolom	48
5.2.1.3	Momen Kolom Terpakai	49
5.2.1.4	Gaya Aksial Rencana Kolom	49
5.2.1.5	Gaya Aksial Maksimum Kolom	50
5.2.1.6	Perhitungan Diagram Interaksi Kolom	50
5.2.1.7	Penulangan Kolom	53
5.2.2	Desain Tulangan Geser Kolom	53
5.2.2.1	Gaya Geser Rencana Kolom	53
5.2.2.2	Penulangan Sengkang Geser	54

5.3	Perhitungan Pertemuan Balok Kolom .....	55
5.4	Perencanaan Dimensi Pondasi .....	57
5.4.1	Tinjauan Terhadap Beban Tetap .....	57
5.4.2	Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor .....	58
5.4.3	Perencanaan Geser Satu Arah .....	59
5.4.4	Perencanaan Geser Dua Arah .....	61
5.4.5	Kuat Tumpuan Pondasi .....	62
5.4.6	Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi .....	63
5.5	Pondasi Gabungan .....	65
5.5.1	Perencanaan Dimensi Pondasi .....	65
5.5.2	Tinjauan Terhadap Beban Tetap .....	65
5.5.3	Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor .....	67
5.5.4	Perencanaan Geser Satu Arah .....	67
5.5.5	Perencanaan Geser Dua Arah .....	68
5.5.6	Kuat Tumpuan Pondasi .....	69
5.5.7	Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi .....	69

**BAB VI PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN DAKTILITAS TERBATAS**

6.1	Desain Balok .....	72
6.1.1	Balok Tumpuan .....	72
6.2.2	Balok Lapangan .....	74
6.2.3	Desain Tulangan Geser Balok .....	75
6.2	Desain Kolom .....	77
6.2.1	Desain Tulangan Lentur Kolom .....	77
6.2.1.1	Momen Rencana Kolom .....	77
6.2.1.2	Gaya Aksial Rencana Kolom .....	77
6.2.1.3	Penulangan Kolom .....	78
6.2.2	Desain Tulangan Geser Kolom .....	78
6.2.2.1	Gaya geser Rencana Kolom .....	78
6.2.2.2	Penulangan Sengkang Geser .....	79

6.3	Perhitungan Pertemuan Balok Kolom .....	80
6.4	Perencanaan Dimensi Pondasi .....	82
6.4.1	Tinjauan Terhadap Beban Tetap .....	82
6.4.2	Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor .....	83
6.4.3	Perencanaan Geser satu Arah .....	84
6.4.4	Perencanaan Geser Dua Arah .....	86
6.4.5	Kuat Tumpuan Pondasi .....	87
6.4.6	Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi .....	88
6.5	Pondasi Gabungan .....	90
6.5.1	Tinjauan Terhadap Beban Tetap .....	90
6.5.2	Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor .....	92
6.5.3	Perencanaan Geser Satu Arah .....	92
6.5.4	Perencanaan Geser Dua Arah .....	93
6.5.5	Kuat Tumpuan Pondasi .....	94
6.5.6	Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi .....	94
6.6	Perencanaan Tangga .....	97
6.6.1	Pembebanan .....	98
6.6.1.1	Pembebanan Bordes .....	98
6.6.1.2	Pembebanan Tangga .....	98
6.6.2	Penulangan Tangga .....	99
6.6.2.1	Perhitungan Pelat Bordes .....	99
6.6.2.2	Perhitungan Pelat Tangga .....	100
6.6.2.3	Perhitungan Tulangan Lentur Balok Bordes .....	102
6.6.3	Perencanaan Pondasi Tangga .....	106

## **BAB VII PEMBAHASAN**

7.1	Desain Lentur Balok .....	108
7.2	Desain Geser Balok .....	109
7.3	Desain lentur Kolom .....	109
7.4	Desain Geser Kolom .....	109
7.5	Pertemuan Balok Kolom .....	110



**BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN**

8.1 Kesimpulan .....	112
8.2 Saran .....	112

<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>113</b>
-----------------------------	------------

**LAMPIRAN**

## DAFTAR GAMBAR

	<b>Hal</b>
Gambar 1.1 Bagan Alir Penelitian .....	4
Gambar 3.1 Kurva Hubungan Beban dan Defleksi Lateral .....	9
Gambar 3.2 Balok Rencana .....	14
Gambar 3.3 Kolom Rencana .....	19
Gambar 3.4 Kolom Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis .....	24
Gambar 3.5 Keseimbangan Gaya Pada Pertemuan Rangka .....	26
Gambar 3.6 Diagram Tegangan Pondasi .....	29
Gambar 3.7 Daerah Geser Satu Arah .....	31
Gambar 3.8 Daerah Geser Dua Arah .....	32
Gambar 4.1 Denah Pelat Lantai .....	36
Gambar 4.2 Denah Pelat Atap .....	37
Gambar 4.3 Perencanaan Pelat .....	37
Gambar 5.1 Penampang Balok Daktilitas Penuh .....	44
Gambar 5.2 Gaya Geser Balok Daktilitas Penuh .....	46
Gambar 5.3 Penampang Dengan Tulang Terdistribusi Merata .....	51
Gambar 5.4 Potongan Pondasi Tunggal Daktilitas Penuh .....	57
Gambar 5.5 Pondasi dengan Geser Satu Arah .....	59
Gambar 5.6 Pondasi dengan Geser Dua Arah .....	61
Gambar 5.7 Potongan Pondasi Gabungan Daktilitas Penuh .....	65
Gambar 6.1 Penampang Balok Daktilitas Terbatas .....	74
Gambar 6.2 Gaya Geser Balok Daktilitas Terbatas .....	76
Gambar 6.3 Potongan Pondasi Tunggal Daktilitas Terbatas .....	82
Gambar 6.4 Pondasi dengan Geser Satu Arah .....	84
Gambar 6.5 Pondasi dengan Geser Dua Arah .....	86
Gambar 6.6 Potongan Pondasi Gabungan Daktilitas Terbatas .....	90
Gambar 6.7 Denah Tangga .....	97
Gambar 6.8 Pondasi Tangga .....	106

## DAFTAR TABEL

	<b>Hal</b>
Tabel 3.1 Beban Mati .....	10
Tabel 4.1 Beban Gempa Daktilitas Penuh .....	35
Tabel 4.2 Beban Gempa Daktilitas Terbatas .....	35
Tabel 7.1 Rasio Tul. Balok dengan Daktilitas Penuh dan Terbatas .....	108

## DAFTAR NOTASI

### 1. Perencanaan Pelat Lantai

$A_s$	: Luas tulangan
$a$	: Lengan momen
$b$	: Panjang memanjang pelat
$cl_x$	: Koefisien momen lapangan arah x
$ct_x$	: Koefisien momen tumpuan arah x
$cl_y$	: Koefisien momen lapangan arah y
$ct_y$	: Koefisien momen tumpuan arah y
$d$	: Tinggi efektif pelat
$f_c'$	: Kuat desak beton
$f_y$	: Kuat tarik baja
$h$	: Tinggi pelat
$l_y$	: Panjang batang panjang
$l_x$	: Panjang batang pendek
$m$	: Perbandingan isi dari tulangan memanjang dari bentuk tertutup
$M_{ulx}$	: Momen rencana arah lapangan x
$M_{utx}$	: Momen rencana arah tumpuan x
$M_{uly}$	: Momen rencana arah lapangan y
$M_{uty}$	: Momen rencana arah tumpuan y
$M_u$	: Momen rencana
$M_n$	: Momen nominal
$q_D$	: Beban mati merata

$q_L$	: Beban hidup merata
$q_U$	: Beban merata rencana
$R_n$	: Koefisien tahanan untuk perencanaan kuat
$\rho$	: Rasio tulangan
$\rho_b$	: Rasio tulangan pada keadaan seimbang
$\phi$	: Koefisien reduksi kekuatan

## 2. Perencanaan Balok

$A_s$	: Luas tulangan tarik
$A_s'$	: Luas tulangan desak
$b$	: Lebar balok
$d$	: Tinggi efektif tulangan tarik
$d'$	: Tinggi efektif tulangan tekan
$E$	: Modulus elastisitas beton
$f_c'$	: Kuat tekan beton
$f_y$	: Kuat tarik baja
$h$	: Tinggi balok
$I$	: Momen inersia balok
$L$	: Panjang penampang
$m$	: Perbandingan isi dari tulangan memanjang dari bentuk tertutup
$M_n$	: Momen ominal balok
$M_u$	: momen rencana balok
$P_D$	: Beban mati terpusat
$P_L$	: Beban hidup terpusat
$P_u$	: Beban ultimit terpusat

$R_A$	: Reaksi dukungan
$R_n$	: Koefisien tahanan untuk perencanaan kuat
$V_u$	: Gaya geser rencana
$V_c$	: Kuat geser beton
$V_s$	: Tegangan geser nominal yang disebabkan oleh tulangan
$x$	: Reaksi perlawanan P
$X$	: Jarak daerah geser ditinjau dari tengah bentang
$B_1$	: Konstanta yang berdasarkan mutu beton
$\rho$	: Rasio tulangan tarik
$\rho'$	: Rasio tulangan tekan
$\phi$	: Faktor reduksi kekuatan

### 3. Perencanaan Kolom

$a$	: Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen
$A_s$	: Luas tulangan tarik
$A_s'$	: Luas tulangan desak
$A_{st}$	: Luas tulangan total
$A_g$	: Luas bruto penampang
$b$	: Lebar penampang kolom
$C_c$	: Gaya tekan pada beton
$C_s$	: Gaya pada tulangan tekan
$C_m$	: Faktor untuk perbesaran momen
$d$	: Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik
$d'$	: Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tekan
$e$	: Eksentrisitas actual

$e_b$	: eksentrisitas pada keadaan seimbang
$E_c$	: Modulus elastisitas beton
$E_g$	: Modulus elastisitas balok
$E_s$	: Modulus elastisitas baja tulangan
$f_c'$	: Kuat desak beton
$f_s$	: Tegangan tulangan tarik
$f_s'$	: Tegangan tulangan tekan
$f_y$	: tegangan leleh baja yang diisyaratkan
$h$	: Tinggi penampang kolom
$I_c$	: Momen inersia kolom
$I_{cr}$	: Momen inersia balok
$I_g$	: Momen inersia dari penampang bruto balok
$k$	: Faktor panjang efektif
$l_n$	: Panjang batang bersih
$l_u$	: Panjang tak bertumpu
$l_{n_k}$	: Panjang bersih kolom
$l_{n_b}$	: Panjang bersih balok
$m$	: Perbandingan isi dari tulangan memanjang dari bentuk tertutup
$M_D$	: Momen akibat beban mati
$M_E$	: Momen akibat beban gempa
$M_L$	: Momen akibat beban hidup
$M_n$	: Momen nominal
$M_{nx}$	: Momen nominal yang bekerja pada sb x
$M_{ny}$	: Momen nominal yang bekerja di sb y

- $M_u$  : momen rencana kolom  
 $P_{1D}$  : Gaya tekan akibat beban mati  
 $P_{1E}$  : Gaya tekan akibat beban gempa  
 $P_{1L}$  : gaya tekan akibat beban hidup  
 $P_n$  : Gaya tekan nominal  
 $P_{O}$  : Kapasitas beban sentris minimum  
 $P_{no}$  : Kapasitas beban sentris nominal  
 $P_u$  : Gaya tekan rencana kolom  
 $r$  : Jari-jari girasi penampang  
 $T$  : Tegangan tarik  
 $\delta_b$  : Faktor pembesaran momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan kesamping  
 $\delta_s$  : Faktor pembesaran momen untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan kesamping  
 $\rho$  : Rasio tulangan kolom  
 $\beta_1$  : Faktor tinggi blok tekanan ekuivalen  
 $\beta_d$  : Nilai perbandingan momen beban mati rencana terhadap momen total rencana yang besarnya kurang atau sama dengan satu.  
 $\psi$  : Faktor kekangan ujung  
 $\phi$  : Faktor reduksi kekuatan  
 $\sum P_c$  : Penjumlahan beban tekuk euler pada kolom satu tingkat/lantai  
 $\sum P_u$  : Penjumlahan beban tekuk ultimit pada kolom satu tingkat/lantai  
: Jarak titik berat penampang dari sisi penampang terluar



#### 4. Perencanaan Gempa

$A_g$	: Luas bruto penampang
$A_{jh}$	: Luas tulangan total efektif tulangan geser horizontal
$A_{jv}$	: Luas tulangan geser join vertikal
$A_s$	: Luas tulangan geser join vertikal
$A_s'$	: Luas tulangan desak
$A_{sc}$	: Luas tulangan longitudinal tarik
$A_{sc}'$	: Luas tulangan longitudinal tekan
$b_j$	: Lebar efektif join
$C$	: Koefisien gempa dasar
$C_{ki}$	: Gaya tekan tulangan arah kiri
$F_x$	: Beban horizontal tiap lantai pada arah x
$f_y$	: Tegangan leleh baja
$f_c'$	: Kuat tekan beton
$F_y$	: Beban horizontal tiap lantai pada arah y
$h_x$	: Tinggi gedung arah x
$h_y$	: Tinggi gedung arah y
$h_k$	: Tinggi kolom bruto
$h'_k$	: Tinggi kolom netto
$h_c$	: Tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau
$h_w$	: Tinggi bangunan
$I$	: Faktor keutamaan struktur
$K$	: Faktor jenis struktur
$L_b$	: Panjang balok

- $L_{ki}$  : Panjang balok bruto sebelah kiri kolom yang ditinjau  
 $L_{ki}'$  : Panjang balok netto sebelah kiri kolom yang ditinjau  
 $L_{ka}$  : Panjang balok bruto sebelah kanan balok yang ditinjau  
 $L_{ka}'$  : Panjang balok netto sebelah kanan balok yang ditinjau  
 $L_n$  : Bentang bersih balok  
 $L_w$  : Lebar bangunan  
 $M_{D,b}$  : Momen lentur balok portal akibat beban mati tak berfaktor  
 $M_{D,k}$  : Momen lentur kolom portal akibat beban mati tak berfaktor  
 $M_{E,b}$  : Momen lentur balok portal akibat beban gempa tak berfaktor  
 $M_{E,k}$  : Momen lentur kolom portal akibat beban gempa tak berfaktor  
 $M_{I,b}$  : Momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor  
 $M_{I,k}$  : Momen lentur kolom portal akibat beban hidup tak berfaktor  
 $M_{kap,b}$  : Momen kapasitas balok  
 $M_{nak,b}$  : Kuat momen lentur nominal actual balok  
 $M_{kap}$  : Momen kapasitas di sendi plastis pada satu ujung atau bidang muka kolom  
 $M_{kap}'$  : Momen kapasitas untuk ujung lainnya  
 $M_{u,b}$  : Momen rencana balok  
 $M_{u,k}$  : Momen rencana kolom  
 $n$  : Jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau  
 $N_{E,k}$  : Gaya akibat beban gempa pada pusat kolom  
 $N_{g,k}$  : Gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat joint  
 $N_{u,k}$  : Gaya aksial rencana kolom  
 $q$  : Beban terbagi merata

- $R_v$  : Faktor reduksi berdasarkan banyak tingkat  
 $T$  : Gaya tarik yang terjadi  
 $V_b$  : Gaya gempa dasar  
 $V_{bx}$  : Gaya gempa dasar arah x  
 $V_{by}$  : Gaya gempa dasar arah y  
 $V_{ch}$  : Gaya geser strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint arah horizontal  
 $V_{cv}$  : Gaya geser strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint arah vertical  
 $V_D$  : Gaya geser balok akibat beban mati  
 $V_{D,K}$  : Gaya geser kolom akibat beban mati  
 $V_E$  : Gaya geser balok akibat beban gempa  
 $V_{E,K}$  : Gaya geser kolom akibat beban gempa  
 $V_g$  : Gaya geser balok akibat berat sendiri dan beban gravitasi  
 $V_{jh}$  : Gaya geser horizontal  
 $V_L$  : Gaya geser balok akibat beban hidup  
 $V_{L,K}$  : Gaya geser kolom akibat beban hidup  
 $V_{kol}$  : Gaya geser kolom  
 $V_{sh}$  : Gaya geser pada daerah tarik joint dengan mekanisme panel rangka arah horizontal  
 $V_{sv}$  : Gaya geser pada daerah tarik joint dengan mekanisme panel rangka arah vertical  
 $V_{u,b}$  : Gaya geser rencana balok  
 $V_{u,k}$  : Gaya geser rencana kolom

$W_t$	: Berat total keseluruhan gedung
$W_y$	: Berat tiap lantai pada arah y
$W_x$	: Berat tiap lantai pada arah x
$Z_{ka}$	: Lengan momen kanan
$Z_{ki}$	: Lengan momen kiri
$\rho$	: Rasio tulangan tarik
$\rho'$	: Rasio tulangan desak
$\rho_b$	: Rasio tulangan pada keadaan seimbang
$\omega_d$	: Koefisien pembesaran dinamis
$\alpha_k$	: Faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau

## 5. Perencanaan Pondasi

$a$	: Lengan momen
$b_o$	: Keliling penampang kritis pada pelat dan pondasi
$d$	: Jarak pusat tulangan tarik ke serat tekan beton
$e_x$	: Eksentrisitas gaya terhadap sumbu x
$e_y$	: Eksentrisitas gaya terhadap sumbu y
$f_c$	: Kuat tekan beton
$f_y$	: Tegangan luluh pondasi
$h$	: Tebal pondasi
$h_k$	: Panjang penampang kolom
$L_p$	: Lebar pondasi telapak
$M_x$	: Momen terhadap sumbu x
$M_y$	: Momen terhadap sumbu y
$M_u$	: Momen rencana

$M_n$	: Momen nominal
$m_1$	: Jarak geser dari tepi pondasi terhadap sumbu x
$m$	: Perbandingan isi dari tulangan memanjang dari bentuk tertutup
$n_1$	: Jarak geser dari tepi pondasi terhadap sumbu y
$P$	: Gaya tekan yang bekerja
$P_b$	: Selimut beton
$P_n$	: Gaya tekan nominal
$P_p$	: Panjang pondasi telapak
$Q_u$	: Tegangan kontak yang terjadi di dasar pondasi
$R_n$	: Koefisien tahanan untuk perencanaan kuat
$V_c$	: Kuat beton menahan geser
$t_k$	: Lebar penampang kolom
$x$	: Panjang bidang geser kritis
$y$	: Lebar bidang geser kritis
$\rho$	: Rasio tulangan
$\rho_b$	: Rasio tulangan dalam keadaan seimbang
$\beta_1$	: Rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek pondasi
$\beta_c$	: Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat

## Daftar Lampiran Tabel

Lampiran 1	Tabel Penulangan Pelat
Lampiran 2	SAP Daktilitas Penuh
Lampiran 3	SAP Daktilitas Terbatas
Lampiran 4	Tabel Balok Tumpuan Tulangan Negatif Daktilitas Penuh
Lampiran 5	Tabel Balok Tumpuan Tulangan Positif Daktilitas Penuh
Lampiran 6	Tabel Balok Lapangan Daktilitas Penuh
Lampiran 7	Tabel Momen Nominal Aktual dan Momen Kapasitas Negatif
Lampiran 8	Tabel Momen Nominal Aktual dan Momen Kapasitas Positif
Lampiran 9	Tabel Penulangan Geser Balok Dalam Sendi Plastis
Lampiran 10	Tabel Penulangan Geser Balok Diluar Sendi Plastis
Lampiran 11	Tabel Momen Rencana Kolom
Lampiran 12	Tabel Momen Maksimal Kolom
Lampiran 13	Tabel Gaya Aksial Rencana Kolom
Lampiran 14	Tabel Gaya Aksial Maksimal Kolom
Lampiran 15	Tabel Penulangan Kolom Berdasarkan Mu dan Nu
Lampiran 16	Tabel Penulangan Kolom Pakai
Lampiran 17	Tabel Gaya Geser Rencana & Gaya Geser Maksimal
Lampiran 18	Tabel Penulangan Geser Kolom
Lampiran 19	Tabel Balok Tumpuan Tulangan Negatif Daktilitas Terbatas
Lampiran 20	Tabel Balok Tumpuan Tulangan Positif Daktilitas Terbatas
Lampiran 21	Tabel Balok Lapangan Daktilitas Terbatas
Lampiran 22	Tabel Momen Nominal Aktual dan Momen Kapasitas Negatif
Lampiran 23	Tabel Momen Nominal Aktual dan Momen Kapasitas Positif
Lampiran 24	Tabel Penulangan Balok Geser Dalam Sendi Plastis
Lampiran 25	Tabel Penulangan Geser Balok Diluar Sendi Plastis
Lampiran 26	Tabel Momen Rencana dan Gaya Aksial Rencana Kolom
Lampiran 27	Tabel Penulangan Kolom Berdasarkan Mu dan Nu
Lampiran 28	Tabel Penulangan Kolom Pakai
Lampiran 29	Tabel Gaya Geser Rencana Kolom
Lampiran 30	Tabel Penulangan Geser Kolom
Lampiran 31-37	Tabel Diagram Interaksi Kolom
Lampiran 38	Diagram Interaksi Kolom
Lampiran 39	Tabel Rasio Tul. Geser Balok Dengan Daktilitas Penuh dan Terbatas
Lampiran 40	Tabel Rasio Tul. Kolom dan Geser Kolom Dengan Dakt. Penuh dan Terbatas

## Daftar Lampiran Gambar

Lampiran 41	Gb. Denah Plat Lantai 1
Lampiran 42	Gb. Denah Plat Lantai 2
Lampiran 43	Gb. Denah Plat Lantai 3
Lampiran 44	Gb. Detail Plat lantai
Lampiran 45	Gb. Denah Balok Elevasi -60
Lampiran 46	Gb. Denah Balok Elevasi +3800
Lampiran 47	Gb. Denah Balok Elevasi +7720
Lampiran 48	Gb. Denah Balok Elevasi +9220
Lampiran 49	Gb. Denah Balok Elevasi +11520
Lampiran 50	Gb. Denah Balok Elevasi +13020
Lampiran 51	Gb. Denah Kolom Elevasi -3860
Lampiran 52	Gb. Denah Kolom Elevasi 0.00
Lampiran 53	Gb. Denah Kolom Elevasi +3860
Lampiran 54	Gb. Denah Kolom Elevasi +7720
Lampiran 55	Gb. Denah Kolom Elevasi +11580
Lampiran 56	Gb. Denah pondasi
Lampiran 57	Gb. Denah Tangga
Lampiran 58-59	Gb. Detail tangga
Lampiran 60-84	Gb. Detail Balok B1-B25
Lampiran 85	Gb. Detail Kolom K1 Daktilitas Penuh
Lampiran 86	Gb. Detail Kolom K1 Daktilitas Terbatas
Lampiran 87	Gb. Detail Kolom K2 Daktilitas Penuh
Lampiran 88	Gb. Detail Kolom K2 Daktilitas Terbatas
Lampiran 89	Gb. Detail Kolom K3 Daktilitas Penuh
Lampiran 90	Gb. Detail Kolom K3 Daktilitas Terbatas
Lampiran 91	Gb. Detail Pondasi P1
Lampiran 92	Gb. Detail Pondasi P2

## ABSTRAKSI

Berdasarkan pedoman SK SNI T-15-1991-03 perencanaan gedung dengan struktur beton bertulang pada daerah rawan gempa dapat dirancang dengan tingkat daktilitas penuh, terbatas, dan elastis. Struktur utama gedung Fakultas Teknologi Industri Universitas Islam Indonesia berupa rangka kaku yang terbuat dari beton bertulang. Perancangan struktur diproporsikan agar memenuhi tingkat daktilitas penuh dan terbatas, dengan tujuan membandingkan volume tulangan transversal dan longitudinal yang dibutuhkan untuk masing-masing tingkat daktilitas dengan penampang yang sama.

Dari hasil perhitungan diperoleh bahwa volume tulangan longitudinal untuk balok daktilitas penuh sekitar 82% dari volume tulangan longitudinal struktur daktilitas terbatas, untuk volume tulangan longitudinal kolom daktilitas penuh sekitar 83% dari luas tulangan longitudinal kolom struktur daktilitas terbatas. Sedangkan volume tulangan geser/sengkan balok struktur daktilitas terbatas sekitar 80% dari volume tulangan geser struktur daktilitas penuh, untuk volume sengkang kolom daktilitas terbatas sekitar 81% volume sengkang daktilitas penuh. Secara keseluruhan volume tulangan longitudinal struktur daktilitas penuh sekitar 82% dari volume tulangan longitudinal struktur daktilitas terbatas, dan untuk volume tulangan geser struktur daktilitas terbatas sekitar 80% dari volume tulangan geser struktur daktilitas penuh.



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Universitas Islam Indonesia merupakan salah satu universitas tertua di Indonesia yang telah menghasilkan ribuan alumni dari 9 fakultas yang dimiliki. Dengan jumlah disiplin ilmu yang cukup banyak tersebut, Universitas Islam Indonesia perlu membangun suatu gedung perkuliahan untuk mendukung keiengkapan belajar mengajar, sehingga akan menunjang pelaksanaan pendidikan yang mampu menghasilkan sumber daya manusia yang berkualitas, beriman, berilmu dan bertaqwa.

Perkembangan dunia konstruksi yang demikian pesat, sehingga para sarjana dituntut untuk lebih siap dalam menghadapi tantangan tersebut, khususnya dalam perhitungan struktur bertingkat banyak. Untuk itu penulis mengambil Tugas Akhir perencanaan gedung perkuliahan FTI UII. Penulis mengambil objek gedung perkuliahan FTI UII karena di gedung ini mempunyai jarak antar portal yang cukup lebar yaitu sekitar 9 m. Disamping itu gedung perkuliahan FTI ini juga mempergunakan konstruksi balok *virendel*, yaitu konstruksi balok yang susunannya bertingkat atas dan bawah.

### **1.2 Maksud dan Tujuan**

Maksud dari penulisan ini adalah untuk merencanakan ulang/*redesign* Pembangunan Gedung Perkuliahan Fakultas Teknik Industri Universitas Islam

Indonesia. Perencanaan ulang/*redesign* ini bertujuan untuk mengaplikasikan ilmu ketekniksipilan yang telah diperoleh sehingga dapat dijadikan bekal dalam menghadapi dunia kerja di bidang konstruksi. Selain itu juga untuk membandingkan kebutuhan tulangan akibat perencanaan dengan daktilitas penuh dan terbatas.

### 1.3 Batasan Masalah

Sebagai batasan ruang lingkup dalam *redesign*/perencanaan ulang Pembangunan Gedung Perkuliahan FTI dalam rangka penyusunan Tugas Akhir ini, adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan menggunakan mutu beton dengan kuat desak rencana ( $f'c$ ) = 22,5 MPa.
2. Perencanaan menggunakan baja tulangan polos (BJTP) untuk  $\varnothing \leq 12$  mm dengan tegangan leleh ( $f_y$ ) = 240 MPa dan baja tulangan ulir (BJTD) untuk  $\varnothing > 12$  mm dengan tegangan leleh ( $f_y$ ) = 400 MPa.
3. Kombinasi beban yang diperhitungkan adalah beban mati, hidup, dan beban horizontal gempa mengambil daerah gempa wilayah 3 (DIJ dan sekitarnya).
5. Perencanaan konstruksi baja berdasarkan metode *allowable stress design* (perencanaan elastis) dari AISC.
6. Secara keseluruhan struktur beton direncanakan dengan daktilitas penuh dengan nilai  $K = 1$  dan daktilitas terbatas dengan nilai  $K = 2$ .
7. Pada perencanaan ulang ini tidak termasuk menghitung ulang Rencana Anggaran Biaya.

8. Pada perencanaan ulang ini tidak menggunakan metode momen distribusi.

#### **1.4 Metode Perencanaan**

Dalam perencanaan Gedung Perkuliahan FTI UII dibagi menjadi beberapa langkah yang dilaksanakan sesuai dengan urutan pelaksanaan.

1. Mengumpulkan data

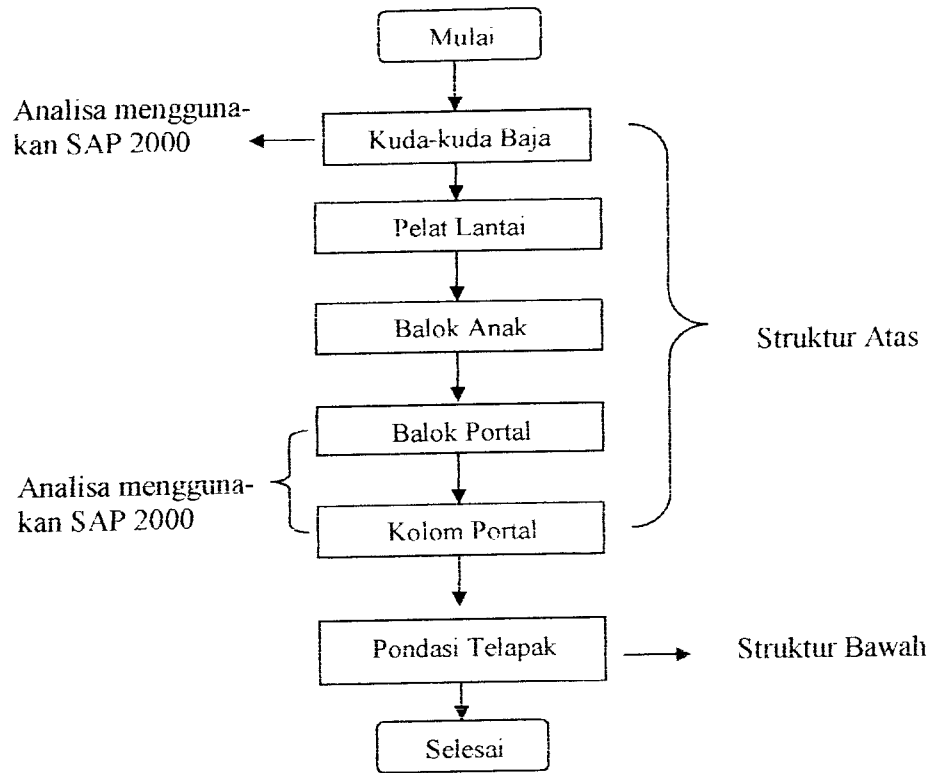
Data ini berupa denah situasi, denah ruang dan data tanah.

2. Mengumpulkan literatur sebagai dasar perencanaan.

3. Merencanakan spesifikasi struktur yang akan direncanakan.

4. Menganalisis untuk merencanakan sebuah struktur bangunan gedung.

Analisis perencanaan suatu struktur bangunan gedung dapat disederhanakan dengan bagan alir seperti pada Gambar 1.1 berikut ini:



**Gambar 1.1** Bagan Alir

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Pendahuluan**

Desain struktur merupakan salah satu bagian dari proses perencanaan bangunan. Proses desain tersebut merupakan gabungan antara unsur seni dan sains yang membutuhkan keahlian dalam mengolahnya. Proses ini dibedakan dalam dua bagian. Pertama, desain umum yang merupakan peninjauan umum secara garis besar keputusan-keputusan desain. Tipe struktur dipilih dari berbagai alternatif yang mungkin. Tata letak struktur, geometri atau bentuk bangunan, jarak antar kolom, tinggi lantai, dan material bangunan telah ditetapkan dengan pasti dalam tahap ini. Tahap kedua, desain terinci yang antara lain meninjau tentang penentuan besar penampang lintang balok, kolom, tebal pelat, dan elemen struktur lainnya. (*L. Wahyudi dan Syahril, 1997*)

Setiap struktur merupakan perpaduan antara arsitektur dan teknik rekayasa sehingga memenuhi fungsi tertentu. Bentuk dan fungsi sangat erat kaitannya dan sistem struktur terbaik adalah salah satu memenuhi kebutuhan calon pemakai di samping menarik, dan ekonomis. (*Nawy, 1985*)

Struktur yang direncanakan dengan peraturan-peraturan pembebanan gempa dapat menahan gaya gempa lebih besar, karena struktur tersebut direncanakan dan didesain dengan baik agar dapat berdeformasi sampai keadaan elatisnya tanpa menunjukkan keruntuhan. (*Kusuma dan Andriono, 1993*)

Daktilitas struktur pada hakekatnya adalah perbandingan antara simpangan maksimum rencana dengan simpangan luluh awal pada komponen struktur yang ditinjau. Standar SK SNI T-15-1991-03 menetapkan tingkatan daktilitas rencana untuk struktur beton bertulang, yang dibagi dalam tiga kelas yaitu daktilitas penuh, daktilitas terbatas dan daktilitas elastis. (*Dipohusodo, 1996*)

Daktilitas berarti kemampuan suatu batang saat mengalami pembebanan bolak-balik di atas titik lelehnya tanpa mengalami pengurangan dalam kemampuan kapasitas penampang. (*Kusuma dan Andriono 1993*)

## **2.2 Struktur Atas**

Yang dimaksud struktur atas (*upper-structure*) adalah elemen bangunan yang berada diatas permukaan tanah. (*Nawy, 1985*) Dalam hal ini terdiri atas :

### **2.2.1 Pelat**

Pelat merupakan panel-panel beton bertulang yang mungkin tulangnya dua arah atau satu arah saja, tergantung sistem strukturnya. Kontinuitas penulangan pelat diteruskan ke dalam balok-balok dan diteruskan de dalam kolom. Dengan demikian, sistem pelat secara keseluruhan menjadi satu kesatuan membentuk rangka struktur bangunan kaku statis tak tentu yang sangat kompleks, sehingga mengakibatkan timbulnya momen, gaya geser, dan lendutan. (*Istimawan, 1994*)

Pelat adalah elemen bidang tipis yang menahan beban transversal yang melalui aksi lentur ke masing-masing tumpuan. (*Syahril dan Wahyudi, 1999*)

✓

Pelat dua arah adalah pelat yang didukung sepanjang keempat sisinya dengan lendutan yang akan timbul pada dua arah yang saling tegak lurus, atau perbandingan antara sisi panjang dan sisi pendek yang saling tegak lurus kurang dari dua. (*Istimawan, 1994*)

### **2.2.2 Kolom**

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi (*Sudarmoko, 1996*).

Kolom merupakan elemen vertikal yang memikul sistem lantai struktural. Elemen ini merupakan elemen yang mengalami tekan dan pada umumnya disertai dengan momen lentur. (*Edward G. Nawy, 1985*)

### **2.2.3 Balok**

Balok adalah batang struktural yang hanya menerima beban-beban tegak saja, dan bisa dianalisa dengan lengkap bila diagram geser dan diagram momennya telah didapatkan. (*Istimawan, 1994*)

Balok merupakan bagian struktural bangunan yang penting bertujuan untuk memikul beban transversal yang dapat berupa beban lentur, geser, maupun torsi. Oleh karena itu perencanaan balok yang efisien, ekonomis, cepat, dan aman sangat penting. (*Sudarmoko, 1996*)

Yang dimaksud balok induk adalah balok yang menumpu pada kolom, sedangkan balok anak adalah balok yang menumpu pada balok induk.

#### **2.2.4 Portal**

Portal merupakan suatu rangka struktur pada bangunan yang harus mampu menahan beban-beban yang bekerja, baik beban mati, beban hidup, maupun beban sementara. (*Salmon dan Johnson 1996*)

### **2.3 Struktur Bawah**

Yang dimaksud dengan struktur bawah (*sub structure*) di sini adalah pondasi yaitu bagian bangunan yang berada dibawah permukaan. Pondasi merupakan bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri kepada dan ke dalam tanah dan batuan yang terletak dibawahnya. (*Bowles, 1991*)

Pondasi umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah, dan telapak pondasi berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah, sehingga telapak pondasi harus memenuhi persyaratan untuk mampu dengan aman menyebar beban-beban yang diteruskannya sedemikian rupa sehingga kapasitas atau daya dukung tanah tidak terlampaui (*Istimawan, 1994*)

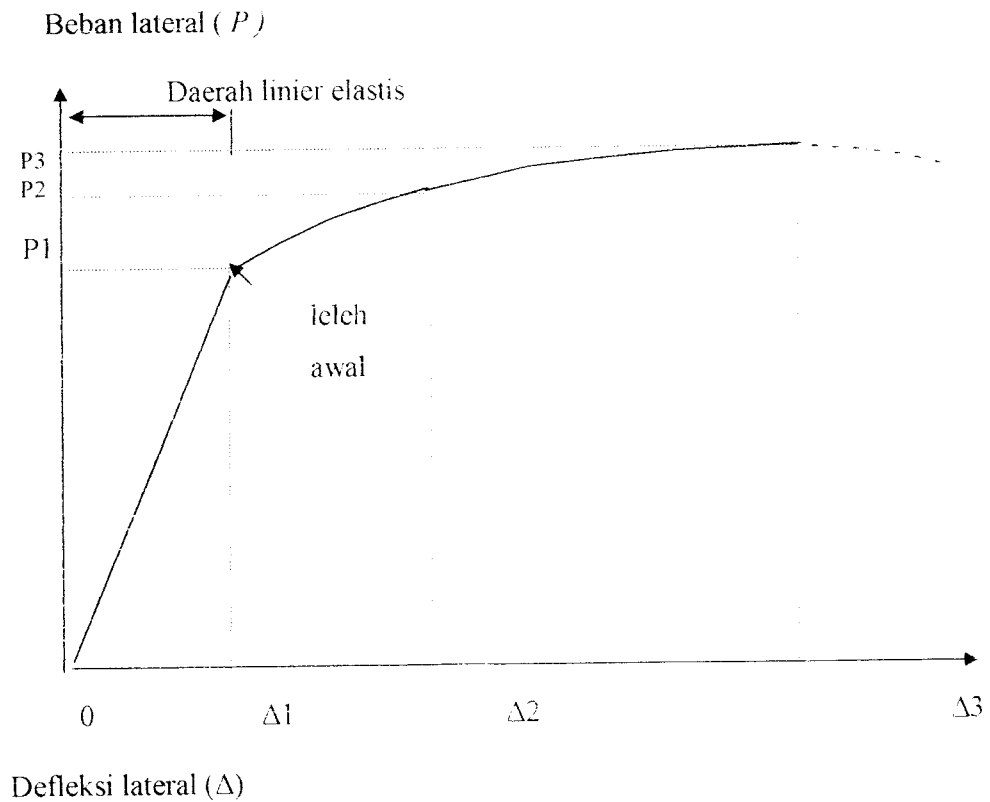


## BAB III

### LANDASAN TEORI

#### 3.1 Tingkat Daktilitas

Daktilitas struktur pada hakekatnya adalah perbandingan antara simpangan maksimum rencana dengan simpangan luluh awal pada komponen struktur yang ditinjau, ditunjukkan pada Gambar 3.1 Kurva hubungan beban dan defleksi lateral suatu struktur. (Kusuma dan Andriono, 1993)



**Gambar 3.1** Kurva Hubungan Beban dan Defleksi Lateral Suatu Struktur

Daktilitas tingkat 1 (elastis) : daktilitas simpangan struktur,  $\mu = 1$

Daktilitas tingkat 2 (terbatas): daktilitas simpangan struktur,  $\mu = 2$

Daktilitas tingkat 3 (penuh) : daktilitas simpangan struktur,  $\mu = 4$

Struktur beton bertulang diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastic terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan,  $\mu = 4$ . Kondisi ini dinamakan juga sebagai daktilitas penuh. Dalam hal demikian beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor K minimum = 1. (*Dipohusodo, 1996*)

Struktur beton bertulang diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas,  $\mu = 2$ . Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas terbatas. Dalam hal demikian beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor K minimum = 2. (*Dipohusodo, 1996*)

Struktur beton diproporsikan demikian sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail struktur sangat sedikit. Struktur sepenuhnya berperilaku elastis,  $\mu = 1$ . Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas elastis. Beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor K = 4. (*Dipohusodo, 1996*)

Pada perencanaan ini yang digunakan adalah daktilitas tingkat 3 (penuh) dan daktilitas tingkat 2 (terbatas).

## 3.2 Perencanaan Struktur Beton Bertulang

### 3.2.1 Pembebanan

#### a. Beban mati

Beban mati sesuai dengan PPURDG 1987, ditetapkan seperti tercantum dalam tabel 3.1

**Tabel 3.1** Beban Mati

No	Jenis Material	Beban ( KN/m <sup>3</sup> )
1	Beton bertulang	24
2	Tegel	24
3	Spesi	21
4	Plafond	0,18
5	Aspal	14
6	Tembok	2,5

#### b. Beban Hidup

Beban hidup menurut PPURDG 1987, untuk ruang kuliah ditetapkan = 1,5 KN/m<sup>2</sup> dan beban hidup pekerja = 1 KN/m<sup>2</sup>.

#### c. Beban Gempa

Pembebanan gempa menurut PPKGURDG 1987 :

$$V_b = C.I.K.W_t \dots\dots\dots (3-1)$$

Keterangan :

$V_b$  = gaya gempa dasar

$C$  = koefisien gempa dasar

$I$  = Faktor keutamaan struktur

$K$  = Faktor jenis struktur

$W_t$  = Berat kombinasi beban mati keseluruhan dan beban hidup vertikal yang direduksi

- Koefisien gempa dasar (C) ditentukan dari gambar untuk wilayah gempa 3 dengan memakai waktu getar alami struktur.
- Waktu getar alami (T) dalam SNI 1726-86 untuk struktur portal beton ditentukan dengan rumus :

$$T=0,06.H^{3/4} \quad ; \text{ dengan : } H=\text{tinggi struktur}$$

- Gaya geser pada masing-masing lantai tingkat dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

- untuk  $\frac{hw}{lw} < 3,0$

$$F_x = \frac{W_x \cdot h_x}{\sum W_x \cdot h_x} \cdot V_{bx} \quad \dots\dots\dots(3-2)$$

$$F_y = \frac{W_y \cdot h_y}{\sum W_y \cdot h_y} \cdot V_{by} \quad \dots\dots\dots(3-3)$$

- untuk  $\frac{hw}{tw} \geq 3,0$

$$F_x = 0,9 \frac{W_x \cdot h_x}{\sum W_x \cdot h_x} V_{bx} + (0,1 \cdot V_{bdipuncak}) \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

$$F_y = 0,9 \frac{W_y \cdot h_y}{\sum W_y \cdot h_y} V_{by} + (0,1 \cdot V_{bdipuncak}) \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

Keterangan :

$F_x$  = beban horisontal tiap lantai pada arah x

$F_y$  = beban horisontal tiap lantai pada arah y

$W_x$  = berat tiap lantai pada arah x

$W_y$  = berat tiap lantai pada arah y

### 3.2.2 Perencanaan Pelat

#### a. Menentukan momen lentur yang terjadi

Berdasar *metode koefisien momen*, besar momen lentur dalam arah bentang panjang :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{tx} \\ M_{lx} &= 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{lx} \\ M_{ty} &= 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{ty} \\ M_{ly} &= 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{ly} \quad \dots\dots\dots (3-6) \end{aligned}$$

Keterangan :  $q_u$  = beban merata

$L_x$  = panjang bentang pendek

$X_{tx}$  = koefisien momen tumpuan arah x

$X_{lx}$  = koefisien momen lapangan arah x

$X_{ty}$  = koefisien momen tumpuan arah y

$X_{ly}$  = koefisien momen lapangan arah y

Nilai koefien momen ( X ) diambil dari tabel 13.3.1 dan 13.3.2 PBB1 1971

#### b. Menentukan Tinggi manfaat (d) dan Luas tulangan (As)

$$r_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

$$r_{maks} = 0,75 \cdot r_b \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

$$r_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \dots\dots\dots (3-9)$$

Pada pelat dua arah, tulangan momen positif untuk kedua arah dipasang saling tegak lurus. Karena momen positif arah bentang pendek (x) lebih besar dari bentang panjang (y), maka tulangan bentang pendek diletakkan pada lapis bawah agar memberikan d (tinggi manfaat) yang besar.

$$d_x = h - P_b - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul. x} \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

$$d_y = h - P_b - \phi_{tul. x} - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul. y} \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \dots\dots\dots (3-13)$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (3-14)$$

- Jika  $\rho_{ada} > \rho_{maks}$ ,  $\longrightarrow$  tebal minimum (h) harus perbesar
- Jika  $\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{maks}$   $\longrightarrow$   $\rho_{perlu} = \rho_{ada}$
- Jika  $\rho_{ada} < \rho_{maks}$  dan juga  $< \rho_{min}$ , maka :
  - $1,33 \cdot \rho_{ada} > \rho_{min}$   $\longrightarrow$   $\rho_{perlu} = \rho_{min}$
  - $0,002 < 1,33 \cdot \rho_{ada} < \rho_{min}$   $\longrightarrow$   $\rho_{perlu} = 1,33 \cdot \rho_{ada}$
  - $1,33 \cdot \rho_{ada} < \rho_{min}$ , dan juga  $< 0,002$   $\longrightarrow$   $\rho_{perlu} = 0,002$

Luas tulangan pokok :

$$AS_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3-15)$$

Jarak tulangan pokok (diambil  $b = 1$  meter)

$$s \leq \frac{A_t \cdot b}{AS_{perlu}} \dots\dots\dots (3-16)$$

$$s \leq 2h \dots\dots\dots (3-17)$$

$$s \leq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots (3-18)$$

Diambil nilai jarak antar tulangan (s) yang terkecil, sehingga didapatkan nilai

$AS_{ada}$  :

$$AS_{ada} = \frac{A_t \cdot b}{s} \dots\dots\dots (3-19)$$

### c. Kontrol Kapasitas Lentur Pelat

$$a = \frac{AS_{ada} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3-20)$$

$$Mn = AS_{ada} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots (3-21)$$

### 3.2.3 Perencanaan Balok

- Faktor blok tegangan beton ( $\beta_1$ ), sama dengan : (SK SNI T-15-1991-03 Pasal 3.3.2 butir 7.3)

$$f_c \leq 30 \text{ MPa} \longrightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$f_c > 30 \text{ MPa} \longrightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f_c - 30) \geq 0,65 \quad \dots \quad (3-22)$$

- Menentukan nilai rasio tulangan ( $\rho$ )

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \dots \dots \dots (3-23)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \dots \dots \dots (3-24)$$

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

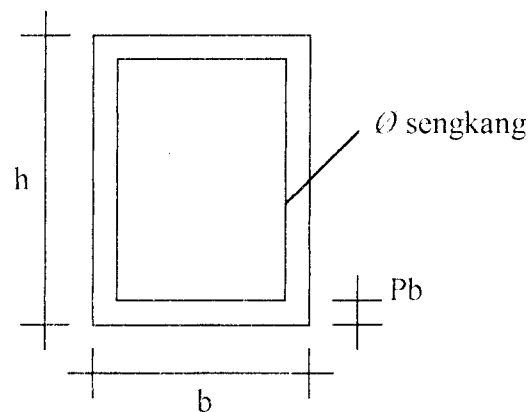
$$\text{dalam perencanaan dipakai nilai } \rho; \rho_{pakai} = 0,5 \cdot \rho_{maks} \quad \dots \dots \dots (3-25)$$

Keterangan :

$\rho_b$  = rasio tulangan terhadap luas beton efektif dalam keadaan seimbang

$\rho_{maks}$  = rasio tulangan maksimum

$\rho_{pakai}$  = rasio tulangan yang dipakai dalam perencanaan



**Gambar 3.2** Balok Rencana

- Menentukan tinggi efektif ( $d$ ) dan lebar ( $b$ ) penampang beton

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad \dots \dots \dots (3-26)$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot (1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m) \quad \dots \dots \dots (3-27)$$

$$b \cdot d^2 = \frac{Mu}{Rn} \cdot \phi ; \text{ sehingga } d = \sqrt{\frac{Mu}{Rn \cdot b} \cdot \phi} \dots\dots\dots (3-28)$$

Tentukan diameter ( $\phi$ ) rencana dan penutup beton

$d = h - P_b - \phi$  sengkang  $-(1/2) \phi$  tulangan rencana

Apabila  $d \geq d_{\text{perlu}}$  maka dipakai tulangan sebelah

Apabila  $d < d_{\text{perlu}}$  maka dipakai tulangan rangkap

#### a. Perencanaan Geser Balok

Menentukan tegangan geser beton ( $V_c$ )

$$V_c = \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \right) \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3-29)$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3-30)$$

Menentukan jarak sengkang

1. Bila  $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$  tulangan geser diabaikan
2. Bila  $0,5 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ 
  - a. Untuk pelat lantai, pelat atap, ponasi dan balok, dengan  $d \leq 25$  cm atau  $d \leq 2,5$  . tebal sayap, geser tidak diperhitungkan.
  - b. Selain point a, dipakai tulangan geser minimum sebesar:

$$S \leq (A_v \cdot f_y \cdot d) / (1/3 \cdot b \cdot d) \dots\dots\dots (3-31)$$

$$S \leq d/2$$

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

3. Bila  $\phi V_c < V_u \leq (\phi V_u + \phi V_{s_{\min}})$ . Dengan  $V_{s_{\min}} = 1/3 \cdot B \cdot d$

Dipakai sengkang dengan jarak sebesar:

$$S \leq (A_v \cdot f_y \cdot d) / (1/3 \cdot b \cdot d) \dots\dots\dots (3-32)$$

$$S \leq d/2$$

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

4. Bila  $(\phi V_u + \phi V_{s_{\min}}) < V_u \leq 3 \phi V_c$



Dipakai sengkang dengan jarak sebesar :

$$S \leq (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s ; V_s = V_u / \phi - V_c \dots\dots\dots (3-33)$$

$$S \leq d/2$$

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

5. Bila  $3\phi V_c < V_u < 5\phi V_c$

Dipakai sengkang dengan jarak sebesar :

$$S \leq (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s ; V_s = V_u / \phi - V_c \dots\dots\dots (3-34)$$

$$S \leq d/4$$

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

6. Bila  $V_u > 5\phi V_c$

Untuk balok dimensinya diperbesar atau dirubah.

Keterangan :

$V_s$  = kuat geser nominal tulangan geser (N)

$V_{s_{min}}$  = kuat geser nominal tulangan geser minimal (N)

$V_c$  = tegangan ijin geser beton (MPa)

$V_u$  = gaya geser berfaktor akibat beban luar (N)

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan, diambil nilai 0,60 (geser dan torsi)

$A_v$  = luas penampang tulangan geser (mm<sup>2</sup>)

## b. Perencanaan Balok Portal Terhadap Lentur

Kuat lentur perlu balok portal ( $M_{u,b}$ ) harus dinyatakan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa tanpa atau dengan beban gempa sebagai berikut ini :

$$M_{u,b} = 1,2 \cdot M_{D,b} + 1,6 \cdot M_{L,bR} \dots\dots\dots (3-35)$$

$$M_{u,b} = 1,05 \cdot (M_{D,b} + M_{E,bR} + M_{E,b}) \dots\dots\dots (3-36)$$

$$M_{u,b} = 0,9 \cdot M_{D,b} + M_{E,b} \dots\dots\dots (3-37)$$

### c. Perencanaan Balok Portal Terhadap Geser

Besarnya gaya geser rencana  $V_u$  yang harus ditahan oleh komponen struktur lentur tahan gempa dengan daktilitas 3, menurut SK SNI T-15-1991-03 adalah :

$$V_{u,b} = 0,7 \left( \frac{M_{kap} + M_{kap}'}{l_n} \right) + 1,05V_g \quad \dots\dots\dots (3-40)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05 \left( V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right) \quad \dots\dots\dots (3-41)$$

Keterangan :

$M_{kap}$  = momen kapasitas (momen nominal aktual) di sendi plastis pada suatu ujung atau bidang muka kolom.

$M_{kap}'$  = momen kapasitas pada ujung lainnya.

$l_n$  = bentang bersih balok

$V_D$  = gaya geser balok akibat beban mati

$V_L$  = gaya geser balok akibat beban hidup

$V_E$  = gaya geser balok akibat beban gempa

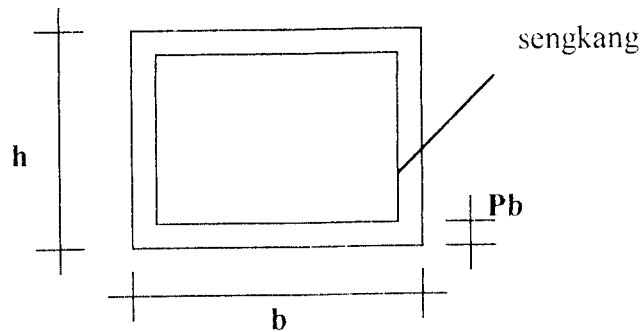
$K$  = faktor jenis struktur

$V_g$  = gaya geser balok akibat berat sendiri dan beban gravitasi

### 3.2.4 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom diawali dengan penentuan dimensi kolom, secara lengkap langkah-langkah perencanaan kolom pendek sebagai berikut :

1. Menentukan nilai  $b$ ,  $h$ ,  $f_c'$ ,  $f_y$ ,  $d'$ ,  $d$
2. Menghitung kapasitas kolom



**Gambar 3.3** Rencana Kolom

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots (3-42)$$

- Untuk sengkang biasa :

$$\phi P_{no} = 0,8 \cdot \phi P_o = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \dots\dots\dots (3-43)$$

Karena  $P_u \leq \phi P_n$ , maka untuk kolom sehingga diperoleh  $A_{g\text{perlu}}$  :

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{0,8 \cdot \phi (0,85 \cdot f_c' \cdot (1 - \rho_g) + f_y \cdot \rho_g)} \dots\dots\dots (3-44)$$

- Untuk sengkang spiral :

$$\phi P_{no} = 0,85 \cdot \phi P_o = 0,85 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \dots\dots (3-45)$$

Karena  $P_u \leq \phi P_n$ , maka untuk kolom sehingga diperoleh  $A_{g\text{perlu}}$  :

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f_c' \cdot (1 - \rho_g) + f_y \cdot \rho_g)} \dots\dots\dots (3-46)$$

Sehingga setelah nilai  $A_{g\text{perlu}}$  diperoleh, panjang dan lebar sisi kolom persegi atau diameter kolom bulat dapat ditentukan.

$$A_g = b \cdot h = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots (3-47)$$

$$A_{st} = n\% \cdot A_g = A_s + A_{s'} \dots\dots\dots (3-48)$$

$$A_{s'} = A_s = \frac{A_{st}}{2} \dots\dots\dots (3-49)$$

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots (3-50)$$

$$P_{no} = 0,8 \cdot P_o \text{ ; untuk sengkang biasa } \dots\dots\dots (3-51)$$

$$P_{no} = 0,85 \cdot P_o \text{ ; untuk sengkang spiral } \dots\dots\dots (3-52)$$

Keterangan :

$P_o$  = kuat desak aksial nominal pada eksentrisitas nol (N)

$P_u$  = gaya desak aksial terfaktor pada eksentrisitas tertentu (N)

$P_n$  = kuat desak aksial pada eksentrisitas tertentu (N)

$A_{st}$  = luas tulangan total pada kolom ( $\text{mm}^2$ )

$A_{s'}$  = luas tulangan tekan pada kolom ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  = luas tulangan tarik pada kolom ( $\text{mm}^2$ )

3. Tentukan nilai  $x$  yang akan digunakan

*jika  $x < x_b$  ; kolom ditinjau terhadap kegagalan akibat desak*

*jika  $x > x_b$  ; kolom ditinjau terhadap kegagalan akibat tarik*

$$\text{dengan } x_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad \dots\dots\dots (3-53)$$

syarat kegagalan :

**a. Runtuh seimbang**

$$x = x_b$$

**b. Runtuh desak**

$$M_n < M_{nb} ; e < e_b ; P_n > P_{nb}$$

**c. Runtuh tarik**

$$M_n < M_{nb} ; e > e_b ; P_n < P_{nb}$$

4. Dihitung

$$a = \beta_1 \cdot x \quad \dots\dots\dots (3-54)$$

$$f_s' = \frac{x_b - d'}{x_b} \cdot 600 \quad \dots\dots\dots (3-55)$$

$$f_s' = \frac{d - x}{x} \cdot 600 \leq f_y \quad \dots\dots\dots (3-56)$$

jika  $f_s' > f_y$  ;  $f_s' = f_y$

$$f_s' < f_y ; f_s' = f_s'$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b (x_b \cdot \beta_1) \quad \dots\dots\dots (3-57)$$

$$C_s = A_{s'} \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \quad \dots\dots\dots (3-58)$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (3-59)$$

$$P_n = C_c + C_s - T \quad \dots\dots\dots (3-60)$$

$$M_n = C_c \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T (d - \bar{y}) \quad \dots\dots\dots (3-61)$$

$$\bar{y} = h/2 \quad \dots\dots\dots (3-62)$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} \quad \dots\dots\dots (3-63)$$

Keterangan :

$M_n$  = kapasitas lentur kolom dalam keadaan seimbang (Nmm)

$P_n$  = kuat Desak aksial kolom (N)

$e$  = eksentrisitas gaya pada kolom (mm)

$f_s'$  = tegangan leleh baja tulangan (MP)

$x$  = jarak serat terluar beton ketitik ditinjau (mm)

5. Pada saat  $P_n = 0$  ;  $M_n$  dihitung dengan menghitung seperti balok bertulangan sebelah.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \dots\dots\dots (3-64)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (3-65)$$

#### a. Perencanaan Kolom Portal terhadap Lentur dan Aksial

Untuk struktur rangka dengan daktilitas 3, kuat lentur minimum harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$M_{u,k} = 0,70 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \quad \dots\dots\dots (3-67)$$

atau

$$M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot (M_{kap, ki} + M_{kap, ka}) \quad \dots\dots\dots (3-68)$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left( M_{D,k} + M_{I,k} + \frac{4,0}{K} \cdot M_{g,k} \right) \quad \dots\dots\dots (3-69)$$

$$M_{u,k} = \phi_0 \cdot M_{nak,b} \quad \dots\dots\dots (3-70)$$

$$\text{Sehingga : } \sum M_{kap,b} = M_{kap, ki} + M_{kap, ka} \quad \dots\dots\dots (3-71)$$

Keterangan :

$\omega$  = koefisien pembesaran dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan.

$\sum M_{kap,b}$  = jumlah momen kapasitas balok pada pusat joint, yang berhubungan dengan kapasitas lentur aktual balok (untuk jumlah luas tulangan yang sebenarnya terpasang).

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

$M_{I,K}$  = momen pada kolom akibat beban hidup.

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

$K$  = faktor jenis struktur

$M_{nak,b}$  = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau.

Sedangkan beban aksial rencana yang bekerja pada kolom portal daktilitas penuh dihitung dengan:

$$N_{u,k} = \frac{0,7 \cdot R_v \cdot \sum M_{kap,b}}{l_b} + 1,05 N_{g,k} \quad \dots \dots \dots (3-72)$$

tetapi dalam segala hal :

$$N_{u,k} > 1,05 \left( N_{g,k} + \frac{4,0}{K} \cdot N_{E,k} \right) \quad \dots \dots \dots (3-73)$$

$R_v$  = faktor reduksi yang dihitung dari

1,0                      untuk  $1 < n \leq 4$

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

0,6                      untuk  $n > 20$

$n$  = jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau

$l_b$  = bentang balok, diukur dari pusat joint

$N_{g,k}$  = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat joint

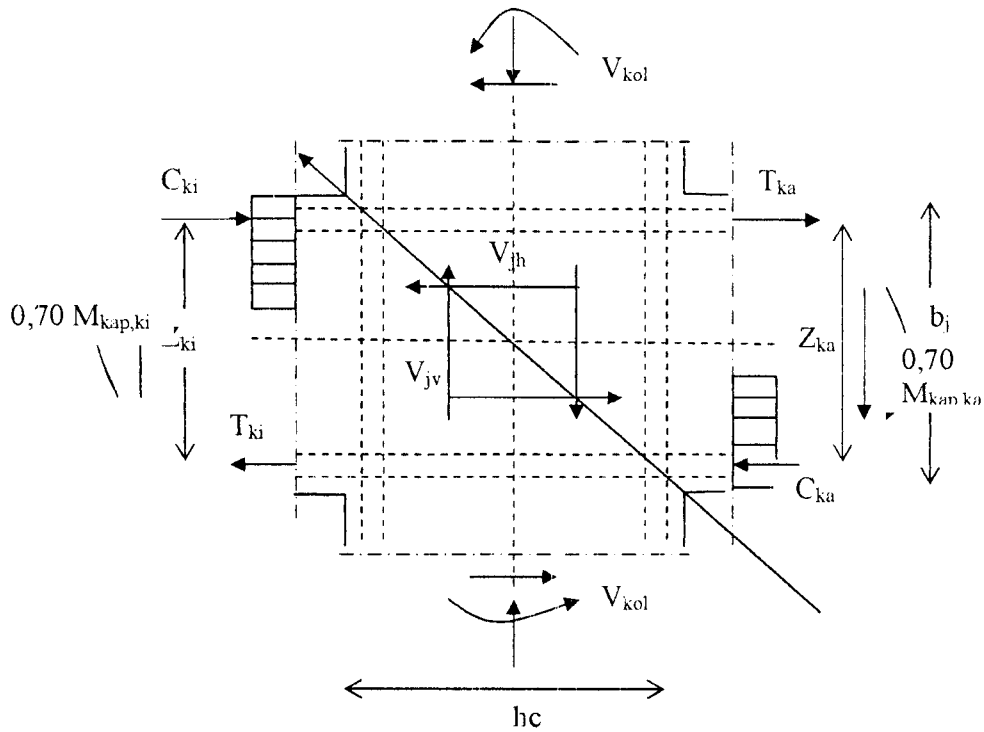
$N_{E,k}$  = gaya akibat beban gempa pada pusat joint

- $M_{nak, k \text{ bawah}}$  = kuat lentur nominal actual ujung dasar kolom lantai dasar
- $M_{kap,ki}$  = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok kiri atau bidang muka kolom kiri.
- $M_{kap,ka}$  = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok kanan atau bidang muka kolom kanan.
- $V_{D,b}$  = gaya geser balok portal akibat beban mati
- $V_{L,b}$  = gaya geser balok portal akibat beban hidup
- $V_{E,b}$  = gaya geser balok portal akibat beban gempa.
- $I_n$  = bentang bersih balok

### c. Perencanaan Titik Pertemuan Balok Kolom

Pada titik pertemuan rangka join harus memenuhi beberapa ketentuan. Momen lentur dan gaya geser kolom, serta geser horisontal  $V_{jh}$  dan geser vertikal  $V_{jv}$  yang melewati inti join harus dianalisis dengan memperhitungkan seluruh pengaruh gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada titik pertemuan (join).

Keseimbangan gaya-gaya pada titik pertemuan rangka dapat dilihat pada Gambar 3.5 di bawah ini:



**Gambar 3.5** Kesetimbangan Gaya Pada Pertemuan Rangka

Dimana:

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots(3-77)$$

Dengan,

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,70 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \dots\dots\dots(3-78)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,70 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \dots\dots\dots(3-79)$$

$$V_{kol} = \frac{0,70 \left( \frac{I_{ki}}{I_{ki'}} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{ka'}} M_{kap,ka} \right)}{1/2(h_{ka} + h_{ki})} \dots\dots\dots(3-80)$$

Tegangan geser horizontal nominal dalam join adalah sebagai berikut:

$$V_{jh \text{ aktual}} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} < 1,5 \sqrt{f'c} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots(3-81)$$



Keterangan :

$b_j$  = lebar efektif join, mm

$h_c$  = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau, mm

Gaya geser horizontal  $V_{jh}$  ini tahan oleh dua mekanisme kuat geser int join, yaitu;

1. strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser  $V_{ch}$
2. mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser  $V_{sh}$

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

1. Tegangan tekan minimal rata-rata pada penampang bruto kolom diatas join, termasuk tegangan prategang . Jika ada dan melebihi nilai  $0,1 f'c$

maka : 
$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left( \frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f'c \cdot b_j \cdot h_j} \dots\dots\dots (3-82)$$

2. Balok diberi gaya prategang yang melewati join, maka :

$$V_{ch} = 0,7 \cdot P_{cs} \dots\dots\dots (3-83)$$

Dengan  $P_{cs}$  adalah gaya permanen gaya prategang yang terletak di sepertiga bagian tengah tinggi kolom.

3. Seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari muka kolom, maka :

$$V_{ch} = 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \cdot \left( 1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 \cdot A_g \cdot f'c} \right) \dots\dots\dots (3-84)$$

Dimana rasio  $A_s'/A_s$  tidak boleh lebih besar dari satu (1).

Bila tegangan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom diatas join kurang dari  $0,1 \cdot f'c$  ( $p_c < 0,1 f'c$ ) maka :

$$V_{sh} = V_{jh} - \frac{2}{3} \sqrt{\left( \frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f'c \cdot b_j \cdot h_j} \dots\dots\dots (3-85)$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis :

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5 \cdot \frac{A_{s'}}{A_s} \cdot V_{jh} \cdot \left( 1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 \cdot A_g \cdot f'_c} \right) \dots\dots\dots (3-86)$$

Luas total efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan di daerah tekan join efektif ( $b_j$ )

tidak boleh kurang dari :  $A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y} \dots\dots\dots (3-87)$

Luas total efektif dari tulangan geser ini harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Geser join vertical ( $V_{jv}$ ) dapat dihitung dengan rumus :

$$V_{jv} = V_{jh} \cdot \frac{h_c}{b_j} \dots\dots\dots (3-88)$$

Tulangan join geser vertikal didapat dari :  $V_{sv} \quad V_{jv} \quad V_{cv}$

menjadi :  $V_{cv} = A_{sc}' \cdot \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \cdot \left( 0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f'_c} \right) \dots\dots\dots (3-89)$

keterangan :

$A_{sc}'$  = luas tulangan longitudinal tekan

$A_{sc}$  = luas tulangan longitudinal tarik

Sehingga luas tulangan join vertikal :  $A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \dots\dots\dots (3-90)$

Tulangan geser join vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara (*internidiate bars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang-sangkang pengikat vertical (syarat-syarat tulangan geser join vertikal dapat dilihat dalam SK SNI T-15-1991-03 pada 3.14.6.6 )

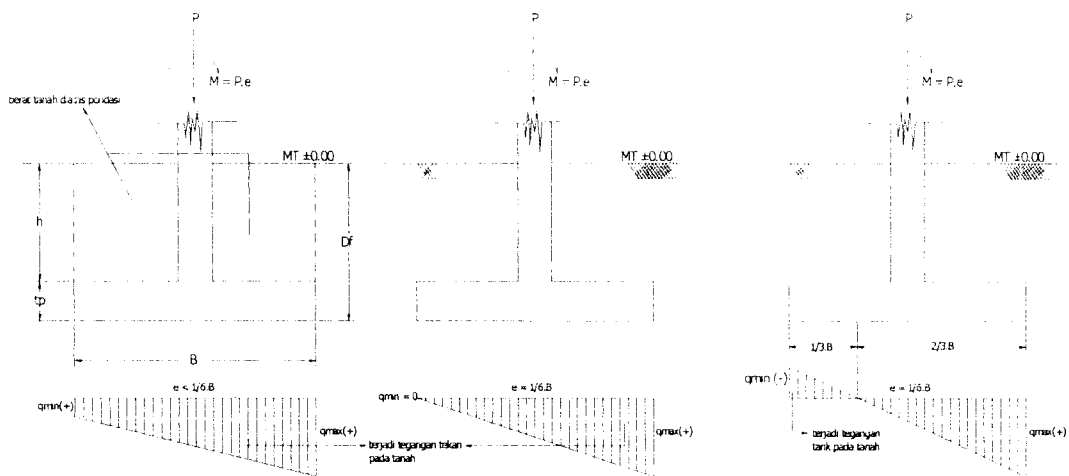
### 3.2.5 Perencanaan Pondasi

1. Dimensi luas tapak pondasi (A)

- Untuk beban aksial sentries ( $e = 0$ )

$$A_{\text{perlu}} = \frac{P}{q_{\text{all}}} \dots\dots\dots (3-91)$$

- Untuk beban aksial dan momen eksentris ( $e \neq 0$ )



**Gambar 3.6** Diagram Tegangan Pondasi

$$q_{\text{all max}} = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots (3-92)$$

$$q_{\text{all min}} = \frac{P}{A} \left( 1 - \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots (3-93)$$

$$A_{\text{perlu}} = \frac{P}{q_{\text{all max}}} \left( 1 + \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots (3-94)$$

Kemudian lebar (L) dan panjang (P) sisi tapak pondasi diketahui dan diperoleh nilai  $A_{\text{ada}}$ .

$$A_{\text{ada}} = L \cdot P \dots\dots\dots (3-95)$$

$$q_u = \frac{P}{A_{\text{ada}}} \dots\dots\dots (3-96)$$

2. Kontrol kapasitas daya dukung tanah ( $q_{ult}$ )Menggunakan rumus *Meyerhorf*: ( $D > h$ )

$$q_{ult \text{ netto}} = q_{ult \text{ bruto}} - q \quad \dots\dots\dots (3-97)$$

$$\text{dimana: } q = h \cdot \gamma' \quad \dots\dots\dots (3-98)$$

$$q_{all} = \frac{q_{ult \text{ netto}}}{SF} \quad \dots\dots\dots (3-99)$$

Keterangan :

 $q_{ult \text{ bruto}}$  = kapasitas daya dukung kotor tanah ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) $q_{ult \text{ netto}}$  = kapasitas daya dukung bersih tanah ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) $b$  = lebar efektif pondasi (m) $q$  = beban merata tanah diataspondasi dibawah permukaan tanah ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) $\gamma'$  = berat volume tanah ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ ) $h$  = kedalaman tanah diatas pondasi (m) $D_f$  = kedalaman pondasi (m)

Kontrol tegangan ijin yang terjadi :

$$q_u \leq q_{all} \text{ Meyerhorf} \quad \dots\dots\dots (3-100)$$

**a. Perencanaan Geser Pondasi****(a) Geser satu (1) arah**Tebal pelat ( $h$ ) diasumsikan terlebih dahulu, sehingga nilai  $d$  dapat dicari :

$$d = h - \text{Penutup beton}(P_b) - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{\text{tulangan}} \quad \dots\dots\dots (3-101)$$

Gaya geser akibat beban luar ( $V_u$ ) yang bekerja pada penampang kiri

$$V_u = C \cdot L \cdot q_u \longrightarrow \text{pada arah - x} \quad \dots\dots\dots (3-102)$$

$$\text{dimana : } C = \frac{B - a - 2 \cdot d}{2} \quad \dots\dots\dots (3-103)$$

$$V_u = D \cdot B \cdot q_u \longrightarrow \text{pada arah - y} \quad \dots\dots\dots (3-104)$$

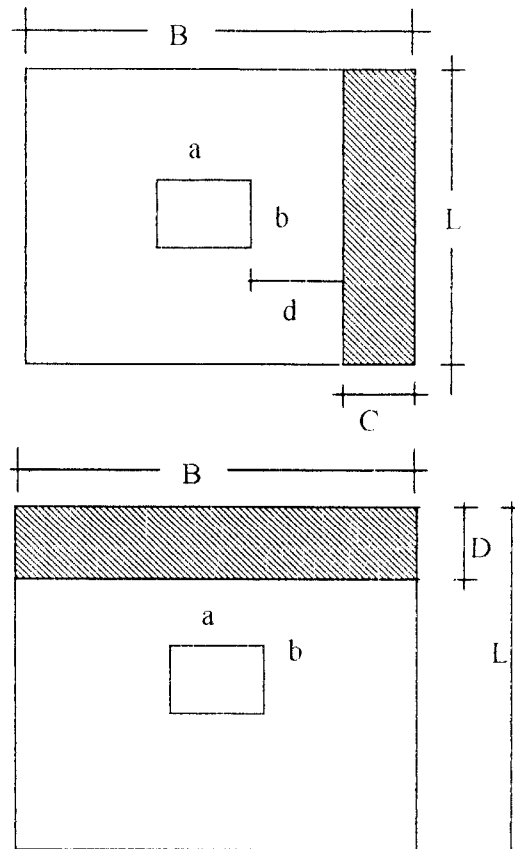
$$\text{dimana : } D = \frac{L - b - 2 \cdot d}{2} \quad \dots\dots\dots (3-105)$$

Kekuatan beton menahan gaya geser ( $V_c$ ) :▪ Arah - x ( $B = L$ ):

$$V_{c_x} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot L \cdot d \geq \frac{V_{u_x}}{\phi} \quad \dots\dots\dots (3-106)$$

- Arah - y (  $B \neq L$  ):

$$V_{cy} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot P \cdot d \geq \frac{V_{u_y}}{\phi} \dots\dots\dots (3-107)$$



**Gambar 3.7** Daerah Geser Satu (1) Arah pada Penampang Pondasi

**(b) Geser dua (2) arah**

Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis :

$$V_u = q_u \cdot ((B \cdot L) - (x \cdot y)) \dots\dots\dots (3-108)$$

$$x = a + d \dots\dots\dots (3-109)$$

$$y = b + d \dots\dots\dots (3-110)$$

Kekuatan beton menahan gaya geser ( $V_c$ ), diambil nilai terbesar diantara:

$$V_{c1} = 4 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot D \dots\dots\dots (3-111)$$

$$\text{Atau } V_{c2} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) (2\sqrt{f'c}) \cdot b_o \cdot D \quad \dots\dots\dots (3-112)$$

$$V_{c2} \leq V_{c1}$$

$$b_o = 2 \cdot (x + y) = 2 \cdot ((h_k + d) + (b_k + d)) \quad \dots\dots\dots (3-113)$$

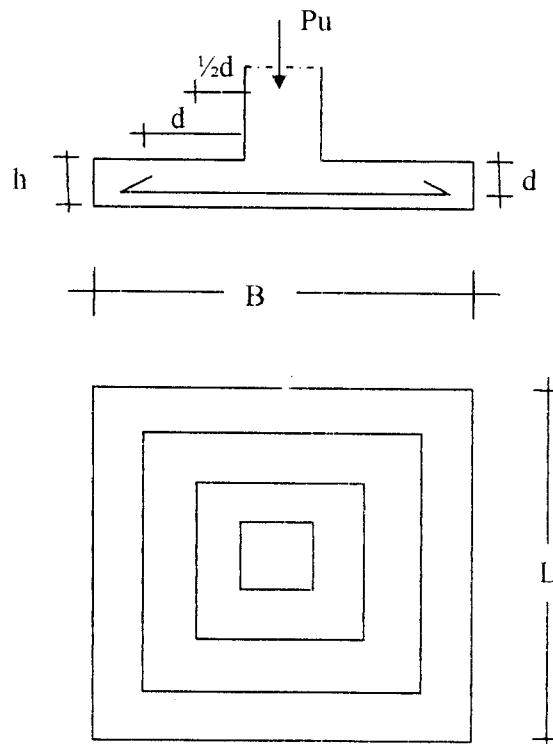
$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang} > 1,0}{\text{sisi pendek tapak}}$$

Keterangan :  $b_o$  = keliling penampang kritis ( $\text{mm}^2$ )

$\beta_c$  = rasio sisi panjang dengan sisi pendek

Kontrol gaya geser terjadi :

- Bila  $V_{c_{x,y}} \geq V_{u_{x,y}}/\phi$ , maka tegangan geser aman.
- Bila  $V_{c_{x,y}} < V_{u_{x,y}}/\phi$ , maka tebal pelat perlu diperbesar



**Gambar 3.8** Gaya Geser Dua (2) Arah pada Penampang Pondasi

## BAB IV

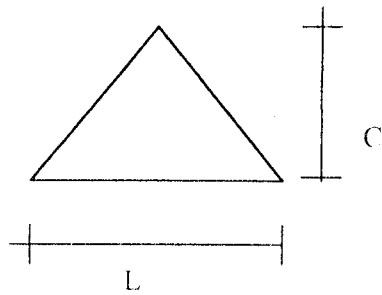
### PERENCANAAN PEMBEBANAN

#### 4.1 Pembebanan Portal

Perhitungan Pembebanan :

##### a. Beban Plat Lantai

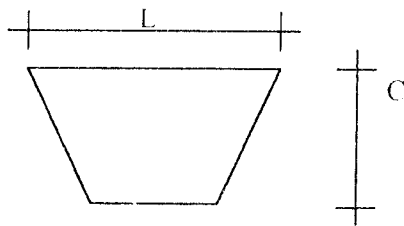
Untuk beban segitiga :



$$WD = q \text{ pelat} \cdot C$$

$$WL = WL \cdot C$$

Untuk beban trapesium :



$$WD = q \text{ pelat} \cdot C$$

$$WL = WL \cdot C$$

##### b. Beban Plat Atap

Perhitungan beban plat atap sama dengan perhitungan pada beban plat lantai.

## 4.2 Perencanaan Beban Gempa

### Berat Bangunan

#### 1) Lantai 1

- lantai	= 4,6 ( 9.45 + 39.3 + 36.2,35 )	= 2790,36 KN
- balok induk	= (45.0,4.0,8.24) + (6.11,35.0,4.0,8.24) + (18.0,4.0,8.24)	= 1006,84 KN
- balok anak	= 0,25.0,7.24 (2.45 + 6.14,35 + 11,35 + 2.12 + 39 + 7.3)	= 1140,09 KN
- balok virendel	= 36.24 (0,4.0,4 + 0,4.0,5 + 0,2.0,3 + 0,2.0,25) + 2,35.13.0,2.0,25.24	= 442,74 KN
- kolom	= 3,86.20.0,7.0,7.24	= 907,87 KN
- kolom virendel	= 0,2.0,35.33.24	= 55,44 KN
- tembok	= 167,1.2,5.3,86	= 1612,50 KN
- b. hidup tereduksi	= 0,5 (45.9 + 39.3 + 36.2,35)	= 909,90 KN
		<hr/>
	W	= 7813,86 KN

#### 2) Lantai 2

$$W = 7969,79 \text{ KN}$$

#### 3) Lantai 3

$$W = 5164,21 \text{ KN}$$

#### 4) Atap kiri

$$W = 519,06 \text{ KN}$$

#### 5) Lantai 4

$$W = 874,08 \text{ KN}$$

#### 6) Atap kanan

$$W = 519,06 \text{ KN}$$

$$W_{\text{total}} = 22860,06 \text{ KN}$$

Waktu Getar Bangunan ( T )

$$T_x = T_y = T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.17,02^{3/4} = 0,502 \text{ detik.}$$

Untuk T = 0,052 didapatkan C = 0,049

Faktor Keutamaan ( I ) = 1,5



#### 4.2.1 Perencanaan Beban Gempa Metode Daktilitas Penuh

$$\text{Gaya geser} = V_x = V_y = C.I.K.Wt = 0,049.1,5.1.22860,06 = 1680,21 \text{ KN}$$

**Tabel 4.1** Beban Gempa Daktilitas Penuh

Tingkat	H	W	H.W	Fi
1	3.86	7813.86	30161.4996	280.13
2	7.72	7969.79	61,526.78	571.44
3	11.62	5164.21	60008.1202	557.34
Atap Ki	13.12	519.06	6810.0672	63.24
4	15.52	874.08	13565.7216	125.99
Atap Ka	17.02	519.06	8834.4012	82.05
		22860.1	180906.589	

#### 4.2.2 Perencanaan Beban Gempa Metode Daktilitas Terbatas

$$\text{Gaya geser} = V_x = V_y = C.I.K.Wt = 0,049.1,5.2.22860,06 = 3360,42 \text{ KN}$$

**Tabel 4.2** Beban Gempa Daktilitas Terbatas

Tingkat	H	W	H.W	Fi
1	3.86	7813.86	30161.4996	560.26
2	7.72	7969.79	61,526.78	1142.88
3	11.62	5164.21	60008.1202	1114.68
Atap Ki	13.12	519.06	6810.0672	126.48
4	15.52	874.08	13565.7216	251.98
Atap Ka	17.02	519.06	8834.4012	164.1
		22860.1	180906.589	

### 4.3 Perencanaan Pelat.

#### 4.3.1 Pembebanan Pelat

##### a. Pembebanan Pelat Lantai

##### - Beban mati

$$\text{Berat pelat} : 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi} : 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Keramik} : 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pasir} : 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

---


$$\text{WD} = 4,60 \text{ kN/m}^2$$

##### - Beban hidup untuk ruang kuliah

$$\text{WL} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- Beban rencana pelat lantai

$$WU = 1,2 \times 4,6 + 1,6 \times 2,5 = 9,52 \text{ kN/m}^2$$

b. Pembebanan Pelat Atap

- Beban mati

$$\text{Berat pelat} : 0,10 \times 24 = 2,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi} : 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

---


$$WD = 2,82 \text{ kN/m}^2$$

- Beban hidup

$$\text{Pekerja} : 1,0 \text{ kN/m}^2$$

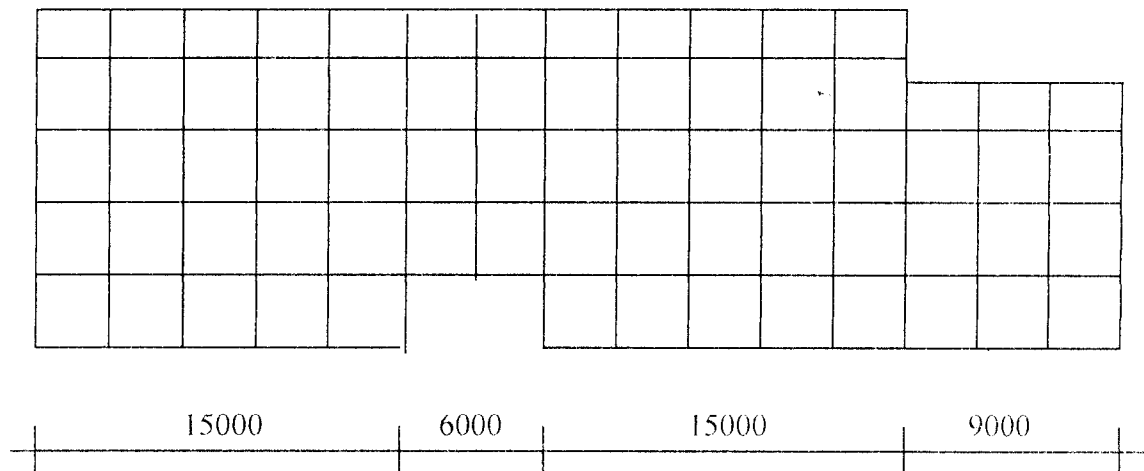
$$\text{Hujan} : 0,2 \text{ kN/m}^2$$

---

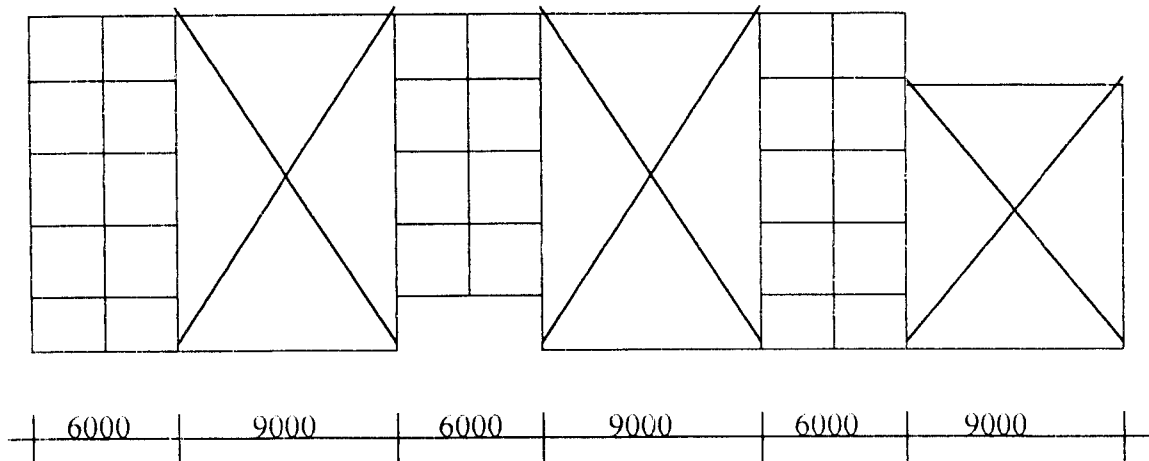

$$WL = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

- Beban rencana pelat atap

$$WU = 1,2 \times 2,82 + 1,6 \times 1,2 = 5,304 \text{ kN/m}^2$$



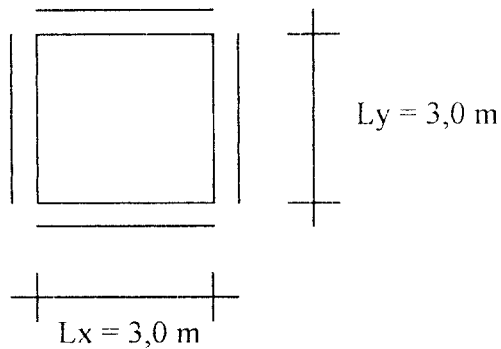
**Gambar 4.1** Denah Plat Lantai  
Skala 1 : 300



**Gambar 4.2** Denah Plat Atap  
Skala 1 : 300

#### 4.3.2 Penulangan Pelat.

Sebagai contoh untuk langkah – langkah perencanaan pelat adalah perencanaan pelat lantai P1, sebagai berikut ini.



**Gambar 4.3** Perencanaan Pelat

Koefisien momen

$$L_x/L_y = 3,0/3,0 = 1 \text{ pelat dua arah}$$

Untuk pelat keempat sisinya terjepit elastis, dari tabel PBI'1971, didapat :

$$C_{lx} = C_{ly} = 36 \text{ dan } C_{tx} = C_{ty} = -36$$

Bentang bersih ( $L_n$ ) =  $L$  – lebar balok

$$\text{Bentang bersih arah x, } L_{nx} = 3000 - 400 = 2600 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang bersih arah y, } L_{ny} = 3000 - 400 = 2600 \text{ mm}$$

$$\beta = L_{ny}/L_{nx} = 2600/2600 = 1$$

tebal pelat dipakai  $h = 120 \text{ mm}$

### b. Tulangan Tumpu

Digunakan tulangan pokok P8

Tinggi manfaat :

$$- \text{lapangan arah } x \quad d' = 15 + 0,5.8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 120 - 19 = 101 \text{ mm}$$

$$M_u = M_{tx} = 2,672 \text{ kNm}$$

$$M_u/0,8 = 2,672 / 0,8 = 3,34 \text{ kNm}$$

$$M_u/8 = C_c \cdot [d - (a/2)] = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \cdot [d - (a/2)]$$

$$3,34 \cdot 10 = 0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000 \cdot a \cdot [101 - (a/2)]$$

$$3,34 \cdot 10 = 1931625a - 9562,5a^2$$

$$\text{Didapat } a = 1,53 \text{ mm}$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = A_s \text{ perlu} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000 \cdot 1,53 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_s \text{ perlu} = 121,922 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$ , maka diambil  $A_s \text{ min}$

$$\text{Dipakai tulangan P8, } A \text{ tulangan} = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,26 \cdot 1000) / 300 = 167,53 \text{ mm}^2$$

Dipakai P8-150

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_s \text{ pakai} = (50,26 \cdot 1000) / 150 = 335,07 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 335,07 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 300 \text{ mm}^2 \quad - \text{ aman} -$$

### c. Penulangan Susut

$$A_s \text{ perlu} = 0,0014 \cdot b \cdot h = 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 = 168 \text{ mm}^2$$

$$\text{tersedia tulangan P6, } A_s \text{ tulangan} = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (28,27 \cdot 1000) / 168 = 168,30 \text{ mm}$$

dipakai untuk tulangan susut P6-150

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_s \text{ pakai} = (28,27 \cdot 1000) / 150 = 188,49 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 188,49 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 168 \text{ mm}^2 \quad - \text{ aman} -$$

$$3,34 \cdot 10 = 0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000 \cdot a \cdot [93 - (a/2)]$$

$$3,34 \cdot 10 = 1778625a - 9562,5a^2$$

Didapat  $a = 1,50 \text{ mm}$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = A_s \text{ perlu} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000 \cdot 1,57 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_s \text{ perlu} = 119,531 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$ , maka diambil  $A_s \text{ min}$

$$\text{Dipakai tulangan P8, } A_{\text{tulangan}} = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,26 \cdot 1000) / 300 = 167,53 \text{ mm}^2$$

Dipakai P8-150

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (50,26 \cdot 1000) / 150 = 335,07 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 335,07 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2 \quad - \text{ aman} -$$

### c. Penulangan Susut

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,0014 \cdot b \cdot h = 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 = 168 \text{ mm}^2$$

$$\text{tersedia tulangan P6, } A_{s \text{ tulangan}} = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (28,27 \cdot 1000) / 168 = 168,30 \text{ mm}$$

dipakai untuk tulangan susut P6-150

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (28,27 \cdot 1000) / 150 = 188,49 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 188,49 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 168 \text{ mm}^2 \quad - \text{ aman} -$$

Dengan cara yang sama dapat dihitung untuk semua pelat, dapat dilihat pada lampiran 1.

**BAB V**

**PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG**

**DENGAN DAKTILITAS PENUH**

**5.1 Desain Balok**

**1. Balok Tumpuan**

**a) Momen Rencana Balok Tumpuan**

Berikut akan diberikan contoh perhitungan balok pada portal  $x = -18$ .

Untuk perhitungan pada balok-balok lain dapat dilihat dalam lampiran

Diketahui :

$$M_D = -291,870 \text{ kNm} \qquad M_L = -74,72 \text{ kNm}$$

$$M_{Eka} = 147,830 \text{ kNm} \qquad M_{Eki} = -145,820 \text{ kNm}$$

Maka didapat kombinasi beban sebagai berikut :

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 (-291,870) + 1,6 (-74,72) = -469,79 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,05 (M_D + M_{Lr} + M_E) = 1,05 [-291,870 + 0,9 (-74,72) + (-145,820)]$$

$$= -536,88 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,05 (M_D + M_{Lr} - M_E) = 1,05 [-291,870 + 0,9 (-74,72) - (-145,820)]$$

$$= -223,963 \text{ kNm}$$

$$M_u = 0,9 (M_D + M_E) = 0,9 (-291,870 + (-74,72)) = -329,931 \text{ kNm}$$

$$M_u = 0,9 (M_D - M_E) = 0,9 (-291,870 - (-74,72)) = -195,435 \text{ kNm}$$

**b) Tulangan Tumpuan Negatif**

$$M_{max} (-) = 536,88 \text{ kNm dan } \rho'/\rho = 0,5$$

$$d' = 72,5 \text{ mm} \qquad h = 800 \text{ mm}$$

$$d = 727,5 \text{ mm} \qquad b = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{d} = 0,01$$

$$\frac{Mu / 0,8}{bd^2} = 0,5 \cdot p \cdot f_y \left[ \left( 1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) + \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \right]$$

$$\frac{536,88 \cdot 10^6 / 0,8}{400 \cdot 727,5^2} = 0,5 \cdot p \cdot 400 \cdot [(1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{400}{22,5}) + (1 - 0,01)]$$

$$6,340 = 400p - 2091p^2 + 360p$$

$$6,340 = 760p - 2091p^2$$

$$2091p^2 - 760p + 6,340 = 0$$

$$p = 0,0085$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0085 \cdot 400 \cdot 727,5 = 2486 \text{ mm}^2 \quad (6D25 \text{ A } \rho = 2940 \text{ mm}^2)$$

$$A_s' = \frac{1}{2} \cdot A_s = 1243 \text{ mm}^2 \quad (3D25 \text{ A } \rho = 1470 \text{ mm}^2 \text{ lampiran})$$

Asumsi Tulangan Desak Belum Leleh

Dicari nilai x dengan persamaan:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot b) x^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) x - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0 \text{ maka didapat}$$

$$x = 124 \text{ mm dan } a = \beta \cdot x = 105 \text{ mm}$$

Periksa Regangan Tulangan Tulangan Tekan

$$\varepsilon_s' = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{124 - 72,5}{124} 0,003 = 0,0012 < \varepsilon_y \quad \text{Asumsi benar}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} 600 = \frac{124 - 72,5}{124} 600 = 250 \text{ Mpa} < f_y \quad \text{Asumsi benar}$$

Periksa Kapasitas Balok

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' (d - d') \\ &= \{0,85 \cdot 22,5 \cdot 400 \cdot 105 \cdot (727,5 - 105/2) + 1470 \cdot 231 \cdot (727,5 - 72,5)\} \cdot 10^{-6} \\ &= 786,177 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$0,8 \cdot 786,177 \text{ kNm} = 628,941 \text{ kNm} > M_{maks} = 536,88 \text{ kNm}$$

$$M_{kap} = 786,177 \cdot 1,25 = 982,721 \text{ kNm}$$

### c) Tulangan Tumpuan Positif

$$M_{maks} = 172,55 \text{ kNm dan } \rho' / \rho = 1 \text{ (lampiran 5)}$$

$$\frac{Mu / 0,8}{bd^2} = 0,5 \cdot p \cdot f_y [(1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{f_y}{f'_c}) + (1 - \frac{d'}{d})]$$

$$\frac{172,55 \cdot 10^6 / 0,8}{400 \cdot 727,5^2} = 0,5 \cdot p \cdot 400 \cdot [(1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{400}{22,5}) + (1 - 0,01)]$$

$$2,038 = 400p - 2091p^2 + 360p$$

$$2,038 = 760p - 2091p^2$$

$$2091p^2 - 760p + 2,038 = 0$$

$$p = 0,0027 < p_{\min} = 0,0035$$

$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 400 \cdot 727,5 = 1018 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai 3D25 A } \rho = 1470 \text{ mm}^2$$

Asumsi: Tulangan desak belum leleh

Dicari nilai  $x$  dengan persamaan:

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

$$x = 79 \text{ mm dan } a = \beta \cdot x = 67 \text{ mm}$$

Periksa regangan tulangan tekan

$$\varepsilon_s' = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu} = 0,00002 < \varepsilon_y \quad \text{Asumsi benar}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} 600 = 50 \text{ Mpa} < f_y \quad \text{Asumsi benar}$$

Periksa kapasitas balok

$$M_n = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' (d - d')$$

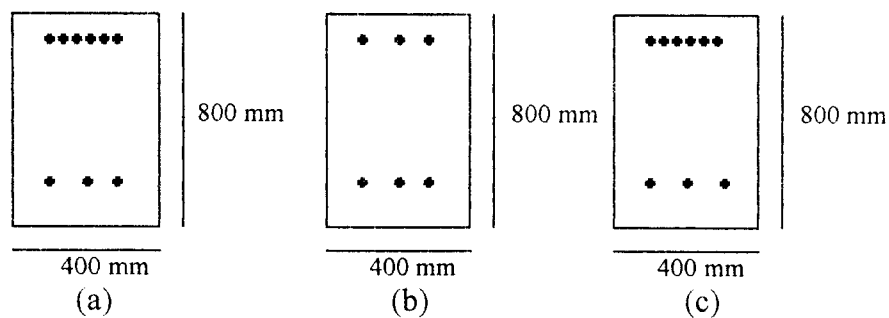
$$= \{0,85 \cdot 22,5 \cdot 400 \cdot 67 \cdot (727,5 - 67/2) + 1470 \cdot 13 \cdot (727,5 - 72,5)\} \cdot 10^{-6}$$

$$= 405,139 \text{ kNm}$$

$$0,8 \cdot 405,139 = 324,111 \text{ kNm} > M_{\text{maks}} = 147,830 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kap}} = 405,139 \cdot 1,25 = 506,423 \text{ kNm}$$

Lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.1 di bawah ini:



**Gambar 5.1** (a) Penampang Balok Tumpuan Negatif,  
 (b) Penampang Balok Tumpuan Positif,  
 (c) Penampang Balok Tumpuan Yang Dipakai



### 5.1.2 Balok Lapangan

#### a) Momen rencana balok lapangan

Momen rencana ini didapat dari nilai maksimum kombinasi momen seperti contoh pada balok tumpuan.

#### b) Tulangan lapangan

$M_{maks} = 329,27 \text{ kNm}$  dan  $\rho'/\rho = 0,5$  (lampiran 6)

$$\frac{Mu/0,8}{bd^2} = 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \left[ \left( 1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) + \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \right]$$

$$\frac{329,27 \cdot 10^6 / 0,8}{400 \cdot 727,5^2} = 0,5 \cdot \rho \cdot 400 \cdot \left[ \left( 1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot \rho \cdot \frac{400}{22,5} \right) + (1 - 0,01) \right]$$

$$4,80 = 400\rho - 2091\rho^2 + 360\rho$$

$$4,80 = 760\rho - 2091\rho^2$$

$$2091\rho^2 - 760\rho + 4,80 = 0$$

$$\rho = 0,0065$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0065 \cdot 400 \cdot 727,5 = 1891 \text{ mm}^2 \text{ (4D25 A } \rho = 1960 \text{ mm}^2)$$

$$A_s' = \frac{1}{2} A_s = 946 \text{ mm}^2 \text{ (2D25 A } \rho = 980 \text{ mm}^2)$$

Asumsi: Tulangan desak belum leleh

Dicari nilai x dengan persamaan:

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

$$6503 x^2 - 119000 x - 36750000 = 0$$

$$x = 91 \text{ mm dan } a = \beta \cdot x = 77 \text{ mm}$$

Periksa regangan tulangan tekan

$$\epsilon_s' = \frac{x - d'}{x} \epsilon_{cu} = 0,0006 < \epsilon_y \quad \text{Asumsi benar}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} 600 = 122 \text{ Mpa} < f_y \quad \text{Asumsi benar}$$

Periksa kapasitas balok

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d')$$

$$= \{ 0,85 \cdot 22,5 \cdot 400 \cdot 77 \cdot (727,5 - 77/2) + 1960 \cdot 122 \cdot (727,5 - 72,5) \} \cdot 10^{-6}$$

$$= 562,479 \text{ kNm} > M_{maks} = 329,27 \text{ kNm}$$



$$M_{kup} = 562,479 \cdot 1,25 = 703,098 \text{ kNm}$$

### 5.1.3 Desain Tulangan Geser Balok

Adapun syarat penentuan gaya geser balok adalah sebagai berikut:

$$V_{u,b} = 0,7 \left[ \frac{M_{nak,b} + M_{nak,b'}}{l_n} \right] + 1,05 \cdot V_g$$

Tetapi tidak lebih besar dari

$$V_{u,b} = 1,05 (V_{D,b} + V_{L,b} + 4/k V_{E,b})$$

Diambil contoh pada elemen (Lampiran 9)

$$V_{u,b} = 0,7 \cdot 1,25 \left[ \frac{786,177 + 405,139}{8,30} \right] + 1,05(219,99 + 48,53) = 397,037 \text{ kN}$$

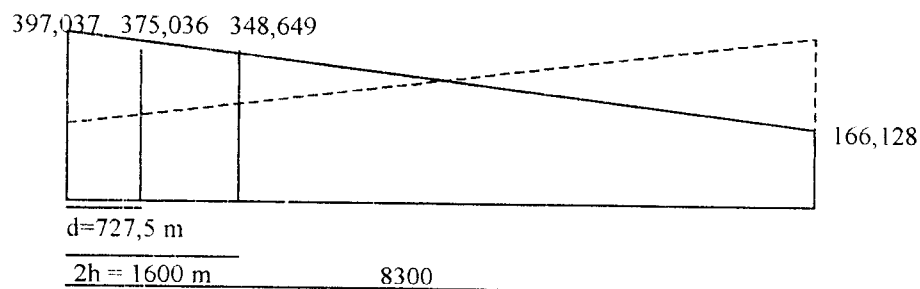
dengan syarat tidak perlu lebih besar dari:

$$V_{u,b} = 1,05 (219,99 + 48,53 + 4/1.45,6) = 462,966 \text{ kN}$$

Sehingga (lihat Gambar 5.2)

$$V_{u,bpki} = \left[ 1,05V_g - 0,7\phi_0 \left[ \frac{M_{nakb} + M_{nakb'}}{l_n} \right] \right] + \frac{l_n - d}{l_n} \left[ V_{u,b} - 1,05V_g - 0,7\phi_0 \left[ \frac{M_{nakb} + M_{nakb'}}{l_n} \right] \right]$$

$$= 375,036 \text{ kN}$$



**Gambar 5.2** Gaya Geser Pada Penempang Kritis, Daerah Sendi Plastis dan Luar Sendi Plastis

### 1. Dalam Daerah Sendi Plastis

$$V_{u,b} = 375,036 \text{ kN} \quad V_c = 0$$

$$V_s = V_u / \phi = 625,059 \text{ kN}$$

Syarat spasi tidak boleh melebihi:

- $d/4 = 727,5/4 = 182 \text{ mm}$
- $8 \phi_{\text{pokok}} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$
- $24 \phi_{\text{sengkang}} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm}$

$$- \frac{1600 \cdot f_y \cdot A_{s_{\text{sengkang}}}}{A_{s_{\text{pokok}}} \cdot f_{y_{\text{pokok}}}} = 153,6 \text{ mm}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 727,5}{625,059 \cdot 10^3} = 43,825 \text{ mm} < 153,6 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan sengkang  $\phi_{10-40}$  (lampiran 9)

### 2. Di Luar Sendi Plastis

$$V_{u,b} = 348,649 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{22,5} \cdot 400 \cdot 727,5 = 230,055 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{\phi} - V_c = \frac{348,649}{0,6} - 230,055 = 363,395 \text{ kN}$$

Syarat spasi tidak boleh melebihi:

- $1/2 \cdot d = 1/2 \cdot 727,5 = 363,75 \text{ mm}$
- $600 \text{ mm}$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 727,5}{363,395 \cdot 10^3} = 75,47 \text{ mm} < 363,75 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang  $\phi_{10-60}$  (lampiran 10)

$$\begin{aligned}
 M_{U,ky} &= 1,05 [M_{L,ky} + M_{D,ky} + 4/k \{0,3.M_{E,kx} + M_{E,ky}\}] \\
 &= 1,05 [-1,31 + 75,94 + 4/1 \{0,3.273,72 + 109,97\}] \\
 &= 885,1227 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{U,kx} &= 1,05 [M_{L,kx} + M_{D,kx} + 4/k \{M_{E,kx} + 0,3.M_{E,ky}\}] \\
 &= 1,05 [19,01 + (-12,4) + 4/1 \{273,72 + 0,3.109,97\}] \\
 &= 1295,1267 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

### 5.2.1.3 Momen Kolom Terpakai

Momen rencana kolom di desain berdasarkan rumus:

$$\sum M_{u,j} \geq 0,7 \omega_d \phi_0 \sum M_{nak,b}$$

dengan syarat tidak melebihi

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

Atau dapat dijabarkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{u,kx} &= \frac{h_u}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \phi_0 \cdot \alpha \cdot \left[ \left( \frac{l_{x-ki}}{l_{nx-ki}} \cdot M_{nak,bx-ki} + \frac{l_{x-ka}}{l_{nx=ka}} \cdot M_{nak,bx-ka} \right) \right. \\
 &\quad \left. + 0,3 \left( \frac{l_{y-ki}}{l_{ny-ki}} \cdot M_{nak,by-ki} + \frac{l_{y-ka}}{l_{ny-ka}} \cdot M_{nak,by-ka} \right) \right]
 \end{aligned}$$

Sehingga dari hasil perhitungan diambil momen rencana kolom terpakai sebagaimana terlihat pada Tabel sebagai contoh pada kolom  $x = 12$ ,  $y = -1$  lantai I dengan  $M_{u,kx} = 1018,224 \text{ kNm}$  dan  $M_{u,ky} = 885,1227 \text{ kNm}$

### 5.2.1.4 Gaya Aksial Rencana Kolom

Diketahui :

$N_{L,kx}$	= -282,94	kN	$N_{D,kx}$	= -650,93	kN
$N_{L,ky}$	= -94,313	kN	$N_{D,ky}$	= -550,31	kN
$M_{nak,bx-ki}$	= 128,152	kN	$M_{nak,bx-ka}$	= 666,062	kN
$M_{nak,by-ki}$	= 786,176	kN	$M_{nak,by-ka}$	= 322,927	kN
$L_{y-ki}$	= 2,35	m	$L_{x-ka}$	= 9	m

$$L_{y-ka} = 9 \text{ m} \quad L_{x-ki} = 6 \text{ m}$$

$$N_{u_{k-x}} = 1,05 (N_{L,kx} + N_{L,ky} + N_{D,kx} + N_{D,ky})$$

$$+ 0,7 \cdot \phi_0 \cdot \left[ \left( \frac{M_{nak,bx-ki}}{l_{x-ki}} - \frac{M_{nak,bx-ka}}{l_{x-ka}} \right) + 0,3 \left( \frac{M_{nak,by-ki}}{l_{y-ki}} - \frac{M_{nak,by-ka}}{l_{y-ka}} \right) \right]$$

$$= 2766,627 \text{ kN}$$

$$N_{u_{k-y}} = 1,05 (N_{L,kx} + N_{L,ky} + N_{D,kx} + N_{D,ky})$$

$$+ 0,7 \cdot \phi_0 \cdot \left[ 0,3 \left( \frac{M_{nak,bx-ki}}{l_{x-ki}} - \frac{M_{nak,bx-ka}}{l_{x-ka}} \right) + \left( \frac{M_{nak,by-ki}}{l_{y-ki}} - \frac{M_{nak,by-ka}}{l_{y-ka}} \right) \right]$$

$$= 2810,372 \text{ kN}$$

### 5.2.1.5 Gaya Aksial Maksimum Kolom

Diketahui dari Tabel :

$$N_{L,kx} = -282,94 \text{ kN} \quad N_{D,kx} = -1650,93 \text{ kN}$$

$$N_{E,kx} = 2,25 \text{ kN} \quad N_{E,ky} = -145,09 \text{ kN}$$

$$N_{L,ky} = -94,313 \text{ kN} \quad N_{D,ky} = -550,31 \text{ kN}$$

$$N_{u,ky} = 1,05 [N_{L,kx} + N_{D,kx} + N_{L,ky} + N_{D,ky} \cdot 4/k \cdot (N_{E,kx} + 0,3 \cdot N_{E,ky})]$$

$$= 2880,781 \text{ kN}$$

$$N_{u,kx} = 1,05 [N_{L,kx} + N_{D,kx} + N_{L,ky} + N_{D,ky} \cdot 4/k \cdot (0,3 \cdot N_{E,kx} + N_{E,ky})]$$

$$= 3313,961 \text{ kN}$$

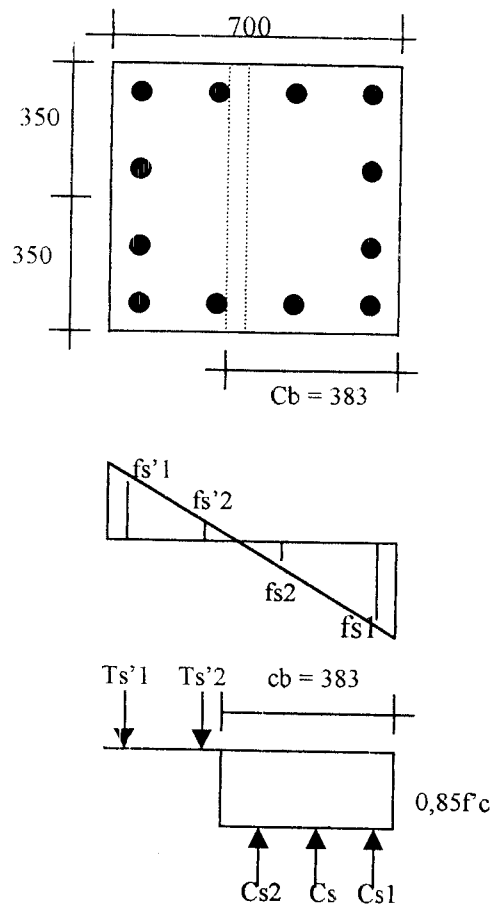
### 5.2.1.6 Perhitungan Diagram Interaksi Kolom Menurut R. Park and Paulay

Sebagai contoh perhitungan diagram interaksi kolom 700x700 mm<sup>2</sup> dengan tulangan 12D25 didapat:

$$\rho_g = 1,2 \% \quad b = h = 700 \text{ mm} \quad f'_c = 22,5 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\rho = A_s/A_g = 5890,49/(700 \cdot 700) = 0,01202$$

$$d' = \text{selimut beton} + \phi_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \phi_{\text{pokok}} = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 62,5 \text{ mm}$$



**Gambar 5.3** Penampang Dengan Tulangan Terdistribusi Merata

Pada contoh perhitungan ini digunakan kondisi seimbang dengan :

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} d = \frac{600}{600 + 400} 637,5 = 383 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{0,2 \cdot 10^6} = 0,0020$$

Untuk  $c = 383$  mm, didapat :

$$\epsilon_{s1} = \frac{0,003 \cdot (383 - 62,5)}{383} = 0,00251 \text{ (luluh)}$$

$$f_{s1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$C_{s1} = 4 \cdot (490) \cdot 400 = 784000 \text{ N}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{0,003.(383 - 254,16)}{383} = 0,001009 \quad (\text{belum luluh})$$

$$f_{s2} = 0,001009.0,2.10^6 = 201,838 \text{ Mpa}$$

$$C_{s2} = 2.(490).201,838 = 197801,24 \text{ N}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{0,003.(383 - 445,8)}{383} = -0,00049 \quad (\text{tarik})$$

$$f_{s3} = -0,00049.0,2.10^6 = -98,381 \text{ Mpa}$$

$$C_{s3} = 2.(490).(-98,381) = -96413,38 \text{ N}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{0,003.(383 - 637,5)}{383} = -0,00199 \quad (\text{tarik})$$

$$f_{s4} = -0,00199.0,2.10^6 = -398,695 \text{ Mpa}$$

$$C_{s4} = 4.(490).(-398,695) = -781442,2 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85.f'c.a.b$$

$$= 0,85.22,5.0,85.383.700 = 4358300,625 \text{ N}$$

$$P_u = (0,85.f'c.a.b) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si}$$

$$= C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} + C_{s4}$$

$$= 4358300,625 + (0,85.784000) + (0,85.197801,24) - 96413,38 - 781442,2$$

$$= 4314,976 \text{ KN}$$

$$M_n = 0,65.P_u = 0,65.4314,976 = 2804,735 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (4358300,625.(350-(0,85.382/2))) + (0,85.784000.287,5) + \\ &\quad (0,85.197801,24.95,833) + (96413,38.95,833) + (781442,2.287,5).10^{-6} \\ &= 1257,589 \text{ KNm.} \end{aligned}$$

$$M_n = 0,65.M_u = 0,65.1257,589 = 817,433 \text{ KNm.}$$

Dengan cara yang sama dihitung pula untuk kondisi c yang lain, sehingga dapat digambarkan diagram interaksi kolom. Semua perhitungan disajikan lampiran .

### 5.2.1.7 Penulangan Kolom

Perhitungan contoh diambil pada kolom K1 lantai I

Diketahui:

$$h = 3060 \text{ mm} \quad A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

$$M_{u,k-x} = 1018,22 \text{ kNm} \quad N_{u,k-x} = 2531,413 \text{ kN}$$

Maka didapat dari diagram interaksi kolom:

$$\rho = 2,1 \% \quad A_{st} = \rho \cdot A_g = 0,021 \cdot 490000 = 10290 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_{st}}{A \phi_{pokok}} = \frac{10290}{1/4 \cdot \pi \cdot 25^2} = 21 \approx 24 \text{ buah}$$

Contoh perhitungan lainnya dapat dilihat pada lampiran 15.

## 5.2.2 Desain Tulangan Geser Kolom

### 5.2.2.1 Gaya Geser Rencana Kolom

#### Untuk arah X

Diketahui:

$$h_n = 3,06 \text{ m} \quad M_{u,k-x \text{ bawah}} = 1018,244 \text{ kNm} \quad M_{u,k-x \text{ atas}} = 982,541 \text{ kNm}$$

$$V_{u,k-x} = \frac{M_{u,k-x \text{ atas}} + M_{u,k-x \text{ bawah}}}{h_n} = \frac{1018,244 + 982,541}{3,06} = 653,844 \text{ kN}$$

$$V_{D,k-x} = -5,01 \text{ kN} \quad V_{E,k-x} = -100,41 \text{ kN}$$

$$V_{L,k-x} = -0,49 \text{ kN} \quad V_{E,k-y} = -1,28 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{u,k-x} &= 1,05 [V_{D,k-x} + V_{L,k-x} + 4/k \cdot (V_{E,k-x} + 0,3 \cdot V_{E,k-y})] \\ &= -428,080 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### Untuk arah Y

Diketahui:

$$M_{u,k-y \text{ atas}} = 1275,52 \text{ kNm} \quad M_{u,k-y \text{ bawah}} = 1384,645 \text{ kNm}$$

$$V_{u,k-y} = \frac{M_{u,k-y \text{ atas}} + M_{u,k-y \text{ bawah}}}{h_n} = \frac{1275,52 + 1384,645}{3,06} = 869,335 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}
 V_{D,k-y} &= -5,01 \text{ kN} & V_{L,k-y} &= -0,49 \text{ kN} \\
 V_{E,k-y} &= -1,28 \text{ kN} & V_{E,k-x} &= -100,41 \text{ kN} \\
 V_{u,k-y} &= 1,05 [V_{D,k-y} + V_{L,k-y} + 4/k \cdot (V_{E,k-y} + 0,3 \cdot V_{E,k-x})] \\
 &= -136,638 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan gaya geser rencana arah x dan arah y, maka diambil gaya geser  $V_{u,k} = 136,638 \text{ kN}$

### 5.2.2.2 Penulangan Sengkang Geser

Gaya geser rencana kolom didapat dari:

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,k-atas} + M_{u,k-bawah})}{h_n}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari:

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

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana kolom dihitung berdasarkan kapasitas kolom.

Adapun syarat jarak maksimum spasi sengkang, sebagai berikut:

- $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil kolom =  $\frac{1}{4} \cdot 700 = 175 \text{ mm}$
- 8 kali diameter tulangan longitudinal =  $8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$
- 100 mm

Sedangkan syarat panjang penulangan sendi plastis  $l_o$  tidak boleh kurang dari:

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

Contoh perhitungan pada kolom K1 lantai 1:

$$\begin{aligned}
 b &= 700 \text{ mm} & N_{u,k} &= 2531,413 \text{ kN} \\
 d &= 637,5 \text{ mm} & V_{u,k} &= 136,638 \text{ kN} & A_g &= 490000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$V_c = \left[ 1 + \frac{2531,413 \cdot 10^3}{14 \cdot 490000} \cdot \left( 1/6 \cdot \sqrt{22,5} \right) 700 \cdot 637,5 \right] = 130,184 \text{ kN}$$

Daerah luar sendi plastis:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{136,638}{0,6} - 130,184 = 97,546 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157.240.637,5}{97,546} = 246 \text{ mm}, \text{ dipakai sengkang P}_{10-200}$$

Daerah dalam sendi plastis:

Untuk daerah sendi plastis nilai  $V_c$  diabaikan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{136,638}{0,6} = 227,73 \text{ kN}$$

$$S = \frac{157.240.637,5}{227,731000} = 105 \text{ mm}, \text{ dipakai sengkang P}_{10-100} \text{ (lampiran 18)}$$

### 5.3 Perhitungan Pertemuan Balok Kolom

Contoh perhitungan pada kolom K1 lantai 1:

$L_{x-ka} = 9$	m	$L_{nx-ka} = 8,3$	m	$M_{nak,bx-ka} = 666,063$	kNm
$L_{y-ka} = 2,35$	m	$L_{ny-ka} = 1,65$	m	$M_{nak,by-ka} = 322,926$	kNm
$L_{x-ki} = 6$	m	$L_{nx-ki} = 5,3$	m	$M_{nak,bx-ki} = 128,152$	kNm
$L_{y-ki} = 9$	m	$L_{ny-ki} = 8,3$	m	$M_{nak,by-ki} = 786,177$	kNm
$h_{ka} = 3,85$	m	$h_{kb} = 3,85$	m	$N_{u-k} = 2100,73$	kNm
$b_j = 0,8$	m	$h_c = 0,7$	m	$A_g = 0,49$	m <sup>2</sup>

$$V_{kol-x} = 0,7 \cdot 1,25 \left[ \left( \frac{L_{x-ki}}{L_{nx-ki}} \cdot M_{nak,bx-ki} + \frac{L_{x-ka}}{L_{nx-ka}} \cdot M_{nak,bx-ka} \right) + 0,3 \left( \frac{L_{y-ki}}{L_{ny-ki}} \cdot M_{nak,by-ki} + \frac{L_{y-ka}}{L_{ny-ka}} \cdot M_{nak,by-ka} \right) \right] / \frac{1}{2} (h_{ka} + h_{kb})$$

$$= 286,599 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{kol-y} &= 0,7.1,25 \left[ \left\{ \frac{L_{y-ki}}{L_{ny-ki}} . M_{nak,by-ki} + \frac{L_{y-ka}}{L_{ny-ka}} . M_{nak,by-ka} \right\} \right. \\
 &\quad \left. + 0,3 \left\{ \frac{L_{x-ki}}{L_{nx-ki}} . M_{nak,bx-ki} + \frac{L_{x-ka}}{L_{nx-ka}} . M_{nak,bx-ka} \right\} \right] / \frac{1}{2} \{h_{ka} + h_{kb}\} \\
 &= 408,467 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{c,h} = 2/3 \sqrt{(N_{uk} / A_g) - 0,1 . f'_c} . b_j . h_c = 42,391 \text{ kN}$$

$$C_{ki-x} = 0,7.1,25 \{M_{nak,bx-ki} - 0,3.M_{nak,by-ki}\} / Z_{ki} = 138,381 \text{ kN}$$

$$T_{ka-x} = 0,7.1,25 \{M_{nak,bx-ka} - 0,3.M_{nak,by-ka}\} / Z_{ka} = 731,331 \text{ kN}$$

$$V_{jh,x} = C_{ki} + T_{ka} + V_{kol} = 1156,311 \text{ kN}$$

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} = 1113,920 \text{ kN}$$

$$A_{jh} = V_{sh} / f_y = 2784,800 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang rangkap 12 mm

$$\text{Jumlah lapis sengkang} = \{2784,800\} / \{1/4 . \pi . D^2\} = 6 \text{ lapis}$$

$$V_{cv} = A_s' / A_s . V_{jh-x} (0,6 + N_{uk} / A_g . f'_c) = 347,003 \text{ kN}$$

$$V_{sv} = V_{jh} - V_{cv} = 809,308 \text{ kN}$$

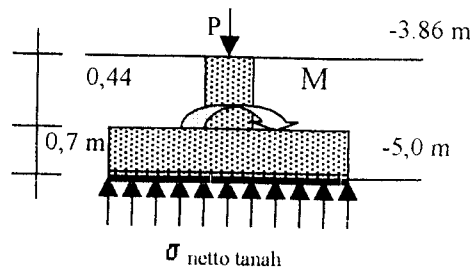
$$A_{jv} = V_{sv} / f_y = 2023,27 \text{ mm}^2$$

n tulangan = 5D25

$$A_s = 2450 \text{ mm}^2 > A_{jv} = 2023,27 \text{ mm}^2$$

## 5.4 Perencanaan Dimensi Pondasi

### 5.4.1 Tinjauan Terhadap Beban Tetap



Gambar 5.4 Potongan Pondasi

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tanah}} &= 315 \text{ KN/m}^2 & \gamma_{\text{b tanah}} &= 14,48 \text{ KN/m}^3 \\ f'_c &= 22,5 \text{ Mpa} & \gamma_{\text{beton}} &= 24 \text{ KN/m}^3 \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & \text{Asumsi tebal pondasi (h)} &= 700 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ukuran kolom = 700/700 mm

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{netto tanah}} &= \sigma_{\text{tanah}} - \sum(h \cdot \gamma_{\text{beton}}) - \sum(h \cdot \gamma_{\text{b tanah}}) \\ &= 315 - (0,7 \cdot 24) - (0,44 \cdot 14,48) \\ &= 291,828 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diketahui : } P_D &= -1650,930 \text{ KN} & P_L &= -282,940 \text{ KN} \\ P_E &= -145,090 \text{ KN} \\ ME_x &= -256,153 \text{ kNm} & ME_y &= 248,330 \text{ kNm} \\ MD_x &= -42,064 \text{ kNm} & ML_x &= 18,887 \text{ kNm} \\ MD_y &= 43,952 \text{ kNm} & ML_y &= 1,310 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P = P_D + P_L = -1650,930 + -282,940 = -1934 \text{ KN}$$

Dimensi luas pelat pondasi: (terdapat momen yang bekerja pada arah x dan y)

$$\sigma_{\text{netto tanah}} = \frac{P}{A_{\text{perlu}}} + \frac{My}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} + \frac{Mx}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx}$$

dicoba dengan nilai B = 3 m

$$A_{perlu} = \frac{P}{\sigma_{netto tanah} - \left( \frac{My}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx} \right) - \left( \frac{Mx}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} \right)}$$

$$= \frac{1934}{291,828 - \left( \frac{23,173}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3} \right) - \left( \frac{45,262}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3} \right)} = 6,991 \text{ m}^2$$

Dengan menggunakan bentuk penampang pelat pondasi persegi, dengan nilai  $Bx = Pp = 3 \text{ m}$ , maka didapatkan nilai:

$$By = Lp = \frac{A_{perlu}}{Pp} = \frac{6,991}{3,0} = 2,330 \approx 3,0 \text{ meter}$$

Luas penampang pelat pondasi:  $A_{ada} = Pp \times Lp = 3,0 \times 3,0 = 9 \text{ m}^2$

Kontrol luas pelat pondasi dan tegangan yang terjadi:

$$A_{ada} = 9,0 \text{ m}^2 > A_{perlu} = 6,991 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kontrol tegangan kontak yang terjadi di dasar pondasi:

$$\sigma_{kontak} = \frac{P}{A_{ada}} + \frac{My}{1/6 \cdot Pp^2 \cdot Lp} + \frac{Mx}{1/6 \cdot Lp^2 \cdot Pp}$$

$$\sigma_{kontak} = \frac{1934}{9,0} + \frac{45,262}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3} + \frac{23,173}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3}$$

$$= 230,096 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{netto tanah} = 291,828 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Aman}$$

#### 5.4.2 Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor

$$Pu = 1,2 PD + 1,6 PL = 1,2 \cdot 1650,930 + 1,6 \cdot 282,940 = 2433,820 \text{ KN}$$

$$Pu = 1,05(PD + PL + 4/k \cdot PE) = 1,05(1650,930 + 282,940 + 4/1 \cdot 145,090)$$

$$= 2639,941 \text{ KN (Dipakai)}$$

$$Mx = MD_x + ML_x + ME_x = -42,064 + 18,887 + (-256,153) = 279,33 \text{ kNm}$$

$$My = MD_y + ML_y + ME_y = 43,952 + 1,310 + 248,330 = 293,592 \text{ kNm}$$

$$e_x = \frac{Mx}{P} = \frac{279,33}{2639,941} = 0,1058 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{My}{P} = \frac{293,592}{2639,941} = 0,1112 \text{ m}$$

Kontrol tegangann yang terjadi:

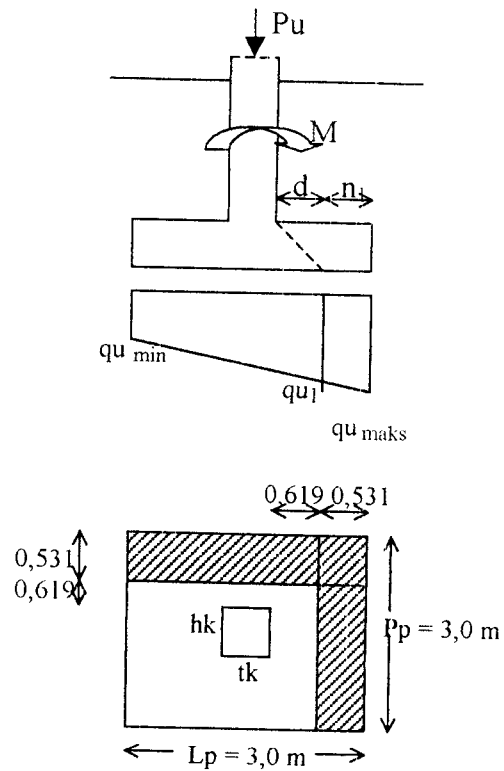
$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{\{L_p \cdot \{P_p - 2 \cdot e_x\}\} + \{P_p \cdot (L_p - 2 \cdot e_y)\}} \\ &= \frac{2639,941}{\{3 \cdot \{3 - 2 \cdot 0,1058\}\} + \{3 \cdot \{3 - 2 \cdot 0,1112\}\}} \\ &= 158,099 \text{ KNm} < 1,5 \cdot \sigma_{\text{netto}} = 1,5 \cdot 291,828 = 437,742 \text{ KNm} \dots \text{ Aman}\end{aligned}$$

### 5.4.3 Perencanaan Geser Satu Arah

→ Ditinjau pada arah momen terbesar

Jarak pusat tulangan tarik ke serat tekan beton:

$$d = h - P_b - 1/2 \cdot \phi_{\text{tul.pokok}} = 700 - 70 - 22/2 = 619 \text{ mm}$$



**Gambar 5.5** Pondasi Dengan Geser Satu Arah

$$n_1 = \frac{L_p - t_k - 2.d}{2} = \frac{3,0 - 0,7 - 2 \cdot 0,619}{2} = 0,531 \text{ m}$$

- Tegangan kontak yang terjadi

$$q_u = \frac{P}{A_{ada}} + \frac{My}{1/6 \cdot Pp^2 \cdot Lp} + \frac{Mx}{1/6 \cdot Lp^2 \cdot Pp}$$

$$q_{u_{maks}} = \frac{2639,941}{9,0} + \frac{279,33}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} + \frac{293,592}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} = 420,642 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u_{min}} = \frac{2639,941}{9,0} - \frac{279,33}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} - \frac{293,592}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} = 166,010 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{u_1} &= q_{u_{min}} + (q_{u_{maks}} - q_{u_{min}}) \left( \frac{L_p - n_1}{L_p} \right) \\ &= 166,010 + (420,642 - 166,010) \left( \frac{3,0 - 0,531}{3,0} \right) \\ &= 375,572 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$V_u = q_{u_1} \cdot n_1 \cdot Pp = 375,572 \cdot 0,531 \cdot 3,0 = 598,286 \text{ KN}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

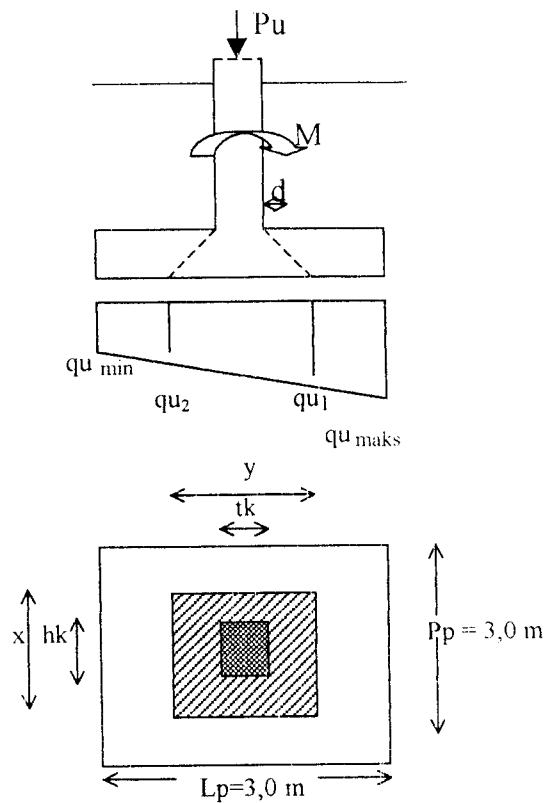
$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot Lp \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 3,0 \cdot 0,619 \cdot 10^3 = 1468,087 \text{ KN}$$

- Kontrol gaya geser:

$$V_c \cdot \phi = 1468,087 \cdot 0,65 = 954,256 \text{ KN} \geq V_u = 598,286 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ Aman}$$

### 5.4.4 Perencanaan Geser Dua Arah

→ Ditinjau pada arah momen terbesar



**Gambar 5.6** Pondasi Dengan Geser Dua Arah

$$x = h_k + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

$$y = t_k + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

• Tegangan kontak yang terjadi:

$$q_{u_1} = 375,572 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u_2} = q_{u \text{ min}} + (q_{u \text{ maks}} - q_{u \text{ min}}) \left( \frac{n_1}{L_p} \right)$$

$$q_{u_2} = 166,010 + (420,642 - 166,010) \left( \frac{0,531}{3,0} \right) = 211,079 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u_1} = \frac{1}{2} (q_{u_1} + q_{u_2}) = \frac{1}{2} (375,572 + 211,079) = 586,651 \text{ KN/m}^2$$



- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$\begin{aligned} V_u &= q_{uT} \cdot ((P_p \cdot L_p) - (x \cdot y)) \\ &= 586,651 \cdot ((3,0 \cdot 3,0) - (1,319 \cdot 1,319)) = 5278,119 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang}}{\text{sisi pendek}} = \frac{P_p}{L_p} = \frac{3,0}{3,0} = 1$$

$$b_o = 2 \cdot (x + y) = 2 \cdot (1319 + 1319) = 5276 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(2 \cdot \sqrt{f'_c}\right) b_o \cdot d \\ &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \left(2 \cdot \sqrt{22,5}\right) 5276 \cdot 619 \cdot 10^{-3} = 92947,549 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\ &= 4 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 5276 \cdot 619 \cdot 10^{-3} = 61965,033 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kontrol gaya geser:

Digunakan nilai yang terkecil dari  $V_{c1}$  dan  $V_{c2}$ , yaitu  $V_{c2} = 61965,03 \text{ KN}$

$$V_{c2, \phi} = 40277,269 \text{ KN} \geq 5278,119 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{ Aman}$$

#### 5.4.5 Kuat Tumpuan Pondasi

- Kuat Tumpuan Pondasi

$$\text{Luas pelat pondasi } (A_2) = P_p \cdot L_p = 3,0 \cdot 3,0 = 9,0 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas penampang kolom } (A_1) = h_k \cdot t_k = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &= \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot 2) \\ &= 0,7 \cdot (0,85 \cdot 22,5 \cdot 490000 \cdot 2) \cdot 10^{-3} = 13119,75 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kuat Tumpuan Kolom

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &= \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_1) \\ &= 0,7 \cdot (0,85 \cdot 22,5 \cdot 490000) \cdot 10^{-3} = 6559,875 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Tumpuan

$$\phi \cdot P_{n_{\text{pondasi}}} = 13119,75 \text{ KN} > \phi \cdot P_{n_{\text{kolom}}} = 6559,875 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{ Aman}$$

### 5.4.6 Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi

Momen yang terjadi:

$$l = \frac{l_p - tk}{2} = \frac{3,0 - 0,7}{2} = 1,15 \text{ m}$$

$$q_{u_{\text{maks}}} = 420,462 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = 0,5 \cdot q_{u_{\text{maks}}} \cdot l^2 = 0,5 \cdot 420,462 \cdot 1,15^2 = 241,765 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{241,765}{0,8} = 302,207 \text{ KNm}$$

- Digunakan tulangan bagi  $\phi_{22}$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan pokok:

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 380 \text{ mm}^2$$

- Tebal pelat pondasi:  $h = 700$  mm, selimut beton (pb) = 70 mm

$$d = h - pb - 0,5 \cdot \phi_{\text{tul.pokok}} = 700 - 70 - 0,5 \cdot 22 = 619 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

Koefisien ketahanan ( $R_n$ ), diambil nilai  $b$  tiap 1000 mm:

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d} = \frac{302,207 \cdot 10^6}{1000 \cdot 619^2} = 0,788 \text{ Mpa}$$

Rasio tulangan:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,00350$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 22,5 \cdot 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,02438$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02438 = 0,0182$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,915} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,915 \cdot 0,788}{400}} \right) = 0,0020 < \rho_{\text{maks}} = 0,02032$$

$$< \rho_{\text{min}} = 0,00350$$

sehingga dipakai:  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 619 = 2166,5 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan:

$$s \leq \frac{A_1 \phi b}{A_{s_{perlu}}} = \frac{380 \cdot 1000}{2166,5} = 175,398 \text{ mm}$$

$$s \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

$$s \leq 250 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan pokok D<sub>22</sub>–170 mm**

$$A_{s_{aktual}} = \frac{A_1 \phi 1000}{s} = \frac{380 \cdot 1000}{170} = 2235,294 \text{ mm}^2$$

• Kontrol Kapasitas Lentur Pelat Pondasi

$$a = \frac{A_{s_{aktual}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_{c,b}} = \frac{2235,294 \cdot 400}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000} = 46,751 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s_{aktual}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 2235,294 \cdot 400 \cdot (619 - 46,751/2) \\ &= 532,558 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_n \phi = 426,046 \text{ kNm} > M_u = 241,765 \text{ kNm}$$

### Perencanaan Tulangan Susut Pondasi

$$A_{s_{susut}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}^2$$

• Digunakan tulangan bagi  $\phi 12$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan susut:

$$A_{1\phi} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

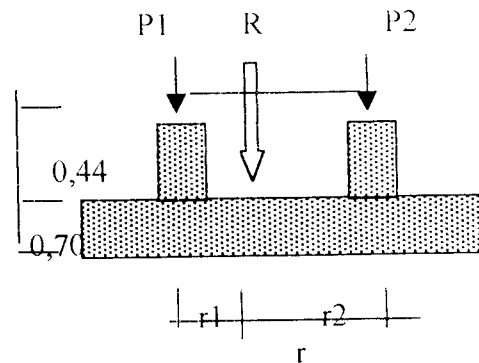
Jarak antar tulangan susut:

$$s \leq \frac{A_1 \phi b}{A_{s_{susut}}} = \frac{113,04 \cdot 1000}{1400} = 80,7428 \approx 80 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan susut D<sub>12</sub>–80 mm**

## 5.5 Pondasi Gabungan

### 5.5.1 Tinjauan Terhadap Beban Tetap



**Gambar 5.7** Potongan Pondasi Gabungan

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tanah}} &= 315 \text{ KN/m}^2 & \gamma_{\text{b tanah}} &= 14,48 \text{ KN/m}^3 \\ f'_c &= 22,5 \text{ Mpa} & \gamma_{\text{beton}} &= 24 \text{ KN/m}^3 \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & \text{Asumsi tebal pondasi (h)} &= 700 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ukuran kolom = 700/700 mm

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{netto tanah}} &= \sigma_{\text{tanah}} - \Sigma(h \cdot \gamma_{\text{beton}}) - \Sigma(h \cdot \gamma_{\text{b tanah}}) \\ &= 315 - (0,7 \cdot 24) - (0,44 \cdot 14,48) \\ &= 291,828 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Diketahui :

$$\begin{aligned} PD_1 &= -1802,840 \text{ KN} & PL_1 &= -334,840 \text{ KN} \\ PE_1 &= -212,030 \text{ KN} & PD_2 &= -687,320 \text{ KN} \\ PL_2 &= -67,450 \text{ KN} & PE_2 &= -360,180 \text{ KN} \\ MDx_1 &= 39,000 \text{ kNm} & MLx_1 &= -17,447 \text{ kNm} \\ MEx_1 &= 282,869 \text{ kNm} & MDy_1 &= 10,009 \text{ kNm} \\ MLy_1 &= 8,496 \text{ kNm} & MEy_1 &= 346,015 \text{ kNm} \\ MDx_2 &= 7,755 \text{ kNm} & MLx_2 &= -2,951 \text{ kNm} \\ MEx_2 &= 249,780 \text{ kNm} & MDy_2 &= 55,384 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$MLy_2 = 1,850 \text{ kNm}$$

$$MEy_2 = 347,014 \text{ kNm}$$

$$P1 = PD_1 + PL_1 = 1802,840 + 334,840 = 2137,68 \text{ KN}$$

$$P2 = PD_2 + PL_2 = 687,320 + 67,450 = 754,77 \text{ KN}$$

$$R = P1 + P2 = 2137,68 + 754,77 = 2892,45 \text{ KN}$$

$$R \cdot r_1 = P2 \cdot r$$

$$r_1 = 754,77 \cdot 3,0 / 2892,45 = 0,7828 \text{ m}$$

$$r_2 = 3,0 - 0,7828 = 2,2171 \text{ m}$$

$$Mx_{total} = (MDx_1 + MLx_1 + MDx_2 + MLx_2) = 26,357 \text{ kNm}$$

$$My_{total} = (MDy_1 + MLy_1 + MDy_2 + MLy_2) = 75,739 \text{ kNm}$$

Dimensi luas pelat pondasi: (terdapat momen yang bekerja pada arah x dan y)

$$\sigma_{netto \text{ tanah}} = \frac{P}{A_{perlu}} + \frac{My}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} + \frac{Mx}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx}$$

dicoba dengan nilai Bx = 6 m dan By = 2,5 m

$$\begin{aligned} A_{perlu} &= \frac{P}{\sigma_{netto \text{ tanah}} - \left( \frac{My}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} \right) - \left( \frac{Mx}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx} \right)} \\ &= \frac{2892,42}{291,828 - \left( \frac{75,739}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6} \right) - \left( \frac{26,357}{1/6 \cdot 6^2 \cdot 2,5} \right)} = 10,406 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang pelat pondasi:  $A_{ada} = Bx \times By = 2,5 \times 6,0 = 15,0 \text{ m}^2$

Kontrol luas pelat pondasi dan tegangan yang terjadi:

$$A_{ada} = 15,00 \text{ m}^2 > A_{perlu} = 10,406 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kontrol tegangan kontak yang terjadi di dasar pondasi:

$$\begin{aligned} \sigma_{kontak} &= \frac{P}{A_{ada}} + \frac{My}{\sqrt{6} \cdot Pp^2 \cdot Ip} + \frac{Mx}{\sqrt{6} \cdot Ip^2 \cdot Pp} \\ \sigma_{kontak} &= \frac{2892,42}{15,0} + \frac{75,739}{1/6 \cdot 6,0^2 \cdot 2,5} + \frac{26,357}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6,0} \\ &= 202,094 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{netto \text{ tanah}} = 291,828 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Aman} \end{aligned}$$

### 5.5.2 Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor

$$Pu_1 = 1,05 \cdot (PD_1 + PL_1 + 4/k \cdot PE_1) = 2985,80 \text{ KN}$$

$$Pu_2 = 1,05 \cdot (PD_2 + PL_2 + 4/k \cdot PE_2) = 2198,49 \text{ KN}$$

$$Pu_{total} = Pu_1 + Pu_2 = 5184,29 \text{ KN}$$

$$Mx_{total} = (MDx_1 + MLx_1 + MDx_2 + MLx_2 + MEx_1 + MEx_2) = 559,006 \text{ kNm}$$

$$My_{total} = (MDy_1 + MLy_1 + MDy_2 + MLy_2 + MEy_1 + MEy_2) = 768,768 \text{ kNm}$$

$$e_x = \frac{Mx}{P} = \frac{559,006}{5184,29} = 0,1078 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{My}{P} = \frac{768,768}{5184,29} = 0,1482 \text{ m}$$

Kontrol tegangann yang terjadi:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{\left[ Lp \cdot \left( Pp - 2 \cdot e_x \right) \right] + \left( Pp \cdot \left( Lp - 2 \cdot e_y \right) \right)} \cdot \frac{P}{\left[ Lp \cdot \left( Pp - 2 \cdot e_x \right) \right] + \left( Pp \cdot \left( Lp - 2 \cdot e_y \right) \right)} \\ &= \frac{5184,29}{\left[ 2,5 \cdot \left( 6 - 2 \cdot 0,1078 \right) \right] + \left[ 6 \cdot \left( 2,5 - 2 \cdot 0,1482 \right) \right]} \\ &= 187,276 \text{ KNm} < 1,5 \cdot \sigma_{netto} = 1,5 \cdot 291,828 = 437,742 \text{ KNm} \dots \text{ Aman} \end{aligned}$$

### 5.5.3 Perencanaan Geser Satu Arah

Jarak pusat tulangan tarik ke serat tekan beton:

$$d = h - Pb - \phi_{tul.pokok}/2 = 700 - 70 - 22/2 = 619 \text{ mm}$$

→ Ditinjau pada arah momen terbesar

$$n_1 = \frac{Lp - tk - 2 \cdot d}{2} = \frac{6,0 - 0,70 - 2 \cdot 0,619}{2} = 0,562 \text{ m}$$

• Tegangan kontak yang terjadi

$$qu = \frac{P}{A_{adu}} + \frac{My}{1/6 \cdot Pp^2 \cdot Lp} + \frac{Mx}{1/6 \cdot Lp^2 \cdot Pp}$$

$$qu_{maks} = \frac{5184,29}{15} + \frac{768,768}{1/6 \cdot 6,0^2 \cdot 2,5} + \frac{559,006}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6,0} = 486,311 \text{ KN/m}^2$$

$$qu_{min} = \frac{5184,29}{15} - \frac{768,768}{1/6 \cdot 6,0^2 \cdot 2,5} - \frac{559,006}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6,0} = 204,927 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 q_{u1} &= q_{u_{\min}} + (q_{u_{\max}} - q_{u_{\min}}) \left( \frac{l_p - n_1}{l_p} \right) \\
 &= 204,927 + (486,311 - 204,927) \left( \frac{2,5 - 0,562}{2,5} \right) \\
 &= 423,055 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$V_u = q_{u1} \cdot n_1 \cdot L_p = 423,055 \cdot 0,562 \cdot 2,5 = 594,392 \text{ KN}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot P_p \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 6,0 \cdot 0,619 \cdot 10^3 = 2936,174 \text{ KN}$$

- Kontrol gaya geser:

$$V_c \cdot \phi = 2936,176 \cdot 0,65 = 1908,513 > V_u = 594,392 \text{ KN}$$

#### 5.5.4 Perencanaan Geser Dua Arah

→ Ditinjau pada arah momen terbesar

$$x = h_k + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

$$y = t_k + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

- Tegangan kontak yang terjadi:

$$q_{u1} = 423,005 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u2} = q_{u_{\min}} + (q_{u_{\max}} - q_{u_{\min}}) \left( \frac{n_1}{l_p} \right)$$

$$q_{u2} = 205,336 + (486,311 - 205,336) \left( \frac{0,562}{2,5} \right) = 268,499 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u3} = 1/2 (q_{u1} + q_{u2}) = 1/2 (423,005 + 268,499) = 345,752 \text{ KN/m}^2$$

- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$V_u = q_{u3} \cdot ((P_p \cdot L_p) - (x \cdot y))$$

$$= 345,752 \cdot ((6 \cdot 2,5) - (1,319 \cdot 1,319)) = 4741,414 \text{ KN}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang}}{\text{sisi pendek}} = \frac{l_p}{P_p} = \frac{6}{2,5} = 2,4$$

$$b_o = 2 \cdot (x + y) = 2 \cdot (1319 + 1319) = 5276 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= \left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) \left(2 \cdot \sqrt{f'c}\right) b \cdot d \\
 &= \left(1 + \frac{2}{2,4}\right) \left(2 \cdot \sqrt{22,5}\right) 5276.619 \cdot 10^{-3} = 76801,280 \text{ KN} \\
 V_{c2} &= 4 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\
 &= 4 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 5276.619 \cdot 10^{-3} = 81965,033 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

- Kontrol gaya geser:

Digunakan nilai yang terkecil dari  $V_{c1}$  dan  $V_{c2}$ , yaitu  $V_{c2} = 76801,28 \text{ KN}$

$$\phi \cdot V_{c2} = 0,65 \cdot 76801,28 = 49920,832 \text{ KN} \geq V_u = 4741,414 \text{ KN} \dots\dots \text{Aman}$$

### 5.5.5 Kuat Tumpuan Pondasi

- Kuat Tumpuan Pondasi

$$\text{Luas pelat pondasi } (A_2) = P_p \cdot L_p = 6,0 \cdot 2,5 = 15,0 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas penampang kolom } (A_1) = h_k \cdot t_k = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$$

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot (0,85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot 2)$$

$$= 0,7 \cdot (0,85 \cdot 22,5 \cdot 490000 \cdot 2) \cdot 10^{-3} = 13119,75 \text{ KN}$$

- Kuat Tumpuan Kolom

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot (0,85 \cdot f'c \cdot A_1)$$

$$= 0,7 \cdot (0,85 \cdot 22,5 \cdot 490000) \cdot 10^{-3} = 6559,875 \text{ KN}$$

- Kontrol Kuat Tumpuan

$$\phi \cdot P_{n\text{pondasi}} = 13119,75 \text{ KN} > \phi \cdot P_{n\text{kolom}} = 6559,875 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

### 5.5.6 Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi

Momen yang terjadi:

$$l = \frac{L_p - t_k}{2} = \frac{2,5 - 0,7}{2} = 0,9 \text{ m}$$

$$q_{u\text{maks}} = 486,311 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = 0,5 \cdot q_{u\text{maks}} \cdot l^2 = 0,5 \cdot 486,311 \cdot 0,9^2 = 196,956 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{196,956}{0,8} = 246,194 \text{ KNm}$$

- Digunakan tulangan bagi  $\phi_{22}$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan pokok:



$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 380 \text{ mm}^2$$

- Tebal pelat pondasi:  $h = 700 \text{ mm}$ , selimut beton ( $pb$ ) =  $70 \text{ mm}$

$$d = h - pb - 0,5 \cdot \phi_{\text{tul.pokok}} = 700 - 70 - 0,5 \cdot 22 = 619 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

Koefisien ketahanan ( $R_n$ ), diambil nilai  $b$  tiap  $1000 \text{ mm}$ :

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d} = \frac{246,195 \cdot 10^6}{1000 \cdot 619^2} = 0,64 \text{ Mpa}$$

Rasio tulangan:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,00350$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,02709$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02709 = 0,02032$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,915} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,915 \cdot 0,64}{400}} \right) = 0,002 \quad < \rho_{\max} = 0,02032$$

$$< \rho_{\min} = 0,00350$$

sehingga dipakai:  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 619 = 2166,5 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan:

$$s \leq \frac{A_1 \phi b}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{380 \cdot 1000}{2166,5} = 175,398 \text{ mm}$$

$$s \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

$$s \leq 250 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan pokok  $D_{22}$ -170 mm**

$$A_{s_{\text{aktual}}} = \frac{A_1 \phi 1000}{s} = \frac{384 \cdot 1000}{170} = 2252,94 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kapasitas Lentur Pelat Pondasi

$$a = \frac{A_{s_{\text{aktual}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_{c,b}} = \frac{2235,294 \cdot 400}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000} = 46,751 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s_{\text{aktual}}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 2235,294 \cdot 400 \cdot (619 - 46,751/2) \\ &= 532,558 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,8 \cdot 532,558 = 426,046 \text{ kNm} > M_u = 196,956 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

### **Perencanaan Tulangan Susut Pondasi**

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}^2$$

- Digunakan tulangan bagi  $\phi 12$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan susut:

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan susut:

$$s \leq \frac{A_1 \phi}{A_{s_{\text{susut}}}} = \frac{113,04 \cdot 1000}{1400} = 80,74 \approx 80 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan susut D<sub>12</sub>-80 mm**

**BAB VI**  
**PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG**  
**DENGAN DAKTILITAS TERBATAS**

**5.1 Desain Balok**

**1. Balok Tumpuan**

**a. Momen Rencana Balok Tumpuan**

Berikut akan diberikan contoh perhitungan balok pada portal  $x = -18$ . Untuk perhitungan pada balok-balok lain dapat dilihat dalam lampiran

**b. Tulangan Tumpuan Negatif**

$M_{max} (-) = 719,50 \text{ kNm}$  dan  $\rho'/\rho = 0,5$

$$d' = 72,5 \text{ mm} \quad h = 800 \text{ mm}$$

$$d = 727,5 \text{ mm} \quad b = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{d} = 0,01$$

$$\frac{Mu/0,8}{bd^2} = 0,5 \cdot p \cdot f_y \left[ \left( 1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) + \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \right]$$

$$\frac{719,5 \cdot 10^6 / 0,8}{400 \cdot 727,5^2} = 0,5 \cdot p \cdot 400 \cdot \left[ \left( 1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{400}{22,5} \right) + (1 - 0,01) \right]$$

$$8,497 = 760p - 2091p^2$$

$$2091p^2 - 760p + 8,497 = 0$$

$$p = 0,0115$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0115 \cdot 400 \cdot 727,5 = 3360 \text{ mm}^2 \quad (7D25 \ A\phi = 3430 \text{ mm}^2)$$

$$A_s' = \frac{1}{2} \cdot A_s = 1680 \text{ mm}^2 \quad (4D25 \ A\phi = 1960 \text{ mm}^2 \text{ lampiran})$$

Asumsi Tulangan Desak Belum Leleh

Dicari nilai  $x$  dengan persamaan:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot b) x^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) x - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0 \text{ maka didapat}$$

$$x = 130,57 \text{ mm dan } a = \beta \cdot x = 110,98 \text{ mm}$$

Periksa Regangan Tulangan Tulangan Tekan

$$\varepsilon_s' = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{130,5 - 72,5}{130,5} \cdot 0,003 = 0,0014 < \varepsilon_y \quad \text{Asumsi benar}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} 600 = \frac{130,5 - 72,5}{130,5} 600 = 267 \text{ Mpa} < f_y \quad \text{Asumsi benar}$$

Periksa Kapasitas Balok

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' (d - d') \\ &= \{0,85 \cdot 22,5 \cdot 400 \cdot 110,98 \cdot (727,5 - 110,98/2) + 1960 \cdot 267 \cdot (727,5 - 72,5)\} \cdot 10^{-6} \\ &= 913,101 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$0,8 \cdot 913,101 \text{ kNm} = 730,480 \text{ kNm} > M_{\text{maks}} = 719,50 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kap}} = 913,101 \cdot 1,25 = 1141,376 \text{ kNm}$$

**c. Tulangan Tumpuan Positif**

$$M_{\text{maks}} = 344,8 \text{ kNm dan } \rho / \rho = 1 \text{ (lampiran 20)}$$

$$\frac{Mu / 0,8}{bd^2} = 0,5 \cdot p \cdot f_y \left[ \left(1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{f_y}{f'c}\right) + \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \right]$$

$$\frac{344,8 \cdot 10^6 / 0,8}{400 \cdot 727,5^2} = 0,5 \cdot p \cdot 400 \cdot \left[ \left(1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot p \cdot \frac{400}{22,5}\right) + (1 - 0,01) \right]$$

$$4,071 = 760p - 2091p^2$$

$$2091p^2 - 760p + 4,071 = 0$$

$$p = 0,0054 > p_{\text{min}} = 0,0035$$

$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot d = 0,0054 \cdot 400 \cdot 727,5 = 1571 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai 4D25 A } \rho = 1960 \text{ mm}^2$$

Asumsi: Tulangan desak belum leleh

Dicari nilai x dengan persamaan:

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

$$x = 88 \text{ mm dan } a = \beta \cdot x = 75 \text{ mm}$$

Periksa regangan tulangan tekan

$$\varepsilon_s' = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu} = 0,00008 < \varepsilon_y \quad \text{Asumsi benar}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} 600 = 107 \text{ Mpa} < f_y \quad \text{Asumsi benar}$$

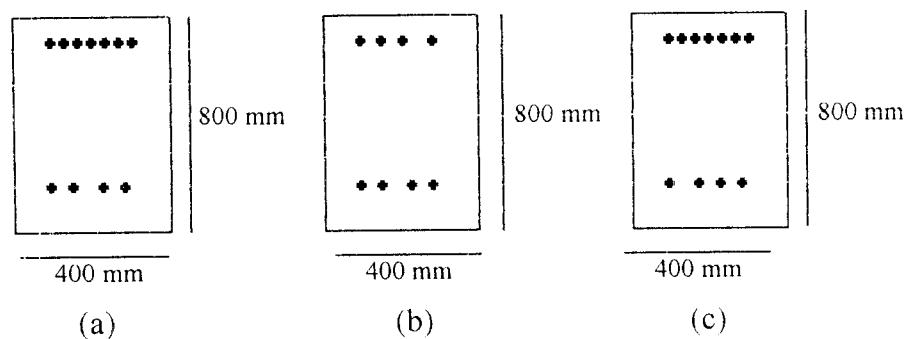
### Periksa kapasitas balok

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a (d-a/2) + A_s \cdot f_s \cdot (d - d') \\
 &= \{0,85 \cdot 22,5 \cdot 400 \cdot 75 \cdot (727,5-75/2) + 1960 \cdot 107 \cdot (727,5-72,5)\} \cdot 10^{-6} \\
 &= 533,601 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$0,8 \cdot 533,601 = 426,880 \text{ kNm} > M_{maks} = 344,80 \text{ kNm}$$

$$M_{kup} = 533,601 \cdot 1,25 = 667,001 \text{ kNm}$$

Lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.1 di bawah ini:



Gambar 5.1 (a) Penampang Balok Tumpuan Negatif,  
 (b) Penampang Balok Tumpuan Positif,  
 (c) Penampang Balok Tumpuan Yang Dipakai

## 6.1.2 Balok Lapangan

### a. Momen rencana balok lapangan

Momen rencana ini didapat dari nilai maksimum kombinasi momen seperti contoh pada balok tumpuan.

### b. Tulangan lapangan

$$M_{maks} = 414,7 \text{ kNm dan } \rho / \rho = 0,5 \text{ (lampiran 21)}$$

$$\frac{Mu / 0,8}{bd^2} = 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \left[ \left( 1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'c} \right) + \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \right]$$

$$\frac{414,7 \cdot 10^6 / 0,8}{400 \cdot 727,5^2} = 0,5 \cdot \rho \cdot 400 \cdot \left[ \left( 1 - 0,425 \cdot 0,692 \cdot \rho \cdot \frac{400}{22,5} \right) + (1 - 0,01) \right]$$

$$5,896 = 760\rho - 2091\rho^2$$

$$2091\rho^2 - 760\rho + 5,896 = 0$$

$$\rho = 0,0066$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0066 \cdot 400 \cdot 727,5 = 1909 \text{ mm}^2 \text{ (4D25 A } \rho = 1960 \text{ mm}^2)$$

$$A_s' = \frac{1}{2} A_s = 1149 \text{ mm}^2 \text{ (2D25 A } \rho = 980 \text{ mm}^2)$$

Asumsi: Tulangan desak belum leleh

Dicari nilai x dengan persamaan:

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

$$x = 107 \text{ mm dan } a = \beta \cdot x = 91 \text{ mm}$$

Periksa regangan tulangan tekan

$$\varepsilon_s' = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu} = 0,0006 < \varepsilon_y \quad \text{Asumsi benar}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} 600 = 193 \text{ Mpa} < f_y \quad \text{Asumsi benar}$$

Periksa kapasitas balok

$$M_n = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' (d - d')$$

$$= \{0,85 \cdot 22,5 \cdot 400 \cdot 107 \cdot (727,5 - 107/2) + 980 \cdot 193 \cdot (727,5 - 72,5)\} \cdot 10^{-6}$$

$$= 660,705 \text{ kNm}$$

$$660,705 \cdot 0,8 = 528,564 > M_{maks} = 414,7 \text{ kNm}$$

$$M_{kap} = 660,705 \cdot 1,25 = 825,881 \text{ kNm}$$

### 6.1.3 Desain Tulangan Geser Balok

Adapun syarat penentuan gaya geser balok adalah sebagai berikut:

$$V_{u,b} = 0,7 \left[ \frac{M_{nak,b} + M_{nak,b'}}{l_n} \right] + 1,05 \cdot V_g$$

Tetapi tidak lebih besar dari

$$V_{u,b} = 1,05 \left( V_{D,b} + V_{L,b} + 4/k V_{E,b} \right)$$

Diambil contoh pada elemen (Lampiran 24)

$$V_{u,b} = 0,7 \cdot 1,25 \left[ \frac{913,101 + 533,601}{8,30} \right] + 1,05(209,99 + 48,53) = 378,032 \text{ kN}$$

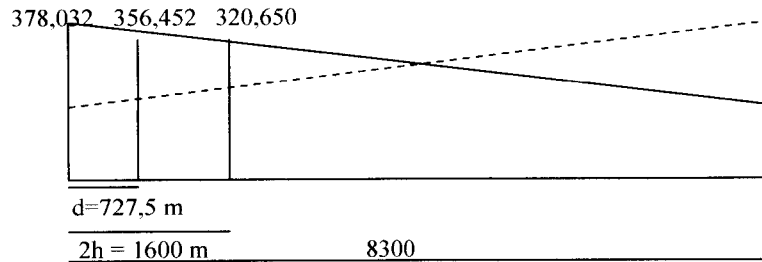
dengan syarat tidak perlu lebih besar dari:

$$V_{u,b} = 1,05 (209,99 + 48,53 + 4/2 \cdot 91,2) = 654,486 \text{ kN}$$

Sehingga (lihat Gambar 6.2)

$$V_{u,bpki} = \left[ 1,05V_g - 0,7\phi_0 \left[ \frac{M_{nakb} + M_{nakb'}}{l_n} \right] \right] + \frac{l_n - d}{l_n} \left[ V_{u,b} - 1,05V_g - 0,7\phi_0 \left[ \frac{M_{nakb} + M_{nakb'}}{l_n} \right] \right]$$

$$= 356,452 \text{ kN}$$



Gambar 5.2 Gaya Geser Pada Penempang Kritis, Daerah Sendi Plastis dan Luar Sendi Plastis

### 1. Dalam Daerah Sendi Plastis

$$V_{ub} = 356,452 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{22,5} \cdot 400 \cdot 727,5 = 230,055 \text{ kN}$$

$$V_s = (V_u / \phi) - 0,5V_c = 546,955 \text{ kN}$$

Syarat spasi tidak boleh melebihi:

$$2.d/4 = 727,5/4 = 182 \text{ mm}$$

$$3.8. \phi_{pokok} = 8.25 = 200 \text{ mm}$$

$$4.24. \phi_{sejang} = 24.10 = 240 \text{ mm}$$

$$5. \frac{1600 \cdot f_y \cdot A_{s_{sejang}}}{A_{s_{pokok}} \cdot f_{y_{pokok}}} = 153,6 \text{ mm}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2.1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 727,5}{546,955 \cdot 10^3} = 50,083 \text{ mm} < 153,6 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan sejang  $\phi_{10-50}$  (lampiran )

### 2. Di Luar Sendi Plastis

$$V_{u,b} = 320,650 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b.d = \frac{1}{6} \sqrt{22,5} \cdot 400 \cdot 727,5 = 230,055 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{\phi} - V_c = \frac{365,159}{0,6} - 230,055 = 378,543 \text{ kN}$$

Syarat spasi tidak boleh melebihi:

$$- \frac{1}{2} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 727,5 = 363,75 \text{ mm}$$

$$- 600 \text{ mm}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 727,5}{378,543 \cdot 10^3} = 72,42 \text{ mm} < 363,75 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang  $\phi_{10-70}$  (lampiran 25)

## 6.2 Desain Kolom

### 6.2.1 Desain Tulangan Lentur Kolom

#### 6.2.1.1 Momen Rencana Kolom

Berikut ini akan diberikan contoh perhitungan kolom lantai 1 pada  $x = 12$  dan  $y = 1$ .

Diketahui :

$$M_{L,kx} = 25,73 \quad \text{kN-m} \quad M_{D,kx} = -13,09 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{E,kx} = -618,07 \quad \text{kN-m} \quad M_{E,ky} = 469,82 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{L,ky} = 1,32 \quad \text{kN-m} \quad M_{D,ky} = 88,38 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} M_{U,kx} &= 1,05 [M_{L,kx} + M_{D,kx} + 4/k \{M_{E,kx} + 0,3 \cdot M_{E,ky}\}] \\ &= 1,05 [25,73 + (-13,09) + 4/2 \cdot \{-618,07 + 0,3 \cdot 469,82\}] \\ &= -988,688 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{U,ky} &= 1,05 [M_{L,ky} + M_{D,ky} + 4/k \{M_{E,ky} + 0,3 \cdot M_{E,kx}\}] \\ &= 1,05 [1,32 + (88,38) + 4/2 \cdot \{469,82 + 0,3 \cdot (-618,07)\}] \\ &= 691,422 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

#### 6.2.1.2 Gaya Aksial Rencana Kolom

Diketahui :

$$N_{L,kx} = -282,94 \quad \text{kN} \quad N_{D,kx} = -1642,23 \quad \text{kN}$$

$$N_{L,ky} = -94,313 \quad \text{kN} \quad N_{D,ky} = -547,41 \quad \text{kN}$$



$$N_{E,kx} = -2,37 \text{ kN} \quad N_{E,ky} = 289,51 \text{ kN}$$

$$N_{u,ky} = 1,05 [N_{L,kx} + N_{D,kx} + N_{L,ky} + N_{D,ky} \cdot 4/k \cdot (N_{E,ky} + 0,3 \cdot N_{E,kx})]$$

$$= -2579,919 \text{ kN}$$

$$N_{u,kx} = 1,05 [N_{L,kx} + N_{D,kx} + N_{L,ky} + N_{D,ky} \cdot 4/k \cdot (0,3 \cdot N_{E,kx} + N_{E,ky})]$$

$$= -2301,027 \text{ kN}$$

### 6.2.1.3 Penulangan Kolom

Perhitungan contoh diambil pada kolom K1 lantai 1

Diketahui:

$$h = 3060 \text{ mm} \quad A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

$$M_{u,k-x} = 988,688 \text{ kNm} \quad N_{u,k-x} = 2579,919 \text{ kN}$$

Maka didapat dari diagram interaksi kolom:

$$\rho = 2,2 \% \quad A_{st} = \rho \cdot A_g = 0,022 \cdot 490000 = 10780 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_{st}}{A_{\phi_{pokok}}} = \frac{10780}{1/4 \cdot \pi \cdot 25^2} = 22 \approx 24 \text{ buah}$$

Contoh perhitungan lainnya dapat dilihat pada lampiran 27 .

## 6.2.2 Desain Tulangan Geser Kolom

### 6.2.2.1 Gaya Geser Rencana Kolom

#### Untuk arah X

Diketahui:

$$h_n = 3,06 \text{ m} \quad M_{u,k-x \text{ bawah}} = 988,684 \text{ kNm} \quad M_{u,k-x \text{ atas}} = 749,584 \text{ kNm}$$

$$V_{u,k-x} = \frac{M_{u,k-x \text{ atas}} + M_{u,k-x \text{ bawah}}}{h_n} = \frac{988,684 + 749,584}{3,06} = 568,061 \text{ kN}$$

$$V_{D,k-x} = -5,31 \text{ kN} \quad V_{E,k-x} = -200,70 \text{ kN}$$

$$V_{L,k-x} = -0,51 \text{ kN} \quad V_{E,k-y} = -2,44 \text{ kN}$$

$$V_{u,k-x} = 1,05 [V_{D,k-x} + V_{L,k-x} + 4/k \cdot (V_{E,k-x} + 0,3 \cdot V_{E,k-y})]$$

$$= -429,118 \text{ kN}$$

### Untuk arah Y

Diketahui:

$$M_{u,k-y \text{ atas}} = 691,423 \text{ kNm} \quad M_{u,k-y \text{ bawah}} = 517,124 \text{ kNm}$$

$$V_{u,k-y} = \frac{M_{u,k-y \text{ atas}} + M_{u,k-y \text{ bawah}}}{h_n} = \frac{691,423 + 517,124}{3,06} = 394,95 \text{ kN}$$

$$V_{D,k-y} = -5,31 \text{ kN} \quad V_{E,k-x} = -200,70 \text{ kN}$$

$$V_{L,k-y} = -0,51 \text{ kN} \quad V_{E,k-y} = -2,44 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{u,k-y} &= 1,05 [V_{D,k-y} + V_{L,k-y} + 4/k \cdot (V_{E,k-y} + 0,3 \cdot V_{E,k-x})] \\ &= -137,676 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan gaya geser rencana arah x dan arah y, maka diambil gaya geser  $V_{u,k} = 137,676 \text{ kN}$

#### 6.2.2.2 Penulangan Sengkang Geser

Gaya geser rencana kolom didapat dari:

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,k-atas} + M_{u,k-bawah})}{h_n}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari:

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

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana kolom dihitung berdasarkan kapasitas kolom.

Adapun syarat jarak maksimum spasi sengkang, sebagai berikut:

- $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil kolom =  $\frac{1}{4} \cdot 700 = 175 \text{ mm}$
- 8 kali diameter tulangan longitudinal =  $8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$
- 100 mm

Sedangkan syarat panjang penulangan sendi plastis  $l_o$  tidak boleh kurang dari:

- $h$  untuk  $N_{u,k} < 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c$
- $1,5 \cdot h$  untuk  $N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c$
- $1/6$  bentang bersih elemen struktur

- 450 mm

Contoh perhitungan pada kolom K1 lantai 1:

$$b = 700 \text{ mm} \quad N_{u,k} = 2579,919 \text{ kN}$$

$$d = 637,5 \text{ mm} \quad V_{u,k} = 137,676 \text{ kN} \quad A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

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

$$V_c = \left[ 1 + \frac{2579,919 \cdot 10^3}{14 \cdot 490000} \cdot \left( 1 / 6 \cdot \sqrt{22,5} \right) 700 \cdot 637,5 \right] = 132,679 \text{ kN}$$

Daerah luar sendi plastis:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{137,676}{0,6} - 132,679 = 96,781 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_v \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 240 \cdot 637,5}{96,781} = 248 \text{ mm}, \text{ dipakai sengkang } P_{10-200}$$

Daerah dalam sendi plastis:

Untuk daerah sendi plastis nilai  $V_c$  diabaikan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{137,676}{0,6} = 229,46 \text{ kN}$$

$$S = \frac{157 \cdot 240 \cdot 637,5}{229,46 \cdot 1000} = 104 \text{ mm}, \text{ dipakai sengkang } P_{10-100} \text{ (lampiran 30)}$$

### 6.3 Perhitungan Pertemuan Balok Kolom

Contoh perhitungan pada kolom K1 lantai 1:

$$L_{x-ka} = 9 \text{ m} \quad L_{nx-ka} = 8,3 \text{ m} \quad M_{nak,bx-ka} = 923,158 \text{ kNm}$$

$$L_{y-ka} = 2,35 \text{ m} \quad L_{ny-ka} = 1,65 \text{ m} \quad M_{nak,by-ka} = 322,926 \text{ kNm}$$

$$L_{x-ki} = 6 \text{ m} \quad L_{nx-ki} = 5,3 \text{ m} \quad M_{nak,bx-ki} = 187,712 \text{ kNm}$$

$$L_{y-ki} = 9 \text{ m} \quad L_{ny-ki} = 8,3 \text{ m} \quad M_{nak,by-ki} = 913,101 \text{ kNm}$$

$$h_{ka} = 3,85 \text{ m} \quad h_{kb} = 3,85 \text{ m} \quad N_{u-k} = 2579,919 \text{ kNm}$$

$$b_j = 0,8 \text{ m} \quad h_c = 0,7 \text{ m} \quad A_g = 0,49 \text{ m}^2$$

$$V_{kol-x} = 0,7 \cdot 1,25 \left[ \left( \frac{L_{x-ki}}{L_{nx-ki}} \cdot M_{nak,bx-ki} + \frac{L_{x-ka}}{L_{nx-ka}} \cdot M_{nak,bx-ka} \right) \right]$$

$$+ 0,3 \left[ \frac{L_{y-ki}}{L_{ny-ki}} \cdot M_{nak,by-ki} + \frac{L_{y-ka}}{L_{ny-ka}} \cdot M_{nak,by-ka} \right] \left/ \cdot \frac{1}{2} \{h_{ka} + h_{kb}\} \right.$$

$$= 374,665 \text{ kN}$$

$$V_{kol-y} = 0,7 \cdot 1,25 \left[ \left[ \frac{L_{y-ki}}{L_{ny-ki}} \cdot M_{nak,by-ki} + \frac{L_{y-ka}}{L_{ny-ka}} \cdot M_{nak,by-ka} \right] \right.$$

$$\left. + 0,3 \left[ \frac{L_{x-ki}}{L_{nx-ki}} \cdot M_{nak,bx-ki} + \frac{L_{x-ka}}{L_{nx-ka}} \cdot M_{nak,bx-ka} \right] \right] \left/ \cdot \frac{1}{2} \{h_{ka} + h_{kb}\} \right.$$

$$= 412,293 \text{ kN}$$

$$V_{c,h} = 2/3 \sqrt{(N_{uk} / A_g) - 0,1 \cdot f'_c} \cdot b_j \cdot h_c = 48,369 \text{ kN}$$

$$C_{ki-x} = 0,7 \cdot 1,25 \{M_{nak,bx-ki} - 0,3 \cdot M_{nak,by-ki}\} / Z_{ki} = 111,764 \text{ kN}$$

$$T_{ka-x} = 0,7 \cdot 1,25 \{M_{nak,bx-ka} - 0,3 \cdot M_{nak,by-ka}\} / Z_{ka} = 1071,103 \text{ kN}$$

$$V_{jh,x} = C_{ki} + T_{ka} + V_{kol} = 1557,532 \text{ kN}$$

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} = 1509,164 \text{ kN}$$

$$A_{jh} = V_{sh} / f_y = 3772,909 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang rangkap 12 mm

$$\text{Jumlah lapis sengkang} = \{3772,909\} / 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 = 8 \text{ lapis}$$

$$V_{cv} = A_s' / A_s \cdot V_{jh-x} (0,6 + N_{uk} / A_g \cdot f'_c) = 427,236 \text{ kN}$$

$$V_{sv} = V_{jh} - V_{cv} = 1130,296 \text{ kN}$$

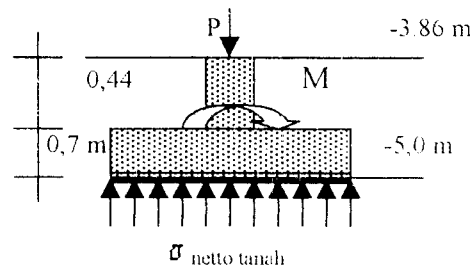
$$A_{jv} = V_{sv} / f_y = 2825 \text{ mm}^2$$

n tulangan = 6D25

$$A_s = 2940 \text{ mm}^2 > A_{jv} = 2825 \text{ mm}^2$$

## 6.4 Perencanaan Dimensi Pondasi

### 6.4.1 Tinjauan Terhadap Beban Tetap



**Gambar 6.3** Potongan Pondasi

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tanah}} &= 315 \text{ KN/m}^2 & \gamma_{\text{b tanah}} &= 14,48 \text{ KN/m}^3 \\ f'_c &= 22,5 \text{ Mpa} & \gamma_{\text{beton}} &= 24 \text{ KN/m}^3 \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & \text{Asumsi tebal pondasi (h)} &= 700 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ukuran kolom = 700/700 mm

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{netto tanah}} &= \sigma_{\text{tanah}} - \sum(h \cdot \gamma_{\text{beton}}) - \sum(h \cdot \gamma_{\text{b tanah}}) \\ &= 315 - (0,7 \cdot 24) - (0,44 \cdot 14,48) \\ &= 291,828 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diketahui : } P_D &= -1650,930 \text{ KN} & P_L &= -282,940 \text{ KN} \\ P_E &= -145,090 \text{ KN} \\ ME_x &= -256,153 \text{ kNm} & ME_y &= 248,330 \text{ kNm} \\ MD_x &= -42,064 \text{ kNm} & ML_x &= 18,887 \text{ kNm} \\ MD_y &= 43,952 \text{ kNm} & ML_y &= 1,310 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P = P_D + P_L = -1650,930 + -282,940 = -1934 \text{ KN}$$

Dimensi luas pelat pondasi: (terdapat momen yang bekerja pada arah x dan y)

$$\sigma_{\text{netto tanah}} = \frac{P}{A_{\text{pelat}}} + \frac{My}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} + \frac{Mx}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx}$$

dicoba dengan nilai B = 3 m

$$A_{perlu} = \frac{P}{\sigma_{netto\ tanah} - \left( \frac{My}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx} \right) - \left( \frac{Mx}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} \right)}$$

$$= \frac{1934}{291,828 - \left( \frac{23,173}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3} \right) - \left( \frac{45,262}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3} \right)} = 6,991 \text{ m}^2$$

Dengan menggunakan bentuk penampang pelat pondasi persegi, dengan nilai  $Bx = Pp = 3 \text{ m}$ , maka didapatkan nilai:

$$By = Lp = \frac{A_{perlu}}{Pp} = \frac{6,991}{3,0} = 2,330 \approx 3,0 \text{ meter}$$

Luas penampang pelat pondasi:  $A_{ada} = Pp \times Lp = 3,0 \times 3,0 = 9 \text{ m}^2$

Kontrol luas pelat pondasi dan tegangan yang terjadi:

$$A_{ada} = 9,0 \text{ m}^2 > A_{perlu} = 6,991 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kontrol tegangan kontak yang terjadi di dasar pondasi:

$$\sigma_{kontak} = \frac{P}{A_{ada}} + \frac{My}{1/6 \cdot Pp^2 \cdot Lp} + \frac{Mx}{1/6 \cdot Lp^2 \cdot Pp}$$

$$\sigma_{kontak} = \frac{1934}{9,0} + \frac{45,262}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3} + \frac{23,173}{1/6 \cdot 3^2 \cdot 3}$$

$$= 230,096 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{netto\ tanah} = 291,828 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Aman}$$

#### 6.4.2 Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor

$$Pu = 1,2 PD + 1,6 PL = 1,2 \cdot 1650,930 + 1,6 \cdot 282,940 = 2433,820 \text{ KN}$$

$$Pu = 1,05(PD + PL + 4/k \cdot PE) = 1,05(1650,930 + 282,940 + 4/1 \cdot 145,090)$$

$$= 2639,941 \text{ KN (Dipakai)}$$

$$Mx = MD_x + ML_x + ME_x = -42,064 + 18,887 + (-256,153) = 279,33 \text{ kNm}$$

$$My = MD_y + ML_y + ME_y = 43,952 + 1,310 + 248,330 = 293,592 \text{ kNm}$$

$$e_x = \frac{Mx}{P} = \frac{279,33}{2639,941} = 0,1058 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{My}{P} = \frac{293,592}{2639,941} = 0,1112 \text{ m}$$

Kontrol tegangann yang terjadi:

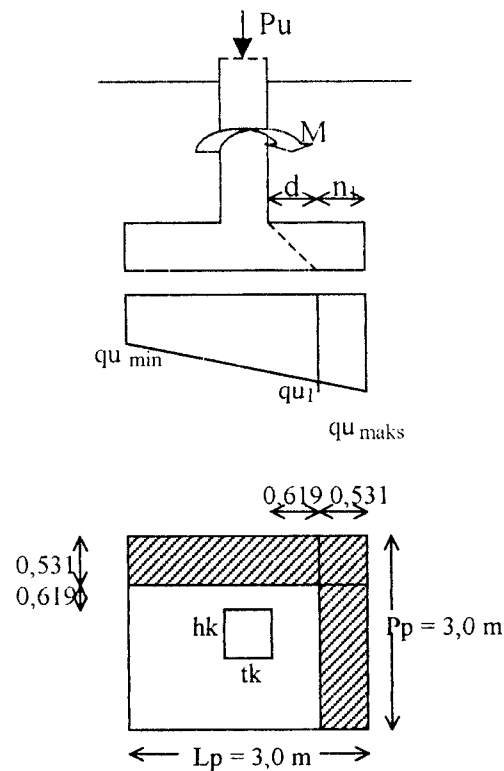
$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{\left[ L_p \cdot \left( P_p - 2 \cdot e_x \right) \right] + \left( P_p \cdot \left( L_p - 2 \cdot e_y \right) \right)} \\ &= \frac{2639,941}{\left[ 3 \cdot \left( 3 - 2 \cdot 0,1058 \right) \right] + \left[ 3 \cdot \left( 3 - 2 \cdot 0,1112 \right) \right]} \\ &= 158,099 \text{ KNm} < 1,5 \cdot \sigma_{\text{netto}} = 1,5 \cdot 291,828 = 437,742 \text{ KNm} \dots \text{ Aman}\end{aligned}$$

#### 6.4.3 Perencanaan Geser Satu Arah

→ Ditinjau pada arah momen terbesar

Jarak pusat tulangan tarik ke serat tekan beton:

$$d = h - P_b - 1/2 \cdot \phi_{\text{tul.pokok}} = 700 - 70 - 22/2 = 619 \text{ mm}$$



**Gambar 6.4** Pondasi Dengan Geser Satu Arah

$$n_1 = \frac{Lp - tk - 2.d}{2} = \frac{3,0 - 0,7 - 2 \cdot 0,619}{2} = 0,531 \text{ m}$$

- Tegangan kontak yang terjadi

$$q_u = \frac{P}{A_{ada}} + \frac{My}{1/6 \cdot Pp^2 \cdot Lp} + \frac{Mx}{1/6 \cdot Lp^2 \cdot Pp}$$

$$q_{u_{maks}} = \frac{2639,941}{9,0} + \frac{279,33}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} + \frac{293,592}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} = 420,642 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u_{min}} = \frac{2639,941}{9,0} - \frac{279,33}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} - \frac{293,592}{1/6 \cdot 3,0^2 \cdot 3,0} = 166,010 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{u_1} &= q_{u_{min}} + (q_{u_{maks}} - q_{u_{min}}) \left( \frac{Lp - n_1}{Lp} \right) \\ &= 166,010 + (420,642 - 166,010) \left( \frac{3,0 - 0,531}{3,0} \right) \\ &= 375,572 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$V_u = q_{u_1} \cdot n_1 \cdot Pp = 375,572 \cdot 0,531 \cdot 3,0 = 598,286 \text{ KN}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot Lp \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 3,0 \cdot 0,619 \cdot 10^3 = 1468,087 \text{ KN}$$

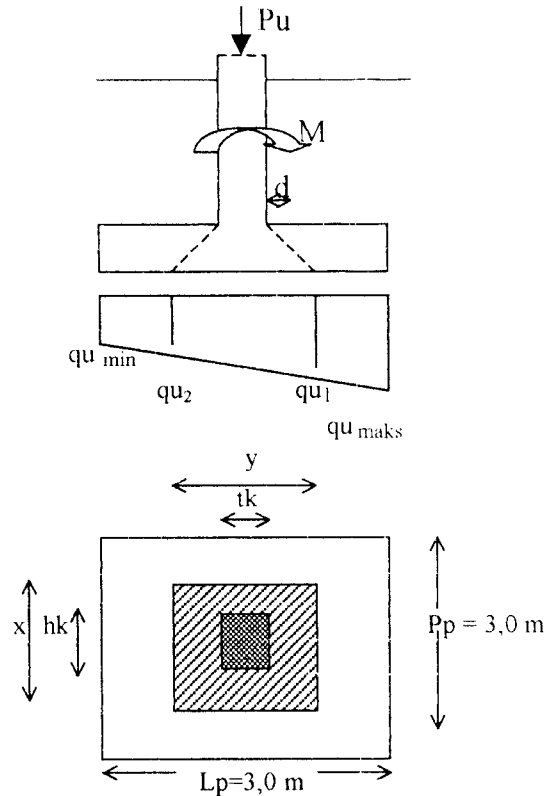
- Kontrol gaya geser:

$$V_c \cdot \phi = 1468,087 \cdot 0,65 = 954,256 \text{ KN} \geq V_u = 598,286 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ Aman}$$



#### 6.4.4 Perencanaan Geser Dua Arah

→ Ditinjau pada arah momen terbesar



**Gambar 6.5** Pondasi Dengan Geser Dua Arah

$$x = hk + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

$$y = tk + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

- Tegangan kontak yang terjadi:

$$qu_1 = 375,572 \text{ KN/m}^2$$

$$qu_2 = qu_{\min} + (qu_{\max} - qu_{\min}) \left( \frac{n_1}{L_p} \right)$$

$$qu_2 = 166,010 + (420,642 - 166,010) \left( \frac{0,531}{3,0} \right) = 211,079 \text{ KN/m}^2$$

$$qu_T = \frac{1}{2} (qu_1 + qu_2) = \frac{1}{2} (375,572 + 211,079) = 586,651 \text{ KN/m}^2$$

- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$\begin{aligned} V_u &= q_{uT} \cdot ((P_p \cdot L_p) - (x \cdot y)) \\ &= 586,651 \cdot ((3,0 \cdot 3,0) - (1,319 \cdot 1,319)) = 5278,119 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang}}{\text{sisi pendek}} = \frac{P_p}{L_p} = \frac{3,0}{3,0} = 1$$

$$b_o = 2 \cdot (x + y) = 2 \cdot (1,319 + 1,319) = 5276 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \left(2 \cdot \sqrt{f'_c}\right) \cdot b_o \cdot d \\ &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot \left(2 \cdot \sqrt{22,5}\right) \cdot 5276 \cdot 619 \cdot 10^{-3} = 92947,549 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\ &= 4 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 5276 \cdot 619 \cdot 10^{-3} = 61965,033 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kontrol gaya geser:

Digunakan nilai yang terkecil dari  $V_{c1}$  dan  $V_{c2}$ , yaitu  $V_{c2} = 61965,03 \text{ KN}$

$$V_{c2} \cdot \phi = 40277,269 \text{ KN} \geq 5278,119 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Aman}$$

#### 6.4.5 Kuat Tumpuan Pondasi

- Kuat Tumpuan Pondasi

$$\text{Luas pelat pondasi } (A_2) = P_p \cdot L_p = 3,0 \cdot 3,0 = 9,0 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas penampang kolom } (A_1) = h_k \cdot t_k = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &= \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot 2) \\ &= 0,7 \cdot (0,85 \cdot 22,5 \cdot 490000 \cdot 2) \cdot 10^{-3} = 13119,75 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kuat Tumpuan Kolom

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &= \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_1) \\ &= 0,7 \cdot (0,85 \cdot 22,5 \cdot 490000) \cdot 10^{-3} = 6559,875 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Tumpuan

$$\phi \cdot P_{n_{\text{pondasi}}} = 13119,75 \text{ KN} > \phi \cdot P_{n_{\text{kolom}}} = 6559,875 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Aman}$$

### 6.4.6 Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi

Momen yang terjadi:

$$l = \frac{l_p - tk}{2} = \frac{3,0 - 0,7}{2} = 1,15 \text{ m}$$

$$q_{u_{maks}} = 420,462 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = 0,5 \cdot q_{u_{maks}} \cdot l^2 = 0,5 \cdot 420,462 \cdot 1,15^2 = 241,765 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{241,765}{0,8} = 302,207 \text{ KNm}$$

- Digunakan tulangan bagi  $\phi_{22}$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan pokok:

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 380 \text{ mm}^2$$

- Tebal pelat pondasi:  $h = 700$  mm, selimut beton ( $p_b$ ) = 70 mm

$$d = h - p_b - 0,5 \cdot \phi_{tul.pokok} = 700 - 70 - 0,5 \cdot 22 = 619 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

Koefisien ketahanan ( $R_n$ ), diambil nilai  $b$  tiap 1000 mm:

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d} = \frac{302,207 \cdot 10^6}{1000 \cdot 619^2} = 0,788 \text{ Mpa}$$

Rasio tulangan:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,00350$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 22,5 \cdot 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,02438$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02438 = 0,0182$$

$$\rho_{aktual} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,915} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,915 \cdot 0,788}{400}} \right) = 0,0020 \quad < \rho_{maks} = 0,02032$$

$$< \rho_{min} = 0,00350$$

sehingga dipakai:  $\rho_{perlu} = 0,0035$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 619 = 2166,5 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan:

$$s \leq \frac{A_1 \phi b}{A_{S_{\text{perlu}}}} = \frac{380 \cdot 1000}{2166,5} = 175,398 \text{ mm}$$

$$s \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

$$s \leq 250 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan pokok D<sub>22</sub>-170 mm**

$$A_{S_{\text{aktual}}} = \frac{A_1 \phi 1000}{s} = \frac{380 \cdot 1000}{170} = 2235,294 \text{ mm}^2$$

• **Kontrol Kapasitas Lentur Pelat Pondasi**

$$a = \frac{A_{S_{\text{aktual}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2235,294 \cdot 400}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000} = 46,751 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{S_{\text{aktual}}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 2235,294 \cdot 400 \cdot (619 - 46,751/2) \\ &= 532,558 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_n \cdot \phi = 426,046 \text{ kNm} > M_u = 241,765 \text{ kNm}$$

### Perencanaan Tulangan Susut Pondasi

$$A_{S_{\text{susut}}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}^2$$

• Digunakan tulangan bagi  $\phi 12$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan susut:

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

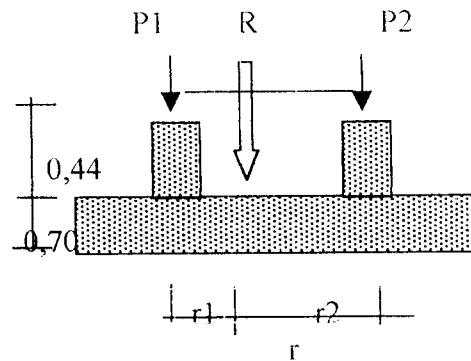
Jarak antar tulangan susut:

$$s \leq \frac{A_1 \phi b}{A_{S_{\text{susut}}}} = \frac{113,04 \cdot 1000}{1400} = 80,7428 \approx 80 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan susut D<sub>12</sub>-80 mm**

## 6.5 Pondasi Gabungan

### 6.5.1 Tinjauan Terhadap Beban Tetap



**Gambar 6.6** Potongan Pondasi Gabungan

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tanah}} &= 315 \text{ KN/m}^2 & \gamma_{\text{b tanah}} &= 14,48 \text{ KN/m}^3 \\ f'_c &= 22,5 \text{ Mpa} & \gamma_{\text{beton}} &= 24 \text{ KN/m}^3 \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & \text{Asumsi tebal pondasi (h)} &= 700 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ukuran kolom = 700/700 mm

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{netto tanah}} &= \sigma_{\text{tanah}} - \Sigma(h \cdot \gamma_{\text{beton}}) - \Sigma(h \cdot \gamma_{\text{b tanah}}) \\ &= 315 - (0,7 \cdot 24) - (0,44 \cdot 14,48) \\ &= 291,828 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Diketahui :

$$\begin{aligned} PD_1 &= -1802,840 \text{ KN} & PL_1 &= -334,840 \text{ KN} \\ PE_1 &= -424,33 \text{ KN} & PD_2 &= -687,320 \text{ KN} \\ PL_2 &= -67,450 \text{ KN} & PE_2 &= -720,49 \text{ KN} \\ MDx_1 &= 39,000 \text{ kNm} & MLx_1 &= -17,447 \text{ kNm} \\ MEx_1 &= 565,587 \text{ kNm} & MDy_1 &= 10,009 \text{ kNm} \\ MLy_1 &= 8,496 \text{ kNm} & MEy_1 &= 691,543 \text{ kNm} \\ MDx_2 &= 7,755 \text{ kNm} & MLx_2 &= -2,951 \text{ kNm} \\ MEx_2 &= 499,372 \text{ kNm} & MDy_2 &= 55,384 \text{ kNm} \\ MLy_2 &= 1,850 \text{ kNm} & MEy_2 &= 693,681 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P1 = PD_1 + PL_1 = 1802,840 + 334,840 = 2137,68 \text{ KN}$$

$$P2 = PD_2 + PL_2 = 687,320 + 67,450 = 754,77 \text{ KN}$$

$$R = P1 + P2 = 2137,68 + 754,77 = 2892,45 \text{ KN}$$

$$R \cdot r_1 = P2 \cdot r$$

$$r_1 = 754,77 \cdot 3,0 / 2892,45 = 0,7828 \text{ m}$$

$$r_2 = 3,0 - 0,7828 = 2,2171 \text{ m}$$

$$Mx_{total} = (MDx_1 + MLx_1 + MDx_2 + MLx_2) = 26,357 \text{ kNm}$$

$$My_{total} = (MDy_1 + MLy_1 + MDy_2 + MLy_2) = 75,739 \text{ kNm}$$

Dimensi luas pelat pondasi: (terdapat momen yang bekerja pada arah x dan y)

$$\sigma_{netto \text{ tanah}} = \frac{P}{A_{perlu}} + \frac{My}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} + \frac{Mx}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx}$$

dicoba dengan nilai  $Bx = 6 \text{ m}$  dan  $By = 2,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A_{perlu} &= \frac{P}{\sigma_{netto \text{ tanah}} - \left( \frac{My}{1/6 \cdot Bx^2 \cdot By} \right) - \left( \frac{Mx}{1/6 \cdot By^2 \cdot Bx} \right)} \\ &= \frac{2892,42}{291,828 - \left( \frac{75,739}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6} \right) - \left( \frac{26,357}{1/6 \cdot 6^2 \cdot 2,5} \right)} = 10,406 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang pelat pondasi:  $A_{ada} = Bx \times By = 2,5 \times 6,0 = 15,0 \text{ m}^2$

Kontrol luas pelat pondasi dan tegangan yang terjadi:

$$A_{ada} = 15,00 \text{ m}^2 > A_{perlu} = 10,406 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kontrol tegangan kontak yang terjadi di dasar pondasi:

$$\begin{aligned} \sigma_{kontak} &= \frac{P}{A_{ada}} + \frac{My}{1/6 \cdot Pp^2 \cdot Ip} + \frac{Mx}{1/6 \cdot Ip^2 \cdot Pp} \\ \sigma_{kontak} &= \frac{2892,42}{15,0} + \frac{75,739}{1/6 \cdot 6,0^2 \cdot 2,5} + \frac{26,357}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6,0} \\ &= 202,094 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{netto \text{ tanah}} = 291,828 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Aman} \end{aligned}$$

### 6.5.2 Tinjauan Terhadap Beban Terfaktor

$$Pu_1 = 1,05 \cdot (PD_1 + PL_1 + 4/k \cdot PE_1) = 3135,657 \text{ KN}$$

$$Pu_2 = 1,05 \cdot (PD_2 + PL_2 + 4/k \cdot PE_2) = 2305,537 \text{ KN}$$

$$Pu_{total} = Pu_1 + Pu_2 = 5411,194 \text{ KN}$$

$$Mx_{total} = (MDx_1 + MLx_1 + MDx_2 + MLx_2 + MEx_1 + MEx_2) = 1091,31 \text{ kNm}$$

$$My_{total} = (MDy_1 + MLy_1 + MDy_2 + MLy_2 + MEy_1 + MEy_2) = 1460,96 \text{ kNm}$$

$$e_x = \frac{Mx}{P} = \frac{1091,31}{5411,194} = 0,2016 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{My}{P} = \frac{1460,96}{5411,194} = 0,2699 \text{ m}$$

Kontrol tegangann yang terjadi:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{\left[ I_p \cdot \left( Pp - 2 \cdot e_x \right) \right] + \left( Pp \cdot \left( I_p - 2 \cdot e_y \right) \right)} \cdot \frac{P}{\left[ I_p \cdot \left( Pp - 2 \cdot e_x \right) \right] + \left( Pp \cdot \left( I_p - 2 \cdot e_y \right) \right)} \\ &= \frac{5411,194}{\left[ 2,5 \cdot \left( 6 - 2 \cdot 0,2016 \right) \right] + \left[ 6 \cdot \left( 2,5 - 2 \cdot 0,2699 \right) \right]} \\ &= 210,117 \text{ KNm} < 1,5 \cdot \sigma_{netto} = 1,5 \cdot 291,828 = 437,742 \text{ KNm} \dots \quad \text{Aman} \end{aligned}$$

### 6.5.3 Perencanaan Geser Satu Arah

Jarak pusat tulangan tarik ke serat tekan beton:

$$d = h - Pb - \phi_{tul.pokok}/2 = 700 - 70 - 22/2 = 619 \text{ mm}$$

→ Ditinjau pada arah momen terbesar

$$n_l = \frac{Lp - tk - 2 \cdot d}{2} = \frac{6,0 - 0,70 - 2 \cdot 0,619}{2} = 0,562 \text{ m}$$

• Tegangan kontak yang terjadi

$$qu = \frac{P}{A_{ada}} + \frac{My}{1/6 \cdot Pp^2 \cdot Lp} + \frac{Mx}{1/6 \cdot Lp^2 \cdot Pp}$$

$$qu_{maks} = \frac{5411,194}{15} + \frac{1460,96}{1/6 \cdot 6,0^2 \cdot 2,5} + \frac{1091,31}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6,0} = 632,753 \text{ KN/m}^2$$

$$qu_{min} = \frac{5411,194}{15} - \frac{1460,96}{1/6 \cdot 6,0^2 \cdot 2,5} - \frac{1091,31}{1/6 \cdot 2,5^2 \cdot 6,0} = 88,739 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 q_{u1} &= q_{u_{\min}} + (q_{u_{\max}} - q_{u_{\min}}) \left( \frac{L_p - n_1}{L_p} \right) \\
 &= 88,379 + (632,753 - 88,379) \left( \frac{2,5 - 0,562}{2,5} \right) \\
 &= 510,377 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$V_u = q_{u1} \cdot n_1 \cdot L_p = 510,377 \cdot 0,562 \cdot 2,5 = 717,079 \text{ KN}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot P_p \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 6,0 \cdot 0,619 \cdot 10^3 = 2936,174 \text{ KN}$$

- Kontrol gaya geser:

$$V_c \cdot \phi = 2936,176 \cdot 0,65 = 1908,513 \text{ KN} > V_u = 717,079 \text{ KN}$$

#### 6.5.4 Perencanaan Geser Dua Arah

→ Ditinjau pada arah momen terbesar

$$x = h_k + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

$$y = t_k + d = 700 + 619 = 1319 \text{ mm} = 1,319 \text{ m}$$

- Tegangan kontak yang terjadi:

$$q_{u1} = 510,377 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u2} = q_{u_{\min}} + (q_{u_{\max}} - q_{u_{\min}}) \left( \frac{n_1}{L_p} \right)$$

$$q_{u2} = 88,379 + (632,753 - 88,379) \left( \frac{0,562}{2,5} \right) = 210,754 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{uT} = 1/2 (q_{u1} + q_{u2}) = 1/2 (510,377 + 210,754) = 360,565 \text{ KN/m}^2$$

- Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis pondasi:

$$V_u = q_{uT} \cdot ((P_p \cdot L_p) - (x \cdot y))$$

$$= 360,565 \cdot ((6 \cdot 2,5) - (1,319 \cdot 1,319)) = 4781,178 \text{ KN}$$

- Kekuatan beton menahan geser:

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang}}{\text{sisi pendek}} = \frac{L_p}{P_p} = \frac{6}{2,5} = 2,4$$

$$b_o = 2 \cdot (x + y) = 2 \cdot (1319 + 1319) = 5276 \text{ KN}$$



$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\rho} \right) \left(2 \sqrt{f'c} \right) b_o.d$$

$$= \left(1 + \frac{2}{2,4} \right) \left(2 \sqrt{22,5} \right) 5276.619.10^{-3} = 76801,280 \text{ KN}$$

$$V_{c2} = 4 \sqrt{f'c} . b_o.d$$

$$= 4 \sqrt{22,5} . 5276.619.10^{-3} = 81965,033 \text{ KN}$$

- Kontrol gaya geser:

Digunakan nilai yang terkecil dari  $V_{c1}$  dan  $V_{c2}$ , yaitu  $V_{c2} = 76801,28 \text{ KN}$

$\phi . V_{c2} = 0,65 . 76801,28 = 49920,832 \text{ KN} \geq V_u = 4781,178 \text{ KN} \dots \dots \text{ Aman}$

### 6.5.5 Kuat Tumpuan Pondasi

- Kuat Tumpuan Pondasi

$$\text{Luas pelat pondasi } (A_2) = P_p.L_p = 6,0.2,5 = 15,0 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas penampang kolom } (A_1) = h_k.t_k = 0,7.0,7 = 0,49 \text{ m}^2$$

$$\phi . P_n = \phi . (0,85 . f'c . A_1 . 2)$$

$$= 0,7 . (0,85 . 22,5 . 490000 . 2) . 10^{-3} = 13119,75 \text{ KN}$$

- Kuat Tumpuan Kolom

$$\phi . P_n = \phi . (0,85 . f'c . A_1)$$

$$= 0,7 . (0,85 . 22,5 . 490000) . 10^{-3} = 6559,875 \text{ KN}$$

- Kontrol Kuat Tumpuan

$$\phi . P_{n_{\text{pondasi}}} = 13119,75 \text{ KN} > \phi . P_{n_{\text{kolom}}} = 6559,875 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Aman}$$

### 6.5.6 Perencanaan Tulangan Telapak Pondasi

Momen yang terjadi:

$$l = \frac{L_p - t_k}{2} = \frac{2,5 - 0,7}{2} = 0,9 \text{ m}$$

$$q_{u_{\text{maks}}} = 632,753 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = 0,5 . q_{u_{\text{maks}}} . l^2 = 0,5 . 632,753 . 0,9^2 = 256,264 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{256,264}{0,8} = 320,331 \text{ KNm}$$

- Digunakan tulangan bagi  $\phi_{22}$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan pokok:

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 380 \text{ mm}^2$$

- Tebal pelat pondasi:  $h = 700 \text{ mm}$ , selimut beton ( $p_b$ ) =  $70 \text{ mm}$

$$d = h - p_b - 0,5 \cdot \phi_{\text{tul.pokok}} = 700 - 70 - 0,5 \cdot 22 = 619 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

Koefisien ketahanan ( $R_n$ ), diambil nilai  $b$  tiap  $1000 \text{ mm}$ :

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b \cdot d} = \frac{320,331 \cdot 10^6}{1000 \cdot 619^2} = 0,836 \text{ Mpa}$$

Rasio tulangan:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,00350$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,02709$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02709 = 0,02032$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,915} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,915 \cdot 0,836}{400}} \right) = 0,0021$$

$$< \rho_{\max} = 0,02032$$

$$< \rho_{\min} = 0,00350$$

sehingga dipakai:  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 619 = 2166,5 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan:

$$s \leq \frac{A_1 \phi b}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{380 \cdot 1000}{2166,5} = 175,398 \text{ mm}$$

$$s \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

$$s \leq 250 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan pokok  $D_{22}$ –170 mm**

$$A_{s_{\text{aktual}}} = \frac{A_1 \phi 1000}{s} = \frac{384 \cdot 1000}{170} = 2235,294 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kapasitas Lentur Pelat Pondasi

$$a = \frac{A_s_{\text{aktual}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_{c,b}} = \frac{2235,294.400}{0,85.22,5.1000} = 46,751 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s_{\text{aktual}} \cdot f_y \cdot (d-a/2) \\ &= 2235,294.400 \cdot (619 - 46,751/2) \\ &= 532,558 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,8 \cdot 532,558 = 426,046 \text{ kNm} > M_u = 196,956 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

### Perencanaan Tulangan Susut Pondasi

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}^2$$

- Digunakan tulangan bagi  $\phi 12$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan susut:

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

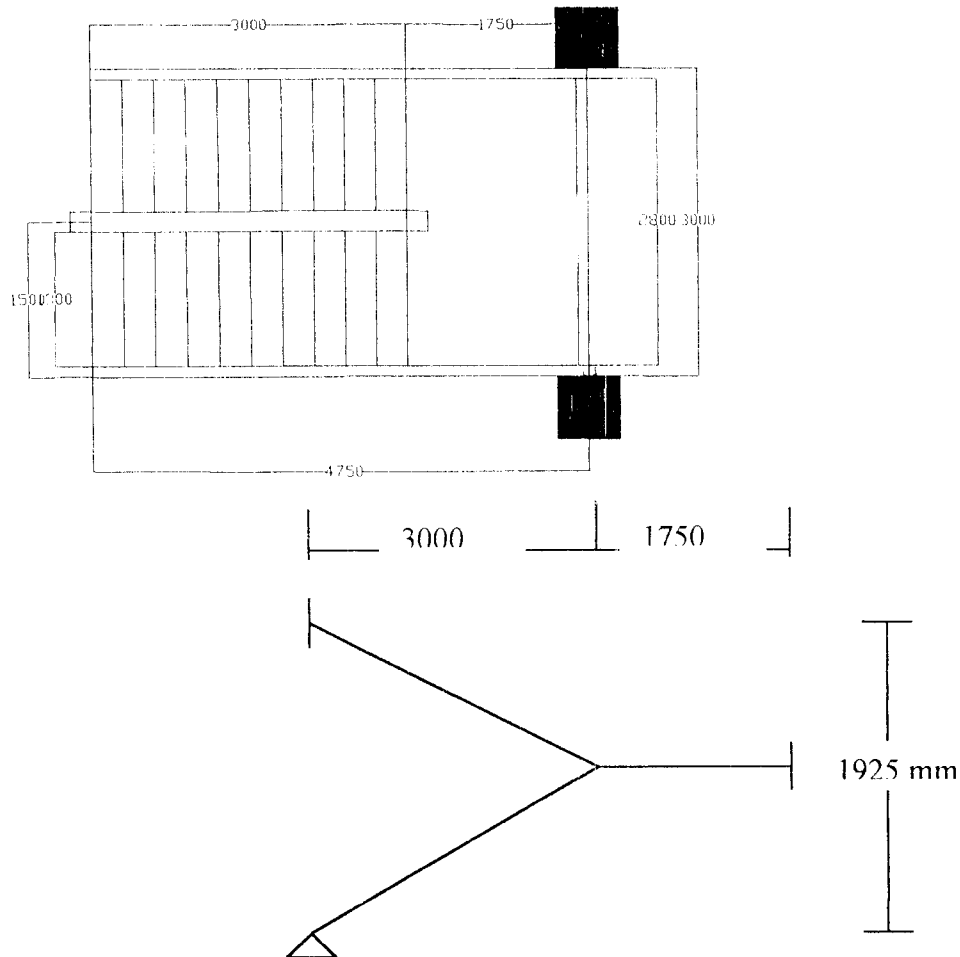
Jarak antar tulangan susut:

$$s \leq \frac{A_1 \phi b}{A_{s_{\text{susut}}}} = \frac{113,04 \cdot 1000}{1400} = 80,74 \approx 80 \text{ mm}$$

→ **Dipakai tulangan susut D<sub>12</sub>-80 mm**

## 6.6 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga meliputi perencanaan optrede dan antrede, pembebanan tangga dan bordes, penulangan pelat tangga dan bordes, dan penulangan balok bordes.



**Gambar 6.7** Detail tangga

Spesifikasi Struktur :

1. Tinggi antar lantai ( h ) = 3,85 m = 385 cm
2. Sudut kemiringan tangga =  $\text{tg } \alpha = 192,5/300 = 0,642$   
 $\alpha = 32,7^\circ$
3. Tinggi optrede rencana diambil 19 cm

Jumlah oprade =  $385/18 = 21,3$  dipakai 22 buah

Tinggi oprade pakai =  $385/22 = 17,5$  cm

4. Jumlah antrade =  $22 - 2 = 20$  buah

Diambil panjang antrade = 30 cm

5. Panjang tangga (  $L_0$  )

$$\begin{aligned} L_0 &= ( \text{Panjang antrade} \times \text{jml antrade} / 2 ) + LB \\ &= ( 30 \times 20 / 2 ) + 175 = 475 \text{ cm} \end{aligned}$$

Lebar bersih tangga = 150 cm

6. Tebal pelat diambil 15 cm

7. Beban sandaran tangga :

Tinggi sandaran = 1m

Tebal sandaran = 0,12 m

Berat sandaran total =  $(0,12 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 2) / 1,5 = 3,29 \text{ kN/m}^2$

## 6.6.1 Pembebanan

### 6.6.1.1 Pembebanan bordes

- Beban mati

- Berat sendiri pelat	$= 0,15 \cdot 24$	$= 3,60 \text{ kN/m}^2$
- Berat spesi	$= 3 \cdot 0,24$	$= 0,72 \text{ kN/m}^2$
- Berat keramik	$= 1 \cdot 0,20$	$= 0,20 \text{ kN/m}^2$
- Sandaran		$= \underline{3,29 \text{ kN/m}^2} +$
	$Q_D$	$= 7,81 \text{ kN/m}^2$

- Beban hidup

$$Q_L = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2 \cdot Q_D + 1,6 \cdot Q_L = 1,2 \cdot 7,81 + 1,6 \cdot 3 = 14,17 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 14,17 \cdot 1,75 = 24,80 \text{ kN/m}$$

### 6.6.1.2 Pembebanan Tangga

- Beban mati

$$\text{- Berat sendiri tangga} = \left( \frac{0,15}{\cos 32,7^\circ} + \frac{0,175}{2} \right) \cdot 24 = 6,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Spesi} &= 3 \cdot 0,24 &= 0,72 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{Lantai keramik} &= 1,0,20 &= 0,20 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{Sandaran} & &= \underline{3,29 \text{ kN/m}^2} + \\
 Q_D &= 10,59 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban hidup

$$Q_L = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L = 1,2 \cdot 10,59 + 1,6 \cdot 3 = 17,51 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 17,51 \cdot 1,75 = 30,64 \text{ kN/m}$$

## 6.6.2 Penulangan Tangga

### 6.6.2.1 Perhitungan pelat bordes

$$M_u \text{ maks} = 26,18 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{26,18}{0,8} = 32,725 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 13 \text{ mm}$ , sehingga luas tampang 1 tulangan pokok :

$$A_{1\emptyset} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

tebal pelat tangga = 150 mm, selimut beton ( pb ) = 20 mm

$$d = h - P_b - 0,5 \cdot \emptyset_{\text{tul. pokok}} = 150 - 20 - 0,5 \cdot 13 = 123,5 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

Koefisien ketahanan (Rn), diambil nilai b tiap 1000 mm :

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d} = \frac{32,725 \cdot 10^6}{1000 \cdot 123,5^2} = 2,146 \text{ MPa}$$

Rasio Tulangan :

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 22,5 \cdot 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,0244$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0244 = 0,0183$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,915} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,915 \cdot 2,146}{400}} \right) = 0,00571 < \rho_{\text{maks}} = 0,0183$$

$$> \rho_{\text{min}} = 0,0035$$

sehingga dipakai :  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00571$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,00571 \cdot 1000 \cdot 123,5 = 705,185 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak antar tulangan : } s \leq \frac{A_{1\phi} \cdot b}{A_{S_{\text{perlu}}}} = \frac{132,73 \cdot 1000}{705,185} = 188,22 \text{ mm}$$

$$s \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 150 = 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 250 \text{ mm}$$

→ **Dipakai Tulangan Pokok : D13 – 180 mm**

$$A_{S_{\text{aktual}}} = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{s} = \frac{132,73 \cdot 1000}{180} = 737,39 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kapasitas Lentur Pelat tangga :

$$a = \frac{A_{S_{\text{aktual}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{737,39 \cdot 400}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000} = 15,423 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{S_{\text{aktual}}} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 737,39 \cdot 400 \cdot \left( 123,5 - \frac{15,423}{2} \right)$$

$$= 34,15 \text{ kNm} \geq \frac{M_u}{\phi} = 32,725 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

Tulangan bagi pelat bordes

$$A_{s \text{ bagi}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 150 = 300 \text{ mm}^2$$

Digunakan  $\emptyset 8$  dengan  $A_{1\text{tul}} = 50,265 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan} = s = \frac{A_{1\text{tul}} \cdot 1000}{A_{s \text{ bagi}}} = \frac{50,265 \cdot 1000}{300} = 167,55 \text{ mm}$$

Dipakai **P8-150**

### 6.6.2.2 Perhitungan pelat tangga

$$M_u \text{ maks} = 33,69 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{33,69}{0,8} = 42,11 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan bagi  $\emptyset 16$  mm, sehingga luas tampang 1 tulangan pokok :

$$A_{1\phi} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

tebal pelat tangga =  $150/\cos 32,7 = 180 \text{ mm}$ , selimut beton ( pb ) = 20 mm

$$d = h - P_b - 0,5 \cdot \phi_{\text{tul. pokok}} = 180 - 20 - 0,5 \cdot 13 = 153,5 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

Koefisien ketahanan (Rn), diambil nilai b tiap 1000 mm :

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b \cdot d} = \frac{42,11 \cdot 10^6}{1000 \cdot 153,5^2} = 1,787 \text{ MPa}$$

Rasio Tulangan :

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 22,5 \cdot 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,0244$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0244 = 0,0183$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{aktual}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{20,915} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,915 \cdot 1,787}{400}} \right) = 0,0047 < \rho_{\max} = 0,0183 \\ &> \rho_{\min} = 0,0035 \end{aligned}$$

maka  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0047$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,0047 \cdot 1000 \cdot 153,5 = 721,45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak antar tulangan : } s \leq \frac{A_{1\phi} \cdot b}{A_{S_{\text{perlu}}}} = \frac{132,73 \cdot 1000}{721,45} = 183,98 \text{ mm}$$

$$s \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 180 = 360 \text{ mm}$$

$$s \leq 250 \text{ mm}$$

→ Dipakai Tulangan Pokok : D13 – 180 .mm

$$A_{S_{\text{aktual}}} = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{s} = \frac{132,73 \cdot 1000}{180} = 737,9 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kapasitas Lentur Pelat tangga :



$$a = \frac{A_{s_{\text{aktual}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{737,9 \cdot 400}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 1000} = 15,43 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s_{\text{aktual}}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 737,9 \cdot 400 \left(152 - \frac{15,43}{2}\right) \\ &= 42,587 \text{ kNm} \geq \frac{M_u}{\phi} = 42,113 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{Ok.} \end{aligned}$$

Tulangan bagi pelat tangga

$$A_s \text{ bagi} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 180 = 360 \text{ mm}^2$$

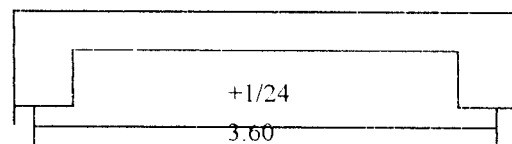
Digunakan  $\varnothing 8$  dengan  $A_{tul} = 50,265 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan} = s = \frac{A_{tul} \cdot 1000}{A_{s \text{ bagi}}} = \frac{50,265 \cdot 1000}{360} = 139,625 \text{ mm}$$

Dipakai **P8-130**

### 6.6.2.3 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Bordes

Dicoba balok ukuran 30/50



Pembebanan

- berat akibat pelat bordes = = 33,21 kN/m
  - berat sendiri balok bordes =  $1,2 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 24 = 4,32 \text{ kN/m}$
- $$Q_D = 37,55 \text{ kN/m}$$

Momen :

$$M^+ = 1/24 \cdot q_u \cdot L^2 = 1/24 \cdot 37,55 \cdot 3,6^2 = 20,28 \text{ kNm}$$

$$M^- = 1/12 \cdot q_u \cdot L^2 = 1/12 \cdot 37,55 \cdot 3,6^2 = 40,55 \text{ kNm}$$

#### 1. Tulangan Lapangan

$$M_u = 20,28 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{20,28}{0,8} = 25,35 \text{ kN.m}$$

$$d = 500 - 40 - 8 - 0,5 \cdot 13 = 445,5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta'}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) - \frac{0,85 \cdot 22,5 \cdot 0,85}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0244$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0244 = 0,0183$$

$$\text{rasio tulangan rencana} = \rho = 0,5 \cdot \rho_{\max} = 0,5 \cdot 0,0183 = 0,00915$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m \right) = 0,00915 \cdot 400 \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot 0,00915 \cdot 20,915 \right) = 3,31 \text{ Mpa}$$

$$b \cdot d_{\text{perlu}}^2 = \frac{M_n}{R_n}$$

$$d_{\text{perlu}} = \sqrt{\frac{M_n}{R_n \cdot b}} = \sqrt{\frac{25,35 \cdot 10^6}{3,31 \cdot 300}} = 159,78 \text{ mm}$$

$$d_{\text{ada}} = 445,5 \text{ mm}$$

$d_{\text{ada}} > d_{\text{perlu}}$  maka dipakai tulangan sebelah

$$R_{n_{\text{baru}}} = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{25,35 \cdot 10^6}{300 \cdot 445,5^2} = 0,426 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{baru}} = \frac{0,426}{3,31} \times 0,00915 = 0,00118$$

$$1,33 \rho_{\text{baru}} = 0,00157$$

$$1,33 \rho_{\text{baru}} < 0,002 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,002$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{baru}} \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 300 \cdot 445,5 = 279,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{digunakan } \phi_{13} \Rightarrow A_s = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\text{dipakai } 3\phi_{13} A_s \text{ tul} = 398,196 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{perlu}}} = 279,3 \text{ mm}^2$$

## 2. Tulangan Tumpuan

$$M_u = 40,55 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{40,55}{0,8} = 50,69 \text{ kN.m}$$

$$d = 500 - 40 - 8 - 0,5 \cdot 13 = 445,5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 22,5 \cdot 0,85}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0244$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0244 = 0,0183$$

$$\text{rasio tulangan rencana} = \rho = 0,5 \cdot \rho_{\max} = 0,5 \cdot 0,0183 = 0,00915$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 22,5} = 20,915$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m \right) = 0,00915 \cdot 400 \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot 0,00915 \cdot 20,915 \right) = 3,31 \text{ Mpa}$$

$$b \cdot d_{\text{perlu}}^2 = \frac{M_n}{R_n}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_n}{R_n \cdot b}} = \sqrt{\frac{50,69 \cdot 10^6}{3,31 \cdot 300}} = 225,94 \text{ mm}$$

$$d_{\text{pakai}} = 445,5 \text{ mm}$$

$d_{\text{ada}} > d_{\text{perlu}}$  maka dipakai tulangan sebelah

$$R_{n\text{baru}} = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{50,69 \cdot 10^6}{300 \cdot 445,5^2} = 0,851 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{baru}} = \frac{0,851}{3,31} \times 0,00915 = 0,00235$$

$$1,33 \rho_{\text{baru}} = 0,00313$$

$$0,002 < 1,33 \rho_{\text{baru}} < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 1,33 \rho_{\text{baru}} = 0,00313$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{baru}} \cdot b \cdot d = 0,00235 \cdot 300 \cdot 445,5 = 314,32 \text{ mm}^2$$

$$\text{digunakan } \phi_{13} \Rightarrow A_s = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\text{dipakai } 4\phi_{13} A_s \text{ tul} = 530,93 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 314,32 \text{ mm}^2$$

## 2. Perencanaan Geser dan Torsi

- kontrol torsi

$$T_{u1} = 26,18 \text{ kNm}$$

$$T_{u2} = \left( \frac{1}{9} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left\{ \sum x^2 \cdot y \cdot \frac{1}{3} \right\} \right) = \left( \frac{1}{9} \cdot \sqrt{22,5} \cdot \left\{ 300^2 \cdot 500 \cdot \frac{1}{3} \right\} \right) = 7,906 \text{ kNm}$$

Digunakan  $T_u$  yang terkecil  $T_u = 7,906$

$$C_t = \frac{bw.d}{\Sigma x^2 y} = \frac{300.445,5}{300^2.500} = 0,00297 \text{ mm}^{-1}$$

$$T_c = \frac{\left( \frac{1}{15} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \Sigma x^2 y \right)}{\sqrt{1 + \left( \frac{0,4 V_u}{C_t T_u} \right)^2}}$$

$$= \frac{\left( \frac{1}{15} \cdot \sqrt{22,5} \cdot 300^2 \cdot 500 \right)}{\sqrt{1 + \left( \frac{0,4 \cdot 64,314 \cdot 10^3}{0,00297 \cdot 26,18 \cdot 10^6} \right)^2}} = 13,51 \text{ kNm}$$

Kekuatan baja menahan torsi

$$T_s = \frac{T_u}{\phi} - T_c$$

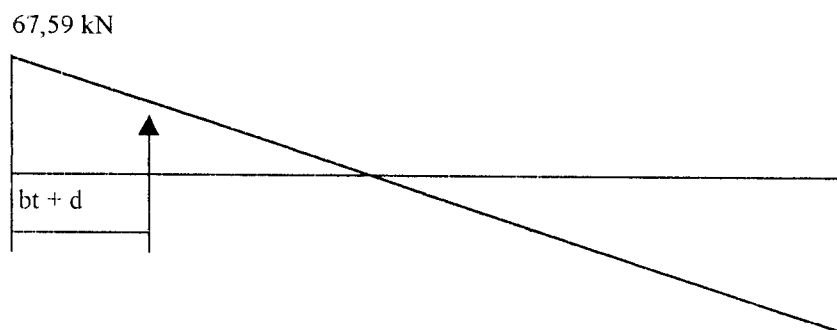
Karena  $\frac{T_u}{\phi} = \frac{7,906}{0,6} = 13,177 < T_c = 13,51$

**Maka tidak diperlukan tulangan torsi**

### 3. Perencanaan Geser

#### Tulangan geser balok

$$V_u = 0,5 \cdot q_u \cdot L = 0,5 \cdot 37,55 \cdot 3,6 = 67,59 \text{ kN}$$



$$b_t = b - 2P_b - 2\emptyset \text{ sengkang} ; \emptyset \text{ sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$= 300 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10$$

$$= 200 \text{ mm}$$

$$(b_t + d) = 200 + 445,5 = 645,5 \text{ mm}$$

$$V_{u_{pakai}} = V_u (b_t + d) = \left( \frac{3,6 - 0,6455}{3,6} \right) \cdot 64,314 = 52,782 \text{ kN}$$

Gaya geser yang mampu ditahan oleh beton :

$$- V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{22,5} \cdot 300 \cdot 445,5 = 105,66 \text{ kN}$$

$$- \phi V_c = 0,6 \cdot 105,66 = 63,396 \text{ kN}$$

$$- 1/2 \cdot \phi V_c = 1/2 \cdot 63,396 = 31,70 \text{ kN}$$

$V_u > 1/2 \phi V_c \longrightarrow$  perlu tulangan geser

$$V_s \text{ min} = 1/3 \cdot b \cdot d = 1/3 \cdot 300 \cdot 445,5 \cdot 10^{-3} = 44,55 \text{ kN}$$

Jika  $1/2 \cdot \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

Gaya geser yang harus ditahan oleh sengkang

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot 50,265 \cdot 240 \cdot 445,5}{44,55 \cdot 10^3} = 241,272 \text{ mm}$$

$$\leq 1/2 \cdot d = 160 \text{ mm}$$

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

Dipakai **P8-160**

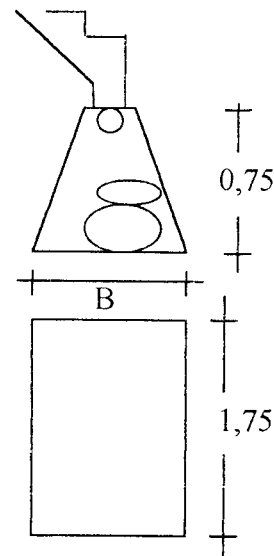
### 6.6.3 Perencanaan Pondasi Tangga

$$\sigma \text{ tanah} = 120 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma \text{ batu} = 22 \text{ KN/m}^3$$

Balok diatas pondasi 20/40

tinjauan untuk lebar tangga 1,75 m



**Gambar 6.8** Pondasi tangga

Pembebanan:

$$- \text{akibat tekanan tangga} = 124,26 \text{ kN}$$

$$- \text{berat balok diatas pondasi} = 1,2 (0,2 \cdot 0,4 \cdot 1,75 \cdot 24) = 3,36 \text{ kN}$$

$$P_u = 124,26 + 3,36 = 127,62 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tanah pakai:

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_{\text{tanah}} - \sigma_{\text{pondasi}} \\ &= 120 - 1.22 = 98 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Diketahui pada kondisi kritis  $= \sigma = \frac{Pu}{A}$

$$A = \frac{Pu}{\sigma} = \frac{127,62}{98} = 1,302 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{A}{L} = \frac{1,302}{1,75} = 0,74 \text{ m} \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

Kontrol tegangan tanah:

$$\sigma = \frac{Pu}{A} = \frac{127,62}{1,175} = \text{kN/m}^2 < \sigma_{\text{tanah}} = 98 \text{ ...OK..}$$

## BAB VII PEMBAHASAN

Dari perhitungan struktur pada bab V dan bab VI, diperlihatkan perbedaan rasio tulangan antara daktilitas terbatas ( $K=2$ ) dan daktilitas penuh ( $K=1$ ) yang akan dibahas berikut ini:

### 7.1 Desain Lentur Balok

Momen yang dihasilkan dari perhitungan mekanika struktur sering memberikan perbedaan yang besar antara momen tumpuan dan lapangan. Perbandingan jumlah tulangan lentur balok antara daktilitas penuh dan terbatas dapat dilihat pada tabel berikut:

**Tabel 7.1 Rasio Tulangan Balok dengan Daktilitas Penuh dan Terbatas.**

Balok	Daktilitas Penuh				Daktilitas Terbatas			
	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan		Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	
	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
B1	6D25	3D25	4D25	2D25	7D25	4D25	4D25	2D25
B2	4D19	3D19	4D19	2D19	6D19	6D19	4D19	2D25
B3	4D19	4D19	4D19	2D19	4D19	4D19	4D19	2D25
B4	5D25	3D25	4D25	2D25	7D25	4D25	4D25	2D25
B5	3D25	2D25	4D25	2D25	4D25	2D25	4D25	2D25
B6	2D25	2D25	4D25	2D25	3D25	2D25	4D25	2D25
B7	2D25	2D25	4D25	2D25	6D25	5D25	4D25	2D25
B8	3D25	2D25	4D25	2D25	5D25	3D25	4D25	2D25
B9	3D25	2D25	4D25	2D25	5D25	4D25	4D25	2D25
B10	6D19	3D19	4D19	2D19	7D19	3D19	4D19	2D19
B11	5D19	3D19	4D19	2D19	6D19	3D19	4D19	2D19
B12	3D19	3D19	4D19	2D19	5D19	3D19	4D19	2D19
B13	3D19	3D19	4D19	2D19	3D19	3D19	4D19	2D19
B14	3D19	2D19	4D19	2D19	3D19	2D19	4D19	2D19
B15	3D19	2D19	4D19	2D19	2D19	2D19	4D19	2D19
B16	3D19	2D19	4D19	2D19	2D19	2D19	4D19	2D19
B17	2D19	2D19	4D19	2D19	2D19	2D19	4D19	2D19
B18	3D19	2D19	4D19	2D19	3D19	2D19	4D19	2D19
B19	2D19	2D19	4D19	2D19	2D19	2D19	4D19	2D19
B20	2D19	2D19	4D19	2D19	2D19	2D19	4D19	2D19
B21	2D13	2D13	4D13	2D13	2D13	2D13	4D13	2D13
B22	2D13	2D13	4D13	2D13	2D13	2D13	4D13	2D13
B23	3D25	2D25	4D25	2D25	3D25	2D25	4D25	2D25
B24	4D25	2D25	4D25	2D25	4D25	2D25	4D25	2D25
B25	2D13	2D13	4D13	2D13	2D13	2D13	4D13	2D13

Dari Tabel 7.1 dapat dilihat perbandingan jumlah tulangan lentur balok daktilitas penuh dan terbatas. Daktilitas terbatas menghasilkan jumlah tulangan yang lebih banyak daripada daktilitas penuh. Hal ini disebabkan karena daktilitas terbatas memiliki nilai  $K=2$ , sedangkan daktilitas penuh memiliki  $K=1$ .

## 7.2 Desain Geser Balok

**Tabel 7.2 Perbandingan Jarak Tul geser balok Daktilitas Penuh dan Terbatas**

Balok	Daktilitas Penuh		Daktilitas Terbatas	
	Dalam Sendi Plastis	Diluar Sendi Plastis	Dalam Sendi Plastis	Diluar Sendi Plastis
B1	4P10-80	2P10-70	4P10-100	2P10-70
B2	2P10-100	2P10-200	2P10-110	2P10-200
B3	2P10-140	2P10-300	2P10-150	2P10-200
B4	4P10-80	2P10-100	4P10-100	2P10-80
B5	4P10-100	2P10-120	2P10-70	2P10-100
B6	2P10-75	2P10-150	2P10-90	2P10-150
B7	2P10-70	2P10-300	2P10-80	2P10-100
B8	2P10-100	2P10-200	2P10-100	2P10-100
B9	2P10-100	2P10-300	2P10-100	2P10-120
B10	2P10-60	2P10-120	2P10-80	2P10-120
B11	2P10-80	2P10-200	2P10-130	2P10-150
B12	2P10-110	2P10-300	2P10-150	2P10-300
B13	2P10-80	2P10-100	2P10-140	2P10-100
B14	2P10-110	2P10-200	2P10-150	2P10-200
B15	2P10-120	2P10-200	2P10-150	2P10-200
B16	2P10-110	2P10-120	2P10-150	2P10-120
B17	2P10-110	2P10-300	2P10-150	2P10-300
B18	2P10-100	2P10-150	2P10-150	2P10-150
B19	2P10-100	2P10-150	2P10-150	2P10-150
B20	2P10-80	2P10-90	2P10-150	2P10-80
B21	4P10-100	2P10-100	2P10-150	2P10-100
B22	4P10-100	2P10-100	2P10-150	2P10-100
B23	2P10-80	2P10-200	2P10-120	2P10-200
B24	4P10-100	2P10-120	2P10-70	2P10-120
B25	4P10-100	2P10-100	2P10-150	2P10-100

Meskipun gaya geser yang dihasilkan dari daktilitas terbatas lebih besar dibandingkan daktilitas penuh, namun pada perencanaan tulangan geser daktilitas penuh, pada daerah sendi plastis sepanjang  $2h$  dari muka kolom beton dianggap tidak memberikan sumbangan tahanan ( $V_c = 0$ ), sehingga beban geser mutlak ditahan oleh tulangan geser. Sedangkan pada daktilitas terbatas pada daerah sepanjang  $d$  dari muka kolom gaya geser yang disumbangkan beton dihitung setelahnya ( $1/2 V_c$ ). Sehingga luas tulangan geser balok daktilitas penuh lebih



besar dari luas tulangan geser daktilitas terbatas. Perbandingan jarak tulangan geser balok antara daktilitas penuh dan terbatas dapat dilihat pada table 7.2

### 7.3 Desain Lentur Kolom

Momen rencana kolom daktilitas penuh diperoleh dari momen kapasitas balok yang nilai sebanding dengan momen aktual balok dikalikan faktor penambahan kekuatan (*over strenght factor*), bertujuan untuk mengantisipasi adanya peningkatan kuat lentur balok sehingga terbentuk mekanisme *strong column weak beam*. Pada perencanaan daktilitas terbatas momen rencana kolom tidak menggunakan momen kapasitas balok. Hal ini mengakibatkan jumlah tulangan untuk perencanaan dengan daktilitas penuh lebih sedikit daripada perencanaan dengan daktilitas terbatas. Perbandingan jumlah tulangan lentur kolom antara daktilitas penuh dengan daktilitas terbatas dapat dilihat pada lampiran 40.

### 7.4 Desain Geser Kolom

Hasil perhitungan gaya geser rencana kolom untuk daktilitas terbatas lebih kecil daripada daktilitas penuh. Hal ini disebabkan karena perencanaan geser kolom untuk daktilitas penuh ditentukan berdasarkan momen kapasitas pada ujung-ujung balok, sedangkan perencanaan dengan daktilitas terbatas kuat geser kolom ditentukan berdasarkan gaya geser akibat beban gravitasi dan gempa terfaktor.

Pada daktilitas terbatas beton menyumbangkan gaya geser sebesar  $\frac{1}{2} V_c$  pada daerah ujung kolom, sedangkan untuk daktilitas penuh pada daerah kolom kemampuan geser beton diabaikan dan semuanya ditahan oleh tulangan geser. Dengan demikian jumlah tulangan geser untuk perencanaan dengan daktilitas penuh lebih banyak daripada daktilitas terbatas. Perbandingan rasio tulangan geser kolom antara daktilitas penuh dengan daktilitas terbatas dapat dilihat pada lampiran 40.

### 7.5 Pertemuan Balok Kolom

Ada dua macam jenis keruntuhan yang perlu diperiksa, yaitu yang berhubungan dengan keruntuhan geser. Gaya geser yang didapat dari perencanaan kapasitas besarnya dapat mencapai 4 sampai 5 kali lebih besar dari gaya geser yang terjadi pada kolom yang berdekatan dan gaya ini dapat menyebabkan

keruntuhan diagonal tarik, bila di dalam join tidak terdapat penulangan geser yang cukup. Keruntuhan ini dapat terjadi sebelum daktilitas didalam sendi-sendi plastis balok struktur rangka tercapai.

Keruntuhan berikutnya adalah keruntuhan ikatan (*bond*). Suatu pemeriksaan menunjukkan bahwa tegangan lekat pada penulangan yang dilewati join dalam besarnya mencapai 4 sampai 5 kali lebih besar dari pada yang disyaratkan. Slip tulangan yang lewat inti join balok terjadi dan mengakibatkan penurunan kekuatan yang cukup drastis dan berkurangnya kemampuan struktur rangka beton bertulang untuk memancarkan energi. Keruntuhan penjangkaran akibat penarikan tulangan pada join luar dapat mengakibatkan keruntuhan total.

Kuat geser join balok kolom sangat ditentukan oleh interaksi dua fungsi mekanisme, yaitu :

1. Beban tekan lentur yang bekerja pada sejumlah komponen struktur yang berdekatan secara bersama-sama membentuk strat diagonal sepanjang join. Apabila sendi-sendi plastis dibatasi terjadinya pada balok-balok yang tegangan-tegangan diagonal tekan pada inti join tidak terlalu besar dan masih dapat ditahan.
2. Untuk mengimbangi jumlah gaya lekat yang harus disalurkan oleh tulangan balok dan kolom kepada beton pada inti join. Strat-strat diagonal akan memikul tegangan-tegangan tekan apabila gaya-gaya kekang vertikal dan horizontal dapat dijamin bekerja. Untuk itu diperlukan tulangan geser horizontal untuk menjamin adanya gaya kekang horizontal pada tepi join. Sementara gaya kekang vertikal pada join dijamin oleh adanya gaya tekan kolom. Tulangan geser vertikal diperlukan bila pada join tidak ada gaya tekan kolom yang berarti. Terjadinya sendi-sendi plastis pada balok tepat dimuka kolom dapat mengakibatkan tidak terjadinya mekanisme pertama, yang mengakibatkan diperlukan semakin banyak tulangan geser horizontal pada join.

## **BAB VIII**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **8.1 Kesimpulan**

1. Volume tulangan longitudinal balok dan kolom struktur daktilitas penuh lebih kecil dibandingkan luas tulangan longitudinal balok dan kolom struktur daktilitas terbatas. Kebutuhan tulangan longitudinal struktur daktilitas penuh sekitar 82% dari kebutuhan tulangan longitudinal struktur daktilitas terbatas.
2. Volume tulangan geser balok dan kolom struktur daktilitas penuh lebih besar dibandingkan volume tulangan geser struktur daktilitas terbatas. Kebutuhan tulangan geser struktur daktilitas terbatas sekitar 80% dari kebutuhan tulangan geser struktur daktilitas penuh.
3. Volume tulangan total struktur daktilitas penuh lebih sedikit daripada struktur daktilitas terbatas.

#### **8.2 Saran**

1. Pada perancangan struktur tahan gempa disarankan agar menggunakan daktilitas penuh sebagai metode perancangan karena nilai ekonomisnya.
2. Bagi praktisi proyek konstruksi perlu kiranya diteliti kembali tentang faktor kesulitan di lapangan, sebab bisa berakibat langsung pada peningkatan biaya pekerjaan yang merupakan fungsi waktu.

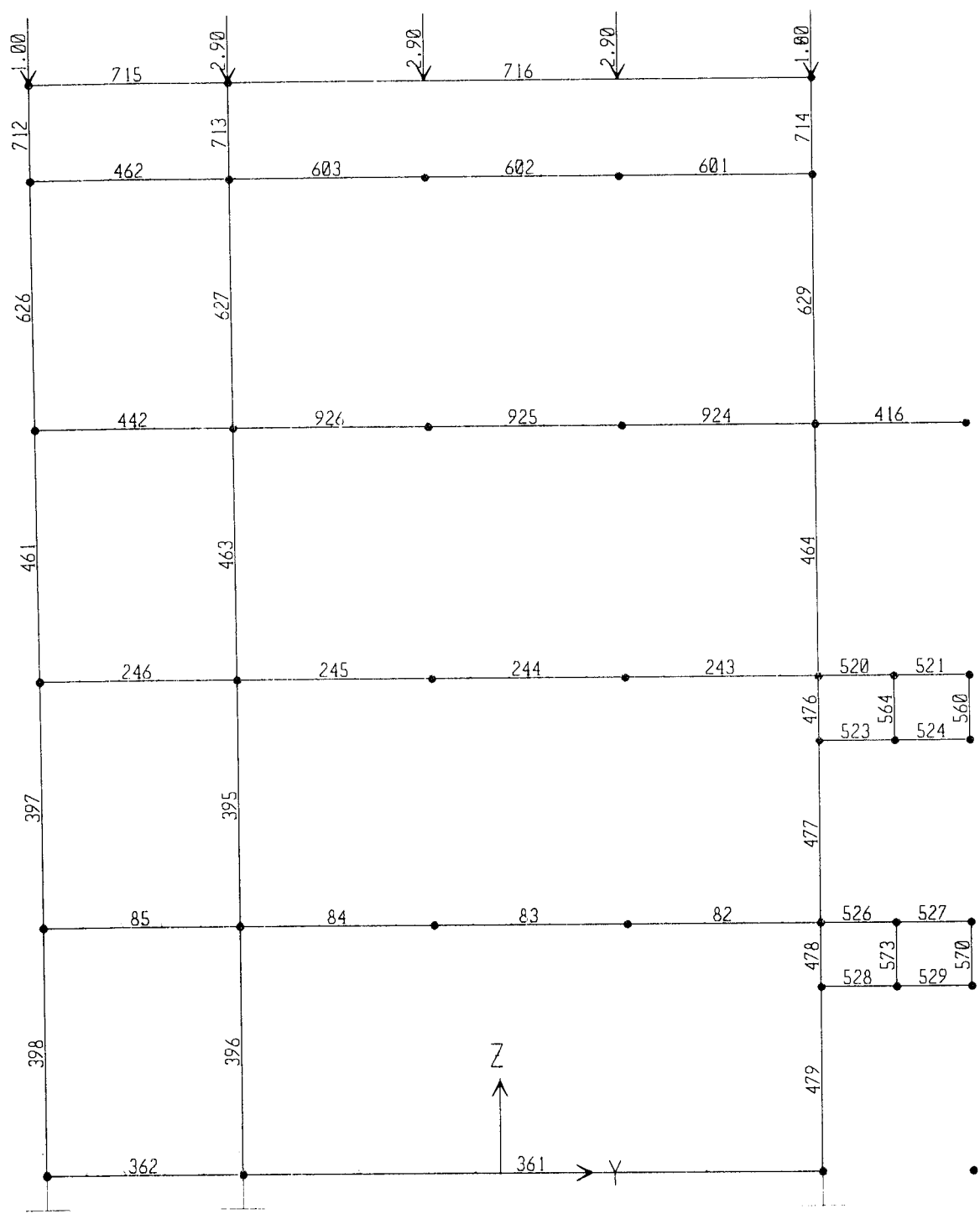
## DAFTAR PUSTAKA

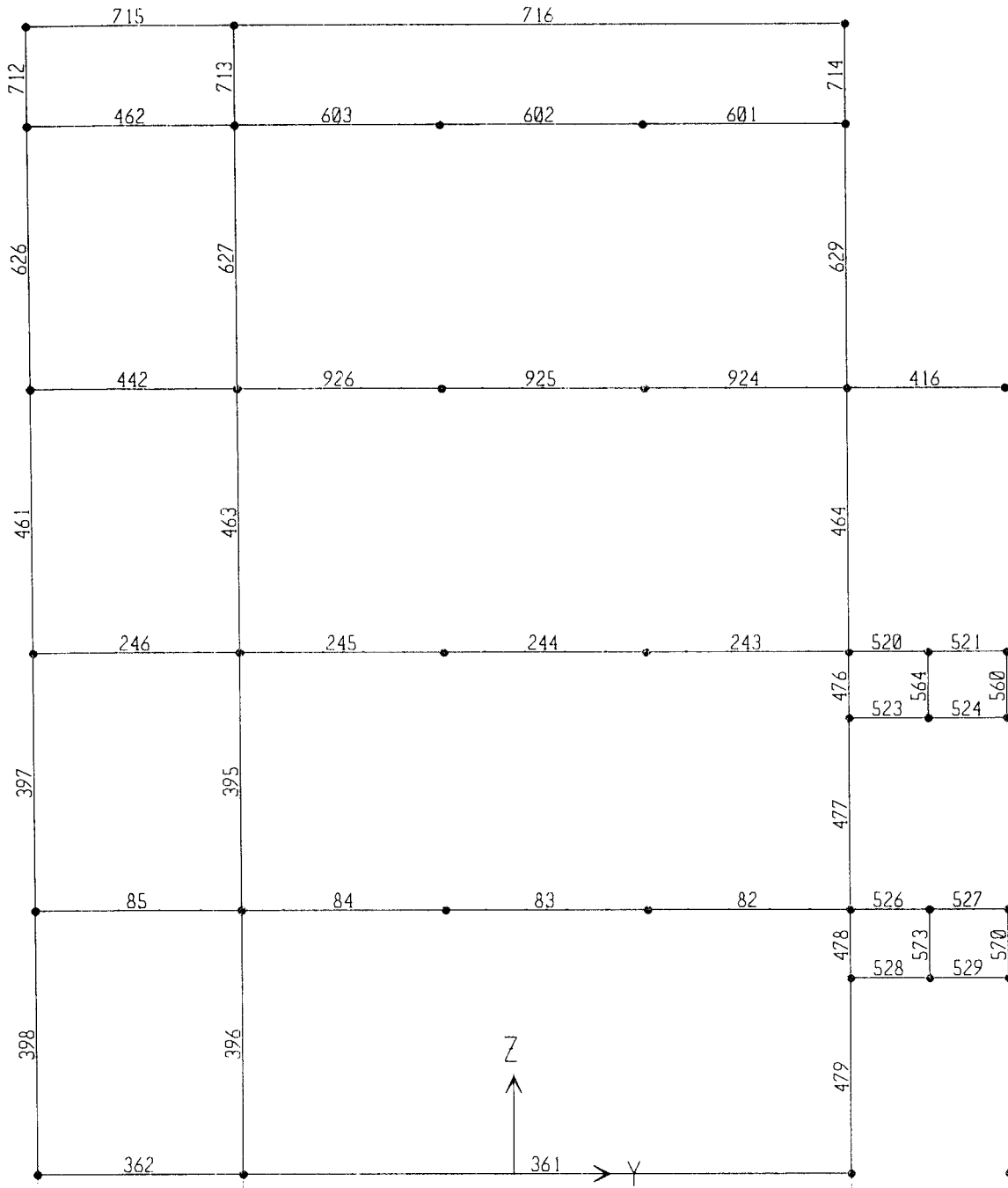
- Gideon Kusuma dan Takim Andriono 1993, *Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa*, Erlangga Jakarta.
- L. Wahyudi dan Syahrir A. Rahim 1999, *Struktur Beton Bertulang*, Gramedia Pustaka Jakarta.
- Heinz Frick 1979, *Mekanika Teknik I*, Yayasan Kanisius.
- Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971*, Departemen Pekerjaan Umum.
- A. Kadir Aboe 2000, *Struktur Beton I*, Universitas Islam Indonesia.
- R. Park and Paulay 1974, *Reinforced Concrete Structure*, A Wiley Publicatin New York.
- Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, Departemen Pekerjaan Umum.

# LAMPIRAN

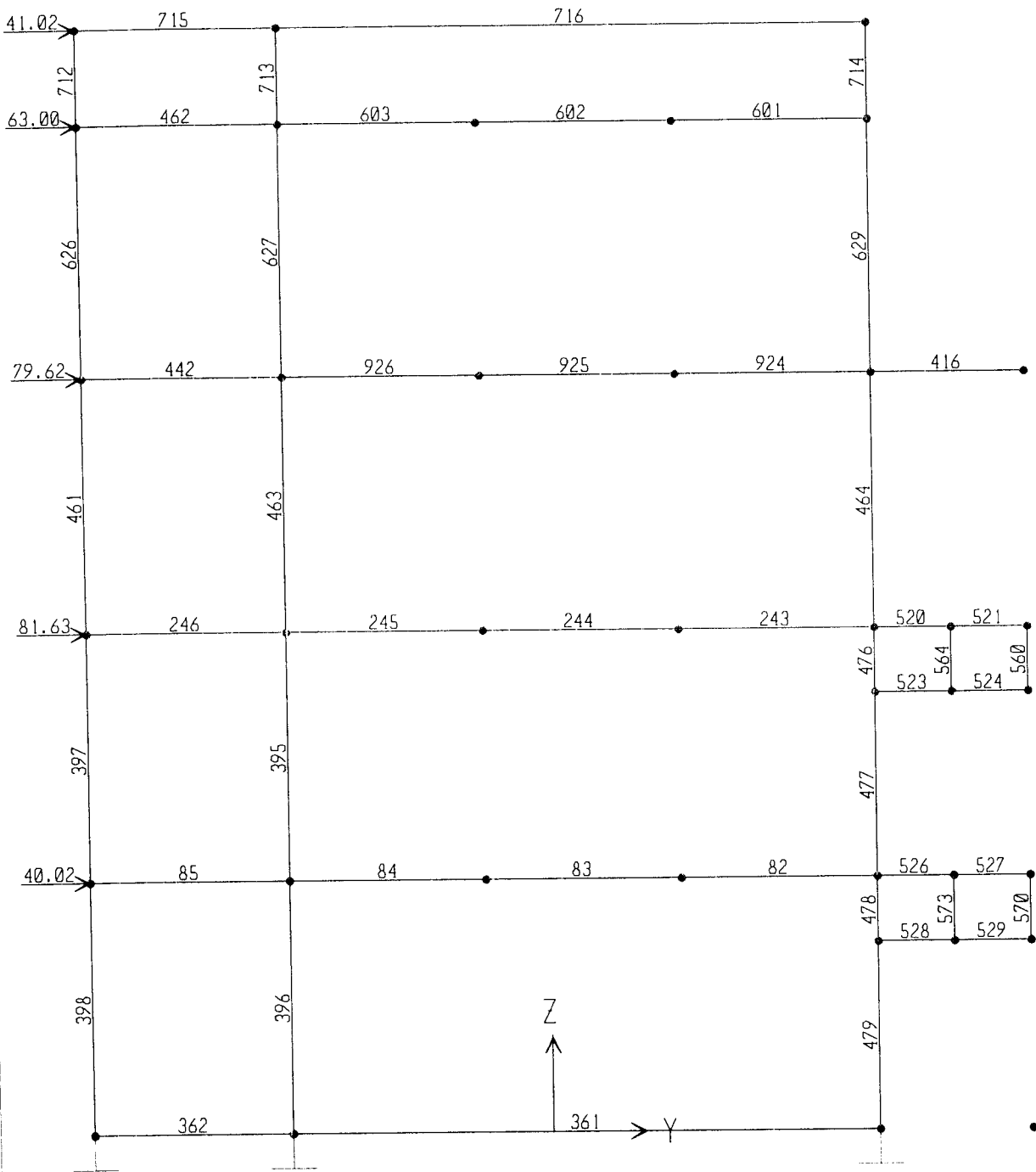
Tabel Penulangan Pelat

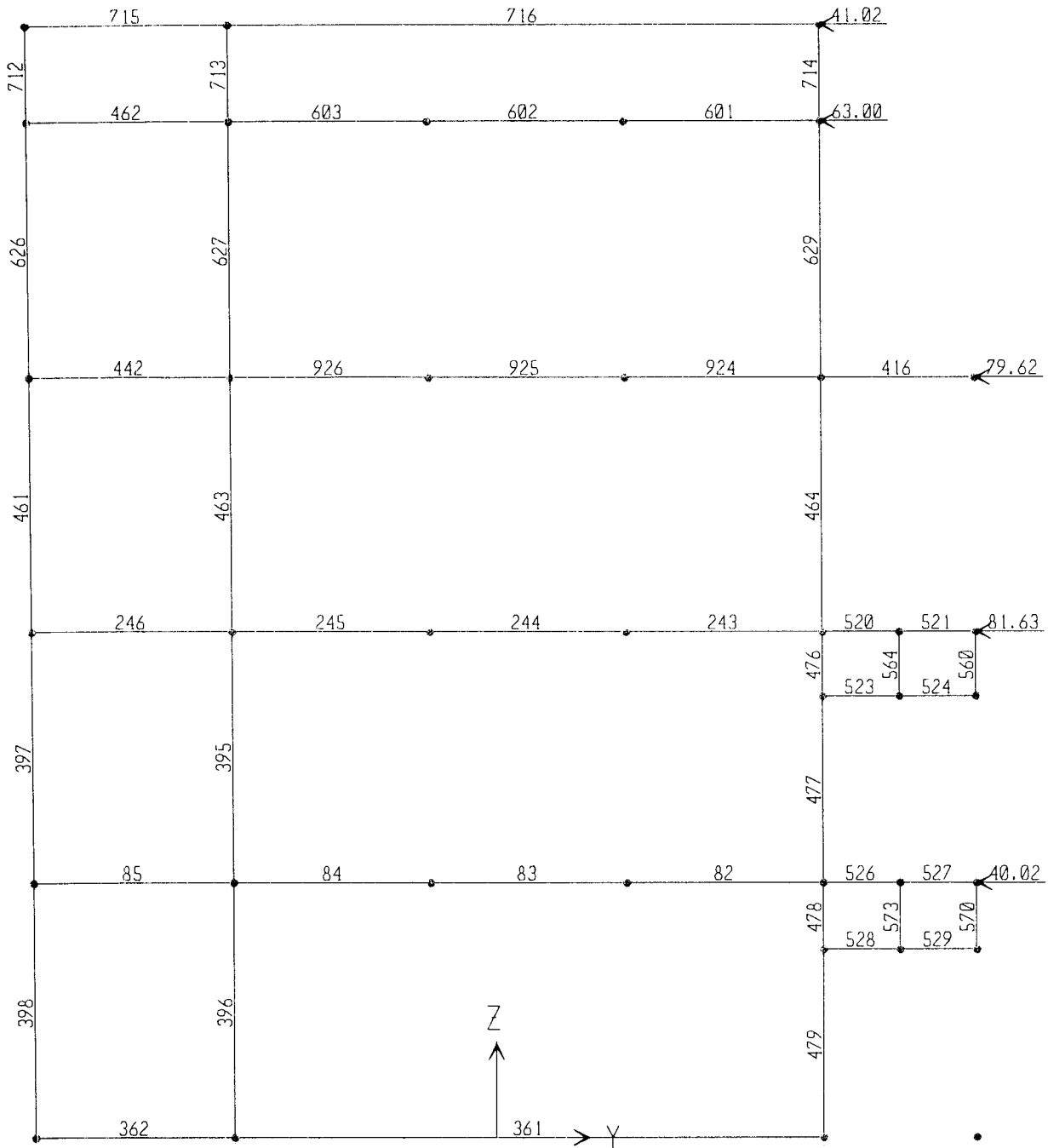
Pelat Beton	Arah	L (m)	L <sub>y</sub> /L <sub>x</sub>	letak	c	W <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>u</sub> (kNm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)	a (mm)	Penulangan pokok pelat			Penulangan susut pelat					
												As perlu (mm <sup>2</sup> )	As min (mm <sup>2</sup> )	s perlu (mm)	Tol pakai	As pakai (mm <sup>2</sup> )	As perlu (mm <sup>2</sup> )	s perlu (mm)	Tol pakai	As pakai (mm <sup>2</sup> )
P1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	x	3,0	1	k	36	9,520	2,672	120	19	101	1,53	121,92	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
	y	3,0	1	ix	-36	9,520	-2,672	120	19	101	1,53	121,92	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
				iy	36	9,520	2,672	120	27	93	1,50	119,53	369	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
P2	x	3,0	0,65	k	48	9,520	3,563	120	19	101	1,69	134,67	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
	y	1,97	0,65	ix	-48	9,520	-3,563	120	19	101	1,69	134,67	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
				iy	30	9,520	0,965	120	27	93	1,18	94,031	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
	Atap	3,0	1	k	-30	5,304	-0,965	100	19	101	1,12	89,250	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
ix				36	5,304	1,718	100	19	101	0,82	72,604	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-	
Atap	3,0	1	iy	-36	5,304	-1,718	100	19	101	0,82	72,604	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49	
			ix	36	5,304	1,718	100	27	93	0,95	84,114	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-	
				iy	-36	5,304	-1,718	100	19	101	0,82	72,604	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49











http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
82	WD	0.00	29.43	-210.00	4.266E-01	-13.79	8.668E-01	-347.90
		7.5E-01	29.43	-194.52	4.266E-01	-13.79	5.468E-01	-195.88
		1.50	29.43	-173.87	4.266E-01	-13.79	2.268E-01	-57.41
		2.25	29.43	-153.21	4.266E-01	-13.79	-9.316E-02	64.92
		3.00	29.43	-137.73	4.266E-01	-13.79	-4.131E-01	173.70
82	WL	0.00	10.42	-49.25	9.795E-02	-3.64	1.627E-01	-84.59
		7.5E-01	10.42	-47.85	9.795E-02	-3.64	8.926E-02	-48.00
		1.50	10.42	-43.63	9.795E-02	-3.64	1.580E-02	-13.52
		2.25	10.42	-39.41	9.795E-02	-3.64	-5.766E-02	17.44
		3.00	10.42	-38.00	9.795E-02	-3.64	-1.311E-01	46.30
82	GMPXKI	0.00	-5.714E-01	-1.50	-2.80	17.33	-5.82	-6.161E-02
		7.5E-01	-5.714E-01	-1.50	-2.80	17.33	-3.72	1.06
		1.50	-5.714E-01	-1.50	-2.80	17.33	-1.62	2.19
		2.25	-5.714E-01	-1.50	-2.80	17.33	4.802E-01	3.31
		3.00	-5.714E-01	-1.50	-2.80	17.33	2.58	4.44
82	GMPXKA	0.00	-6.576E-02	1.62	-2.250E-01	-18.40	2.018E-01	9.635E-01
		7.5E-01	-6.576E-02	1.62	-2.250E-01	-18.40	3.705E-01	-2.484E-01
		1.50	-6.576E-02	1.62	-2.250E-01	-18.40	5.393E-01	-1.46
		2.25	-6.576E-02	1.62	-2.250E-01	-18.40	7.080E-01	-2.67
		3.00	-6.576E-02	1.62	-2.250E-01	-18.40	8.768E-01	-3.88
82	GMPYKA	0.00	-23.72	44.46	-6.845E-01	9.374E-01	-1.14	184.37
		7.5E-01	-23.72	44.46	-6.845E-01	9.374E-01	-6.283E-01	151.02
		1.50	-23.72	44.46	-6.845E-01	9.374E-01	-1.150E-01	117.68
		2.25	-23.72	44.46	-6.845E-01	9.374E-01	3.984E-01	84.33
		3.00	-23.72	44.46	-6.845E-01	9.374E-01	9.117E-01	50.98
82	GMPYKI	0.00	-14.05	-43.98	7.219E-01	-9.238E-01	1.21	-182.07
		7.5E-01	-14.05	-43.98	7.219E-01	-9.238E-01	6.647E-01	-149.09
		1.50	-14.05	-43.98	7.219E-01	-9.238E-01	1.232E-01	-116.11
		2.25	-14.05	-43.98	7.219E-01	-9.238E-01	-4.182E-01	-83.13
		3.00	-14.05	-43.98	7.219E-01	-9.238E-01	-9.596E-01	-50.14
82	SPEC1	0.00	1.528E-02	3.961E-01	2.424E-02	3.092E-02	4.684E-02	1.65
		7.5E-01	1.528E-02	3.961E-01	2.424E-02	3.092E-02	2.866E-02	1.35
		1.50	1.528E-02	3.961E-01	2.424E-02	3.092E-02	1.048E-02	1.05
		2.25	1.528E-02	3.961E-01	2.424E-02	3.092E-02	7.705E-03	7.575E-01
		3.00	1.528E-02	3.961E-01	2.424E-02	3.092E-02	2.588E-02	4.605E-01
82	COMB1	0.00	51.98	-330.81	6.687E-01	-22.38	1.30	-552.82
		7.5E-01	51.98	-309.98	6.687E-01	-22.38	7.990E-01	-311.86
		1.50	51.98	-278.45	6.687E-01	-22.38	2.975E-01	-90.53
		2.25	51.98	-246.91	6.687E-01	-22.38	-2.041E-01	105.82
		3.00	51.98	-226.09	6.687E-01	-22.38	-7.056E-01	282.52
82	COMB2	0.00	41.20	-294.00	5.973E-01	-19.30	1.21	-487.06
		7.5E-01	41.20	-272.33	5.973E-01	-19.30	7.655E-01	-274.23
		1.50	41.20	-243.42	5.973E-01	-19.30	3.175E-01	-80.38
		2.25	41.20	-214.50	5.973E-01	-19.30	-1.304E-01	90.89
		3.00	41.20	-192.83	5.973E-01	-19.30	-5.784E-01	243.18
82	COMB3	0.00	41.24	-273.79	-2.39	-1.051E-01	-5.03	-454.18
		7.5E-01	41.24	-256.06	-2.39	-1.051E-01	-3.24	-254.96
		1.50	41.24	-229.95	-2.39	-1.051E-01	-1.45	-72.18
		2.25	41.24	-203.83	-2.39	-1.051E-01	3.458E-01	89.96
		3.00	41.24	-186.10	-2.39	-1.051E-01	2.14	235.66
82	COMB4	0.00	41.77	-270.52	3.146E-01	-37.63	1.29	-453.10
		7.5E-01	41.77	-252.79	3.146E-01	-37.63	1.06	-256.34
		1.50	41.77	-226.68	3.146E-01	-37.63	8.210E-01	-76.01
		2.25	41.77	-200.56	3.146E-01	-37.63	5.851E-01	83.68
		3.00	41.77	-182.83	3.146E-01	-37.63	3.491E-01	226.92
82	COMB5	0.00	16.93	-225.53	-1.679E-01	-17.32	-1.177E-01	-260.53
		7.5E-01	16.93	-207.80	-1.679E-01	-17.32	8.150E-03	-97.50
		1.50	16.93	-181.69	-1.679E-01	-17.32	1.340E-01	49.08
		2.25	16.93	-155.57	-1.679E-01	-17.32	2.599E-01	175.03
		3.00	16.93	-137.84	-1.679E-01	-17.32	3.858E-01	284.53
82	COMB6	0.00	27.09	-318.39	1.31	-19.27	2.35	-645.29
		7.5E-01	27.09	-300.66	1.31	-19.27	1.37	-412.62
		1.50	27.09	-274.55	1.31	-19.27	3.842E-01	-196.39
		2.25	27.09	-248.43	1.31	-19.27	-5.974E-01	-7.984E-01
		3.00	27.09	-230.70	1.31	-19.27	-1.58	178.35
82	COMB7	0.00	5.14	-148.99	-2.320E-01	-11.57	-2.474E-01	-147.18
		7.5E-01	5.14	-135.05	-2.320E-01	-11.57	-7.335E-02	-40.37
		1.50	5.14	-116.47	-2.320E-01	-11.57	1.007E-01	54.24
		2.25	5.14	-97.88	-2.320E-01	-11.57	2.747E-01	134.33

82	COMB8	3.00	5.14	-83.95	-2.320E-01	-11.57	4.487E-01	202.22
		0.00	13.84	-228.58	1.03	-13.24	1.87	-476.97
		7.5E-01	13.84	-214.65	1.03	-13.24	1.09	-310.47
		1.50	13.84	-196.06	1.03	-13.24	3.151E-01	-156.17
		2.25	13.84	-177.47	1.03	-13.24	-4.602E-01	-16.38
		3.00	13.84	-163.54	1.03	-13.24	-1.24	111.20
82	COMB9	0.00	26.42	-187.55	1.815E-01	-28.97	9.617E-01	-312.24
		7.5E-01	26.42	-173.62	1.815E-01	-28.97	8.256E-01	-176.52
		1.50	26.42	-155.03	1.815E-01	-28.97	6.895E-01	-52.98
		2.25	26.42	-136.44	1.815E-01	-28.97	5.534E-01	56.02
		3.00	26.42	-122.51	1.815E-01	-28.97	4.173E-01	152.84
82	COMB10	0.00	25.97	-190.35	-2.14	3.19	-4.46	-313.17
		7.5E-01	25.97	-176.42	-2.14	3.19	-2.86	-175.34
		1.50	25.97	-157.83	-2.14	3.19	-1.26	-49.70
		2.25	25.97	-139.24	-2.14	3.19	3.483E-01	61.41
		3.00	25.97	-125.31	-2.14	3.19	1.95	160.33

http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
83	WD	0.00	29.35	-40.64	-1.371E-01	-4.36	-3.860E-01	170.10
		7.5E-01	29.35	-25.16	-1.371E-01	-4.36	-2.832E-01	195.10
		1.50	29.35	-4.50	-1.371E-01	-4.36	-1.803E-01	206.55
		2.25	29.35	16.15	-1.371E-01	-4.36	-7.747E-02	201.85
		3.00	29.35	31.63	-1.371E-01	-4.36	2.538E-02	183.61
83	WL	0.00	10.36	-5.46	-2.450E-02	-5.246E-01	-7.695E-02	45.66
		7.5E-01	10.36	-4.05	-2.450E-02	-5.246E-01	-5.858E-02	49.40
		1.50	10.36	1.677E-01	-2.450E-02	-5.246E-01	-4.020E-02	51.03
		2.25	10.36	4.39	-2.450E-02	-5.246E-01	-2.183E-02	49.15
		3.00	10.36	5.79	-2.450E-02	-5.246E-01	-3.461E-03	45.15
83	GMPXKI	0.00	5.225E-01	1.01	-1.52	-2.636E-01	-1.68	3.75
		7.5E-01	5.225E-01	1.01	-1.52	-2.636E-01	-5.390E-01	2.99
		1.50	5.225E-01	1.01	-1.52	-2.636E-01	6.038E-01	2.24
		2.25	5.225E-01	1.01	-1.52	-2.636E-01	1.75	1.48
		3.00	5.225E-01	1.01	-1.52	-2.636E-01	2.89	7.237E-01
83	GMPYKA	0.00	-1.18	-8.062E-01	1.48	2.621E-01	3.19	-3.19
		7.5E-01	-1.18	-8.062E-01	1.48	2.621E-01	2.08	-2.58
		1.50	-1.18	-8.062E-01	1.48	2.621E-01	9.731E-01	-1.98
		2.25	-1.18	-8.062E-01	1.48	2.621E-01	-1.361E-01	-1.37
		3.00	-1.18	-8.062E-01	1.48	2.621E-01	-1.25	-7.679E-01
83	GMPYKA	0.00	-22.92	30.21	-6.909E-01	-7.945E-01	-1.14	52.83
		7.5E-01	-22.92	30.21	-6.909E-01	-7.945E-01	-6.244E-01	30.17
		1.50	-22.92	30.21	-6.909E-01	-7.945E-01	-1.062E-01	7.51
		2.25	-22.92	30.21	-6.909E-01	-7.945E-01	4.119E-01	-15.15
		3.00	-22.92	30.21	-6.909E-01	-7.945E-01	9.301E-01	-37.81
83	GMPYKI	0.00	-14.64	-29.97	6.821E-01	7.904E-01	1.13	-51.97
		7.5E-01	-14.64	-29.97	6.821E-01	7.904E-01	6.148E-01	-29.50
		1.50	-14.64	-29.97	6.821E-01	7.904E-01	1.033E-01	-7.02
		2.25	-14.64	-29.97	6.821E-01	7.904E-01	-4.083E-01	15.45
		3.00	-14.64	-29.97	6.821E-01	7.904E-01	-9.199E-01	37.93
83	SPEC1	0.00	6.137E-04	2.754E-01	1.152E-02	4.289E-04	1.798E-02	4.772E-01
		7.5E-01	6.137E-04	2.754E-01	1.152E-02	4.289E-04	9.335E-03	2.706E-01
		1.50	6.137E-04	2.754E-01	1.152E-02	4.289E-04	6.949E-04	6.413E-02
		2.25	6.137E-04	2.754E-01	1.152E-02	4.289E-04	7.945E-03	1.424E-01
		3.00	6.137E-04	2.754E-01	1.152E-02	4.289E-04	1.659E-02	3.489E-01
83	COMB1	0.00	51.79	-57.50	-2.038E-01	-6.07	-5.863E-01	277.17
		7.5E-01	51.79	-36.67	-2.038E-01	-6.07	-4.335E-01	313.16
		1.50	51.79	-5.14	-2.038E-01	-6.07	-2.807E-01	329.50
		2.25	51.79	26.40	-2.038E-01	-6.07	-1.279E-01	320.86
		3.00	51.79	47.22	-2.038E-01	-6.07	2.492E-02	292.58
83	COMB2	0.00	41.08	-56.89	-1.920E-01	-6.11	-5.404E-01	238.14
		7.5E-01	41.08	-35.22	-1.920E-01	-6.11	-3.964E-01	273.14
		1.50	41.08	-6.31	-1.920E-01	-6.11	-2.524E-01	289.16
		2.25	41.08	22.61	-1.920E-01	-6.11	-1.085E-01	282.60
		3.00	41.08	44.28	-1.920E-01	-6.11	3.553E-02	257.06
83	COMB3	0.00	42.24	-47.34	-1.77	-5.41	-2.25	230.48
		7.5E-01	42.24	-29.61	-1.77	-5.41	-9.248E-01	259.86
		1.50	42.24	-3.49	-1.77	-5.41	4.024E-01	272.80
		2.25	42.24	22.62	-1.77	-5.41	1.73	265.10
		3.00	42.24	40.35	-1.77	-5.41	3.06	240.96
83	COMB4	0.00	40.45	-49.25	1.38	-4.86	2.87	223.20
		7.5E-01	40.45	-31.52	1.38	-4.86	1.83	254.01
		1.50	40.45	-5.40	1.38	-4.86	7.903E-01	268.38
		2.25	40.45	20.72	1.38	-4.86	-2.472E-01	262.11
		3.00	40.45	38.45	1.38	-4.86	-1.28	239.40
83	COMB5	0.00	17.62	-16.68	-8.952E-01	-5.97	-1.69	282.02
		7.5E-01	17.62	1.05	-8.952E-01	-5.97	-1.01	288.40
		1.50	17.62	27.17	-8.952E-01	-5.97	-3.431E-01	278.34
		2.25	17.62	53.29	-8.952E-01	-5.97	3.283E-01	247.65
		3.00	17.62	71.02	-8.952E-01	-5.97	9.996E-01	200.51
83	COMB6	0.00	26.32	-79.86	5.465E-01	-4.30	6.966E-01	171.98
		7.5E-01	26.32	-62.13	5.465E-01	-4.30	2.867E-01	225.75
		1.50	26.32	-36.02	5.465E-01	-4.30	-1.231E-01	263.08
		2.25	26.32	-9.90	5.465E-01	-4.30	-5.330E-01	279.77
		3.00	26.32	7.83	5.465E-01	-4.30	-9.429E-01	280.03
83	COMB7	0.00	5.78	-9.38	-7.452E-01	-4.64	-1.38	200.64
		7.5E-01	5.78	4.55	-7.452E-01	-4.64	-8.168E-01	202.74
		1.50	5.78	23.14	-7.452E-01	-4.64	-2.579E-01	192.65
		2.25	5.78	41.73	-7.452E-01	-4.64	3.010E-01	168.04

	3.00	5.78	55.66	-7.452E-01	-4.64	8.599E-01	131.23
83 COMB8	0.00	13.24	-63.54	4.905E-01	-3.22	6.664E-01	106.32
	7.5E-01	13.24	-49.61	4.905E-01	-3.22	2.985E-01	149.04
	1.50	13.24	-31.02	4.905E-01	-3.22	-6.935E-02	179.57
	2.25	13.24	-12.43	4.905E-01	-3.22	-4.372E-01	195.58
	3.00	13.24	1.50	4.905E-01	-3.22	-8.051E-01	199.38
83 COMB9	0.00	25.35	-37.30	1.21	-3.69	2.53	150.22
	7.5E-01	25.35	-23.37	1.21	-3.69	1.62	173.27
	1.50	25.35	-4.78	1.21	-3.69	7.135E-01	184.11
	2.25	25.35	13.81	1.21	-3.69	-1.922E-01	180.43
	3.00	25.35	27.74	1.21	-3.69	-1.10	164.56
83 COMB10	0.00	26.88	-35.67	-1.49	-4.16	-1.86	156.46
	7.5E-01	26.88	-21.74	-1.49	-4.16	-7.400E-01	178.28
	1.50	26.88	-3.15	-1.49	-4.16	3.811E-01	187.90
	2.25	26.88	15.44	-1.49	-4.16	1.50	183.00
	3.00	26.88	29.37	-1.49	-4.16	2.62	165.90

http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
84	WD	0.00	29.43	135.21	-3.258E-01	15.75	-2.948E-01	186.47
		7.5E-01	29.43	150.69	-3.258E-01	15.75	-5.045E-02	79.58
		1.50	29.43	171.35	-3.258E-01	15.75	1.939E-01	-40.86
		2.25	29.43	192.00	-3.258E-01	15.75	4.383E-01	-177.44
		3.00	29.43	207.48	-3.258E-01	15.75	6.827E-01	-327.57
84	WL	0.00	10.36	36.49	-4.755E-02	3.73	-3.896E-02	45.70
		7.5E-01	10.36	37.89	-4.755E-02	3.73	-3.298E-03	17.98
		1.50	10.36	42.11	-4.755E-02	3.73	3.236E-02	-11.85
		2.25	10.36	46.33	-4.755E-02	3.73	6.802E-02	-45.19
		3.00	10.36	47.74	-4.755E-02	3.73	1.037E-01	-80.64
84	GMPXKI	0.00	1.63	3.67	-3.195E-01	-20.41	-1.530E-01	1.44
		7.5E-01	1.63	3.67	-3.195E-01	-20.41	8.655E-02	-1.32
		1.50	1.63	3.67	-3.195E-01	-20.41	3.261E-01	-4.08
		2.25	1.63	3.67	-3.195E-01	-20.41	5.657E-01	-6.83
		3.00	1.63	3.67	-3.195E-01	-20.41	8.053E-01	-9.59
84	GMPXKA	0.00	-2.13	-3.21	2.38	21.40	3.00	-1.45
		7.5E-01	-2.13	-3.21	2.38	21.40	1.21	9.495E-01
		1.50	-2.13	-3.21	2.38	21.40	-5.696E-01	3.35
		2.25	-2.13	-3.21	2.38	21.40	-2.35	5.76
		3.00	-2.13	-3.21	2.38	21.40	-4.14	8.16
84	GMPYKA	0.00	-22.29	45.27	-1.32	9.768E-02	-1.24	-36.01
		7.5E-01	-22.29	45.27	-1.32	9.768E-02	-2.528E-01	-69.96
		1.50	-22.29	45.27	-1.32	9.768E-02	7.339E-01	-103.92
		2.25	-22.29	45.27	-1.32	9.768E-02	1.72	-137.87
		3.00	-22.29	45.27	-1.32	9.768E-02	2.71	-171.82
84	GMPYKI	0.00	-15.31	-45.01	1.36	-9.898E-02	1.27	36.14
		7.5E-01	-15.31	-45.01	1.36	-9.898E-02	2.489E-01	69.90
		1.50	-15.31	-45.01	1.36	-9.898E-02	-7.695E-01	103.66
		2.25	-15.31	-45.01	1.36	-9.898E-02	-1.79	137.42
		3.00	-15.31	-45.01	1.36	-9.898E-02	-2.81	171.18
84	SPEC1	0.00	1.402E-02	4.062E-01	2.928E-02	1.459E-02	2.777E-02	3.320E-01
		7.5E-01	1.402E-02	4.062E-01	2.928E-02	1.459E-02	5.815E-03	6.366E-01
		1.50	1.402E-02	4.062E-01	2.928E-02	1.459E-02	1.614E-02	9.413E-01
		2.25	1.402E-02	4.062E-01	2.928E-02	1.459E-02	3.810E-02	1.25
		3.00	1.402E-02	4.062E-01	2.928E-02	1.459E-02	6.006E-02	1.55
84	COMB1	0.00	51.88	220.64	-4.671E-01	24.87	-4.161E-01	296.89
		7.5E-01	51.88	241.46	-4.671E-01	24.87	-6.582E-02	124.27
		1.50	51.88	273.00	-4.671E-01	24.87	2.845E-01	-67.99
		2.25	51.88	304.53	-4.671E-01	24.87	6.348E-01	-285.23
		3.00	51.88	325.36	-4.671E-01	24.87	9.851E-01	-522.11
84	COMB2	0.00	41.20	189.30	-4.562E-01	22.05	-4.128E-01	261.06
		7.5E-01	41.20	210.97	-4.562E-01	22.05	-7.063E-02	111.42
		1.50	41.20	239.89	-4.562E-01	22.05	2.715E-01	-57.20
		2.25	41.20	268.80	-4.562E-01	22.05	6.136E-01	-248.42
		3.00	41.20	290.47	-4.562E-01	22.05	9.558E-01	-458.60
84	COMB3	0.00	43.49	184.15	-7.275E-01	-9.689E-01	-5.112E-01	245.29
		7.5E-01	43.49	201.88	-7.275E-01	-9.689E-01	3.444E-02	101.05
		1.50	43.49	227.99	-7.275E-01	-9.689E-01	5.801E-01	-59.62
		2.25	43.49	254.11	-7.275E-01	-9.689E-01	1.13	-240.94
		3.00	43.49	271.84	-7.275E-01	-9.689E-01	1.67	-438.69
84	COMB4	0.00	39.53	176.92	2.11	42.93	2.80	242.25
		7.5E-01	39.53	194.65	2.11	42.93	1.22	103.44
		1.50	39.53	220.77	2.11	42.93	-3.604E-01	-51.82
		2.25	39.53	246.89	2.11	42.93	-1.94	-227.72
		3.00	39.53	264.62	2.11	42.93	-3.52	-420.05
84	COMB5	0.00	18.36	227.82	-1.77	20.56	-1.65	205.97
		7.5E-01	18.36	245.55	-1.77	20.56	-3.219E-01	28.98
		1.50	18.36	271.67	-1.77	20.56	1.01	-164.45
		2.25	18.36	297.79	-1.77	20.56	2.34	-378.52
		3.00	18.36	315.52	-1.77	20.56	3.67	-609.04
84	COMB6	0.00	25.70	133.03	1.03	20.35	9.801E-01	281.73
		7.5E-01	25.70	150.76	1.03	20.35	2.049E-01	175.84
		1.50	25.70	176.87	1.03	20.35	-5.703E-01	53.50
		2.25	25.70	202.99	1.03	20.35	-1.35	-89.47
		3.00	25.70	220.72	1.03	20.35	-2.12	-248.89
84	COMB7	0.00	6.42	162.44	-1.48	14.26	-1.38	135.42
		7.5E-01	6.42	176.37	-1.48	14.26	-2.729E-01	8.66
		1.50	6.42	194.96	-1.48	14.26	8.350E-01	-130.30
		2.25	6.42	213.55	-1.48	14.26	1.94	-283.78

84	COMB8	3.00	6.42	227.48	-1.48	14.26	3.05	-449.45
		0.00	12.70	81.18	9.287E-01	14.09	8.751E-01	200.35
		7.5E-01	12.70	95.11	9.287E-01	14.09	1.786E-01	134.54
		1.50	12.70	113.70	9.287E-01	14.09	-5.180E-01	56.52
		2.25	12.70	132.29	9.287E-01	14.09	-1.21	-36.02
		3.00	12.70	146.22	9.287E-01	14.09	-1.91	-140.75
84	COMB9	0.00	24.57	118.81	1.85	33.43	2.43	166.52
		7.5E-01	24.57	132.74	1.85	33.43	1.05	72.48
		1.50	24.57	151.33	1.85	33.43	-3.381E-01	-33.76
		2.25	24.57	169.92	1.85	33.43	-1.72	-154.51
		3.00	24.57	183.85	1.85	33.43	-3.11	-287.47
84	COMB10	0.00	27.95	125.00	-5.808E-01	-4.19	-4.031E-01	169.12
		7.5E-01	27.95	138.93	-5.808E-01	-4.19	3.249E-02	70.44
		1.50	27.95	157.52	-5.808E-01	-4.19	4.681E-01	-40.44
		2.25	27.95	176.11	-5.808E-01	-4.19	9.036E-01	-165.85
		3.00	27.95	190.04	-5.808E-01	-4.19	1.34	-303.44



http://www.nirwana.com

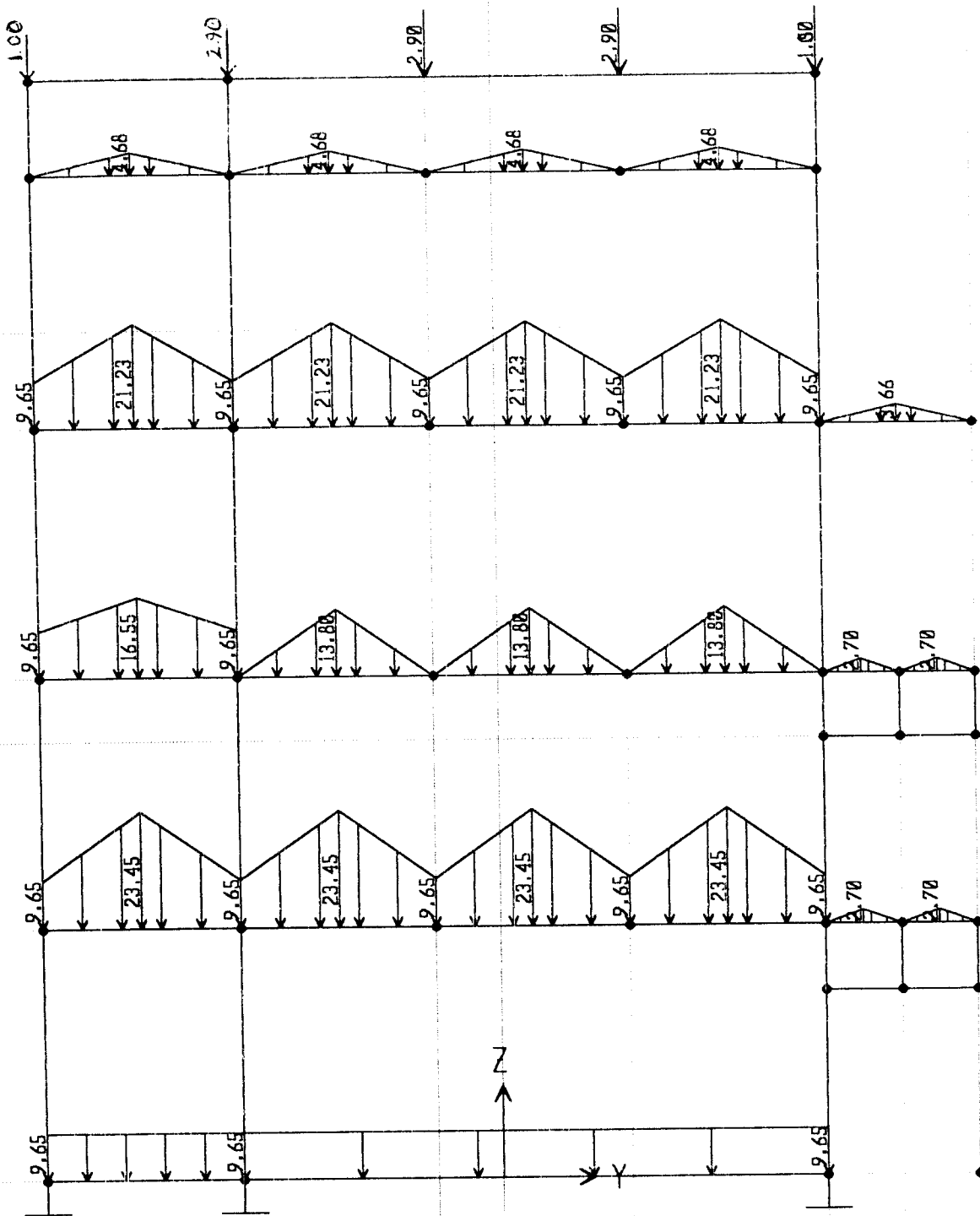
FRAME ELEMENT FORCES

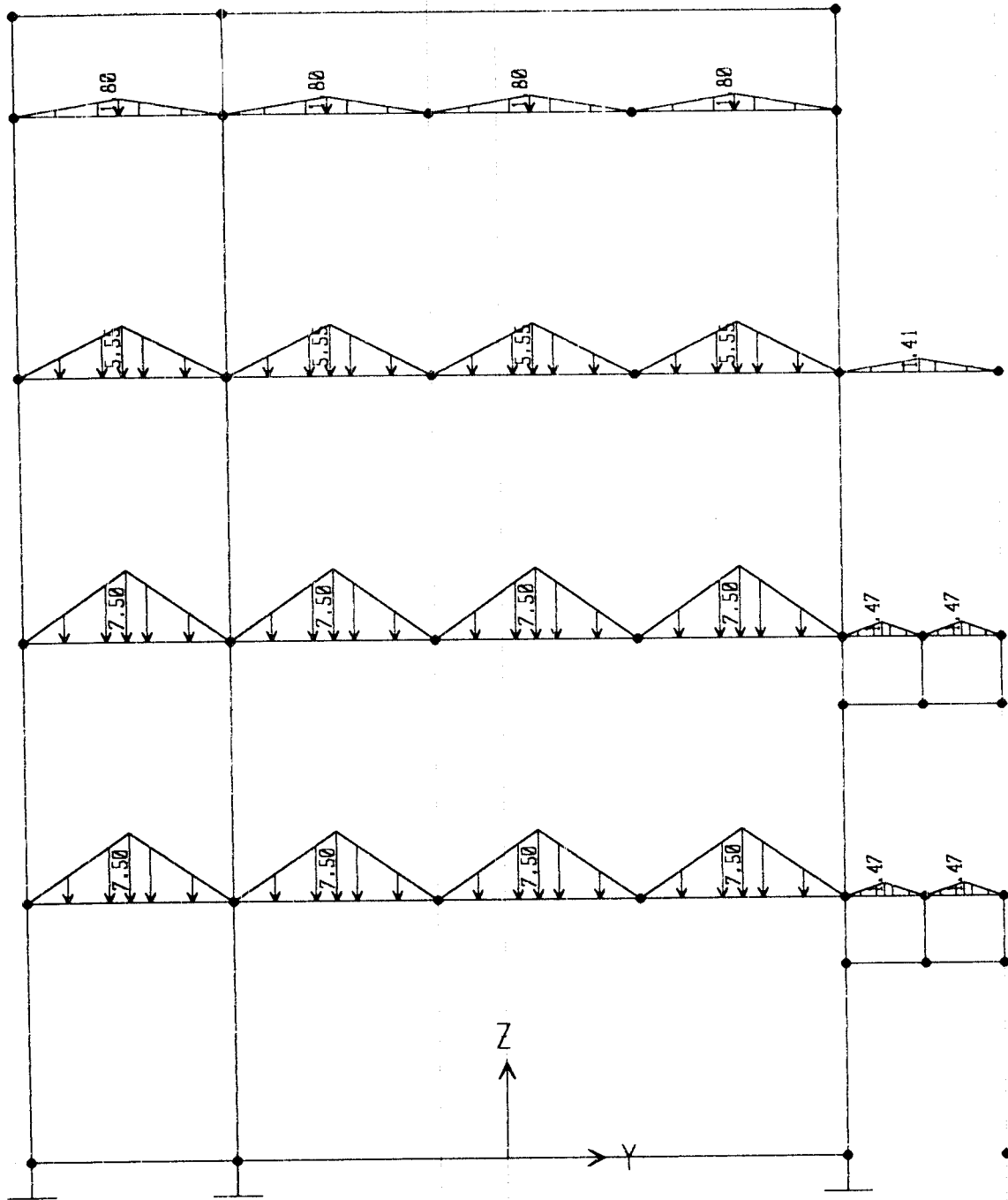
FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
479	WD	0.00	-1655.77	-7.41	53.43	3.121E-02	79.40	-16.06
		1.43	-1672.27	-7.41	53.43	3.121E-02	2.99	-5.46
		2.86	-1688.78	-7.41	53.43	3.121E-02	-73.43	5.13
479	WL	0.00	-302.84	-5.542E-01	14.14	-1.299E-01	21.80	-1.60
		1.43	-302.84	-5.542E-01	14.14	-1.299E-01	1.59	-8.051E-01
		2.86	-302.84	-5.542E-01	14.14	-1.299E-01	-18.62	-1.260E-02
479	GMPXKI	0.00	-1.64	-100.88	-1.77	3.46	4.526E-01	-54.02
		1.43	-1.64	-100.88	-1.77	3.46	2.99	90.25
		2.86	-1.64	-100.88	-1.77	3.46	5.52	234.51
479	GMPXKA	0.00	2.62	104.47	1.30	-4.13	-2.983E-01	51.78
		1.43	2.62	104.47	1.30	-4.13	-2.15	-97.61
		2.86	2.62	104.47	1.30	-4.13	-4.00	-247.00
479	GMPYKA	0.00	144.65	-6.946E-01	-88.40	-2.223E-01	2.94	2.003E-01
		1.43	144.65	-6.946E-01	-88.40	-2.223E-01	129.35	1.19
		2.86	144.65	-6.946E-01	-88.40	-2.223E-01	255.76	2.19
479	GMPYKI	0.00	-144.80	6.643E-01	86.80	9.974E-02	-3.07	-1.959E-01
		1.43	-144.80	6.643E-01	86.80	9.974E-02	-127.20	-1.15
		2.86	-144.80	6.643E-01	86.80	9.974E-02	-251.33	-2.10
479	SPEC1	0.00	1.43	1.534E-01	7.545E-01	6.750E-02	5.591E-02	8.011E-02
		1.43	1.43	1.534E-01	7.545E-01	6.750E-02	1.13	1.393E-01
		2.86	1.43	1.534E-01	7.545E-01	6.750E-02	2.21	3.587E-01
479	COMB1	0.00	-2471.46	-9.78	86.74	-1.704E-01	130.17	-21.82
		1.43	-2491.27	-9.78	86.74	-1.704E-01	6.13	-7.84
		2.86	-2511.08	-9.78	86.74	-1.704E-01	-117.91	6.14
479	COMB2	0.00	-2318.07	-10.37	74.81	4.370E-02	111.16	-22.48
		1.43	-2341.18	-10.37	74.81	4.370E-02	4.18	-7.65
		2.86	-2364.30	-10.37	74.81	4.370E-02	-102.80	7.18
479	COMB3	0.00	-2058.26	-114.29	69.09	3.53	106.74	-75.25
		1.43	-2075.59	-114.29	69.09	3.53	7.94	88.18
		2.86	-2092.93	-114.29	69.09	3.53	-90.85	251.61
479	COMB4	0.00	-2053.78	101.33	72.31	-4.44	105.95	35.83
		1.43	-2071.12	101.33	72.31	-4.44	2.55	-109.07
		2.86	-2088.45	101.33	72.31	-4.44	-100.85	-253.98
479	COMB5	0.00	-1904.65	-9.09	-21.87	-3.371E-01	109.35	-18.33
		1.43	-1921.99	-9.09	-21.87	-3.371E-01	140.62	-5.33
		2.86	-1939.32	-9.09	-21.87	-3.371E-01	171.90	7.67
479	COMB6	0.00	-2208.58	-7.66	162.09	1.065E-03	103.04	-18.74
		1.43	-2225.91	-7.66	162.09	1.065E-03	-128.75	-7.78
		2.86	-2243.24	-7.66	162.09	1.065E-03	-360.55	3.17
479	COMB7	0.00	-1360.00	-7.29	-31.47	-1.720E-01	74.10	-14.27
		1.43	-1374.86	-7.29	-31.47	-1.720E-01	119.10	-3.84
		2.86	-1389.72	-7.29	-31.47	-1.720E-01	164.10	6.59
479	COMB8	0.00	-1620.51	-6.07	126.21	1.179E-01	68.69	-14.63
		1.43	-1635.37	-6.07	126.21	1.179E-01	-111.79	-5.95
		2.86	-1650.23	-6.07	126.21	1.179E-01	-292.28	2.73
479	COMB9	0.00	-1487.83	87.35	49.26	-3.69	71.19	32.15
		1.43	-1502.69	87.35	49.26	-3.69	7.525E-01	-92.77
		2.86	-1517.55	87.35	49.26	-3.69	-69.68	-217.68
479	COMB10	0.00	-1491.67	-97.46	46.50	3.14	71.87	-63.07
		1.43	-1506.53	-97.46	46.50	3.14	5.38	76.31
		2.86	-1521.38	-97.46	46.50	3.14	-61.11	215.68

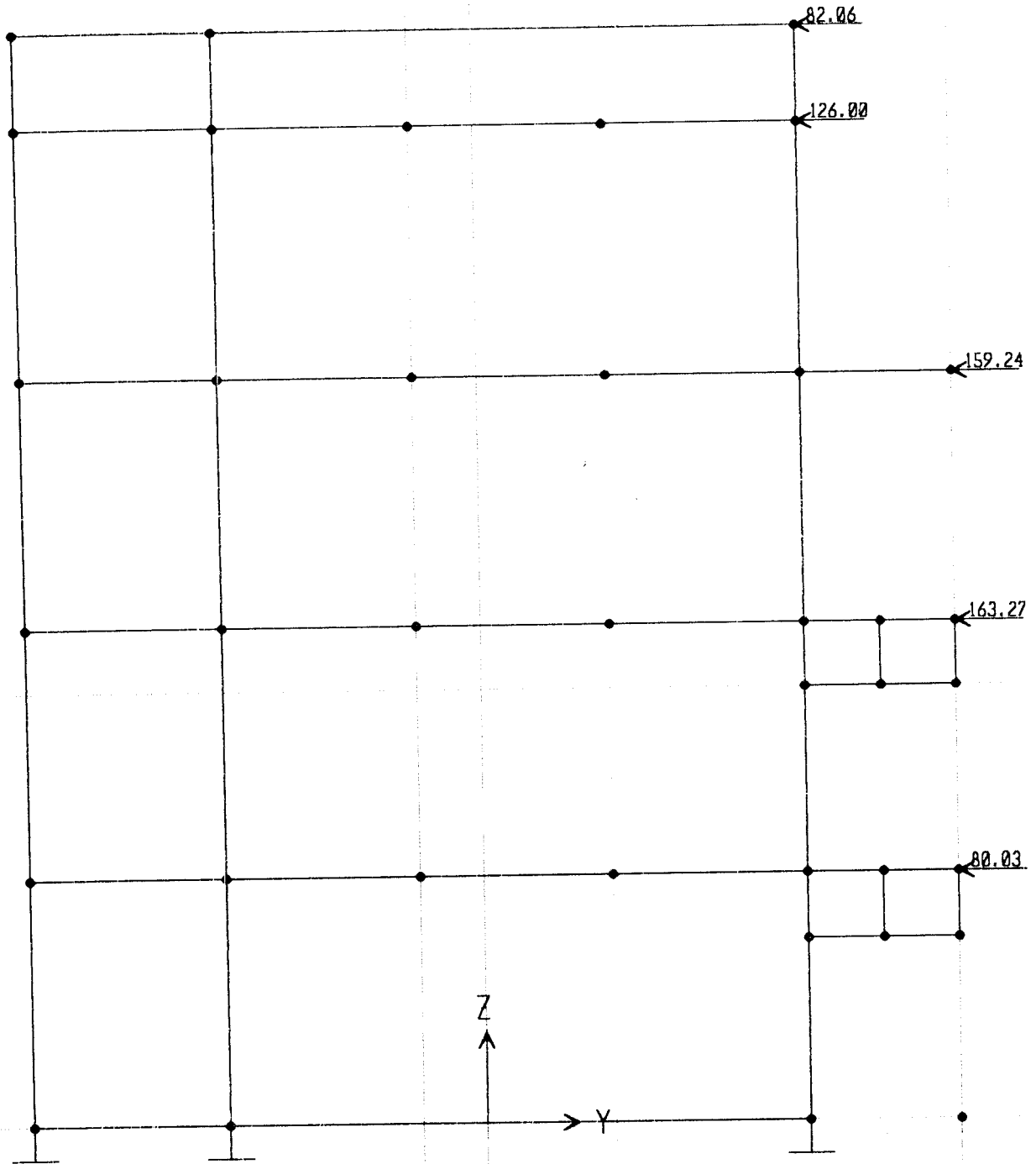
http://www.nirwana.com

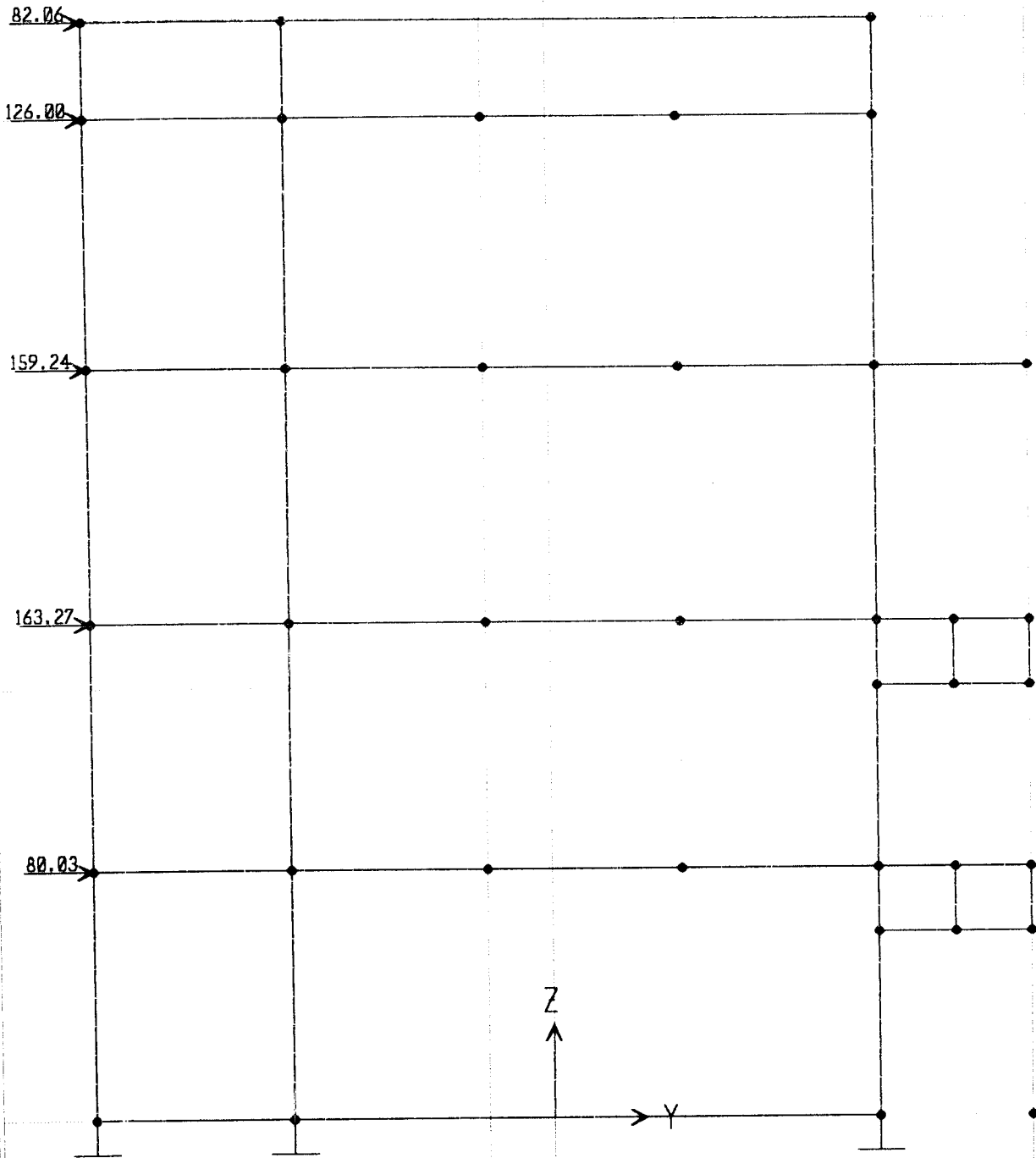
FRAME ELEMENT FORCES

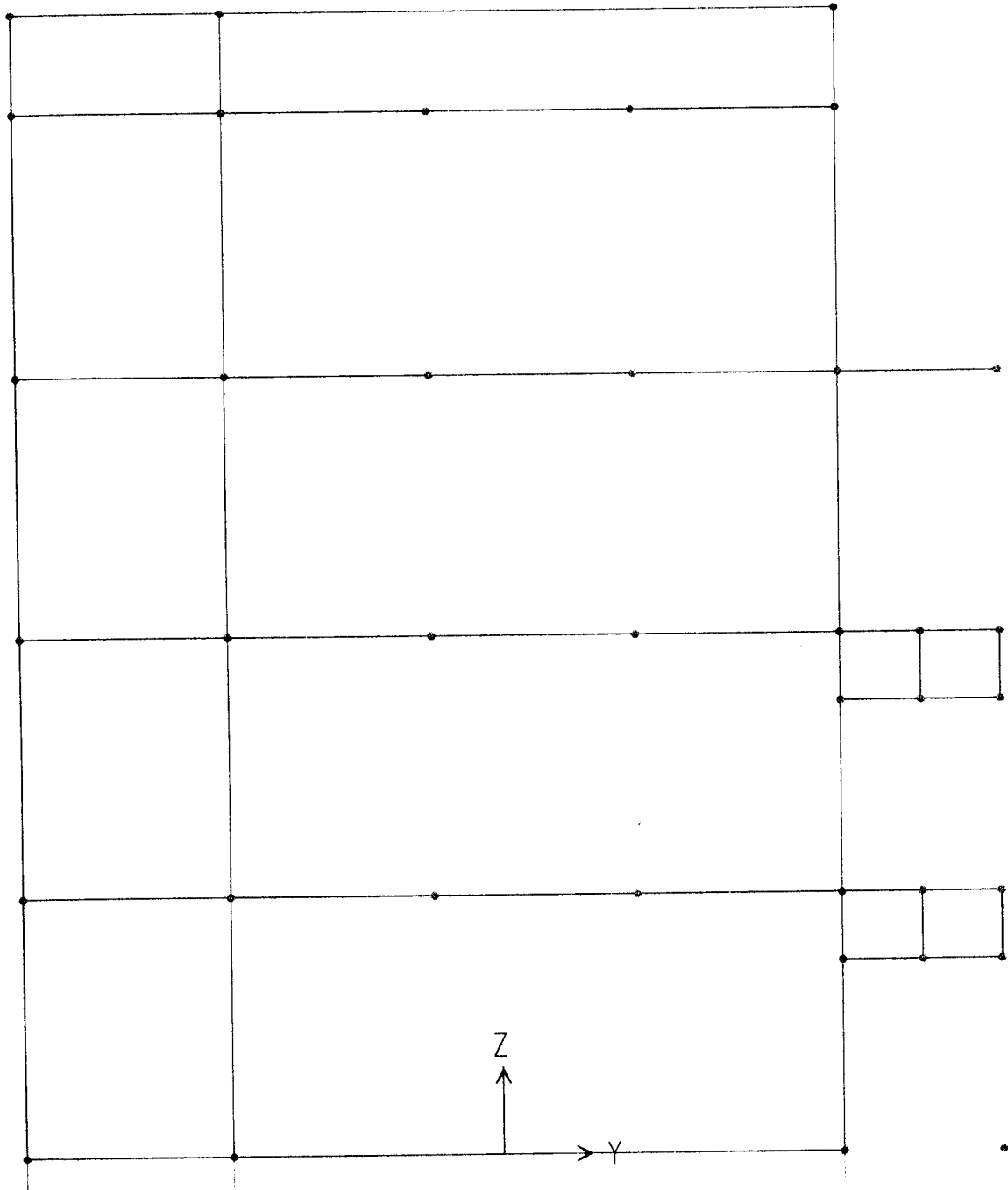
FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
477	WD	0.00	-1149.07	12.27	83.70	-1.32	59.07	-10.00
		1.43	-1165.58	12.27	83.70	-1.32	-60.62	-27.55
		2.86	-1182.08	12.27	83.70	-1.32	-180.32	-45.10
477	WL	0.00	-203.66	4.57	24.70	-4.251E-01	21.63	-5.162E-01
		1.43	-203.66	4.57	24.70	-4.251E-01	-13.69	-7.05
		2.86	-203.66	4.57	24.70	-4.251E-01	-49.00	-13.57
477	GMPXKI	0.00	14.94	-98.60	-3.99	3.29	-1.69	-123.22
		1.43	14.94	-98.60	-3.99	3.29	4.02	17.79
		2.86	14.94	-98.60	-3.99	3.29	9.73	158.79
477	GMPXKA	0.00	-13.93	89.63	3.57	-4.14	1.16	105.07
		1.43	-13.93	89.63	3.57	-4.14	-3.95	-23.11
		2.86	-13.93	89.63	3.57	-4.14	-9.07	-151.29
477	GMPYKA	0.00	99.19	-1.13	-71.67	-2.16	-72.69	-5.055E-01
		1.43	99.19	-1.13	-71.67	-2.16	29.80	1.12
		2.86	99.19	-1.13	-71.67	-2.16	132.29	2.74
477	GMPYKI	0.00	-99.73	1.12	70.69	2.05	70.73	5.039E-01
		1.43	-99.73	1.12	70.69	2.05	-30.36	-1.10
		2.86	-99.73	1.12	70.69	2.05	-131.45	-2.71
477	SPEC1	0.00	1.04	1.567E-01	6.642E-01	1.098E-01	6.152E-01	1.860E-01
		1.43	1.04	1.567E-01	6.642E-01	1.098E-01	3.346E-01	3.814E-02
		2.86	1.04	1.567E-01	6.642E-01	1.098E-01	1.28	2.623E-01
477	COMB1	0.00	-1704.73	22.03	139.96	-2.26	105.50	-12.83
		1.43	-1724.54	22.03	139.96	-2.26	-94.64	-44.33
		2.86	-1744.35	22.03	139.96	-2.26	-294.78	-75.83
477	COMB2	0.00	-1608.69	17.18	117.18	-1.85	82.70	-14.00
		1.43	-1631.81	17.18	117.18	-1.85	-84.87	-38.57
		2.86	-1654.92	17.18	117.18	-1.85	-252.44	-63.13
477	COMB3	0.00	-1404.67	-85.85	109.63	1.62	82.96	-140.42
		1.43	-1422.00	-85.85	109.63	1.62	-73.80	-17.65
		2.86	-1439.33	-85.85	109.63	1.62	-230.57	105.12
477	COMB4	0.00	-1434.99	111.80	117.57	-6.17	85.96	99.28
		1.43	-1452.32	111.80	117.57	-6.17	-82.17	-60.59
		2.86	-1469.66	111.80	117.57	-6.17	-250.30	-220.45
477	COMB5	0.00	-1316.21	16.49	38.56	-4.10	8.41	-11.57
		1.43	-1333.55	16.49	38.56	-4.10	-46.73	-35.15
		2.86	-1350.88	16.49	38.56	-4.10	-101.88	-58.73
477	COMB6	0.00	-1525.08	18.86	188.04	3.198E-01	159.00	-10.51
		1.43	-1542.41	18.86	188.04	3.198E-01	-109.90	-37.48
		2.86	-1559.75	18.86	188.04	3.198E-01	-378.80	-64.45
477	COMB7	0.00	-944.89	10.02	10.83	-3.13	-12.26	-9.45
		1.43	-959.75	10.02	10.83	-3.13	-27.74	-23.79
		2.86	-974.61	10.02	10.83	-3.13	-43.22	-38.12
477	COMB8	0.00	-1123.92	12.06	138.95	6.566E-01	116.82	-8.55
		1.43	-1138.78	12.06	138.95	6.566E-01	-81.88	-25.79
		2.86	-1153.64	12.06	138.95	6.566E-01	-280.58	-43.03
477	COMB9	0.00	-1046.70	91.72	78.55	-4.91	54.21	85.56
		1.43	-1061.56	91.72	78.55	-4.91	-58.12	-45.59
		2.86	-1076.42	91.72	78.55	-4.91	-170.44	-176.74
477	COMB10	0.00	-1020.71	-77.70	71.74	1.77	51.64	-119.89
		1.43	-1035.57	-77.70	71.74	1.77	-50.94	-8.79
		2.86	-1050.43	-77.70	71.74	1.77	-153.52	102.32

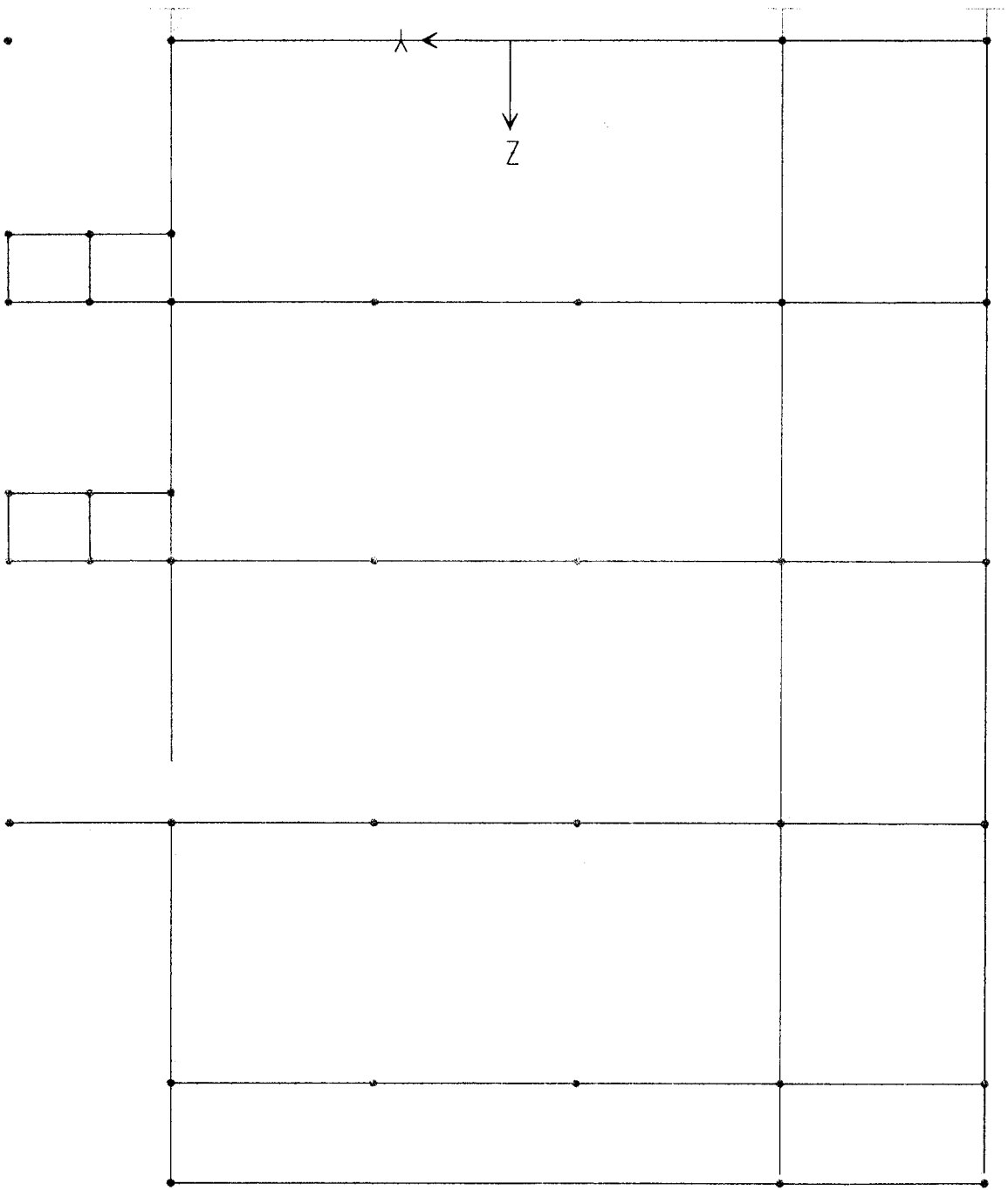




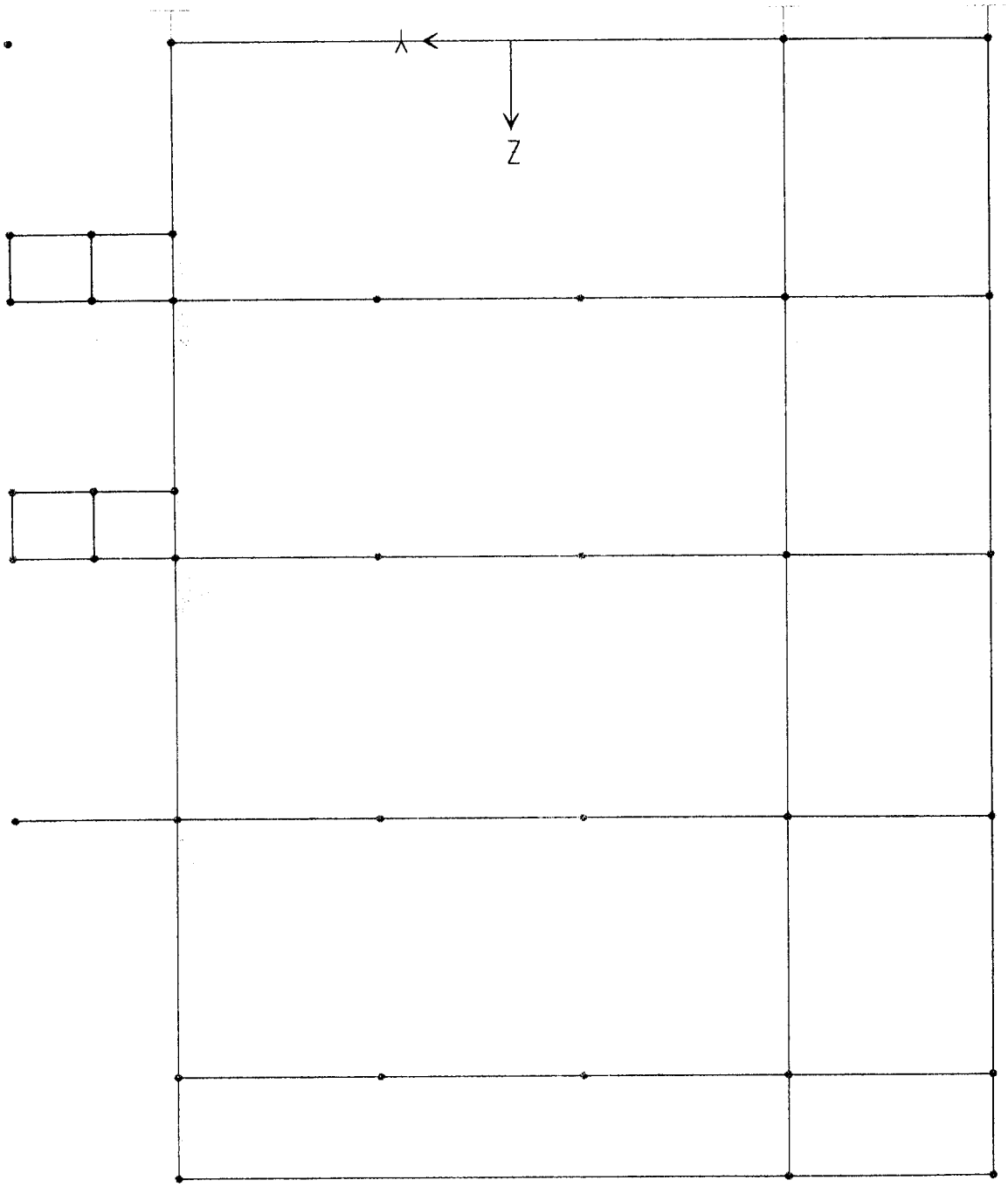


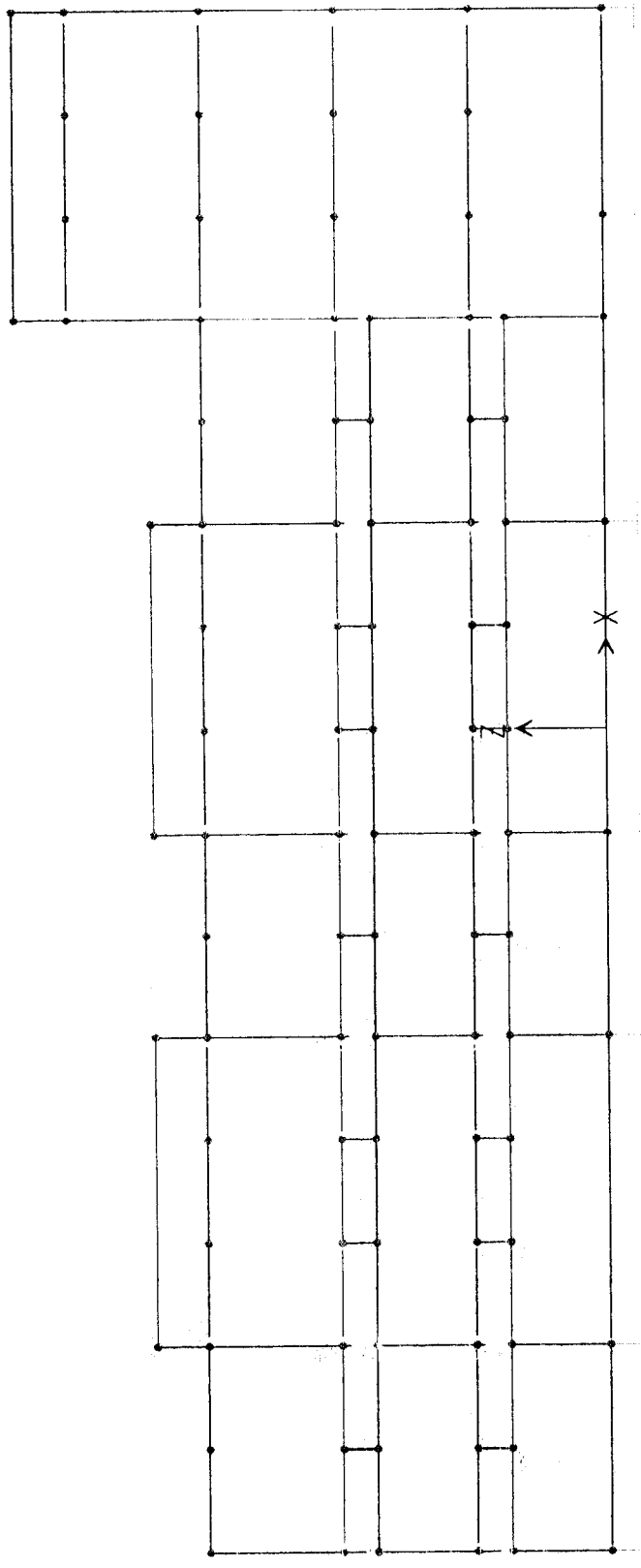


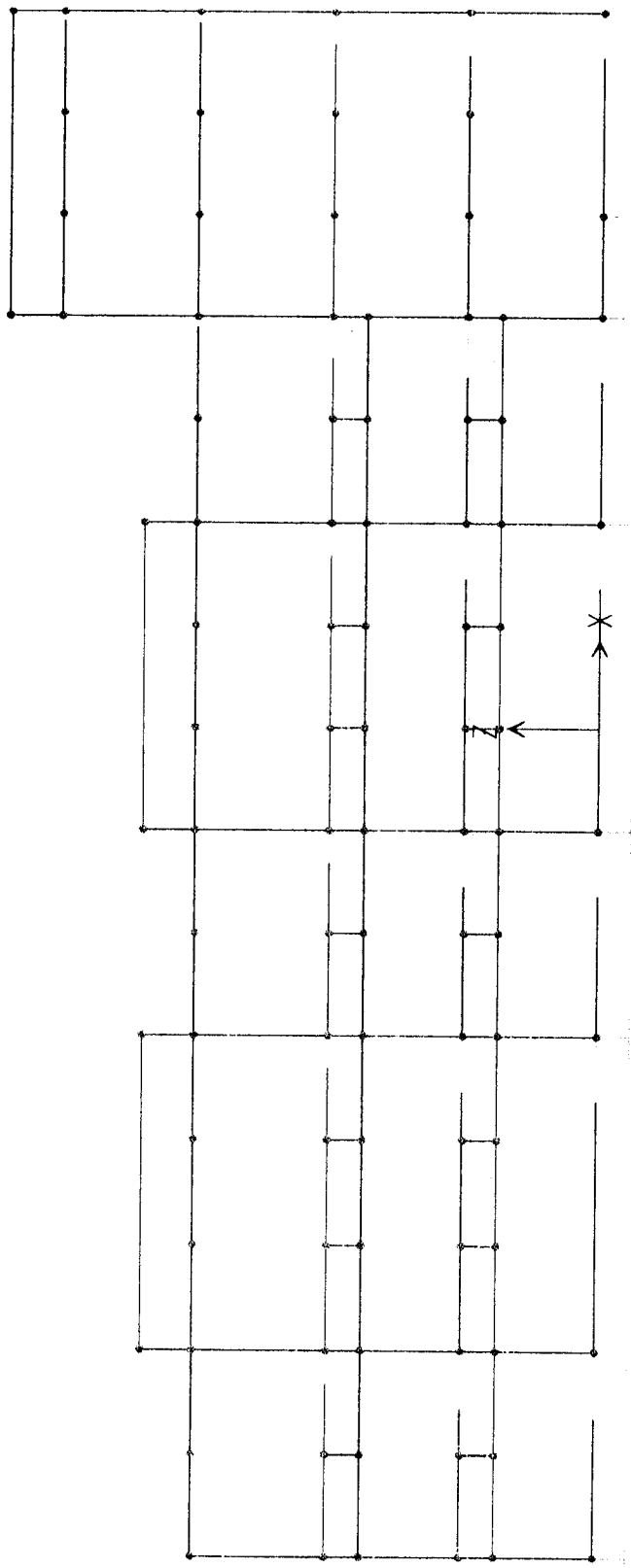


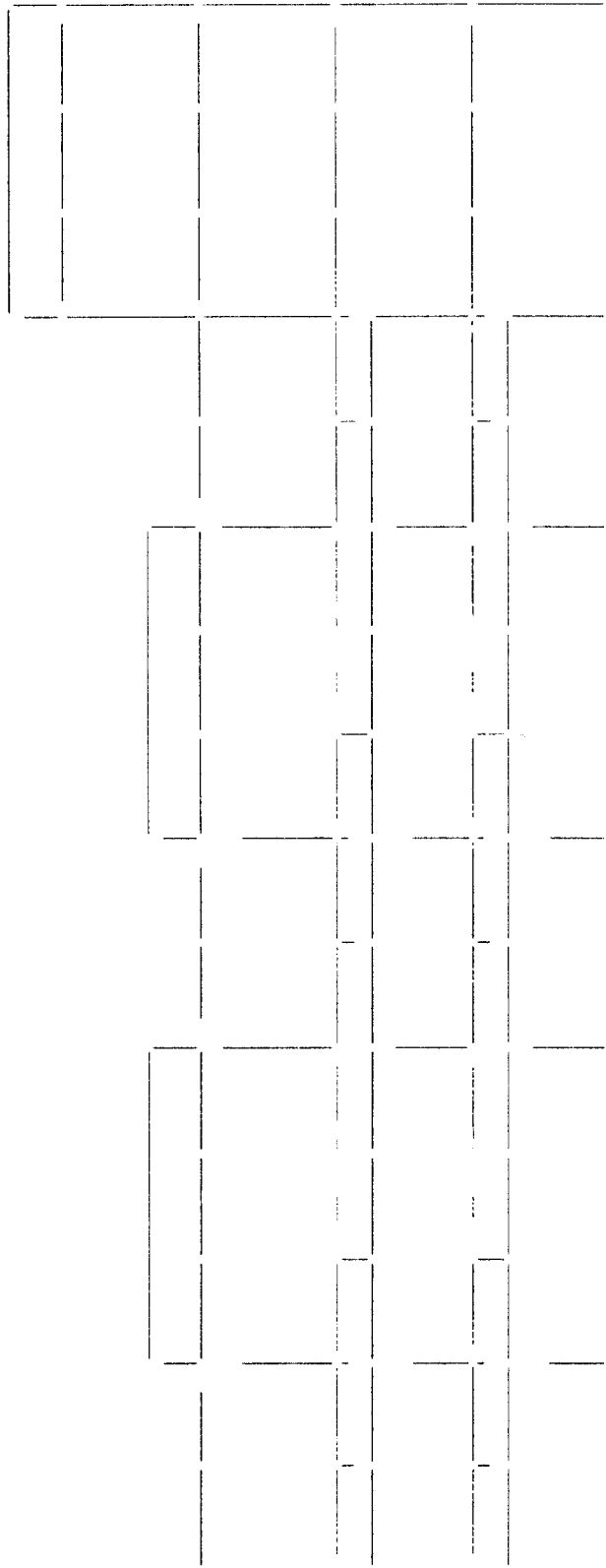


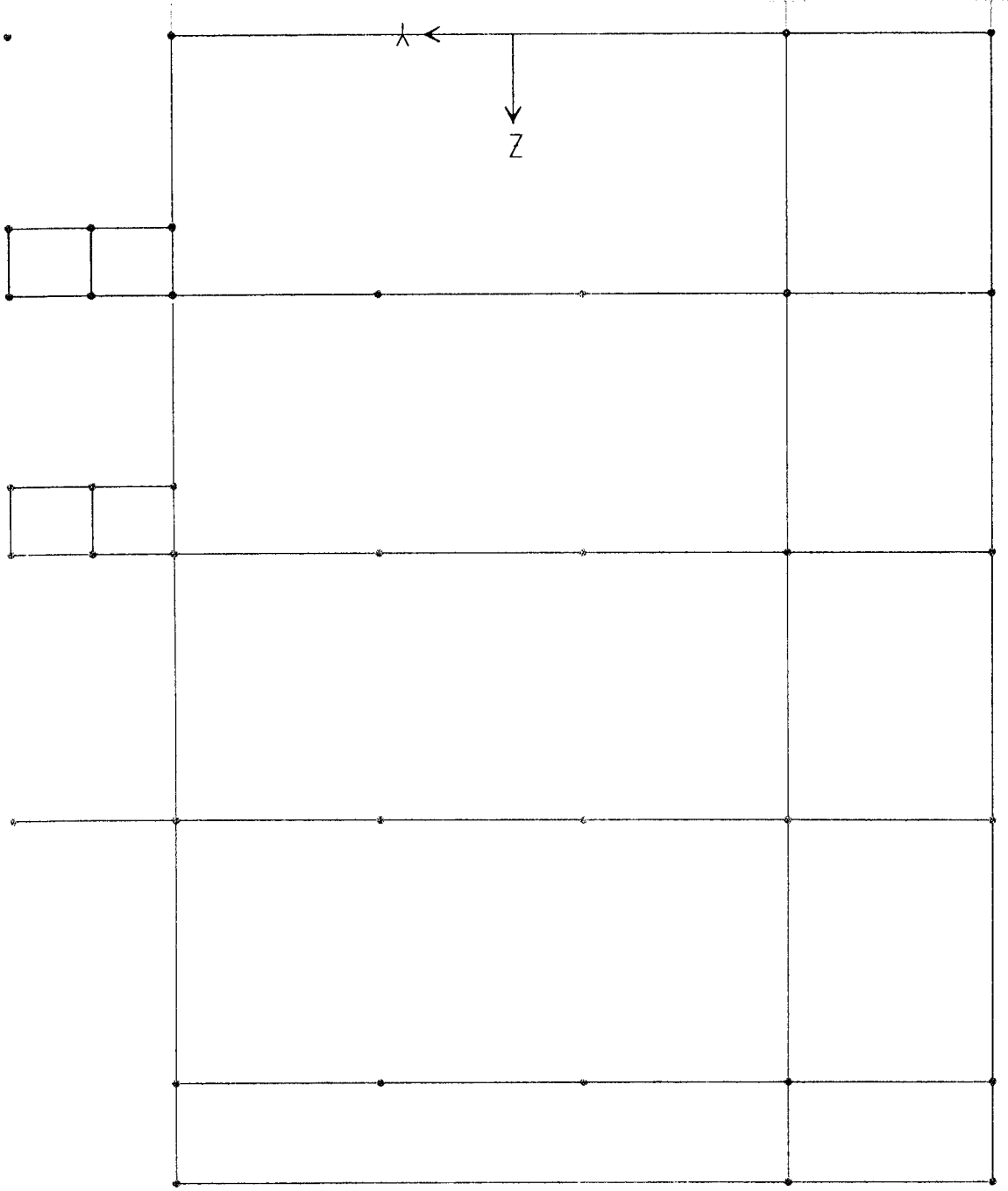


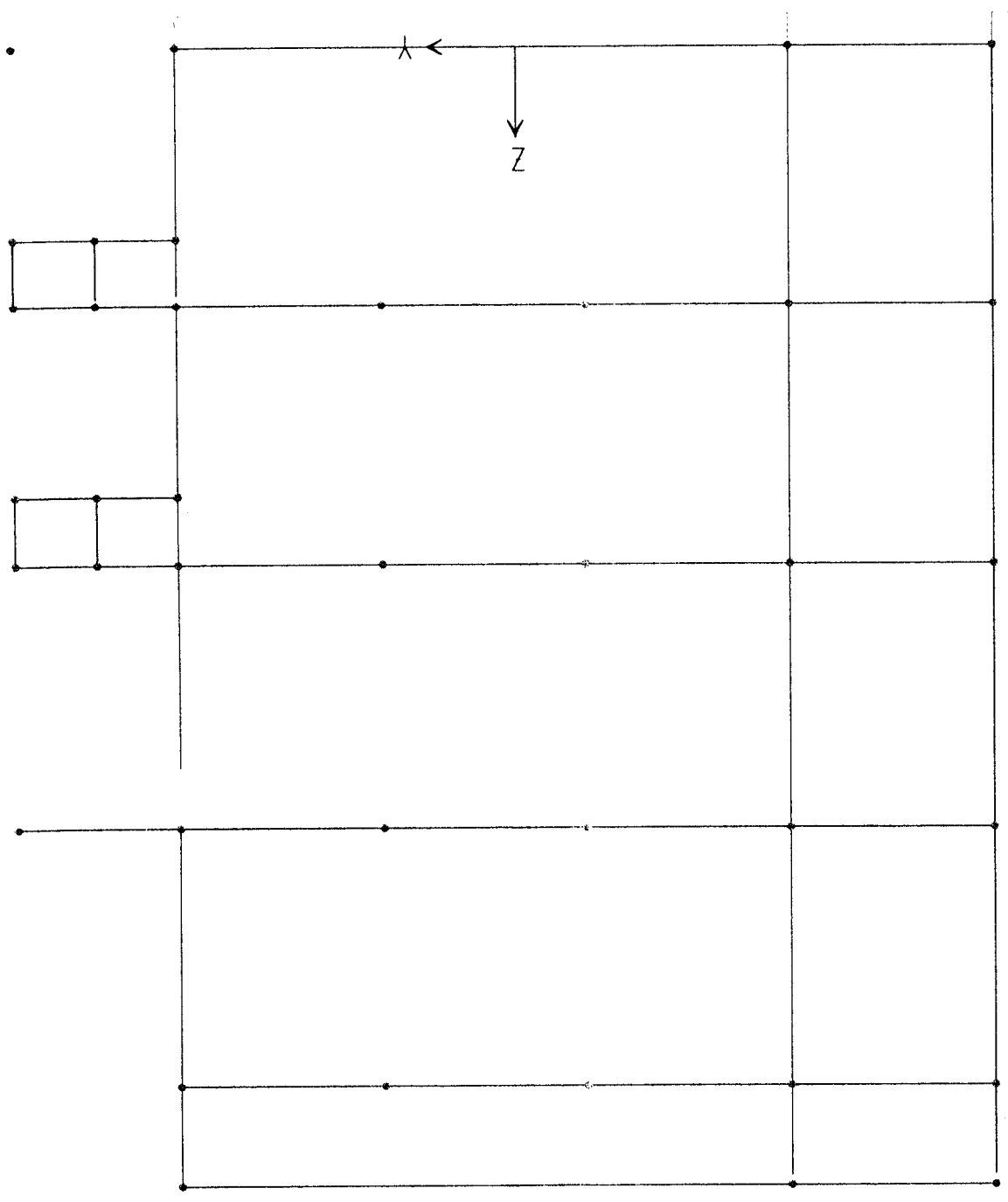


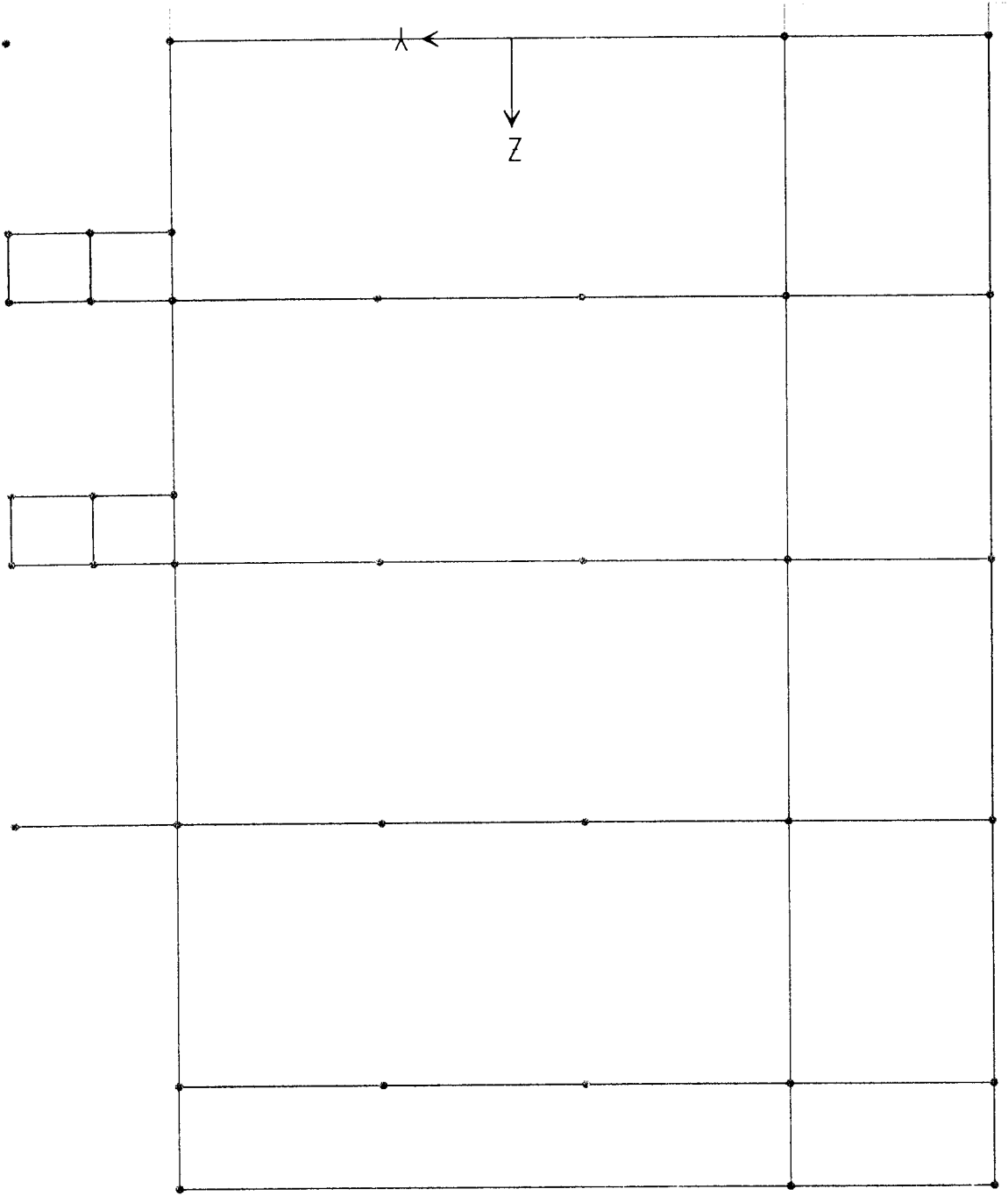


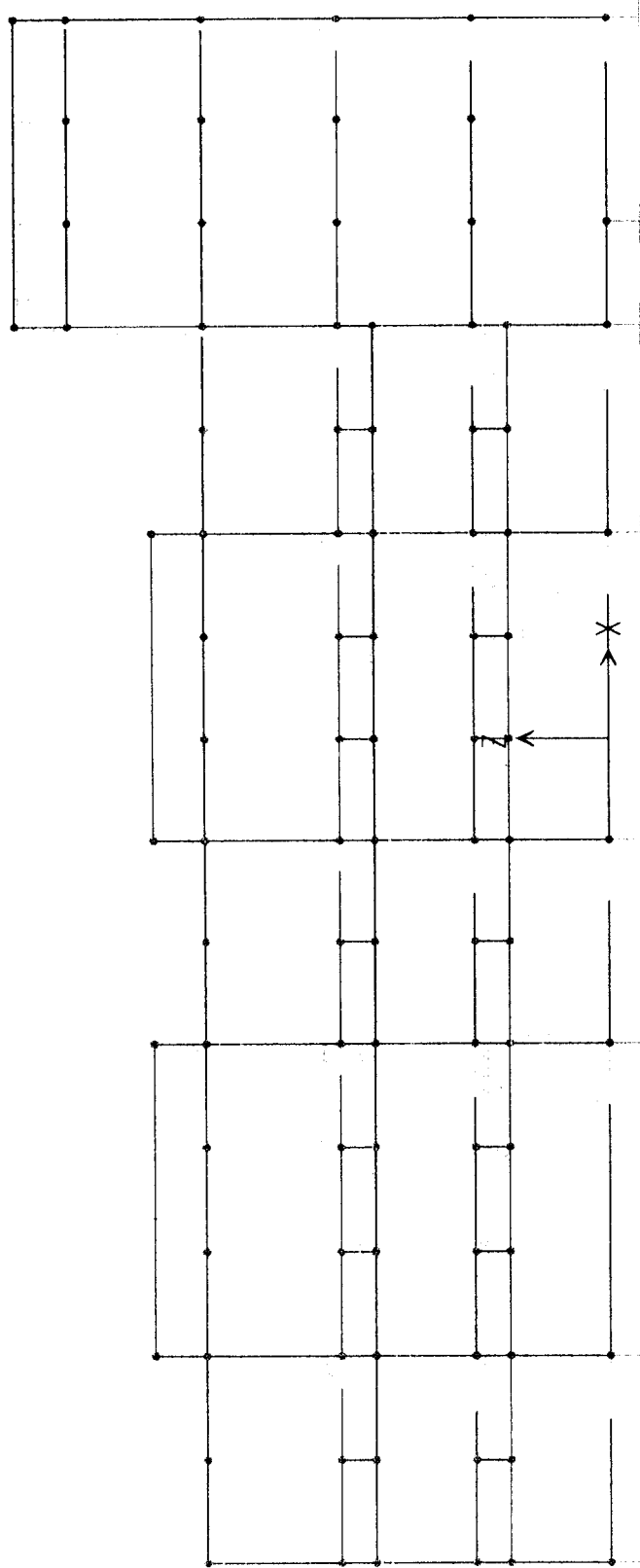




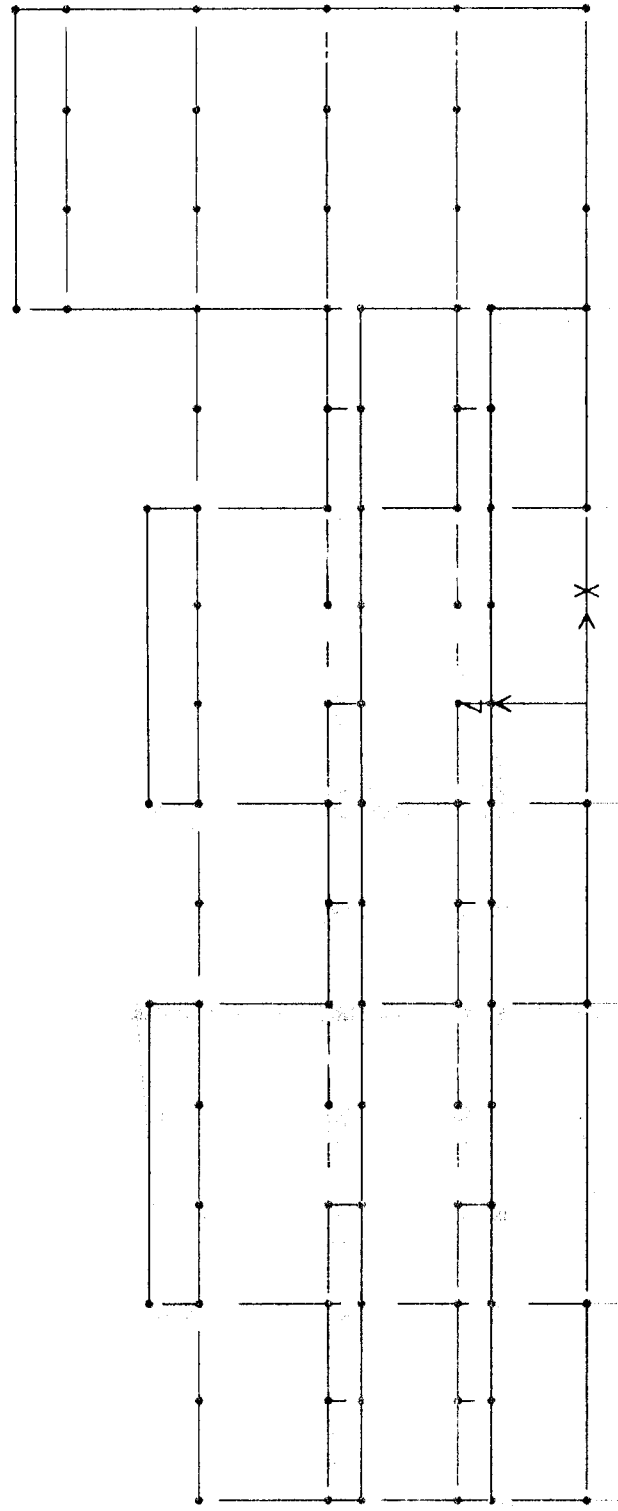


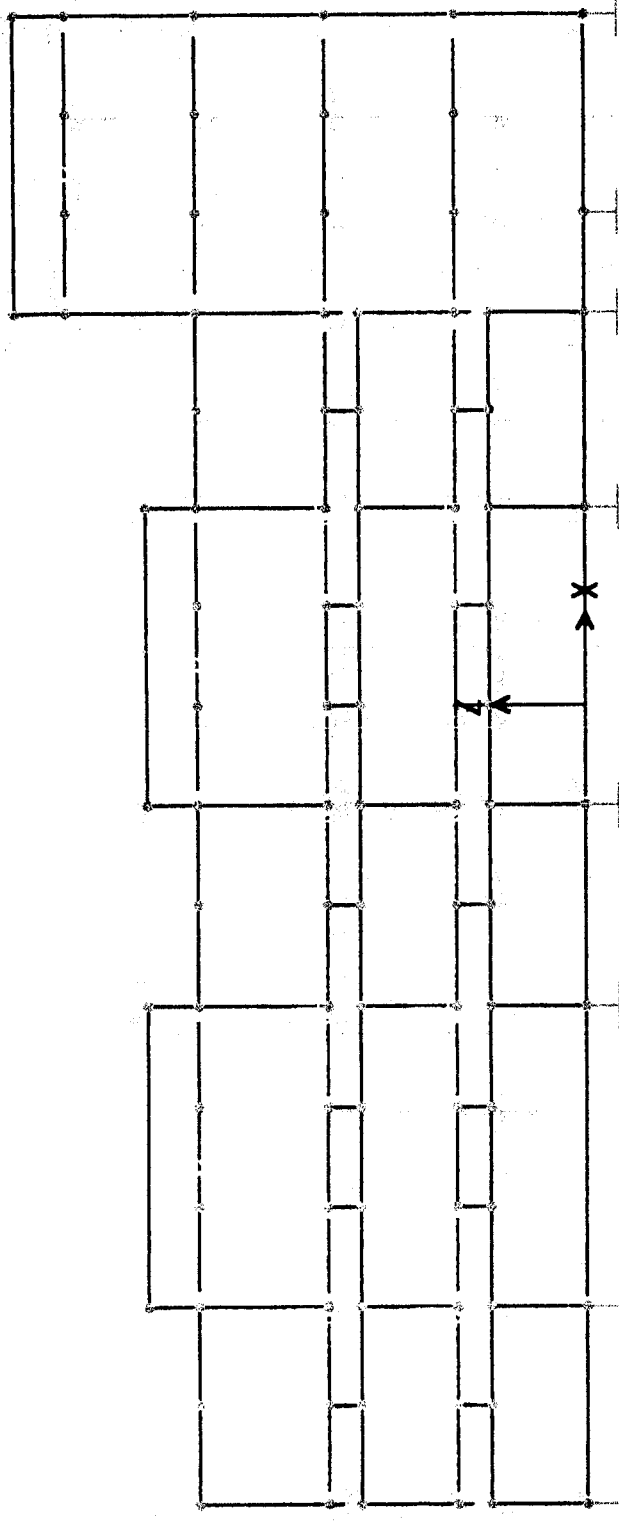












http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
82	WD	0.00	32.25	-208.51	4.647E-01	-13.43	9.075E-01	-340.16
		7.5E-01	32.25	-193.03	4.647E-01	-13.43	5.589E-01	-189.26
		1.50	32.25	-172.37	4.647E-01	-13.43	2.104E-01	-51.91
		2.25	32.25	-151.72	4.647E-01	-13.43	-1.381E-01	69.31
		3.00	32.25	-136.24	4.647E-01	-13.43	-4.867E-01	176.97
82	WL	0.00	9.75	-48.88	1.925E-02	-3.44	-7.514E-02	-81.96
		7.5E-01	9.75	-47.48	1.925E-02	-3.44	-8.958E-02	-45.65
		1.50	9.75	-43.26	1.925E-02	-3.44	-1.040E-01	-11.44
		2.25	9.75	-39.04	1.925E-02	-3.44	-1.185E-01	19.24
		3.00	9.75	-37.63	1.925E-02	-3.44	-1.329E-01	47.82
82	GMPXKI	0.00	4.339E-01	-2.88	-5.46	35.44	-11.51	1.14
		7.5E-01	4.339E-01	-2.88	-5.46	35.44	-7.41	3.30
		1.50	4.339E-01	-2.88	-5.46	35.44	-3.32	5.46
		2.25	4.339E-01	-2.88	-5.46	35.44	7.774E-01	7.62
		3.00	4.339E-01	-2.88	-5.46	35.44	4.87	9.78
82	GMPXKA	0.00	-1.47	3.02	2.651E-01	-37.79	2.41	1.004E-01
		7.5E-01	-1.47	3.02	2.651E-01	-37.79	2.21	-2.16
		1.50	-1.47	3.02	2.651E-01	-37.79	2.01	-4.42
		2.25	-1.47	3.02	2.651E-01	-37.79	1.81	-6.68
		3.00	-1.47	3.02	2.651E-01	-37.79	1.61	-8.95
82	GMPYKA	0.00	-47.53	89.98	-1.13	1.76	-1.70	371.74
		7.5E-01	-47.53	89.98	-1.13	1.76	-8.455E-01	304.26
		1.50	-47.53	89.98	-1.13	1.76	5.524E-03	236.78
		2.25	-47.53	89.98	-1.13	1.76	8.566E-01	169.29
		3.00	-47.53	89.98	-1.13	1.76	1.71	101.81
82	GMPYKI	0.00	-28.05	-88.95	1.20	-1.77	1.81	-367.02
		7.5E-01	-28.05	-88.95	1.20	-1.77	9.147E-01	-300.31
		1.50	-28.05	-88.95	1.20	-1.77	1.758E-02	-233.59
		2.25	-28.05	-88.95	1.20	-1.77	-8.795E-01	-166.88
		3.00	-28.05	-88.95	1.20	-1.77	-1.78	-100.16
82	SPEC1	0.00	1.826E-02	3.937E-01	2.468E-02	3.126E-02	4.804E-02	1.63
		7.5E-01	1.826E-02	3.937E-01	2.468E-02	3.126E-02	2.953E-02	1.34
		1.50	1.826E-02	3.937E-01	2.468E-02	3.126E-02	1.102E-02	1.04
		2.25	1.826E-02	3.937E-01	2.468E-02	3.126E-02	7.495E-03	7.488E-01
		3.00	1.826E-02	3.937E-01	2.468E-02	3.126E-02	2.601E-02	4.535E-01
82	COMB1	0.00	54.30	-328.42	5.885E-01	-21.62	9.688E-01	-539.32
		7.5E-01	54.30	-307.60	5.885E-01	-21.62	5.274E-01	-300.14
		1.50	54.30	-276.06	5.885E-01	-21.62	8.605E-02	-80.60
		2.25	54.30	-244.53	5.885E-01	-21.62	-3.553E-01	113.95
		3.00	54.30	-223.70	5.885E-01	-21.62	-7.967E-01	288.87
82	COMB2	0.00	45.15	-291.91	6.506E-01	-18.81	1.27	-476.22
		7.5E-01	45.15	-270.24	6.506E-01	-18.81	7.825E-01	-264.96
		1.50	45.15	-241.32	6.506E-01	-18.81	2.946E-01	-22.67
		2.25	45.15	-212.41	6.506E-01	-18.81	-1.934E-01	97.03
		3.00	45.15	-190.74	6.506E-01	-18.81	-6.814E-01	247.75
82	COMB3	0.00	43.53	-268.15	-5.23	19.86	-11.20	-433.41
		7.5E-01	43.53	-250.57	-5.23	19.86	-7.28	-238.39
		1.50	43.53	-224.89	-5.23	19.86	-3.36	-59.59
		2.25	43.53	-199.22	-5.23	19.86	5.593E-01	98.95
		3.00	43.53	-181.64	-5.23	19.86	4.48	241.27
82	COMB4	0.00	42.56	-267.10	7.865E-01	-57.40	3.40	-443.11
		7.5E-01	42.56	-249.37	7.865E-01	-57.40	2.81	-248.92
		1.50	42.56	-223.25	7.865E-01	-57.40	2.22	-71.16
		2.25	42.56	-197.13	7.865E-01	-57.40	1.63	85.96
		3.00	42.56	-179.40	7.865E-01	-57.40	1.04	226.63
82	COMB5	0.00	-6.83	-170.65	-6.853E-01	-15.51	-8.995E-01	-44.28
		7.5E-01	-6.83	-153.07	-6.853E-01	-15.51	-3.856E-01	77.62
		1.50	-6.83	-127.40	-6.853E-01	-15.51	1.284E-01	183.30
		2.25	-6.83	-101.72	-6.853E-01	-15.51	6.424E-01	268.71
		3.00	-6.83	-84.14	-6.853E-01	-15.51	1.16	337.91
82	COMB6	0.00	13.62	-358.53	1.76	-19.21	2.78	-819.99
		7.5E-01	13.62	-340.95	1.76	-19.21	1.46	-557.18
		1.50	13.62	-315.27	1.76	-19.21	1.411E-01	-310.59
		2.25	13.62	-289.60	1.76	-19.21	-1.18	-84.27
		3.00	13.62	-272.02	1.76	-19.21	-2.50	125.83
82	COMB7	0.00	92.98	-359.61	1.70	-19.20	2.66	-824.94
		7.5E-01	92.98	-342.02	1.70	-19.20	1.39	-561.33
		1.50	92.98	-316.35	1.70	-19.20	1.168E-01	-313.93
		2.25	92.98	-290.68	1.70	-19.20	-1.16	-86.80

82	COMB8	3.00	92.98	-273.09	1.70	-19.20	-2.43	124.10
		0.00	72.52	-171.73	-7.498E-01	-15.49	-1.02	-49.24
		7.5E-01	72.52	-154.14	-7.498E-01	-15.49	-4.582E-01	73.47
		1.50	72.52	-128.47	-7.498E-01	-15.49	1.042E-01	179.96
		2.25	72.52	-102.80	-7.498E-01	-15.49	6.665E-01	266.18
		3.00	72.52	-85.21	-7.498E-01	-15.49	1.23	336.17
82	COMB9	0.00	44.61	-268.29	2.278E-01	22.33	-1.65	-434.72
		7.5E-01	44.61	-250.71	2.278E-01	22.33	-1.82	-239.59
		1.50	44.61	-225.04	2.278E-01	22.33	-1.99	-60.67
		2.25	44.61	-199.36	2.278E-01	22.33	-2.16	97.97
		3.00	44.61	-181.78	2.278E-01	22.33	-2.33	240.40
82	COMB10	0.00	42.62	-262.11	6.24	-54.56	12.96	-435.81
		7.5E-01	42.62	-244.52	6.24	-54.56	8.28	-245.32
		1.50	42.62	-218.85	6.24	-54.56	3.61	-71.05
		2.25	42.62	-193.18	6.24	-54.56	-1.07	82.96
		3.00	42.62	-175.59	6.24	-54.56	-5.75	220.74

http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
83	WD	0.00	32.08	-39.29	-3.292E-02	-4.46	-2.051E-01	173.44
		7.5E-01	32.08	-23.81	-3.292E-02	-4.46	-1.804E-01	197.42
		1.50	32.08	-3.15	-3.292E-02	-4.46	-1.558E-01	207.86
		2.25	32.08	17.50	3.292E-02	4.46	1.311E-01	202.15
		3.00	32.08	32.98	-3.292E-02	-4.46	-1.064E-01	182.90
		0.00	9.59	-4.93	5.028E-02	-5.865E-01	6.653E-02	47.20
83	WL	7.5E-01	9.59	3.52	5.028E-02	5.865E-01	2.882E-02	50.54
		1.50	9.59	6.983E-01	5.028E-02	-5.865E-01	-8.886E-03	51.78
		2.25	9.59	4.92	5.028E-02	-5.865E-01	-4.660E-02	49.49
		3.00	9.59	6.32	5.028E-02	-5.865E-01	-8.431E-02	45.10
		0.00	2.47	2.32	-3.03	4.397E-01	-3.37	8.36
		83	GMPXKI	7.5E-01	2.47	2.32	-3.03	-4.397E-01
1.50	2.47			2.32	-3.03	-4.397E-01	1.17	4.88
2.25	2.47			2.32	3.03	4.397E-01	3.44	3.14
3.00	2.47			2.32	-3.03	-4.397E-01	5.71	1.40
0.00	-3.53			-2.05	2.92	4.089E-01	6.28	-7.52
83	GMPXKA			7.5E-01	3.53	2.05	2.92	4.089E-01
		1.50	-3.53	-2.05	2.92	4.089E-01	1.90	-4.44
		2.25	-3.53	-2.05	2.92	4.089E-01	-2.932E-01	-2.91
		3.00	-3.53	-2.05	2.92	4.089E-01	-2.49	-1.37
		0.00	-45.69	60.58	-1.54	-1.48	-2.60	105.53
		83	GMPYKA	7.5E-01	-45.69	60.58	-1.54	-1.48
1.50	-45.69			60.58	-1.54	-1.48	-2.954E-01	14.65
2.25	-45.69			60.58	-1.54	1.48	8.562E-01	30.78
3.00	-45.69			60.58	-1.54	-1.48	2.01	-76.22
0.00	-29.45			-60.09	1.51	1.47	2.55	-103.84
83	GMPYKI			7.5E-01	-29.45	-60.09	1.51	1.47
		1.50	-29.45	-60.09	1.51	1.47	2.872E-01	-13.70
		2.25	-29.45	-60.09	1.51	1.47	-8.450E-01	31.37
		3.00	-29.45	-60.09	1.51	1.47	-1.98	76.43
		0.00	4.407E-03	2.719E-01	1.230E-02	1.067E-03	1.939E-02	4.699E-01
		83	SFECL	7.5E-01	4.407E-03	2.719E-01	1.230E-02	1.067E-03
1.50	4.407E-03			2.719E-01	1.230E-02	1.067E-03	9.416E-04	6.207E-02
2.25	4.407E-03			2.719E-01	1.230E-02	1.067E-03	8.284E-03	1.419E-01
3.00	4.407E-03			2.719E-01	1.230E-02	1.067E-03	1.751E-02	3.458E-01
0.00	53.85			-55.03	4.095E-02	-6.29	-1.397E-01	283.64
83	COMB1			7.5E-01	53.85	-34.20	4.095E-02	-6.29
		1.50	53.85	-2.67	4.095E-02	-6.29	-2.011E-01	332.27
		2.25	53.85	28.87	4.095E-02	-6.29	-2.318E-01	321.77
		3.00	53.85	49.69	4.095E-02	-6.29	-2.625E-01	291.64
		0.00	44.92	-55.00	-4.609E-02	-6.24	-2.872E-01	242.81
		83	COMB2	7.5E-01	44.92	-33.33	-4.609E-02	-6.24
1.50	44.92			-4.42	-4.609E-02	-6.24	-2.181E-01	291.00
2.25	44.92			24.50	-4.609E-02	6.24	1.835E-01	293.02
3.00	44.92			46.17	-4.609E-02	-6.24	-1.489E-01	256.06
0.00	45.35			-43.47	-3.17	-5.69	-3.70	235.48
83	COMB3			7.5E-01	45.35	-25.89	-3.17	-5.69
		1.50	45.35	-2.178E-01	-3.17	-5.69	1.06	272.30
		2.25	45.35	25.46	-3.17	-5.69	3.43	262.33
		3.00	45.35	43.04	-3.17	-5.69	5.81	236.14
		0.00	40.06	-48.58	3.09	-4.87	6.45	223.77
		83	COMB4	7.5E-01	40.06	-30.85	3.09	-4.87
1.50	40.06			-4.73	3.09	-4.87	1.82	267.95
2.25	40.06			21.39	3.09	4.87	4.944E-01	261.18
3.00	40.06			39.12	3.09	-4.87	-2.81	237.97
0.00	-5.22			17.70	-1.60	-6.78	-2.88	337.51
83	COMB5			7.5E-01	-5.22	35.28	-1.60	-6.78
		1.50	-5.22	60.96	-1.60	-6.78	-4.821E-01	282.56
		2.25	-5.22	86.63	-1.60	-6.78	7.174E-01	226.71
		3.00	-5.22	104.21	-1.60	-6.78	1.92	154.64
		0.00	11.83	-109.00	1.60	-3.69	2.53	117.68
		83	COMP6	7.5E-01	11.83	-91.42	1.60	-3.69
1.50	11.83			-65.75	1.60	-3.69	1.297E-01	252.79
2.25	11.83			-40.07	1.60	-3.69	-1.07	291.97
3.00	11.83			-22.49	1.60	-3.69	-2.27	314.92
0.00	90.72			-109.52	1.63	-3.68	2.58	115.91
83	CCMB7			7.5E-01	90.72	91.94	1.63	-3.68
		1.50	90.72	-66.26	1.63	-3.68	1.382E-01	251.79
		2.25	90.72	-40.59	1.63	-3.68	-1.08	291.35

	3.00	90.72	-23.01	1.63	-3.68	-2.30	314.70
83	COMB8						
	0.00	73.67	17.19	-1.57	-6.78	-2.83	335.74
	7.5E-01	73.67	34.77	-1.57	-6.78	-1.65	316.76
	1.50	73.67	60.44	-1.57	-6.78	-4.735E-01	281.56
	2.25	73.67	86.12	1.57	6.78	7.056E 01	226.10
	3.00	73.67	103.70	-1.57	-6.78	1.88	154.41
83	COMB9						
	0.00	46.46	-43.76	-3.06	-5.66	-6.75	234.60
	7.5E-01	46.46	-26.17	-3.06	-5.66	-4.46	261.33
	1.50	46.46	-5.001E-01	-3.06	-5.66	-2.17	271.84
	2.25	46.46	25.17	-3.06	-5.66	1.262E-01	262.08
	3.00	46.46	42.76	-3.06	-5.66	2.42	236.11
83	COMB10						
	0.00	40.16	-48.34	3.19	-4.77	3.39	217.94
	7.5E-01	40.16	-30.76	3.19	-4.77	9.958E-01	248.11
	1.50	40.16	-5.09	3.19	-4.77	-1.40	262.05
	2.25	40.16	20.59	3.19	-4.77	-3.79	255.74
	3.00	40.16	38.17	3.19	-4.77	-6.19	233.20

http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
84	WD	0.00	32.10	137.32	1.465E-01	15.56	-1.384E-01	185.79
		7.5E-01	32.10	152.80	-1.465E-01	15.56	-2.849E-02	77.32
		1.50	32.10	173.45	-1.465E-01	15.56	8.141E-02	-44.70
		2.25	32.10	194.11	-1.465E-01	15.56	1.913E-01	-182.85
		3.00	32.10	209.59	-1.465E-01	15.56	3.012E-01	-334.56
84	WL	0.00	9.51	37.26	5.874E-02	3.64	5.896E-02	45.66
		7.5E-01	9.51	38.67	5.874E-02	3.64	1.490E-02	17.36
		1.50	9.51	42.88	5.874E-02	3.64	-2.915E-02	-13.04
		2.25	9.51	47.10	5.874E-02	3.64	-7.321E-02	-46.96
		3.00	9.51	48.51	5.874E-02	3.64	-1.173E-01	-82.99
84	GMPXKI	0.00	4.62	7.70	-5.804E-01	-40.91	-2.538E-01	2.84
		7.5E-01	4.62	7.70	-5.804E-01	-40.91	1.816E-01	-2.93
		1.50	4.62	7.70	-5.804E-01	-40.91	6.169E-01	-8.71
		2.25	4.62	7.70	-5.804E-01	-40.91	1.05	-14.49
		3.00	4.62	7.70	-5.804E-01	-40.91	1.49	-20.26
84	GMPXKA	0.00	-5.33	-6.96	4.86	42.91	6.12	-2.77
		7.5E-01	-5.33	-6.96	4.86	42.91	2.47	2.45
		1.50	-5.33	-6.96	4.86	42.91	-1.18	7.67
		2.25	-5.33	-6.96	4.86	42.91	-4.82	12.89
		3.00	-5.33	-6.96	4.86	42.91	-8.47	18.11
84	GMPYKA	0.00	-44.21	90.70	-2.80	3.067E-01	-2.64	-72.59
		7.5E-01	-44.21	90.70	-2.80	3.067E-01	-5.368E-01	-140.61
		1.50	-44.21	90.70	-2.80	3.067E-01	1.56	-208.64
		2.25	-44.21	90.70	-2.80	3.067E-01	3.67	-276.66
		3.00	-44.21	90.70	-2.80	3.067E-01	5.77	-344.69
84	GMPYKI	0.00	-30.99	-90.19	2.86	-3.131E-01	2.66	72.83
		7.5E-01	-30.99	-90.19	2.86	-3.131E-01	5.186E-01	140.47
		1.50	-30.99	-90.19	2.86	-3.131E-01	-1.63	208.11
		2.25	-30.99	-90.19	2.86	-3.131E-01	-3.77	275.75
		3.00	-30.99	-90.19	2.86	-3.131E-01	-5.91	343.39
84	SPEC1	0.00	9.358E-03	4.006E-01	3.048E-02	1.470E-02	2.890E-02	3.290E-01
		7.5E-01	9.358E-03	4.006E-01	3.048E-02	1.470E-02	6.037E-03	6.294E-01
		1.50	9.358E-03	4.006E-01	3.048E-02	1.470E-02	1.682E-02	9.298E-01
		2.25	9.358E-03	4.006E-01	3.048E-02	1.470E-02	3.968E-02	1.23
		3.00	9.358E-03	4.006E-01	3.048E-02	1.470E-02	6.254E-02	1.53
84	COMB1	0.00	53.72	224.40	-8.184E-02	24.49	-7.172E-02	296.01
		7.5E-01	53.72	245.22	-8.184E-02	24.49	-1.034E-02	120.57
		1.50	53.72	276.76	-8.184E-02	24.49	5.105E-02	-74.50
		2.25	53.72	308.29	-8.184E-02	24.49	1.124E-01	-294.57
		3.00	53.72	329.12	-8.184E-02	24.49	1.738E-01	-534.27
84	COMB2	0.00	44.93	192.25	-2.051E-01	21.78	-1.937E-01	260.11
		7.5E-01	44.93	213.92	-2.051E-01	21.78	-3.988E-02	108.25
		1.50	44.93	242.83	-2.051E-01	21.78	1.140E-01	-62.57
		2.25	44.93	271.75	-2.051E-01	21.78	2.678E-01	-255.99
		3.00	44.93	293.42	-2.051E-01	21.78	4.217E-01	-468.39
84	COMB3	0.00	47.53	187.48	-7.078E-01	-23.18	-3.560E-01	241.22
		7.5E-01	47.53	205.06	-7.078E-01	-23.18	1.748E-01	94.52
		1.50	47.53	230.74	-7.078E-01	-23.18	7.057E-01	-68.40
		2.25	47.53	256.41	-7.078E-01	-23.18	1.24	-251.59
		3.00	47.53	273.99	-7.078E-01	-23.18	1.77	-451.00
84	COMB4	0.00	38.08	176.00	5.02	65.22	6.34	240.11
		7.5E-01	38.08	193.73	5.02	65.22	2.58	101.99
		1.50	38.08	219.85	5.02	65.22	-1.18	-52.57
		2.25	38.08	245.96	5.02	65.22	-4.94	-227.78
		3.00	38.08	263.69	5.02	65.22	-8.70	-419.42
84	COMB5	0.00	-3.73	274.63	-3.04	20.10	-2.86	162.01
		7.5E-01	-3.73	292.21	-3.04	20.10	-5.794E-01	-50.05
		1.50	-3.73	317.89	-3.04	20.10	1.70	-278.33
		2.25	-3.73	343.56	-3.04	20.10	3.98	-526.87
		3.00	-3.73	361.14	-3.04	20.10	6.26	-791.64
84	COMB6	0.00	10.14	84.70	2.90	19.45	2.71	314.70
		7.5E-01	10.14	102.28	2.90	19.45	5.287E-01	245.09
		1.50	10.14	127.96	2.90	19.45	-1.65	159.26
		2.25	10.14	153.63	2.90	19.45	-3.83	53.16
		3.00	10.14	171.21	2.90	19.45	-6.01	-69.16
84	COMB7	0.00	89.10	84.16	2.84	19.45	2.68	314.45
		7.5E-01	89.10	101.74	2.84	19.45	5.479E-01	245.24
		1.50	89.10	127.42	2.84	19.45	-1.59	159.81
		2.25	89.10	153.09	2.84	19.45	-3.72	54.12

	3.00	89.10	170.67	2.84	19.45	-5.85	-67.80
84	COMB8						
	0.00	75.23	274.09	-3.10	20.10	-2.89	161.76
	7.5E-01	75.23	291.67	-3.10	20.10	-5.604E-01	-49.90
	1.50	75.23	317.34	-3.10	20.10	1.77	-277.77
	2.25	75.23	343.02	-3.10	20.10	4.09	525.91
	3.00	75.23	360.60	-3.10	20.10	6.42	-790.28
84	COMB9						
	0.00	48.28	186.70	-5.21	-25.29	-6.52	241.14
	7.5E-01	48.28	204.28	-5.21	-25.29	-2.61	95.03
	1.50	48.28	229.96	-5.21	-25.29	1.29	-67.31
	2.25	48.28	255.63	-5.21	-25.29	5.20	-249.91
	3.00	48.28	273.21	-5.21	-25.29	9.10	-448.73
84	COMB10						
	0.00	37.84	171.31	5.111E-01	62.73	1.769E-01	235.25
	7.5E-01	37.84	188.89	5.111E-01	62.73	-2.065E-01	100.68
	1.50	37.84	214.56	5.111E-01	62.73	-5.898E-01	-50.11
	2.25	37.84	240.24	5.111E-01	62.73	9.732E-01	221.17
	3.00	37.84	257.82	5.111E-01	62.73	-1.36	-408.44



http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
479	WD	0.00	-1609.21	-5.31	56.38	2.420E-02	88.38	-13.09
		1.43	-1625.72	-5.31	56.38	2.420E-02	7.76	-5.49
		2.86	-1642.23	-5.31	56.38	2.420E-02	-72.86	2.10
479	WL	0.00	-282.94	5.064E-01	15.62	-5.498E-01	25.73	1.305E-01
		1.43	-282.94	5.064E-01	15.62	-5.498E-01	3.40	-5.937E-01
		2.86	-282.94	5.064E-01	15.62	-5.498E-01	-18.94	-1.32
479	GMPXKI	0.00	4.16	-200.70	-1.72	6.78	4.13	-104.17
		1.43	4.16	-200.70	-1.72	6.78	6.58	182.83
		2.86	4.16	-200.70	-1.72	6.78	9.04	469.82
479	GMPXKA	0.00	-2.37	208.20	1.31	-6.24	-3.61	99.17
		1.43	-2.37	208.20	1.31	-6.24	-5.47	-198.55
		2.86	-2.37	208.20	1.31	-6.24	-7.34	-496.27
479	GMPYKA	0.00	289.51	-2.44	-177.18	4.643E-01	6.26	-1.21
		1.43	289.51	-2.44	-177.18	4.643E-01	259.63	2.27
		2.86	289.51	-2.44	-177.18	4.643E-01	513.00	5.76
479	GMPYKI	0.00	-289.81	2.50	173.98	-6.470E-01	-6.51	1.23
		1.43	-289.81	2.50	173.98	-6.470E-01	-255.31	-2.34
		2.86	-289.81	2.50	173.98	-6.470E-01	-504.10	-5.92
479	SPEC1	0.00	1.42	1.528E-01	7.408E-01	6.682E-02	6.097E-02	7.755E-02
		1.43	1.42	1.528E-01	7.408E-01	6.682E-02	1.12	1.410E-01
		2.86	1.42	1.528E-01	7.408E-01	6.682E-02	2.18	3.595E-01
479	COMB1	0.00	-2383.75	-5.56	92.64	-8.506E-01	147.22	-15.49
		1.43	-2403.56	-5.56	92.64	-8.506E-01	14.75	-7.54
		2.86	-2423.37	-5.56	92.64	-8.506E-01	-117.73	4.155E-01
479	COMB2	0.00	-2252.89	-7.44	78.93	3.389E-02	123.73	-18.32
		1.43	-2276.01	-7.44	78.93	3.389E-02	10.86	-7.69
		2.86	-2299.12	-7.44	78.93	3.389E-02	-102.00	2.94
479	COMB3	0.00	-1952.68	-215.83	72.15	6.63	121.44	-122.99
		1.43	-1970.01	-215.83	72.15	6.63	18.27	185.64
		2.86	-1987.35	-215.83	72.15	6.63	-84.91	494.28
479	COMB4	0.00	-1989.24	213.56	76.97	-7.11	116.03	90.53
		1.43	-2006.57	213.56	76.97	-7.11	5.97	-214.87
		2.86	-2023.91	213.56	76.97	-7.11	-104.09	-520.26
479	COMB5	0.00	-1653.06	-7.66	-112.09	-6.635E-03	123.69	-14.89
		1.43	-1670.40	-7.66	-112.09	-6.635E-03	283.97	-3.94
		2.86	-1687.73	-7.66	-112.09	-6.635E-03	444.25	7.01
479	COMB6	0.00	-2261.35	-2.47	256.64	-1.17	110.27	-12.33
		1.43	-2278.68	-2.47	256.64	-1.17	-256.72	-8.79
		2.86	-2296.02	-2.47	256.64	-1.17	-623.71	-5.25
479	COMB7	0.00	-2261.03	-2.54	259.99	-9.816E-01	110.54	-12.35
		1.43	-2278.37	-2.54	259.99	-9.816E-01	-261.26	-8.72
		2.86	-2295.70	-2.54	259.99	-9.816E-01	-633.05	-5.08
479	COMB8	0.00	-1652.74	-7.72	-108.73	1.852E-01	123.95	-14.91
		1.43	-1670.08	-7.72	-108.73	1.852E-01	279.43	-3.87
		2.86	-1687.41	-7.72	-108.73	1.852E-01	434.91	7.18
479	COMB9	0.00	-1954.56	-223.70	72.58	6.06	120.90	-117.75
		1.43	-1971.90	-223.70	72.58	6.06	17.10	202.15
		2.86	-1989.23	-223.70	72.58	6.06	-86.69	522.05
479	COMB10	0.00	-1961.42	205.63	75.76	-7.62	112.78	95.76
		1.43	-1978.75	205.63	75.76	-7.62	4.45	-198.30
		2.86	-1996.08	205.63	75.76	-7.62	-103.89	-492.35

http://www.nirwana.com

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
477	WD	0.00	-1118.12	15.27	89.24	-8.016E-01	66.30	-6.53
		1.43	-1134.63	15.27	89.24	-8.016E-01	-61.32	-28.37
		2.86	-1151.14	15.27	89.24	-8.016E-01	-188.94	-50.20
477	WL	0.00	-189.84	6.01	24.89	-3.449E-01	20.22	1.45
		1.43	-189.84	6.01	24.89	-3.449E-01	-15.37	-7.14
		2.86	-189.84	6.01	24.89	-3.449E-01	-50.96	-15.74
477	GMPXKI	0.00	33.60	-197.23	-5.91	9.47	-9.098E-01	-247.25
		1.43	33.60	-197.23	-5.91	9.47	7.54	34.78
		2.86	33.60	-197.23	-5.91	9.47	15.99	316.82
477	GMPXKA	0.00	-31.57	178.99	5.36	-8.37	4.010E-01	210.45
		1.43	-31.57	178.99	5.36	-8.37	-7.26	-45.51
		2.86	-31.57	178.99	5.36	-8.37	-14.92	-301.47
477	GMPYKA	0.00	198.41	-3.24	-141.91	-5.02	-141.98	-2.89
		1.43	198.41	-3.24	-141.91	-5.02	60.95	1.74
		2.86	198.41	-3.24	-141.91	-5.02	263.88	6.38
477	GMPYKI	0.00	-199.52	3.38	140.03	4.83	138.29	3.08
		1.43	-199.52	3.38	140.03	4.83	-61.95	-1.75
		2.86	-199.52	3.38	140.03	4.83	262.20	-6.58
477	SPEC1	0.00	1.03	1.569E-01	6.437E-01	1.148E-01	5.849E-01	1.884E-01
		1.43	1.03	1.569E-01	6.437E-01	1.148E-01	3.355E-01	3.600E-02
		2.86	1.03	1.569E-01	6.437E-01	1.148E-01	1.26	2.603E-01
477	COMB1	0.00	-1645.50	27.94	146.91	-1.51	111.91	-5.51
		1.43	-1665.31	27.94	146.91	-1.51	-98.17	-45.46
		2.86	-1685.12	27.94	146.91	-1.51	-308.26	-85.42
477	COMB2	0.00	-1565.37	21.38	124.94	-1.12	92.81	-9.14
		1.43	-1588.48	21.38	124.94	-1.12	-85.85	-39.71
		2.86	-1611.60	21.38	124.94	-1.12	-264.51	-70.28
477	COMB3	0.00	-1318.16	-185.38	111.02	8.78	87.77	-265.10
		1.43	-1335.49	-185.38	111.02	8.78	-70.99	-1.049E-02
		2.86	-1352.82	-185.38	111.02	8.78	-229.76	265.08
477	COMB4	0.00	-1406.51	210.29	125.46	-9.99	91.27	215.64
		1.43	-1423.84	210.29	125.46	-9.99	-88.15	-85.07
		2.86	-1441.18	210.29	125.46	-9.99	-267.56	-385.78
477	COMB5	0.00	-1145.10	18.31	-31.78	-6.44	-60.35	-8.52
		1.43	-1162.43	18.31	-31.78	-6.44	-14.91	-34.70
		2.86	-1179.77	18.31	-31.78	-6.44	30.53	-60.89
477	COMB6	0.00	-1562.93	25.26	264.26	3.90	233.93	-2.24
		1.43	-1580.26	25.26	264.26	3.90	-143.96	-38.37
		2.86	-1597.60	25.26	264.26	3.90	-521.85	-74.50
477	COMB7	0.00	-1561.76	25.12	266.23	4.11	237.80	-2.45
		1.43	-1579.09	25.12	266.23	4.11	-142.91	-38.36
		2.86	-1596.43	25.12	266.23	4.11	-523.61	-74.28
477	COMB8	0.00	-1143.93	18.16	-29.81	-6.24	-56.49	-8.72
		1.43	-1161.27	18.16	-29.81	-6.24	-13.86	-34.70
		2.86	-1178.60	18.16	-29.81	-6.24	28.77	-60.67
477	COMB9	0.00	-1320.28	-166.23	111.60	7.62	88.30	-226.45
		1.43	-1337.62	-166.23	111.60	7.62	-71.29	11.26
		2.86	-1354.95	-166.23	111.60	7.62	-230.87	248.97
477	COMB10	0.00	-1388.71	228.80	123.43	-11.11	89.68	254.13
		1.43	-1406.04	228.80	123.43	-11.11	-86.82	-73.05
		2.86	-1423.37	228.80	123.43	-11.11	-263.33	-400.24

Tabel Balok Tumpuan Tul Negatif Daktilitas Penuh ;  $p'/p = 0,5$ 

Balok	Mmax (-)	Mu	b	d	d'	fy	fc	Mu/bd <sup>2</sup>	persamaan kuadrat p			p	p pakai	As	n tul	As'=0.5As	n tul
									a	b	c						
B1	536.88	671.1	400	727.5	72.5	400	22.5	3.170	2091	-760	6.340	0.0085	0.0085	2485.995	6D25	1242.998	3D25
B2	169.91	212.388	250	640.5	59.5	400	22.5	2.071	2091	-760	4.142	0.0055	0.0055	886.1136	4D19	443.057	2D19
B3	52.7	65.875	400	740.5	59.5	400	22.5	0.300	2091	-760	0.601	0.0008	0.0008	1036.7	4D19	518.350	2D19
B4	484.78	605.975	400	727.5	59.5	400	22.5	2.862	2091	-760	5.725	0.0077	0.0077	2239.402	5D25	1119.701	3D25
B5	127.95	159.938	400	352.5	47.5	400	22.5	3.218	2091	-760	6.436	0.0087	0.0087	1223.205	3D25	611.602	2D25
B6	81.53	101.913	400	352.5	47.5	400	22.5	2.050	2091	-760	4.101	0.0055	0.0055	772.4684	2D25	386.234	2D25
B7	367.29	459.113	400	727.5	72.5	400	22.5	2.169	2091	-760	4.337	0.0058	0.0058	1687.673	4D25	843.836	2D25
B8	232.02	290.025	250	637.5	62.5	400	22.5	2.855	2091	-760	5.709	0.0077	0.0077	1223.036	3D25	611.518	2D25
B9	209.45	261.813	250	637.5	62.5	400	22.5	2.577	2091	-760	5.154	0.0069	0.0069	1101.707	3D25	550.853	2D25
B10	264.88	331.1	400	540.5	49.5	400	22.5	2.833	2091	-760	5.667	0.0076	0.0076	1646.557	6D19	823.278	3D19
B11	220.21	275.263	400	540.5	49.5	400	22.5	2.356	2091	-760	4.711	0.0063	0.0063	1363.866	5D19	681.933	3D19
B12	123.74	154.675	400	540.5	49.5	400	22.5	1.324	2091	-760	2.647	0.0035	0.0035	760.4384	3D19	380.219	2D19
B13	109.66	137.075	400	540.5	49.5	400	22.5	1.173	2091	-760	2.346	0.0031	0.0031	756.7	3D19	378.350	2D19
B14	126.74	158.425	250	640.5	59.5	400	22.5	1.545	2091	-760	3.089	0.0041	0.0041	658.3575	3D19	329.179	2D19
B15	116.3	145.375	250	640.5	59.5	400	22.5	1.417	2091	-760	2.835	0.0038	0.0038	603.5515	3D19	301.776	2D19
B16	119.01	148.763	250	640.5	59.5	400	22.5	1.450	2091	-760	2.901	0.0039	0.0039	617.7678	3D19	308.884	2D19
B17	45.36	56.7	250	640.5	59.5	400	22.5	0.553	2091	-760	1.106	0.0015	0.0015	560.4375	2D19	280.219	2D19
B18	60.52	75.65	300	352.5	47.5	400	22.5	2.029	2091	-760	4.059	0.0054	0.0054	573.3145	3D19	286.657	2D19
B19	49.77	62.2125	300	352.5	47.5	400	22.5	1.669	2091	-760	3.338	0.0044	0.0044	470.1977	2D19	235.099	2D19
B20	40.94	51.175	300	352.5	47.5	400	22.5	1.373	2091	-760	2.746	0.0036	0.0036	385.9204	2D19	192.960	2D19
B21	8.84	11.05	200	217.5	32.5	400	22.5	1.168	2091	-760	2.336	0.0031	0.0031	152.25	2D13	76.125	2D13
B22	7.64	9.55	200	217.5	32.5	400	22.5	1.009	2091	-760	2.019	0.0027	0.0027	152.25	2D13	76.125	2D13
B23	134.89	168.613	400	440.5	59.5	400	22.5	2.172	2091	-760	4.345	0.0058	0.0058	1023.666	3D25	511.833	2D25
B24	211.63	264.538	400	440.5	59.5	400	22.5	3.408	2091	-760	6.817	0.0092	0.0092	1621.417	4D25	810.709	2D25
B25	8.3	10.375	200	217.5	32.5	400	22.5	1.097	2091	-760	2.193	0.0029	0.0029	152.25	2D13	76.125	2D13

Tabel Balok Tumpuan Tul Positif Daktilitas Penuh ;  $p = p'$ 

Balok	Mmax (+)	Mu	b	d	d'	fy	fc	Mu/bd <sup>2</sup>	persamaan kuadrat $p$			$p$	$p$ pakai	As=As'	n tul
									a	b	c				
B1	172.55	215.688	400	727.5	72.5	400	22.5	1.019	2091	-760	2.038	0.0027	0.0035	1018.5	3D25
B2	129.56	161.95	250	640.5	59.5	400	22.5	1.579	2091	-760	3.158	0.0042	0.0042	673.1795	3D19
B3	3.08	3.85	400	740.5	59.5	400	22.5	0.018	2091	-760	0.035	0.0000	0.0035	1036.7	4D19
B4	190.93	238.663	400	727.5	59.5	400	22.5	1.127	2091	-760	2.255	0.0030	0.0035	1018.5	3D25
B5	28.79	35.9875	400	352.5	47.5	400	22.5	0.724	2091	-760	1.448	0.0019	0.0035	493.5	2D25
B6	36.33	45.4125	400	352.5	47.5	400	22.5	0.914	2091	-760	1.827	0.0024	0.0035	493.5	2D25
B7	249.4	311.75	400	727.5	72.5	400	22.5	1.473	2091	-760	2.945	0.0039	0.0039	1139.977	2D25
B8	133.29	166.613	250	637.5	62.5	400	22.5	1.640	2091	-760	3.280	0.0044	0.0044	696.1367	2D25
B9	157.16	196.45	250	637.5	62.5	400	22.5	1.934	2091	-760	3.867	0.0052	0.0052	822.6212	2D25
B10	42.18	52.725	400	540.5	49.5	400	22.5	0.451	2091	-760	0.902	0.0012	0.0035	756.7	3D19
B11	36.04	45.05	400	540.5	49.5	400	22.5	0.386	2091	-760	0.771	0.0010	0.0035	756.7	3D19
B12	56.77	70.9625	400	540.5	49.5	400	22.5	0.607	2091	-760	1.215	0.0016	0.0035	756.7	3D19
B13	1.84	2.3	400	540.5	49.5	400	22.5	0.020	2091	-760	0.039	0.0001	0.0035	756.7	3D19
B14	79.81	99.7625	250	640.5	59.5	400	22.5	0.973	2091	-760	1.945	0.0026	0.0035	560.4375	2D19
B15	20.4	25.5	250	640.5	59.5	400	22.5	0.249	2091	-760	0.497	0.0007	0.0035	560.4375	2D19
B16	4.73	5.9125	250	640.5	59.5	400	22.5	0.058	2091	-760	0.115	0.0002	0.0035	560.4375	2D19
B17	12.2	15.25	250	640.5	59.5	400	22.5	0.149	2091	-760	0.297	0.0004	0.0035	560.4375	2D19
B18	27.72	34.65	300	352.5	47.5	400	22.5	0.930	2091	-760	1.859	0.0025	0.0035	370.125	2D19
B19	5.7	7.125	300	352.5	47.5	400	22.5	0.191	2091	-760	0.382	0.0005	0.0035	370.125	2D19
B20	2.9	3.625	300	352.5	47.5	400	22.5	0.097	2091	-760	0.194	0.0003	0.0035	370.125	2D19
B21	3.26	4.075	200	217.5	32.5	400	22.5	0.431	2091	-760	0.861	0.0011	0.0035	152.25	2D13
B22	3.01	3.7625	200	217.5	32.5	400	22.5	0.398	2091	-760	0.795	0.0010	0.0035	152.25	2D13
B23	67.06	83.825	400	440.5	59.5	400	22.5	1.080	2091	-760	2.160	0.0029	0.0035	616.7	2D25
B24	47.97	59.9625	400	440.5	59.5	400	22.5	0.773	2091	-760	1.545	0.0020	0.0035	616.7	2D25
B25	3.82	4.775	200	217.5	32.5	400	22.5	0.505	2091	-760	1.009	0.0013	0.0035	152.25	2D13

Tabel Tulangan Balok Lapangan Daktilitas Penuh ;  $p' / p = 0,5$ 

Balok	Mmax (+)	Mu	b	d	d'	fy	fc	Mu/bd <sup>2</sup>	persamaan kuadrat p			p	p pakai	As	n tul	As'=0.5As	n tul
									a	b	c						
B1	329.27	411.588	400	727.5	72.5	400	22.5	1.944	2091	-760	3.888	0.0052	0.0052	1510.401	4D25	755.200	2D25
B2	105.39	131.738	250	640.5	59.5	400	22.5	1.284	2091	-760	2.569	0.0034	0.0035	560.4375	2D19	280.219	2D19
B3	40.16	50.200	400	740.5	59.5	400	22.5	0.229	2091	-760	0.458	0.0006	0.0035	1036.7	4D19	518.350	2D19
B4	289.33	361.663	400	727.5	59.5	400	22.5	1.708	2091	-760	3.417	0.0046	0.0046	1324.833	3D25	662.417	2D25
B5	40.46	50.575	400	352.5	47.5	400	22.5	1.018	2091	-760	2.035	0.0027	0.0035	493.5	2D25	246.750	2D25
B6	45.97	57.463	400	352.5	47.5	400	22.5	1.156	2091	-760	2.312	0.0031	0.0035	493.5	2D25	246.750	2D25
B7	111.12	138.900	400	727.5	72.5	400	22.5	0.656	2091	-760	1.312	0.0017	0.0035	1018.5	3D25	509.250	2D25
B8	100.87	126.088	250	637.5	62.5	400	22.5	1.241	2091	-760	2.482	0.0033	0.0035	557.8125	2D25	278.906	2D25
B9	105.64	132.050	250	637.5	62.5	400	22.5	1.300	2091	-760	2.599	0.0035	0.0035	557.8125	2D25	278.906	2D25
B10	132.02	165.025	400	540.5	49.5	400	22.5	1.412	2091	-760	2.824	0.0038	0.0038	811.8592	3D19	405.930	2D19
B11	120.01	150.013	400	540.5	49.5	400	22.5	1.284	2091	-760	2.567	0.0034	0.0035	756.7	3D19	378.350	2D19
B12	38.11	47.638	400	540.5	49.5	400	22.5	0.408	2091	-760	0.815	0.0011	0.0035	756.7	3D19	378.350	2D19
B13	60.74	75.925	400	540.5	49.5	400	22.5	0.650	2091	-760	1.299	0.0017	0.0035	756.7	3D19	378.350	2D19
B14	109.4	136.750	250	640.5	59.5	400	22.5	1.333	2091	-760	2.667	0.0035	0.0035	567.3869	3D19	283.693	2D19
B15	32.59	40.738	250	640.5	59.5	400	22.5	0.397	2091	-760	0.794	0.0010	0.0035	560.4375	2D19	280.219	2D19
B16	54.77	68.463	250	640.5	59.5	400	22.5	0.668	2091	-760	1.335	0.0018	0.0035	560.4375	2D19	280.219	2D19
B17	32.84	41.050	250	640.5	59.5	400	22.5	0.400	2091	-760	0.801	0.0011	0.0035	560.4375	2D19	280.219	2D19
B18	35.45	44.313	300	352.5	47.5	400	22.5	1.189	2091	-760	2.377	0.0032	0.0035	370.125	2D19	185.063	2D19
B19	11.53	14.413	300	352.5	47.5	400	22.5	0.387	2091	-760	0.773	0.0010	0.0035	370.125	2D19	185.063	2D19
B20	31.22	39.025	300	352.5	47.5	400	22.5	1.047	2091	-760	2.094	0.0028	0.0035	370.125	2D19	185.063	2D19
B21	4.22	5.275	200	217.5	32.5	400	22.5	0.558	2091	-760	1.115	0.0015	0.0035	152.25	2D13	76.125	2D13
B22	4.03	5.038	200	217.5	32.5	400	22.5	0.532	2091	-760	1.065	0.0014	0.0035	152.25	2D13	76.125	2D13
B23	31.38	39.225	400	440.5	59.5	400	22.5	0.505	2091	-760	1.011	0.0013	0.0035	616.7	2D25	308.350	2D25
B24	93.98	117.475	400	440.5	59.5	400	22.5	1.514	2091	-760	3.027	0.0040	0.0040	709.6682	2D25	354.834	2D25
B25	4.11	5.138	200	217.5	32.5	400	22.5	0.543	2091	-760	1.086	0.0014	0.0035	152.25	2D13	76.125	2D13

Tabel Momen nominal Aktual &amp; Momen Kapasitas Negatif

Balok	As	As'	d	d'	b	persamaan kuadrat x			x	a	fs'	M <sub>nak</sub>	M <sub>kap</sub>
						a	b	c					
B1	2940	1470	727.5	72.5	400	6502.50	-294000	-63945000	124.32	105.67	250.088	786.177	982.721
B2	1136	568	640.5	59.5	250	4064.06	-113600	-20277600	85.98	73.08	184.796	272.029	340.036
B3	1136	568	740.5	59.5	400	6502.50	-113600	-20277600	65.26	55.47	52.933	322.926	403.657
B4	2450	1470	727.5	59.5	400	6502.50	-98000	-52479000	97.69	83.03	234.549	666.063	832.579
B5	1470	980	352.5	47.5	400	6502.50	0	-27930000	65.54	55.71	165.140	187.712	234.641
B6	980	980	352.5	47.5	400	6502.50	196000	-27930000	52.18	44.35	53.790	128.152	160.190
B7	1960	980	727.5	72.5	400	6502.50	-196000	-42630000	97.43	82.82	153.528	533.218	666.523
B8	1470	980	637.5	62.5	250	4064.06	0	-36750000	95.09	80.83	205.649	346.635	433.294
B9	1470	980	637.5	62.5	250	4064.06	0	-36750000	95.09	80.83	205.649	346.635	433.294
B10	1704	852	540.5	49.5	400	6502.50	-170400	-25304400	76.85	65.32	213.511	343.081	428.851
B11	1420	852	540.5	49.5	400	6502.50	-56800	-25304400	66.90	56.87	156.067	288.053	360.066
B12	852	568	540.5	49.5	400	6502.50	0	-16869600	50.93	43.29	16.898	176.558	220.697
B13	852	568	540.5	49.5	400	6502.50	0	-16869600	50.93	43.29	16.898	176.558	220.697
B14	852	568	640.5	59.5	250	4064.06	0	-20277600	70.64	60.04	94.594	206.468	258.084
B15	852	568	640.5	59.5	250	4064.06	0	-20277600	70.64	60.04	94.594	206.468	258.084
B16	852	568	640.5	59.5	250	4064.06	0	-20277600	70.64	60.04	94.594	206.468	258.084
B17	568	568	640.5	59.5	250	4064.06	113600	-20277600	58.03	49.33	-15.204	140.219	175.274
B18	852	568	352.5	47.5	300	4876.88	0	-16188000	57.61	48.97	105.326	110.410	138.013
B19	568	568	352.5	47.5	300	4876.88	113600	-16188000	47.13	40.06	-4.680	75.610	94.512
B20	568	568	352.5	47.5	300	4876.88	113600	-16188000	47.13	40.06	-4.680	75.610	94.512
B21	266	266	217.5	32.5	200	3251.25	53200	-5187000	32.59	27.70	1.659	21.660	27.075
B22	266	266	217.5	32.5	200	3251.25	53200	-5187000	32.59	27.70	1.659	21.660	27.075
B23	1470	980	440.5	59.5	400	6502.50	0	-34986000	73.35	62.35	113.300	237.538	296.923
B24	1960	980	440.5	59.5	400	6502.50	-196000	-34986000	89.95	76.46	203.133	311.145	388.931
B25	266	266	217.5	32.5	200	3251.25	53200	-5187000	32.59	27.70	1.659	21.660	27.075

Tabel Momen nominal Aktual &amp; Momen Kapasitas Positif

Balok	As	As'	d	d'	b	persamaan kuadrat x			x	a	fs'	Mnak	Mkap
						a	b	c					
B1	1470	1470	727.5	72.5	400	6502.50	294000	-63945000	79.10	67.24	50.088	405.139	506.424
B2	852	852	640.5	59.5	250	4064.06	170400	-30416400	68.05	57.84	75.394	206.462	258.077
B3	1136	1136	740.5	59.5	400	6502.50	227200	-40555200	63.41	53.90	37.023	322.868	403.585
B4	1470	1470	727.5	59.5	400	6502.50	294000	-52479000	70.03	59.53	90.222	406.325	507.907
B5	980	980	352.5	47.5	400	6502.50	196000	-27930000	52.18	44.35	53.790	128.152	160.190
B6	980	980	352.5	47.5	400	6502.50	196000	-27930000	52.18	44.35	53.790	128.152	160.190
B7	980	980	727.5	72.5	400	6502.50	196000	-42630000	67.29	57.20	-46.472	275.969	344.961
B8	980	980	637.5	62.5	250	4064.06	196000	-36750000	73.99	62.89	93.168	234.738	293.423
B9	980	980	637.5	62.5	250	4064.06	196000	-36750000	73.99	62.89	93.168	234.738	293.423
B10	852	852	540.5	49.5	400	6502.50	170400	-25304400	50.64	43.04	13.511	176.546	220.682
B11	1420	1420	540.5	49.5	400	6502.50	284000	-42174000	61.61	52.36	117.897	288.229	360.286
B12	852	852	540.5	49.5	400	6502.50	170400	-25304400	50.64	43.04	13.511	176.546	220.682
B13	852	852	540.5	49.5	400	6502.50	170400	-25304400	50.64	43.04	13.511	176.546	220.682
B14	852	852	640.5	59.5	250	4064.06	170400	-30416400	68.05	57.84	75.394	206.462	258.077
B15	852	852	640.5	59.5	250	4064.06	170400	-30416400	68.05	57.84	75.394	206.462	258.077
B16	852	852	640.5	59.5	250	4064.06	170400	-30416400	68.05	57.84	75.394	206.462	258.077
B17	852	852	640.5	59.5	250	4064.06	170400	-30416400	68.05	57.84	75.394	206.462	258.077
B18	852	852	352.5	47.5	300	4876.88	170400	-24282000	55.22	46.94	83.905	110.416	138.020
B19	852	852	352.5	47.5	300	4876.88	170400	-24282000	55.22	46.94	83.905	110.416	138.020
B20	852	852	352.5	47.5	300	4876.88	170400	-24282000	55.22	46.94	83.905	110.416	138.020
B21	266	266	217.5	32.5	200	3251.25	53200	-5187000	32.59	27.70	1.659	21.660	27.075
B22	266	266	217.5	32.5	200	3251.25	53200	-5187000	32.59	27.70	1.659	21.660	27.075
B23	980	980	440.5	59.5	400	6502.50	196000	-34986000	59.81	50.84	3.133	162.607	203.258
B24	980	980	440.5	59.5	400	6502.50	196000	-34986000	59.81	50.84	3.133	162.607	203.258
B25	266	266	217.5	32.5	200	3251.25	53200	-5187000	32.59	27.70	1.659	21.660	27.075

Tabel Penulangan Geser Balok Dalam Daerah Sendi Plastis

BALOK	d (m)	Mnak a	Mnak a'	Ln	VD	VL	VE	I,05VG	Vub1	Vub2	Vub pakai	Vs	S (mm)	tul&jarak
B1	0.7275	786.1769	405.139	8.3	209.99	48.53	45.6	271.446	397.037	462.966	375.020	625.034	43.857	Ø10-40
B2	0.6405	272.0286	206.462	2.3	40.69	7.14	112.96	50.2215	232.256	524.654	130.871	218.118	110.647	Ø10-100
B3	0.7405	322.926	322.87	2.05	32.77	3.15	5.08	37.716	313.360	59.052	114.224	190.373	146.565	Ø10-140
B4	0.7275	666.063	406.33	8.3	176.36	45.31	41.44	232.7535	345.806	406.802	325.988	543.314	50.454	Ø10-40
B5	0.3525	187.712	128.15	8.3	81.77	15.82	14.89	102.4695	135.768	165.008	132.940	221.567	59.947	Ø10-50
B6	0.3525	128.152	128.15	5.3	54.51	10.18	20.52	67.9245	110.239	154.109	104.610	174.350	76.181	Ø10-75
B7	0.7275	533.218	275.97	5.3	101.25	27.11	90.71	134.778	268.370	515.760	231.695	386.159	70.987	Ø10-70
B8	0.6375	346.635	234.74	8.3	76.24	10.08	34.79	90.636	151.925	236.754	142.510	237.517	101.134	Ø10-100
B9	0.6375	346.635	234.74	6.3	63.91	5.95	58.31	73.353	154.099	318.255	137.758	229.596	104.623	Ø10-100
B10	0.5405	343.081	176.55	8.3	112.49	23.68	11.12	142.9785	197.758	189.683	190.624	317.706	64.103	Ø10-60
B11	0.5405	288.053	288.23	8.3	76.68	15.39	11.98	96.6735	157.426	146.990	149.514	249.189	81.729	Ø10-80
B12	0.5405	176.558	176.55	5.3	44.17	8.35	29.28	55.146	113.441	178.122	101.551	169.252	120.330	Ø10-110
B13	0.5405	176.558	176.55	2.05	52.42	8.33	1.05	63.7875	214.502	68.198	135.028	225.046	90.497	Ø10-80
B14	0.6405	206.468	206.46	8.6	70.25	17.55	8.03	92.19	134.203	125.916	127.945	213.242	113.177	Ø10-110
B15	0.6405	206.468	206.46	5.6	43.43	15.24	7.24	61.6035	126.124	92.012	111.365	185.608	130.027	Ø10-120
B16	0.6405	206.468	206.46	2.6	38.3	10.05	5.28	50.7675	189.734	72.944	121.266	202.110	119.410	Ø10-110
B17	0.6405	140.219	206.46	2.05	28.89	4.87	9.24	35.448	183.421	74.256	90.956	151.594	159.202	Ø10-110
B18	0.3525	110.41	110.42	8.6	16.59	2.72	0.75	20.2755	42.743	23.426	40.901	68.169	194.842	Ø10-100
B19	0.3525	75.6099	110.42	5.6	14.65	2.3	1.58	17.7975	46.864	24.434	43.205	72.008	184.455	Ø10-100
B20	0.3525	75.6099	110.42	2.05	17.88	3.67	1.27	22.6275	102.029	27.962	74.722	124.537	106.652	Ø10-80
B21	0.2175	21.66	21.66	5.6	5.34	0.28	0.42	5.901	12.670	7.665	12.144	20.240	404.912	Ø10-50
B22	0.2175	21.66	21.66	8.6	6.02	0.19	0.93	6.5205	10.928	10.427	10.705	17.842	459.335	Ø10-50
B23	0.4405	237.538	162.61	5.3	55.02	8.54	33.86	66.738	132.800	208.950	121.818	203.031	81.751	Ø10-80
B24	0.4405	311.145	162.61	8.3	98.67	17.33	22.29	121.8	171.744	215.418	166.442	277.404	59.833	Ø10-50
B25	0.2175	21.66	21.66	2.05	5.64	1.68	7.88	7.686	26.176	40.782	22.253	37.088	220.972	Ø10-50



Tabel Penulangan Geser Balok Diluar Sendi Plastik

BALOK	$f_c$	b	d	$V_{u,b}$	$V_c$	$V_s$	S	tul & jarak
B1	22.5	400	727.5	348.6161	230.056	350.971	78.10	Ø10-70
B2	22.5	250	640.5	10.64882	126.590	-108.842	-221.73	Ø10-200
B3	22.5	400	740.5	178.2621	234.167	62.937	443.33	Ø10-300
B4	22.5	400	727.5	302.2198	230.056	273.644	100.17	Ø10-100
B5	22.5	400	352.5	129.3494	111.470	104.112	127.58	Ø10-120
B6	22.5	400	352.5	97.46475	111.470	50.971	260.58	Ø10-150
B7	22.5	400	727.5	187.7108	230.056	82.796	331.08	Ø10-300
B8	22.5	250	637.5	131.2494	125.997	92.752	258.98	Ø10-200
B9	22.5	250	637.5	118.212	125.997	71.023	338.21	Ø10-300
B10	22.5	400	540.5	191.7723	170.921	148.699	136.96	Ø10-120
B11	22.5	400	540.5	152.5934	170.921	83.401	244.19	Ø10-200
B12	22.5	400	540.5	87.04346	170.921	-25.849	-787.89	Ø10-300
B13	22.5	400	540.5	216.5719	170.921	190.032	107.17	Ø10-100
B14	22.5	250	640.5	130.3513	126.590	90.662	266.20	Ø10-200
B15	22.5	250	640.5	134.3136	126.590	97.266	248.12	Ø10-200
B16	22.5	250	640.5	178.5671	126.590	171.022	141.12	Ø10-120
B17	22.5	250	640.5	110.759	126.590	58.008	416.04	Ø10-300
B18	22.5	300	352.5	63.08721	83.603	21.543	616.55	Ø10-150
B19	22.5	300	352.5	67.0349	83.603	28.122	472.30	Ø10-150
B20	22.5	300	352.5	134.0856	83.603	139.873	94.96	Ø10-90
B21	22.5	200	217.5	17.9615	34.390	-4.454	-1840.03	Ø10-100
B22	22.5	200	217.5	11.06702	34.390	-15.945	-513.99	Ø10-100
B23	22.5	400	440.5	107.8707	139.298	40.486	409.97	Ø10-200
B24	22.5	400	440.5	159.7091	139.298	126.883	130.81	Ø10-120
B25	22.5	200	217.5	17.1563	34.390	-5.795	-1414.13	Ø10-100

**Tabel Momen Rencana Kolom K1**

Lantai	a	Mnak b-x		Mnak b-y		Mu k-x	Mu k-y
		kiri	kanan	kiri	kanan		
1	0.5	128.152	666.063	786.177	322.926	1018.224	1384.645
2	0.5	128.152	666.063	786.177	322.926	1018.224	1384.645
3	0.5	176.558	666.063	786.177	176.558	935.5008	1210.296
4	0.5	0	288.053	343.081	0	286.3713	372.2261

**Tabel Momen Rencana Kolom K2**

Lantai	a	Mnak b-x		Mnak b-y		Mu k-x	Mu k-y
		kiri	kanan	kiri	kanan		
1	0.5	275.969	666.063	277.486	786.177	1392.613	1916.049
2	0.5	275.969	666.063	277.486	786.177	1392.613	1916.049
3	0.5	176.558	666.063	277.486	786.177	1318.521	1855.913
4	0.5	0	288.053	277.486	343.081	550.4194	823.4171

**Tabel Momen Rencana Kolom K3**

Lantai	a	Mnak b-x		Mnak b-y		Mu k-x	Mu k-y
		kiri	kanan	kiri	kanan		
1	0.5	353.034	353.034	0	277.486	746.9178	888.4159
2	0.5	0	353.034	0	277.486	483.8014	674.8573
3	0.5	0	353.034	0	277.486	483.8014	674.8573
4	0.5	0	288.053	0	277.486	436.2058	621.6971

Tabel Momen Maksimum Kolom K1

Lantai	MDk-x kNm	MDk-y kNm	MLk-x kNm	MLk-y kNm	MEk-x kNm	MEk-y kNm	MU,k-x kNm	MU,k-y kNm
1	-12.4	75.94	19.01	-1.31	273.72	109.97	1295.1267	885.1227
2	-51.11	80.85	20.39	-15.77	238.88	219.7	1247.862	1292.0628
3	-44.63	42.67	15.28	-14.36	107.05	118.39	567.9639	661.8465
4	-80.41	84.19	17.46	-20.39	73.12	85.43	348.6483	517.9272

Tabel Momen Maksimum Kolom K2

Lantai	MDk-x kNm	MDk-y kNm	MLk-x kNm	MLk-y kNm	MEk-x kNm	MEk-y kNm	MU,k-x kNm	MU,k-y kNm
1	-37.84	78.02	17.99	-8.5	328.31	192.06	1600.0551	1293.3186
2	-115.58	109.93	29.34	-29.38	236.75	256.59	1227.1014	1460.5605
3	-109.31	121.34	34.59	-31.79	144.64	125.53	687.1998	803.4999
4	-141.39	122.48	27.1	-34.79	167.07	167.65	792.9285	1006.7127

Tabel Momen Maksimum Kolom K3

Lantai	MDk-x kNm	MDk-y kNm	MLk-x kNm	MLk-y kNm	MEk-x kNm	MEk-y kNm	MU,k-x kNm	MU,k-y kNm
1	-8.63	12.24	2.93	-1.85	330.08	68.59	1466.7744	714.8883
2	-42.71	54.19	8.21	-7.57	252.82	183	1256.199	1136.1042
3	-56.3	57.61	9.32	-9.04	146.99	148.83	755.5548	861.2919
4	-52.82	35.56	5.51	-8.08	69.52	65.22	324.4857	390.3732

Tabel Gaya Aksial Rencana Kolom K1

Lantai	ND k-x	ND k-y	NL k-x	NL k-y	Ix ki	Ix ka	Iy ki	Iy ka	Mnak b-x		Mnak b-y		Nu, k-x	Nu, k-y
									kiri	kanan	kiri	kanan		
1	-1650.93	-550.31	-282.94	-94.31333	6	9	9	2.35	128.1522	666.0629	786.1769	322.9257	-2766.627	-2810.372
2	-1163.2	-387.7333	-189.86	-63.28667	6	9	9	2.35	128.1522	666.0629	786.1769	322.9257	-1953.493	-1997.238
3	-714.49	-238.1633	-103.97	-34.65667	6	9	9	2.35	176.5577	666.0629	786.1769	176.5577	-1181.644	-1192.181
4	-284.4	-94.8	-26.6	-8.86667	0	9	9	0	0	288.0526	343.0807	0	-451.9691	-477.1566

Tabel Gaya Aksial Rencana Kolom K2

Lantai	ND k-x	ND k-y	NL k-x	NL k-y	Ix ki	Ix ka	Iy ki	Iy ka	Mnak b-x		Mnak b-y		Nu, k-x	Nu, k-y
									kiri	kanan	kiri	kanan		
1	-1802.84	-600.9467	-334.84	-111.6133	6	9	3	9	275.9692	666.0629	277.4857	786.1769	-3015.913	-3040.935
2	-1243.85	-414.6167	-209.98	-69.99333	6	9	3	9	275.9692	666.0629	277.4857	786.1769	-2058.523	-2083.545
3	-760.56	-253.52	-113.6	-37.86667	6	9	3	9	176.5577	666.0629	277.4857	786.1769	-1261.482	-1276.356
4	-281.15	-93.71667	-21.52	-7.173333	0	9	3	9	0	288.0526	277.4857	343.0807	-435.4306	-384.5613

Tabel Gaya Aksial Rencana Kolom K3

Lantai	ND k-x	ND k-y	NL k-x	NL k-y	Ix ki	Ix ka	Iy ki	Iy ka	Mnak b-x		Mnak b-y		Nu, k-x	Nu, k-y
									kiri	kanan	kiri	kanan		
1	-687.32	-229.1067	-67.45	-22.48333	6	9	0	3	353.0339	353.0339	0	277.4857	-1063.797	-1147.908
2	-445.28	-148.4267	-47.81	-15.93667	0	9	0	3	0	353.0339	0	277.4857	-752.3973	-781.5561
3	-339.96	-113.32	-33.16	-11.05333	0	9	0	3	0	353.0339	0	277.4857	-584.4393	-613.5981
4	-188.28	-62.76	-17	-5.66667	0	9	0	3	0	288.0526	0	277.4857	-343.1457	-376.7269

**Tabel Gaya Aksial Maksimum Kolom K1 Berdasarkan Gempa Kiri**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x	NE, k-y	Nu, k-x	Nu, k-y
1	-1650.93	-550.31	-282.94	-94.31333	2.25	-145.09	-2880.781	-3313.961
2	-1163.2	-387.7333	-189.86	-63.28667	16.79	-99.86	-1949.59	-2292.541
3	-714.49	-238.1633	-103.97	-34.65667	32.22	-53.88	-1078.409	-1331.543
4	-284.4	-94.8	-26.6	-8.866667	25.24	-20.59	-355.3354	-490.0756

**Tabel Gaya Aksial Maksimum Kolom K2 Berdasarkan Gempa Kiri**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x	NE, k-y	Nu, k-x	Nu, k-y
1	-1802.84	-600.9467	-334.84	-111.6133	-2.04	-212.03	-3268.478	-3885.848
2	-1243.85	-414.6167	-209.98	-69.99333	31.57	-136.82	-2075.161	-2570.228
3	-760.56	-253.52	-113.6	-37.86667	65.46	-74.02	-1042.157	-1452.228
4	-281.15	-93.71667	-21.52	-7.173333	46.54	-33.36	-270.3036	-505.2096

**Tabel Gaya Aksial Maksimum Kolom K3 Berdasarkan Gempa Kiri**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x	NE, k-y	Nu, k-x	Nu, k-y
1	-687.32	-229.1067	-67.45	-22.48333	7.13	359.98	-573.1572	464.2218
2	-445.28	-148.4267	-47.81	-15.93667	37.43	240.01	-230.7074	364.8778
3	-339.96	-113.32	-33.16	-11.05333	8.52	129.63	-323.2502	32.8132
4	-188.28	-62.76	-17	-5.666667	1.2	54.29	-213.9466	-57.862

**Tabel Gaya Aksial Maksimum Kolom K1 Berdasarkan Gempa Kanan**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x	NE, k-y	Nu, k-x	Nu, k-y
1	-1650.93	-550.31	-282.94	-94.31333	-1.57	144.92	-2531.413	-2100.732
2	-1163.2	-387.7333	-189.86	-63.28667	-15.92	99.28	-1836.055	-1497.367
3	-714.49	-238.1633	-103.97	-34.65667	-33.02	53.19	-1217.509	-964.0512
4	-284.4	-94.8	-26.6	-8.866667	-25.26	19.96	-516.3424	-383.3956

**Tabel Gaya Aksial Maksimum Kolom K2 Berdasarkan Gempa Kanan**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x	NE, k-y	Nu, k-x	Nu, k-y
1	-1802.84	-600.9467	-334.84	-111.6133	1.61	212.43	-2718.328	-2098.517
2	-1243.85	-414.6167	-209.98	-69.99333	-31.87	138.8	-1994.328	-1492.558
3	-760.56	-253.52	-113.6	-37.86667	-66.54	76.7	-1406.65	-985.5244
4	-281.15	-93.71667	-21.52	-7.173333	-46.83	36.11	-574.9254	-331.0818

**Tabel Gaya Aksial Maksimum Kolom K3 Berdasarkan Gempa Kanan**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x	NE, k-y	Nu, k-x	Nu, k-y
1	-687.32	-229.1067	-67.45	-22.48333	-9.62	-360.18	-1550.909	-2581.555
2	-445.28	-148.4267	-47.81	-15.93667	-39.31	-241.43	-1159.63	-1753.863
3	-339.96	-113.32	-33.16	-11.05333	-9.11	-131.58	-726.4208	-1086.483
4	-188.28	-62.76	-17	-5.666667	-1.22	-56.41	-363.5926	-525.8512

Tabel Penulangan Kolom K1 Akibat Mu,k-x dan Nu,k-x

Lantai	Nu,k-x	Mu,k-x	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	2531.413	1018.22	2.1	490000	10290	21	24D25
2	1836.055	1018.22	1.9	490000	9310	19	20D25
3	1078.409	767.964	1.5	490000	7350	15	16D25
4	355.3354	286.371	0.9	490000	4410	9	12D25

Tabel Penulangan Kolom K1 Akibat Mu,k-y dan Nu,k-y

Lantai	Nu,k-y	Mu,k-y	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	2100.73	985.123	1.7	490000	8330	17	20D25
2	1497.37	992.063	1.8	490000	8820	18	20D25
3	964.051	661.847	1.3	490000	6370	13	16D25
4	383.396	372.226	0.8	490000	3920	8	12D25

Tabel Penulangan Kolom K2 Akibat Mu,k-x dan Nu,k-x

Lantai	Nu,k-x	Mu,k-x	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	2718.328	1192.61	2.3	490000	11270	23	24D25
2	1994.328	927.101	1.9	490000	9310	19	20D25
3	1042.157	687.2	1.5	490000	7350	15	16D25
4	270.3036	550.419	1	490000	4900	10	12D25

Tabel Penulangan Kolom K2 Akibat Mu,k-y dan Nu,k-y

Lantai	Nu,k-y	Mu,k-y	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	2098.52	1193.32	2.2	490000	10780	22	24D25
2	1492.56	960.561	1.8	490000	8820	18	20D25
3	985.524	803.5	1.6	490000	7840	16	16D25
4	331.082	623.417	1.4	490000	6860	14	16D25

Tabel Penulangan Kolom K3 Akibat Mu,k-x dan Nu,k-x

Lantai	Nu,k-x	Mu,k-x	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	573.1572	746.918	1.8	490000	8820	18	20D25
2	230.7074	746.918	1.6	490000	7840	16	16D25
3	323.2502	483.801	1.1	490000	5390	11	12D25
4	213.9466	436.206	1	490000	4900	10	12D25

Tabel Penulangan Kolom K3 Akibat Mu,k-y dan Nu,k-y

Lantai	Nu,k-y	Mu,k-y	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	464.222	714.888	1.7	490000	8330	17	20D25
2	364.878	888.416	1.9	490000	9310	19	20D25
3	32.8132	674.857	1.5	490000	7350	15	16D25
4	57.862	390.373	0.7	490000	3430	7	8D25

**Tabel Penulangan Kolom Dakt. Penuh**

Lantai	K1	K2	K3
1	24D25	24D25	20D25
2	20D25	20D25	20D25
3	16D25	16D25	16D25
4	12D25	16D25	12D25

**Tabel Gaya Geser Rencana Kolom K1**

Lantai	Mu k-xb	Mu k-xa	Mu k-yb	Mu k-ya	hn	Vu k-x	Vu k-y
1	1018.224	982.541	1384.645	1275.52	3.06	653.8448	869.335
2	1018.224	982.541	1384.645	1275.52	3.06	653.8448	869.335
3	935.5	846.65	1210.296	1109.32	3.06	582.402	758.0444
4	286.3713	265.32	372.226	325.25	3.06	180.2913	227.9333

**Tabel Gaya Geser Rencana Kolom K2**

Lantai	Mu k-xb	Mu k-xa	Mu k-yb	Mu k-ya	hn	Vu k-x	Vu k-y
1	1392.613	1295.65	1916.049	1852.65	3.06	878.5173	1231.601
2	1392.613	1295.65	1916.049	1852.65	3.06	878.5173	1231.601
3	1318.521	1210.59	1855.913	1792.352	3.06	826.5069	1192.243
4	550.419	496.587	823.417	754.25	3.06	342.1588	515.5775

**Tabel Gaya Geser Rencana Kolom K3**

Lantai	Mu k-xb	Mu k-xa	Mu k-yb	Mu k-ya	hn	Vu k-x	Vu k-y
1	746.917	724.65	888.415	862.345	3.06	480.9042	572.1438
2	483.801	435.27	674.857	658.214	3.06	300.35	435.6441
3	483.801	435.27	674.857	658.214	3.06	300.35	435.6441
4	436.205	416.26	621.697	597.321	3.06	278.5833	398.3719

**Tabel Gaya Geser Maksimum Kolom K1**

Lantai	VD k	VL k	VE kx	VE ky	Vu, kx	Vu, ky
1	-5.01	0.49	-100.41	-1.28	-428.0808	-136.6386
2	16.11	6.05	-98.88	-1.53	-393.9558	-107.7468
3	22.38	7.6	-59.57	-0.89	319.8364	-47.3172
4	42.21	9.71	-39.92	-2.38	-116.1468	-5.7792

**Tabel Gaya Geser Maksimum Kolom K2**

Lantai	VD k	VL k	VE kx	VE ky	Vu, kx	Vu, ky
1	30.02	6.86	-131.94	-1.43	-517.2258	-133.5264
2	58.42	15.34	-124.59	-1.09	-447.2034	-84.1134
3	59.14	17.02	-69.12	-0.42	-310.8652	-8.8872
4	67.66	15.87	-85.06	-1.55	-271.4985	-25.9791

**Tabel Gaya Geser Maksimum Kolom K3**

Lantai	VD k	VL k	VE kx	VE ky	Vu, kx	Vu, ky
1	5.41	1.24	-100.44	-1.67	-416.9697	-126.5859
2	25.1	4.09	-122.87	-2.86	-489.0081	-136.1787
3	29.21	4.71	-33.82	-1.77	-218.6582	-14.4312
4	22.92	3.49	9.33	-0.7	66.0345	36.5463



Tabel Penulangan Geser Kolom K1

Lantai	Vu,k	Nu,k	Vc	Vs	s	s pakai	Tul Geser	Vs pakai	Vu,k/0.6	Vc+Vs	Vu,k/0.6<Vc+Vs
1a	136.6386	2531.413	131.1838	96.54716	248.8007	100	Q 10-100	240.21	227.731	371.3938	OK
b	136.6386	2531.413	0	227.731	105.4797	100	Q 10-100	240.21	227.731	240.21	OK
2	107.7468	1836.055	95.42345	84.15455	285.4391	100	Q 10-100	240.21	179.578	335.6334	OK
3	47.3172	1078.409	56.4597	22.4023	1072.256	100	Q 10-100	240.21	78.862	296.6697	OK
4	5.7792	383.3956	0	9.632	2493.875	100	Q 10-100	240.21	9.632	240.21	OK

Tabel Penulangan Geser Kolom K2

Lantai	Vu,k	Nu,k	Vc	Vs	s	s pakai	Tul Geser	Vs pakai	Vu,k/0.6	Vc+Vs	Vu,k/0.6<Vc+Vs
1a	133.5264	2098.517	108.9212	113.6228	211.41	100	Q 10-100	240.21	222.544	349.1312	OK
b	133.5264	2718.328	0	222.544	107.9382	100	Q 10-100	240.21	222.544	240.21	OK
2	84.1134	1994.328	103.563	36.626	655.8455	100	Q 10-100	240.21	140.189	343.773	OK
3	8.8872	1042.157	54.59538	-39.78338	-603.7948	100	Q 10-100	240.21	14.812	294.8054	OK
4	25.9791	331.0818	0	43.2985	554.7767	100	Q 10-100	240.21	43.2985	240.21	OK

Tabel Penulangan Geser Kolom K3

Lantai	Vu,k	Nu,k	Vc	Vs	s	s pakai	Tul Geser	Vs pakai	Vu,k/0.6	Vc+Vs	Vu,k/0.6<Vc+Vs
1a	126.5859	573.1572	30.47595	180.5005	133.0799	100	Q 10-100	240.21	210.9765	270.686	OK
b	126.5859	573.1572	0	210.9765	113.8563	100	Q 10-100	240.21	210.9765	240.21	OK
2	136.1787	364.8778	19.7647	207.1998	115.9316	100	Q 10-100	240.21	226.9645	259.9747	OK
3	14.4312	323.2502	17.6239	6.4281	3736.874	100	Q 10-100	240.21	24.052	257.8339	OK
4	36.5463	213.9466	0	60.9105	394.3655	100	Q 10-100	240.21	60.9105	240.21	OK

Tabel Balok Tumpuan Tul Negatif Daktilitas Terbatas ;  $p/p' = 0,5$ 

Balok	Mmax (-)	Mu	b	d	d'	fy	fc	Mu/bd <sup>2</sup>	persamaan kuadrat p			p	p pakai	As	n tuj	As'=0.5As	n tul
									a	b	c						
B1	719.5	899.38	400	727.5	72.5	400	22.5	4.248	2091	-760	8.497	0.0115	0.0115	3360.043	7D25	1680.022	4D25
B2	321.5	401.88	250	640.5	59.5	400	22.5	3.918	2091	-760	7.837	0.0106	0.0106	1700.864	6D19	850.432	3D19
B3	59.73	74.663	400	740.5	59.5	400	22.5	0.340	2091	-760	0.681	0.0009	0.0035	1036.7	4D19	518.350	2D19
B4	698.7	873.31	400	727.5	59.5	400	22.5	4.125	2091	-760	8.250	0.0112	0.0112	3259.473	7D25	1629.737	4D25
B5	165.3	206.56	400	352.5	47.5	400	22.5	4.156	2091	-760	8.312	0.0113	0.0113	1591.511	4D25	795.755	2D25
B6	122.5	153.09	400	352.5	47.5	400	22.5	3.080	2091	-760	6.160	0.0083	0.0083	1169.562	3D25	584.781	2D25
B7	599.6	749.5	400	727.5	72.5	400	22.5	3.540	2091	-760	7.081	0.0096	0.0096	2784.464	6D25	1392.232	3D25
B8	379.1	473.84	250	637.5	62.5	400	22.5	4.664	2091	-760	9.327	0.0127	0.0127	2026.909	5D25	1013.454	3D25
B9	383.4	479.26	250	637.5	62.5	400	22.5	4.717	2091	-760	9.434	0.0129	0.0129	2050.999	5D25	1025.499	3D25
B10	304.6	380.8	400	540.5	49.5	400	22.5	3.259	2091	-760	6.517	0.0088	0.0088	1899.973	7D19	949.986	4D19
B11	267	333.73	400	540.5	49.5	400	22.5	2.856	2091	-760	5.712	0.0077	0.0077	1659.899	6D19	829.949	3D19
B12	187.5	234.39	400	540.5	49.5	400	22.5	2.006	2091	-760	4.012	0.0054	0.0054	1158.255	5D19	579.127	3D19
B13	117.5	146.89	400	540.5	49.5	400	22.5	1.257	2091	-760	2.514	0.0033	0.0035	756.7	3D19	378.350	2D19
B14	118.6	148.29	250	640.5	59.5	400	22.5	1.446	2091	-760	2.892	0.0038	0.0038	615.7739	3D19	307.887	2D19
B15	106.2	132.75	250	640.5	59.5	400	22.5	1.294	2091	-760	2.589	0.0034	0.0035	560.4375	2D19	280.219	2D19
B16	88.42	110.53	250	640.5	59.5	400	22.5	1.078	2091	-760	2.155	0.0029	0.0035	560.4375	2D19	280.219	2D19
B17	77.51	96.888	250	640.5	59.5	400	22.5	0.945	2091	-760	1.889	0.0025	0.0035	560.4375	2D19	280.219	2D19
B18	68.74	85.925	300	352.5	47.5	400	22.5	2.305	2091	-760	4.610	0.0062	0.0062	652.5493	3D19	326.275	2D19
B19	50.52	63.15	300	352.5	47.5	400	22.5	1.694	2091	-760	3.388	0.0045	0.0045	477.3735	2D19	238.687	2D19
B20	36.97	46.213	300	352.5	47.5	400	22.5	1.240	2091	-760	2.479	0.0033	0.0035	370.125	2D19	185.063	2D19
B21	9.58	11.975	200	217.5	32.5	400	22.5	1.266	2091	-760	2.531	0.0034	0.0035	152.25	2D13	76.125	2D13
B22	8.97	11.213	200	217.5	32.5	400	22.5	1.185	2091	-760	2.370	0.0031	0.0035	152.25	2D13	76.125	2D13
B23	192	240.04	400	440.5	59.5	400	22.5	3.093	2091	-760	6.185	0.0083	0.0083	1467.635	3D25	733.817	2D25
B24	265	331.24	400	440.5	59.5	400	22.5	4.268	2091	-760	8.535	0.0116	0.0116	2044.079	5D25	1022.040	3D25
B25	9.54	11.925	200	217.5	32.5	400	22.5	1.260	2091	-760	2.521	0.0033	0.0035	152.25	2D13	76.125	2D13

Tabel Balok Tumpuan Tul Positif Daktilitas Terbatas :  $p = p'$ 

Balok	Mmax (+)	Mu	b	d	d'	fy	fc	Mu/bd <sup>2</sup>	persamaan kuadrat p			p	p pakai	As=As'	n tul
									a	b	c				
B1	344.8	430.94	400	727.5	72.5	400	22.5	2.036	2091	-760	4.071	0.0054	0.0054	1571.4	4D25
B2	289.9	362.36	250	640.5	59.5	400	22.5	3.533	2091	-760	7.066	0.0095	0.0095	1528.983	6D19
B3	12.04	15.05	400	740.5	59.5	400	22.5	0.069	2091	-760	0.137	0.0002	0.0035	1036.7	4D19
B4	386.1	482.59	400	727.5	59.5	400	22.5	2.280	2091	-760	4.559	0.0061	0.0061	1775.1	4D25
B5	57.39	71.738	400	352.5	47.5	400	22.5	1.443	2091	-760	2.887	0.0038	0.0038	535.8	2D25
B6	68.15	85.188	400	352.5	47.5	400	22.5	1.714	2091	-760	3.428	0.0046	0.0046	648.6	2D25
B7	508	635.01	400	727.5	72.5	400	22.5	3.000	2091	-760	5.999	0.0081	0.0081	2349.203	5D25
B8	269.6	336.98	250	637.5	62.5	400	22.5	3.317	2091	-760	6.633	0.0089	0.0089	1426.132	3D25
B9	319.9	399.9	250	637.5	62.5	400	22.5	3.936	2091	-760	7.872	0.0107	0.0107	1700.706	4D25
B10	87.3	109.13	400	540.5	49.5	400	22.5	0.934	2091	-760	1.868	0.0025	0.0035	756.7	3D19
B11	72.65	90.813	400	540.5	49.5	400	22.5	0.777	2091	-760	1.554	0.0021	0.0035	756.7	3D19
B12	115.5	144.36	400	540.5	49.5	400	22.5	1.235	2091	-760	2.471	0.0033	0.0035	756.7	3D19
B13	4.01	5.0125	400	540.5	49.5	400	22.5	0.043	2091	-760	0.086	0.0001	0.0035	756.7	3D19
B14	25.22	31.525	250	640.5	59.5	400	22.5	0.307	2091	-760	0.615	0.0008	0.0035	560.4375	2D19
B15	23.42	29.275	250	640.5	59.5	400	22.5	0.285	2091	-760	0.571	0.0008	0.0035	560.4375	2D19
B16	10.57	13.213	250	640.5	59.5	400	22.5	0.129	2091	-760	0.258	0.0003	0.0035	560.4375	2D19
B17	31.81	39.763	250	640.5	59.5	400	22.5	0.388	2091	-760	0.775	0.0010	0.0035	560.4375	2D19
B18	4.93	6.1625	300	352.5	47.5	400	22.5	0.165	2091	-760	0.331	0.0004	0.0035	370.125	2D19
B19	8.35	10.438	300	352.5	47.5	400	22.5	0.280	2091	-760	0.560	0.0007	0.0035	370.125	2D19
B20	5.34	6.675	300	352.5	47.5	400	22.5	0.179	2091	-760	0.358	0.0005	0.0035	370.125	2D19
B21	4.24	5.3	200	217.5	32.5	400	22.5	0.560	2091	-760	1.120	0.0015	0.0035	152.25	2D13
B22	4.1	5.125	200	217.5	32.5	400	22.5	0.542	2091	-760	1.083	0.0014	0.0035	152.25	2D13
B23	72.18	90.225	400	440.5	59.5	400	22.5	1.162	2091	-760	2.325	0.0031	0.0035	616.7	2D25
B24	53.24	66.55	400	440.5	59.5	400	22.5	0.857	2091	-760	1.715	0.0023	0.0035	616.7	2D25
B25	4.9	6.125	200	217.5	32.5	400	22.5	0.647	2091	-760	1.295	0.0017	0.0035	152.25	2D13

Tabel Balok Lapangan Daktilitas Terbatas ;  $p/p' = 0,5$ 

Balok	Mmax (-)	Mu	b	d	d'	fy	fc	Mu/bd <sup>2</sup>	persamaan kuadrat p			p	p pakai	As	n tul	As'=0.5As	n tul
									a	b	c						
B1	414.7	518.375	400	727.5	72.5	400	22.5	2.449	2091	-760	4.897	0.0066	0.0066	1909.59	4D25	954.795	2D25
B2	206.05	257.563	250	640.5	59.5	400	22.5	2.511	2091	-760	5.023	0.0067	0.0067	1078.2	4D19	539.102	2D19
B3	50.29	62.8625	400	740.5	59.5	400	22.5	0.287	2091	-760	0.573	0.0008	0.0008	1036.7	4D19	518.350	2D19
B4	364.66	455.825	400	727.5	59.5	400	22.5	2.153	2091	-760	4.306	0.0058	0.0058	1675.39	4D25	837.695	2D25
B5	81.62	102.025	400	352.5	47.5	400	22.5	2.053	2091	-760	4.105	0.0055	0.0055	773.334	2D25	386.667	2D25
B6	69.39	86.7375	400	352.5	47.5	400	22.5	1.745	2091	-760	3.490	0.0047	0.0047	655.932	2D25	327.966	2D25
B7	268.64	335.8	400	727.5	72.5	400	22.5	1.586	2091	-760	3.172	0.0042	0.0042	1228.97	3D25	614.483	2D25
B8	176.61	220.763	250	637.5	62.5	400	22.5	2.173	2091	-760	4.346	0.0058	0.0058	926.106	2D25	463.053	2D25
B9	162.82	203.525	250	637.5	62.5	400	22.5	2.003	2091	-760	4.006	0.0054	0.0054	852.696	2D25	426.348	2D25
B10	154.53	193.163	400	540.5	49.5	400	22.5	1.653	2091	-760	3.306	0.0044	0.0044	952	4D19	476.000	2D19
B11	125.97	157.463	400	540.5	49.5	400	22.5	1.347	2091	-760	2.695	0.0036	0.0036	774.28	3D19	387.140	2D19
B12	72.91	91.1375	400	540.5	49.5	400	22.5	0.780	2091	-760	1.560	0.0021	0.0021	446.263	2D19	223.132	2D19
B13	91.89	114.863	400	540.5	49.5	400	22.5	0.983	2091	-760	1.966	0.0026	0.0026	756.7	3D19	378.350	2D19
B14	140.31	175.388	250	640.5	59.5	400	22.5	1.710	2091	-760	3.420	0.0046	0.0046	729.753	3D19	364.876	2D19
B15	34.4	43	250	640.5	59.5	400	22.5	0.419	2091	-760	0.839	0.0011	0.0011	560.438	2D19	280.219	2D19
B16	27.32	34.15	250	640.5	59.5	400	22.5	0.333	2091	-760	0.666	0.0009	0.0009	560.438	2D19	280.219	2D19
B17	56.69	70.8625	250	640.5	59.5	400	22.5	0.691	2091	-760	1.382	0.0018	0.0018	560.438	2D19	280.219	2D19
B18	29.7	37.125	300	352.5	47.5	400	22.5	0.996	2091	-760	1.992	0.0026	0.0026	279.184	2D19	139.592	2D19
B19	21.03	26.2875	300	352.5	47.5	400	22.5	0.705	2091	-760	1.410	0.0019	0.0019	197.261	2D19	98.630	2D19
B20	16.32	20.4	300	352.5	47.5	400	22.5	0.547	2091	-760	1.095	0.0014	0.0014	370.125	2D19	185.063	2D19
B21	6.54	8.175	200	217.5	32.5	400	22.5	0.864	2091	-760	1.728	0.0023	0.0023	152.25	2D13	76.125	2D13
B22	7.25	9.0625	200	217.5	32.5	400	22.5	0.958	2091	-760	1.916	0.0025	0.0025	152.25	2D13	76.125	2D13
B23	129.51	161.888	400	440.5	59.5	400	22.5	2.086	2091	-760	4.171	0.0056	0.0056	982.191	3D25	491.096	2D25
B24	117.54	146.925	400	440.5	59.5	400	22.5	1.893	2091	-760	3.786	0.0051	0.0051	890.112	2D25	445.056	2D25
B25	6.25	7.8125	200	217.5	32.5	400	22.5	0.826	2091	-760	1.651	0.0022	0.0022	152.25	2D13	76.125	2D13

Tabel Momen nominal Aktual &amp; Momen Kapasitas Negatif

Balok	As	As'	d	d'	b	persamaan kuadrat x			x	a	fs'	Mnak	Mkap
						a	b	c					
B1	3430	1960	727.5	72.5	400	6502.50	-196000	-85260000	130.57	110.98	266.835	913.101	1141.376
B2	1704	852	640.5	59.5	400	6502.50	-170400	-30416400	82.74	70.33	168.527	409.103	511.378
B3	1136	568	740.5	59.5	400	6502.50	-113600	-20277600	65.26	55.47	52.933	322.926	403.657
B4	3430	1960	727.5	59.5	400	6502.50	-196000	-69972000	119.89	101.91	302.238	923.158	1153.947
B5	1960	980	352.5	47.5	400	6502.50	-196000	-27930000	82.32	69.97	253.790	245.819	307.273
B6	1470	980	352.5	47.5	400	6502.50	0	-27930000	65.54	55.71	165.140	187.712	234.641
B7	2940	1470	727.5	72.5	400	6502.50	-294000	-63945000	124.32	105.67	250.988	786.177	982.721
B8	2450	1470	637.5	62.5	400	6502.50	-98000	-55125000	99.92	84.93	224.688	576.517	720.646
B9	2450	1470	637.5	62.5	400	6502.50	-98000	-55125000	99.92	84.93	224.688	576.517	720.646
B10	1988	1136	540.5	49.5	400	6502.50	-113600	-33739200	81.30	69.10	234.664	398.346	497.932
B11	1704	852	540.5	49.5	400	6502.50	-170400	-25304400	76.85	65.32	213.511	343.081	428.851
B12	1420	852	540.5	49.5	400	6502.50	-56800	-25304400	66.90	56.87	156.067	288.053	360.066
B13	852	568	540.5	49.5	400	6502.50	0	-16869600	50.93	43.29	16.898	176.558	220.697
B14	852	568	640.5	59.5	400	6502.50	0	-20277600	55.84	47.47	-39.293	210.992	263.740
B15	568	568	640.5	59.5	400	6502.50	113600	-20277600	47.79	40.62	-147.067	144.181	180.226
B16	568	568	640.5	59.5	400	6502.50	113600	-20277600	47.79	40.62	-147.067	144.181	180.226
B17	568	568	640.5	59.5	400	6502.50	113600	-20277600	47.79	40.62	-147.067	144.181	180.226
B18	852	568	352.5	47.5	400	6502.50	0	-16188000	49.89	42.41	28.800	112.475	140.594
B19	568	568	352.5	47.5	400	6502.50	113600	-16188000	41.92	35.63	-79.888	77.387	96.734
B20	568	568	352.5	47.5	400	6502.50	113600	-16188000	41.92	35.63	-79.888	77.387	96.734
B21	266	266	217.5	32.5	400	6502.50	53200	-5187000	24.45	20.78	-197.630	23.199	28.998
B22	266	266	217.5	32.5	400	6502.50	53200	-5187000	24.45	20.78	-197.630	23.199	28.998
B23	1470	980	440.5	59.5	400	6502.50	0	-34986000	73.35	62.35	113.300	237.538	296.923
B24	2450	1470	440.5	59.5	400	6502.50	-98000	-52479000	97.69	83.03	234.549	384.803	481.004
B25	266	266	217.5	32.5	400	6502.50	53200	-5187000	24.45	20.78	-197.630	23.199	28.998

Tabel Momen nominal Aktual &amp; Momen Kapasitas Positif

Balok	As	As'	d	d'	b	persamaan kuadrat x				x	a	fs'	Mnak	Mkap
						a	b	c						
B1	1960	1960	727.5	72.5	400	6502.50	392000	-85260000	88.27	75.03	107.170	533.601	667.001	
B2	1704	1704	640.5	59.5	400	6502.50	340800	-60832800	74.00	62.90	117.597	409.507	511.883	
B3	1136	1136	740.5	59.5	400	6502.50	227200	-40555200	63.41	53.90	37.023	322.868	403.585	
B4	1960	1960	727.5	59.5	400	6502.50	392000	-69972000	77.88	66.20	141.617	537.082	671.352	
B5	980	980	352.5	47.5	400	6502.50	196000	-27930000	52.18	44.35	53.790	128.152	160.190	
B6	980	980	352.5	47.5	400	6502.50	196000	-27930000	52.18	44.35	53.790	128.152	160.190	
B7	2450	2450	727.5	72.5	400	6502.50	490000	-106575000	95.77	81.41	145.807	661.702	827.127	
B8	1470	1470	637.5	62.5	400	6502.50	294000	-55125000	72.20	61.37	80.619	353.037	441.296	
B9	1960	1960	637.5	62.5	400	6502.50	392000	-73500000	80.37	68.31	133.380	465.612	582.015	
B10	852	852	540.5	49.5	400	6502.50	170400	-25304400	50.64	43.04	13.511	176.546	220.682	
B11	852	852	540.5	49.5	400	6502.50	170400	-25304400	50.64	43.04	13.511	176.546	220.682	
B12	852	852	540.5	49.5	400	6502.50	170400	-25304400	50.64	43.04	13.511	176.546	220.682	
B13	852	852	540.5	49.5	400	6502.50	170400	-25304400	50.64	43.04	13.511	176.546	220.682	
B14	568	568	640.5	59.5	400	6502.50	113600	-20277600	47.79	40.62	-147.067	144.181	180.226	
B15	568	568	640.5	59.5	400	6502.50	113600	-20277600	47.79	40.62	-147.067	144.181	180.226	
B16	568	568	640.5	59.5	400	6502.50	113600	-20277600	47.79	40.62	-147.067	144.181	180.226	
B17	568	568	640.5	59.5	400	6502.50	113600	-20277600	47.79	40.62	-147.067	144.181	180.226	
B18	568	568	352.5	47.5	400	6502.50	113600	-16188000	41.92	35.63	-79.888	77.387	96.734	
B19	568	568	352.5	47.5	400	6502.50	113600	-16188000	41.92	35.63	-79.888	77.387	96.734	
B20	568	568	352.5	47.5	400	6502.50	113600	-16188000	41.92	35.63	-79.888	77.387	96.734	
B21	266	266	217.5	32.5	400	6502.50	53200	-5187000	24.45	20.78	-197.630	23.199	28.998	
B22	266	266	217.5	32.5	400	6502.50	53200	-5187000	24.45	20.78	-197.630	23.199	28.998	
B23	980	980	440.5	59.5	400	6502.50	196000	-34986000	59.81	50.84	3.133	162.607	203.258	
B24	980	980	440.5	59.5	400	6502.50	196000	-34986000	59.81	50.84	3.133	162.607	203.258	
B25	266	266	217.5	32.5	400	6502.50	53200	-5187000	24.45	20.78	-197.630	23.199	28.998	

## Penulangan Geser Balok Dalam Daerah Sendi Plastik

BALOK	d (m)	Mnak a	Mnak a'	Ln	VD	VL	VE	1,05VG	Vub 1	Vub max	vub 2	Vub pakai	0.5Vc	Vs	S	tul&jarak
B1	0.727	913.101	533.601	8.3	209.59	48.88	90.7	271.394	423.907	652.3335	397.19	397.19	115.028	546.955	50.083	P10-50
B2	0.64	409.103	409.507	2.3	40.95	7.18	223.88	50.5365	361.964	990.8325	188.648	188.648	63.295	251.118	112.75	P10-110
B3	0.74	322.926	322.868	2	43.59	4.86	2.08	50.8725	333.407	59.6085	124.332	124.332	117.083	90.1359	309.35	P10-150
B4	0.727	923.158	537.082	8.3	176.3	45.31	89.81	232.691	386.631	609.8925	359.664	359.664	115.028	484.412	56.55	P10-50
B5	0.352	245.819	128.152	8.3	83.88	15.89	31.64	104.759	144.183	237.6465	140.839	140.839	55.7351	178.997	74.098	P10-70
B6	0.727	187.712	128.152	5.3	54.67	10.15	42.62	68.061	120.208	247.065	105.902	105.902	55.7351	120.769	226.82	P10-150
B7	0.367	786.177	661.702	5.3	90.87	27.11	156.82	123.879	168.268	456.264	145.623	145.623	115.028	127.677	83.769	P10-80
B8	0.367	576.517	353.037	8.3	75.98	9.92	65.11	90.195	188.19	363.657	179.524	179.524	62.9985	236.208	103.56	P10-100
B9	0.54	576.517	465.612	5.3	63.98	7.8	116.53	75.369	247.419	564.795	212.359	212.359	62.9985	290.934	100.37	P10-100
B10	0.54	398.346	176.546	8.3	112.43	23.67	22.03	142.905	203.511	235.431	195.625	195.625	85.4606	240.581	84.575	P10-80
B11	0.54	343.081	176.546	8.3	102.3	20.57	19.68	129.014	183.793	211.6695	176.665	176.665	85.4606	208.982	134.26	P10-130
B12	0.54	288.053	176.546	5.3	57.01	11.05	42.33	71.463	148.166	249.249	132.536	132.536	85.4606	135.432	150.24	P10-150
B13	0.54	176.558	176.546	2	52.42	8.33	1.88	63.7875	218.27	71.6835	134.85	134.85	85.4606	139.289	146.08	P10-150
B14	0.64	210.992	144.181	8.3	70.12	17.68	15.99	92.19	129.633	159.348	123.859	123.859	63.295	143.136	168.48	P10-150
B15	0.64	144.181	144.181	5.3	52.22	17.36	10.81	73.059	120.666	118.461	109.168	109.168	63.295	118.652	203.24	P10-150
B16	0.64	144.181	144.181	2.3	44.1	11.32	25.84	58.191	167.894	166.719	106.842	106.842	63.295	114.775	210.11	P10-150
B17	0.64	144.181	144.181	2	28.9	5.04	16.43	35.637	161.795	104.643	81.054	81.054	63.295	71.7951	335.89	P10-150
B18	0.352	112.475	77.387	8.3	34.86	8.47	2.2	45.4965	65.5121	54.7365	63.8144	63.8144	41.8014	64.556	205.46	P10-150
B19	0.352	77.387	77.387	5.3	29.64	7.46	3.38	38.955	64.5074	53.151	61.1133	61.1133	41.8014	60.0541	220.86	P10-150
B20	0.352	77.387	77.387	2	17.88	3.67	2.54	22.6275	90.3414	33.2955	66.5061	66.5061	41.8014	69.0421	192.11	P10-150
B21	0.217	23.199	23.199	5.3	5.02	0.21	2.08	5.4915	13.1515	14.2275	12.5242	12.5242	17.1949	3.67883	2222.6	P10-150
B22	0.217	23.199	23.199	8.3	6.36	0.28	0.95	6.972	11.8633	10.962	11.6075	11.6075	17.1949	2.15103	3801.2	P10-150
B23	0.44	237.538	162.607	5.3	55.88	8.74	67.24	67.851	133.913	350.259	122.944	122.944	69.6492	135.257	122.58	P10-120
B24	0.44	384.803	162.607	8.3	97.1	17.47	44.8	120.299	178.007	308.4585	171.889	171.889	69.6492	216.832	76.461	P10-70
B25	0.217	23.199	23.199	2	12.13	0.92	4.54	13.7025	34.0014	32.7705	29.5966	29.5966	17.1949	32.1327	254.46	P10-150

Tabel Penulangan Geser Balok Diluar Sendi Plastis

BALOK	$f'_c$	b	d	$V_{u,b}$	$V_c$	$V_s$	S	tul & jarak
B1	22.5	400	727.5	365.10677	230.056	378.456	72.43	Ø10-70
B2	22.5	250	640.5	-17.16512	126.590	-155.198	-155.50	Ø10-200
B3	22.5	400	740.5	206.0434	234.167	109.239	255.42	Ø10-200
B4	22.5	400	727.5	327.2807	230.056	315.412	86.91	Ø10-80
B5	22.5	400	352.5	136.5832	111.470	116.168	114.34	Ø10-100
B6	22.5	400	352.5	104.4658	111.470	62.639	212.04	Ø10-150
B7	22.5	400	727.5	218.5916	230.056	134.264	204.17	Ø10-100
B8	22.5	250	637.5	155.1315	125.997	132.556	181.21	Ø10-100
B9	22.5	250	637.5	155.7802	125.997	133.637	179.75	Ø10-120
B10	22.5	400	540.5	185.9864	170.921	139.056	146.46	Ø10-120
B11	22.5	400	540.5	167.9534	170.921	109.001	186.84	Ø10-150
B12	22.5	400	540.5	113.4323	170.921	18.133	1123.16	Ø10-300
B13	22.5	400	540.5	212.3184	170.921	182.943	111.32	Ø10-100
B14	22.5	250	640.5	116.5614	126.590	67.679	356.60	Ø10-200
B15	22.5	250	640.5	95.58729	126.590	32.722	737.54	Ø10-200
B16	22.5	250	640.5	50.726	126.590	-42.047	-573.98	Ø10-120
B17	22.5	250	640.5	54.7294	126.590	-35.374	-682.25	Ø10-300
B18	22.5	300	352.5	74.01325	83.603	39.753	334.12	Ø10-150
B19	22.5	300	352.5	68.90816	83.603	31.244	425.11	Ø10-150
B20	22.5	300	352.5	107.4523	83.603	95.484	139.10	Ø10-80
B21	22.5	200	217.5	11.44655	34.390	-15.312	-535.22	Ø10-100
B22	22.5	200	217.5	12.09282	34.390	-14.235	-575.72	Ø10-100
B23	22.5	400	440.5	108.9837	139.298	42.341	392.01	Ø10-200
B24	22.5	400	440.5	164.1016	139.298	134.204	123.68	Ø10-120
B25	22.5	200	217.5	24.80168	34.390	6.946	1179.81	Ø10-100



**Tabel. Momen Rencana Kolom K1**

Lantai	MDk-x kNm	MDk-y kNm	MLk-x kNm	MLk-y kNm	MEk-x. kNm	MEk-y kNm	MU,k-x kNm	MU,k-y kNm
1	-13.09	88.38	25.73	1.32	-618.07	469.82	-988.6884	691.4229
2	-50.2	66.3	50.96	15.74	-529.93	316.82	-912.4584	417.6081
3	-44.2	166.46	43.33	15.28	236.47	213.2	629.9895	787.5231
4	-84.28	154.29	33.69	20.39	170.81	146.56	397.9143	598.8003

**Tabel. Momen Rencana Kolom K2**

Lantai	MDk-x kNm	MDk-y kNm	MLk-x kNm	MLk-y kNm	MEk-x. kNm	MEk-y kNm	MU,k-x kNm	MU,k-y kNm
1	-37.68	77.96	17.98	-8.49	-691.54	655.91	-1059.696	1014.684
2	-115.52	109.87	29.84	-29.39	-512.81	472.96	-868.9002	754.6497
3	-109.26	121.25	34.59	-31.79	291.02	288.85	714.714	883.8606
4	-141.36	122.45	27.11	-34.79	340.1	334.12	804.7431	1007.958

**Tabel. Momen Rencana Kolom K3**

Lantai	MDk-x kNm	MDk-y kNm	MLk-x kNm	MLk-y kNm	MEk-x. kNm	MEk-y kNm	MU,k-x kNm	MU,k-y kNm
1	-8.52	12.9	2.93	-1.85	-693.68	659.76	-1046.949	960.0801
2	-42.63	54.17	8.21	-7.57	-500.64	505.41	-769.0767	794.8878
3	-56.19	57.56	9.32	-9.03	293.46	297.52	754.4901	860.6283
4	-52.83	36.49	5.51	-8.08	130.11	139.01	311.1213	403.7208

**Tabel. Gaya Aksial Rencana Kolom K1**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE,k-x.ka	NE,k-y.ka	Nu,k-x.ka	Nu,k-y.ka
1	-1642.23	-547.41	-282.94	-94.31333	-2.37	289.51	-2579.919	-2301.027
2	-1151.14	-383.7133	-189.84	-63.28	-31.57	198.41	-1839.216	-1619.47
3	-714.61	-238.2033	-103.97	-34.65667	-66.04	106.55	-1192.524	-1027.615
4	-284.43	-94.81	-26.6	-8.866667	-50.51	40	-488.0082	-401.5258

**Tabel. Gaya Aksial Rencana Kolom K1**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x.ka	NE,k-y.ka	Nu,k-x.ka	Nu,k-y.ka
1	-1802.48	-600.8267	-334.84	-111.6133	3.41	425.07	-2813.527	-2410.631
2	-1243.73	-414.5767	-209.98	-69.99333	-63.61	277.85	-2008.242	-1681.977
3	-759.9	-253.3	-113.6	-37.86667	-132.99	153.37	-1341.626	-1068.009
4	-281.04	-93.68	-21.52	-7.173333	-93.61	72.29	-521.7589	-363.2414

**Tabel. Gaya Aksial Rencana Kolom K1**

Lantai	ND, k-x	ND, k-y	NL, k-x	NL, k-y	NE, k-x.ka	NE,k-y.ka	Nu,k-x.ka	Nu,k-y.ka
1	-687.32	-229.1067	-67.45	-22.48333	-19.41	-720.89	-1378.377	-2048.641
2	-445.28	-148.4267	-47.81	-15.93667	-78.62	-483.28	-995.5455	-1382.198
3	-339.96	-113.32	-33.16	-11.05333	-18.19	-263.35	-655.0392	-889.2896
4	-188.28	-62.76	-17	-5.666667	-2.43	-112.98	-336.9743	-442.6048

Tabel. Penulangan Kolom K1

Lantai	Nu,k	Mu,k	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	-2579.919	-988.6884	2.2	490000	10780	22	24D25
2	-1839.216	-912.4584	1.8	490000	8820	18	20D25
3	-1192.524	787.5231	1.4	490000	6860	14	16D25
4	-488.0082	598.8003	0.9	490000	4410	9	12D25

Tabel. Penulangan Kolom K2

Lantai	Nu,k	Mu,k	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	-2813.527	-1059.696	2.2	490000	10780	22	24D25
2	-2008.242	-868.9002	1.7	490000	8330	17	20D25
3	-1341.626	883.8606	1.5	490000	7350	15	16D25
4	-521.7589	1007.958	1.6	490000	7840	16	16D25

Tabel. Penulangan Kolom K3

Lantai	Nu,k	Mu,k	p %	Ag	As	n	Tulangan
1	-1378.377	-1046.949	2.2	490000	10780	22	24D25
2	-995.5455	794.8878	1.6	490000	7840	16	16D25
3	-655.0392	860.6283	1.5	490000	7350	15	16D25
4	-336.9743	403.7208	0.9	490000	4410	9	12D25

**Tabel Penulangan Kolom Dakt. Terbatas**

Lantai	K1	K2	K3
1	24D25	24D25	24D25
2	20D25	20D25	16D25
3	16D25	16D25	12D25
4	12D25	16D25	12D25

**Tabel Gaya Geser Rencana Kolom K1**

Lantai	VD k	VL k	VE kx	VE ky	Vu, kx	Vu, ky
1	-5.31	0.51	-200.7	-2.44	-428.0472	-136.605
2	15.27	6.01	-197.23	-3.24	-393.8802	-108.7149
3	22.27	7.6	-118.58	-1.95	-218.883	-47.4369
4	42.24	9.71	-79.91	-4.85	-116.319	-5.9808

**Tabel Gaya Geser Rencana Kolom K2**

Lantai	VD k	VL k	VE kx	VE ky	Vu, kx	Vu, ky
1	30.02	6.86	-263.59	-2.98	-516.6924	-133.5957
2	58.42	15.34	-248.91	-2.29	-446.7057	-84.1743
3	59.14	17.02	-138	-0.98	-210.4494	-9.03
4	67.66	15.87	-170.07	-3.11	-271.3998	-25.9686

**Tabel Gaya Geser Rencana Kolom K3**

Lantai	VD k	VL k	VE kx	VE ky	Vu, kx	Vu, ky
1	5.41	1.24	-200.76	-3.52	-416.8311	-126.8883
2	25.1	4.09	-225.64	-5.85	-446.88	-123.7887
3	29.21	4.71	-67.59	-3.63	-108.6099	-14.5887
4	22.92	3.49	18.68	-1.45	66.045	36.4539

Tabel Penulangan Geser Kolom K1

Lantai	Vu,k	Nu,k	Vc	Vs	s	s pakai	Tul Geser	Vs pakai	Vu,k/0.6	Vc+Vs	Vu,k/0.6<Vc+Vs
1a	136.605	2579.919	133.6784	93.99663	255.5517	100	Q 10-100	240.21	227.675	373.8884	OK
b	136.605	2579.919	0	227.675	105.5057	100	Q 10-100	240.21	227.675	240.21	OK
2	108.7149	1839.216	95.58601	85.60549	280.6012	100	Q 10-100	240.21	181.1915	335.796	OK
3	47.4369	1192.524	62.32837	16.73313	1435.535	100	Q 10-100	240.21	79.0615	302.5384	OK
4	5.9808	488.0082	0	9.968	2409.811	100	Q 10-100	240.21	9.968	240.21	OK

Tabel Penulangan Geser Kolom K2

Lantai	Vu,k	Nu,k	Vc	Vs	s	s pakai	Tul Geser	Vs pakai	Vu,k/0.6	Vc+Vs	Vu,k/0.6<Vc+Vs
1a	133.5957	2813.527	145.6922	76.96726	312.0937	100	Q 10-100	240.21	222.6595	385.9022	OK
b	133.5957	2813.527	0	222.6595	107.8822	100	Q 10-100	240.21	222.6595	240.21	OK
2	84.1743	2008.242	104.2786	36.01194	667.0288	100	Q 10-100	240.21	140.2905	344.4886	OK
3	9.03	1341.626	69.99628	-54.94628	-437.1724	100	Q 10-100	240.21	15.05	310.2063	OK
4	25.9686	521.7589	0	43.281	555.001	100	Q 10-100	240.21	43.281	240.21	OK

Tabel Penulangan Geser Kolom K3

Lantai	Vu,k	Nu,k	Vc	Vs	s	s pakai	Tul Geser	Vs pakai	Vu,k/0.6	Vc+Vs	Vu,k/0.6<Vc+Vs
1a	126.8883	1378.377	71.88628	139.5942	172.0773	100	Q 10-100	240.21	211.4805	312.0963	OK
b	126.8883	1378.377	0	211.4805	113.5849	100	Q 10-100	240.21	211.4805	240.21	OK
2	123.7887	995.5455	52.19826	154.1162	155.8629	100	Q 10-100	240.21	206.3145	292.4083	OK
3	14.5887	655.0392	34.68693	-10.37243	-2315.851	100	Q 10-100	240.21	24.3145	274.8969	OK
4	36.4539	336.9743	0	60.7565	395.3651	100	Q 10-100	240.21	60.7565	240.21	OK

Tabel Diagram Interaksi Mn PN

 $\rho=1,2\% ; 12D25$ 

patah seimbang	b	fy	fc	c	d'	c-d'	$\epsilon$	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	383	62.5	320.5	0.00251	502.0888	400		
lapis 2	700	400	22.5	383	254.16	128.84	0.001009	201.8381	201.8381		
lapis 3	700	400	22.5	383	445.8	-62.8	-0.000492	-98.3812	-98.3812		
lapis 4	700	400	22.5	383	637.5	-254.5	-0.001993	-398.695	-398.6945		
										4314.976949	1257.58931
patah desak	b	fy	fc <td>c</td> <td>d'</td> <td>c-d'</td> <td><math>\epsilon</math></td> <td>fs</td> <td>fs pakai</td> <td>Pu</td> <td>Mu</td>	c	d'	c-d'	$\epsilon$	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	900	62.5	837.5	0.002792	558.3333	400		
lapis 2	700	400	22.5	900	254.16	645.84	0.002153	430.56	400		
lapis 3	700	400	22.5	900	445.8	454.2	0.001514	302.8	302.8		
lapis 4	700	400	22.5	900	637.5	262.5	0.000875	175	175		
										11784.8199	-1.332350561
patah desak	b	fy	fc <td>c</td> <td>d'</td> <td>c-d'</td> <td><math>\epsilon</math></td> <td>fs</td> <td>fs pakai</td> <td>Pu</td> <td>Mu</td>	c	d'	c-d'	$\epsilon$	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	700	62.5	637.5	0.002732	546.4286	400		
lapis 2	700	400	22.5	700	254.16	445.84	0.001911	382.1486	382.1486		
lapis 3	700	400	22.5	700	445.8	254.2	0.001089	217.8857	217.8857		
lapis 4	700	400	22.5	700	637.5	62.5	0.000268	53.57143	53.57143		
										9221.04106	683.3414766
patah desak	b	fy	fc <td>c</td> <td>d'</td> <td>c-d'</td> <td><math>\epsilon</math></td> <td>fs</td> <td>fs pakai</td> <td>Pu</td> <td>Mu</td>	c	d'	c-d'	$\epsilon$	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	500	62.5	437.5	0.002625	525	400		
lapis 2	700	400	22.5	500	254.16	245.84	0.001475	295.008	295.008		
lapis 3	700	400	22.5	500	445.8	54.2	0.000325	65.04	65.04		
lapis 4	700	400	22.5	500	637.5	-137.5	-0.000825	-165	-165		
										6332.607484	1095.641763
patah tarik	b	fy	fc <td>c</td> <td>d'</td> <td>c-d'</td> <td><math>\epsilon</math></td> <td>fs</td> <td>fs pakai</td> <td>Pu</td> <td>Mu</td>	c	d'	c-d'	$\epsilon$	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	200	62.5	137.5	0.002063	412.5	400		
lapis 2	700	400	22.5	200	254.16	-54.16	-0.000812	-162.48	-162.48		
lapis 3	700	400	22.5	200	445.8	-245.8	-0.003687	-737.4	-400		
lapis 4	700	400	22.5	200	637.5	-437.5	-0.006563	-1312.5	-400		
										1607.0446	1072.922938

patah tarik	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	100	62.5	37.5	0.001125	225	225		
lapis 2	700	400	22.5	100	254.16	-154.16	-0.004625	-924.96	-400		
lapis 3	700	400	22.5	100	445.8	-345.8	-0.010374	-2074.8	-400		
lapis 4	700	400	22.5	100	637.5	-537.5	-0.016125	-3225	-400		
										-55.2125	758.2182283

$\rho=1.6\%$ ; 16D25

patah seimbang	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	383	62.5	320.5	0.00251	502.0888	400		
lapis 2	700	400	22.5	383	206.25	176.75	0.001384	276.893	276.893		
lapis 3	700	400	22.5	383	350	33	0.000258	51.69713	51.69713		
lapis 4	700	400	22.5	383	493.75	-110.75	-0.000867	-173.499	-173.4987		
lapis 5	700	400	22.5	383	637.5	-254.5	-0.001993	-398.695	-398.6945		
										4318.185873	1393.898614

patah desak	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	920	62.5	857.5	0.002796	559.2391	400		
lapis 2	700	400	22.5	920	206.25	713.75	0.002327	465.4891	400		
lapis 3	700	400	22.5	920	350	570	0.001859	371.7391	371.7391		
lapis 4	700	400	22.5	920	493.75	426.25	0.00139	277.9891	277.9891		
lapis 5	700	400	22.5	920	637.5	282.5	0.000921	184.2391	184.2391		
										12560.12663	1.749857813

patah desak	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	730	62.5	667.5	0.002743	548.6301	400		
lapis 2	700	400	22.5	730	206.25	523.75	0.002152	430.4795	400		
lapis 3	700	400	22.5	730	350	380	0.001562	312.3288	312.3288		
lapis 4	700	400	22.5	730	493.75	236.25	0.000971	194.1781	194.1781		
lapis 5	700	400	22.5	730	637.5	92.5	0.00038	76.0274	76.0274		
										10053.39101	686.356654

patah desak	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	500	62.5	437.5	0.002625	525	400		
lapis 2	700	400	22.5	500	206.25	293.75	0.001763	352.5	352.5		
lapis 3	700	400	22.5	500	350	150	0.0009	180	180		
lapis 4	700	400	22.5	500	493.75	6.25	3.75E-05	7.5	7.5		
lapis 5	700	400	22.5	500	637.5	-137.5	-0.000825	-165	-165		
										6568.2575	1181.149156

patah tarik	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	220	62.5	157.5	0.002148	429.5455	400		
lapis 2	700	400	22.5	220	206.25	13.75	0.000188	37.5	37.5		
lapis 3	700	400	22.5	220	350	-130	-0.001773	-354.545	-354.5455		
lapis 4	700	400	22.5	220	493.75	-273.75	-0.003733	-746.591	-400		
lapis 5	700	400	22.5	220	637.5	-417.5	-0.005693	-1138.64	-400		
										1648.245455	1224.216022
patah tarik	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	125	62.5	62.5	0.0015	300	300		
lapis 2	700	400	22.5	125	206.25	-81.25	-0.00195	-390	-390		
lapis 3	700	400	22.5	125	350	-225	-0.0054	-1080	-400		
lapis 4	700	400	22.5	125	493.75	-368.75	-0.00885	-1770	-400		
lapis 5	700	400	22.5	125	637.5	-512.5	-0.0123	-2460	-400		
										-99.028125	994.9383691

**p=2,0% ; 20D25**

patah seimbang	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	383	62.5	320.5	0.00251	502.0888	400		
lapis 2	700	400	22.5	383	177.5	205.5	0.00161	321.9321	321.9321		
lapis 3	700	400	22.5	383	292.5	90.5	0.000709	141.7755	141.7755		
lapis 4	700	400	22.5	383	407.5	-24.5	-0.000192	-38.3812	-38.3812		
lapis 5	700	400	22.5	383	522.5	-139.5	-0.001093	-218.538	-218.5379		
lapis 6	700	400	22.5	383	637.5	-254.5	-0.001993	-398.695	-398.6945		
										4320.226474	1532.520901
patah desak	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	947	62.5	884.5	0.002802	560.4013	400		
lapis 2	700	400	22.5	947	177.5	769.5	0.002438	487.5396	400		
lapis 3	700	400	22.5	947	292.5	654.5	0.002073	414.6779	400		
lapis 4	700	400	22.5	947	407.5	539.5	0.001709	341.8163	341.8163		
lapis 5	700	400	22.5	947	522.5	424.5	0.001345	268.9546	268.9546		
lapis 6	700	400	22.5	947	637.5	309.5	0.00098	196.0929	196.0929		
										13441.07647	-5.559354389



patah desak	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lepis 1	700	400	22.5	760	62.5	697.5	0.002753	550.6579	400		
lepis 2	700	400	22.5	760	177.5	582.5	0.002299	459.8684	400		
lepis 3	700	400	22.5	760	292.5	467.5	0.001845	369.0789	369.0789		
lepis 4	700	400	22.5	760	407.5	352.5	0.001391	278.2895	278.2895		
lepis 5	700	400	22.5	760	522.5	237.5	0.000938	187.5	187.5		
lepis 6	700	400	22.5	760	637.5	122.5	0.000484	96.71053	96.71053		
										10918.25	705.7993342
patah desak	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lepis 1	700	400	22.5	500	62.5	437.5	0.002625	525	400		
lepis 2	700	400	22.5	500	177.5	322.5	0.001935	387	387		
lepis 3	700	400	22.5	500	292.5	207.5	0.001245	249	249		
lepis 4	700	400	22.5	500	407.5	92.5	0.000555	111	111		
lepis 5	700	400	22.5	500	522.5	-22.5	-0.000135	-27	-27		
lepis 6	700	400	22.5	500	637.5	-137.5	-0.000825	-165	-165		
										6799.9785	1286.599729
patah tarik	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lepis 1	700	400	22.5	220	62.5	157.5	0.002148	429.5455	400		
lepis 2	700	400	22.5	220	177.5	42.5	0.00058	115.9091	115.9091		
lepis 3	700	400	22.5	220	292.5	-72.5	-0.000989	-197.727	-197.7273		
lepis 4	700	400	22.5	220	407.5	-187.5	-0.002557	-511.364	-400		
lepis 5	700	400	22.5	220	522.5	-302.5	-0.004125	-825	-400		
lepis 6	700	400	22.5	220	637.5	-417.5	-0.005693	-1138.64	-400		
										1445.842045	1385.58033
patah tarik	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lepis 1	700	400	22.5	140	62.5	77.5	0.001661	332.1429	332.1429		
lepis 2	700	400	22.5	140	177.5	-37.5	-0.000804	-160.714	-160.7143		
lepis 3	700	400	22.5	140	292.5	-152.5	-0.003268	-653.571	-400		
lepis 4	700	400	22.5	140	407.5	-267.5	-0.005732	-1146.43	-400		
lepis 5	700	400	22.5	140	522.5	-382.5	-0.008196	-1639.29	-400		
lepis 6	700	400	22.5	140	637.5	-497.5	-0.010661	-2132.14	-400		
										-86.3625	1179.400119

p=2,4% ; 24D25

	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
patah seimbang											
lapis 1	700	400	22.5	383	62.5	320.5	0.00251	502.0888	400		
lapis 2	700	400	22.5	383	158.33	224.67	0.00176	351.9634	351.9634		
lapis 3	700	400	22.5	383	254.16	128.84	0.001009	201.8381	201.8381		
lapis 4	700	400	22.5	383	350	33	0.000258	51.69713	51.69713		
lapis 5	700	400	22.5	383	445.83	-62.83	-0.000492	-98.4282	-98.4282		
lapis 6	700	400	22.5	383	541.66	-158.66	-0.001243	-248.554	-248.5535		
lapis 7	700	400	22.5	383	637.5	-254.5	-0.001993	-398.695	-398.6945		
										4321.316756	1672.660656

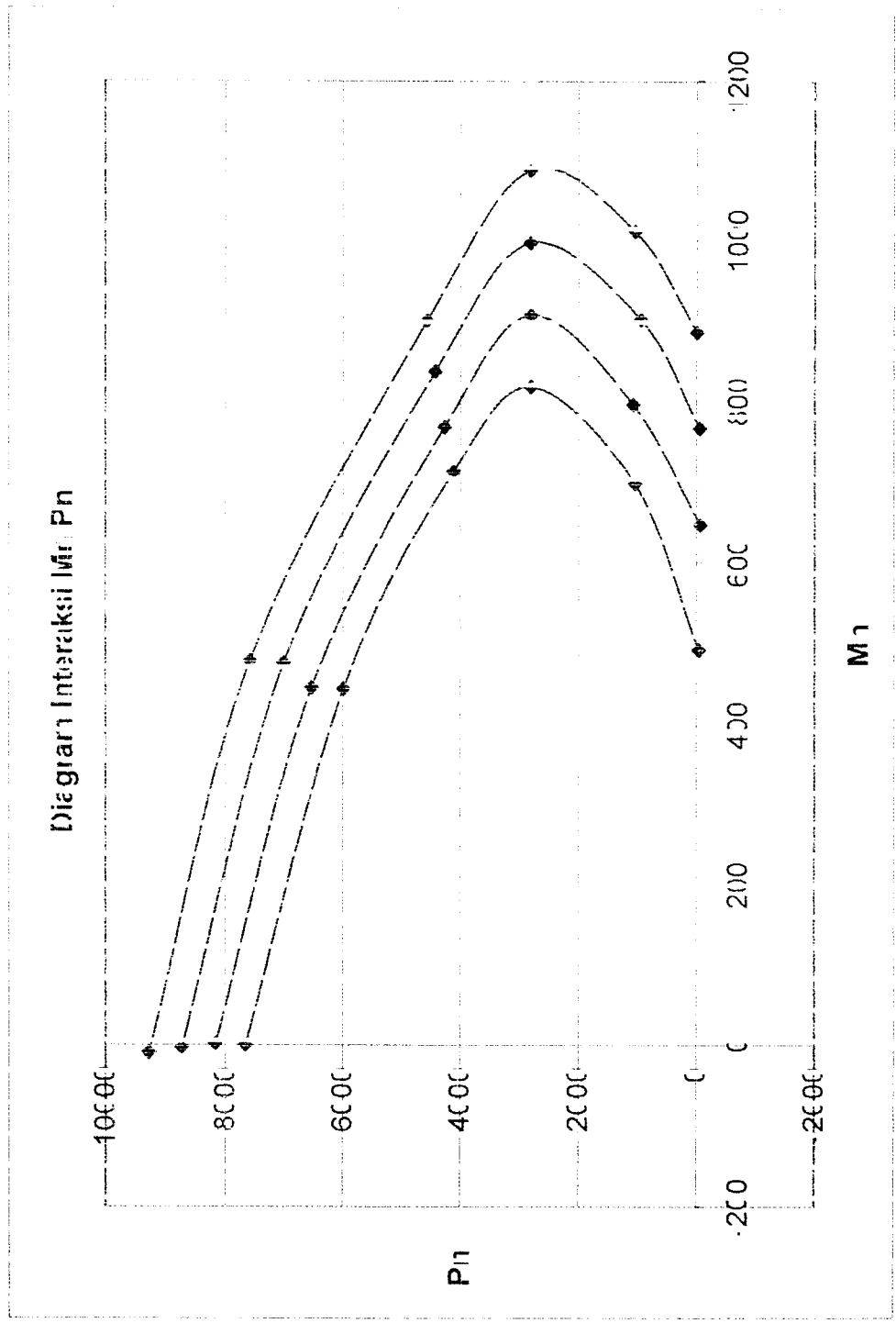
	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
patah cesak											
lapis 1	700	400	22.5	970	62.5	907.5	0.002807	561.3402	400		
lapis 2	700	400	22.5	970	158.33	811.67	0.00251	502.0639	400		
lapis 3	700	400	22.5	970	254.16	715.84	0.002214	442.7876	400		
lapis 4	700	400	22.5	970	350	620	0.001918	383.5052	383.5052		
lapis 5	700	400	22.5	970	445.83	524.17	0.001621	324.2289	324.2289		
lapis 6	700	400	22.5	970	541.66	428.34	0.001325	264.9526	264.9526		
lapis 7	700	400	22.5	970	637.5	332.5	0.001028	205.6701	205.6701		
										14280.47287	-15.46454164

	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
patah cesak											
lapis 1	700	400	22.5	780	62.5	717.5	0.00276	551.9231	400		
lapis 2	700	400	22.5	780	158.33	621.67	0.002391	478.2077	400		
lapis 3	700	400	22.5	780	254.16	525.84	0.002022	404.4923	400		
lapis 4	700	400	22.5	780	350	430	0.001654	330.7692	330.7692		
lapis 5	700	400	22.5	780	445.83	334.17	0.001285	257.0538	257.0538		
lapis 6	700	400	22.5	780	541.66	238.34	0.000917	183.3385	183.3385		
lapis 7	700	400	22.5	780	637.5	142.5	0.000548	109.6154	109.6154		
										11670.47372	736.9490254

	b	fy	fc	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
patah cesak											
lapis 1	700	400	22.5	500	62.5	437.5	0.002625	525	400		
lapis 2	700	400	22.5	500	158.33	341.67	0.00205	410.004	400		
lapis 3	700	400	22.5	500	254.16	245.84	0.001475	295.008	295.008		
lapis 4	700	400	22.5	500	350	150	0.0009	180	180		
lapis 5	700	400	22.5	500	445.83	54.17	0.000325	65.004	65.004		
lapis 6	700	400	22.5	500	541.66	-41.66	-0.00025	-49.992	-49.992		
lapis 7	700	400	22.5	500	637.5	-137.5	-0.000825	-165	-165		
										7023.975336	1382.314564

patah tarik	b	fy	f'c	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	240	62.5	177.5	0.002219	443.75	400		
lapis 2	700	400	22.5	240	158.33	81.67	0.001021	204.175	204.175		
lapis 3	700	400	22.5	240	254.16	-14.16	-0.000177	-35.4	-35.4		
lapis 4	700	400	22.5	240	350	-110	-0.001375	-275	-275		
lapis 5	700	400	22.5	240	445.83	-205.93	-0.002573	-514.575	-400		
lapis 6	700	400	22.5	240	541.66	-301.66	-0.003771	-754.15	-400		
lapis 7	700	400	22.5	240	637.5	-397.5	-0.004969	-993.75	-400		
										1607.135775	1555.650621
patah tarik	b	fy	f'c	c	d'	c-d'	ε	fs	fs pakai	Pu	Mu
lapis 1	700	400	22.5	160	62.5	97.5	0.001828	365.625	365.625		
lapis 2	700	400	22.5	160	158.33	1.67	3.13E-05	6.2625	6.2625		
lapis 3	700	400	22.5	160	254.16	-94.16	-0.001766	-353.1	-353.1		
lapis 4	700	400	22.5	160	350	-190	-0.003563	-712.5	-400		
lapis 5	700	400	22.5	160	445.83	-285.83	-0.005359	-1071.86	-400		
lapis 6	700	400	22.5	160	541.66	-381.66	-0.007156	-1431.23	-400		
lapis 7	700	400	22.5	160	637.5	-477.5	-0.008953	-1790.63	-400		
										-2.14165	1361.213287

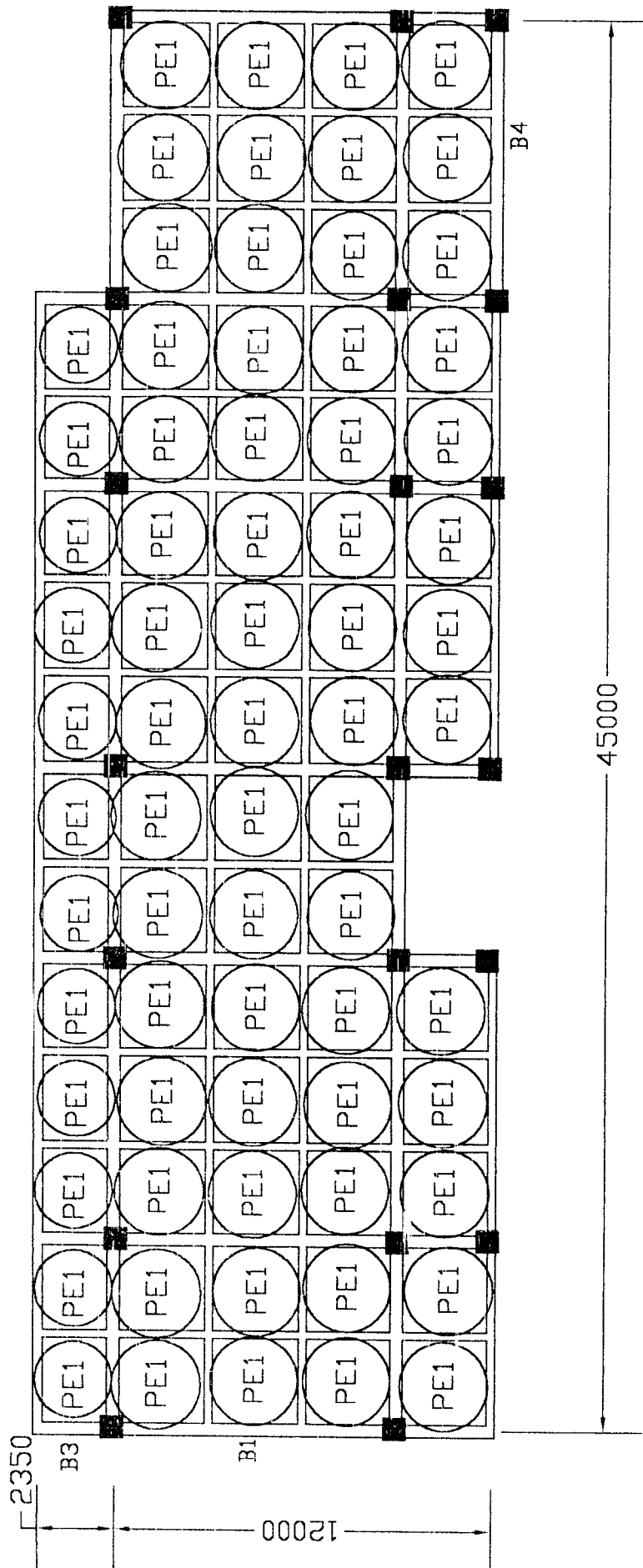
Keterangan		Mu	Pu	Mn	Pn
1.2% = 12D25	c=900	-1.332351	11784.82	-0.866028	7660.133
1.2% = 12D26	c=700	683.3415	9221.041	444.172	5993.677
1.2% = 12D27	c=500	1095.642	6332.607	712.1671	4116.195
1.2% = 12D28	<b>Cb=383</b>	1257.589	4314.977	817.4331	2804.735
1.2% = 12D29	c=200	1072.923	1607.045	697.3999	1044.579
1.2% = 12D30	c=100	758.2182	-55.2125	492.8418	-35.88813
1.6% = 16D25	c=920	1.749858	12560.13	1.137408	8164.082
1.6% = 16D26	c=730	686.3567	10053.39	446.1318	6534.704
1.6% = 16D27	c=500	1181.149	6568.258	767.747	4269.367
1.6% = 16D28	<b>Cb=383</b>	1393.899	4318.186	906.0341	2806.821
1.6% = 16D29	c=220	1224.216	1648.245	795.7404	1071.36
1.6% = 16D30	c=125	994.9384	-99.02813	646.7099	-64.36828
2.0% = 20D25	c=947	-5.559354	13441.08	-3.61358	8736.7
2.0% = 20D26	c=760	733.0342	10776.97	476.4722	7005.029
2.0% = 20D27	c=500	1286.6	6799.979	836.2898	4419.986
2.0% = 20D28	<b>Cb=383</b>	1532.521	4320.226	996.1386	2808.147
2.0% = 20D29	c=220	1385.58	1445.842	900.6272	939.7973
2.0% = 20D30	c=140	1179.4	-86.3625	766.6101	-56.13563
2.4% = 24D25	c=970	-15.46454	14280.47	-10.05195	9282.307
2.4% = 24D26	c=780	736.949	11670.47	479.0169	7585.808
2.4% = 24D27	c=500	1382.315	7023.975	898.5045	4565.584
2.4% = 24D28	<b>Cb=383</b>	1672.661	4321.317	1087.229	2808.856
2.4% = 24D29	c=240	1555.651	1607.136	1011.173	1044.638
2.4% = 24D30	c=160	1361.213	-2.14165	884.7886	-1.392072



Tabel Perbandingan Rasio Tulangan Geser Balok dengan Daktilitas Penuh dan Terbatas

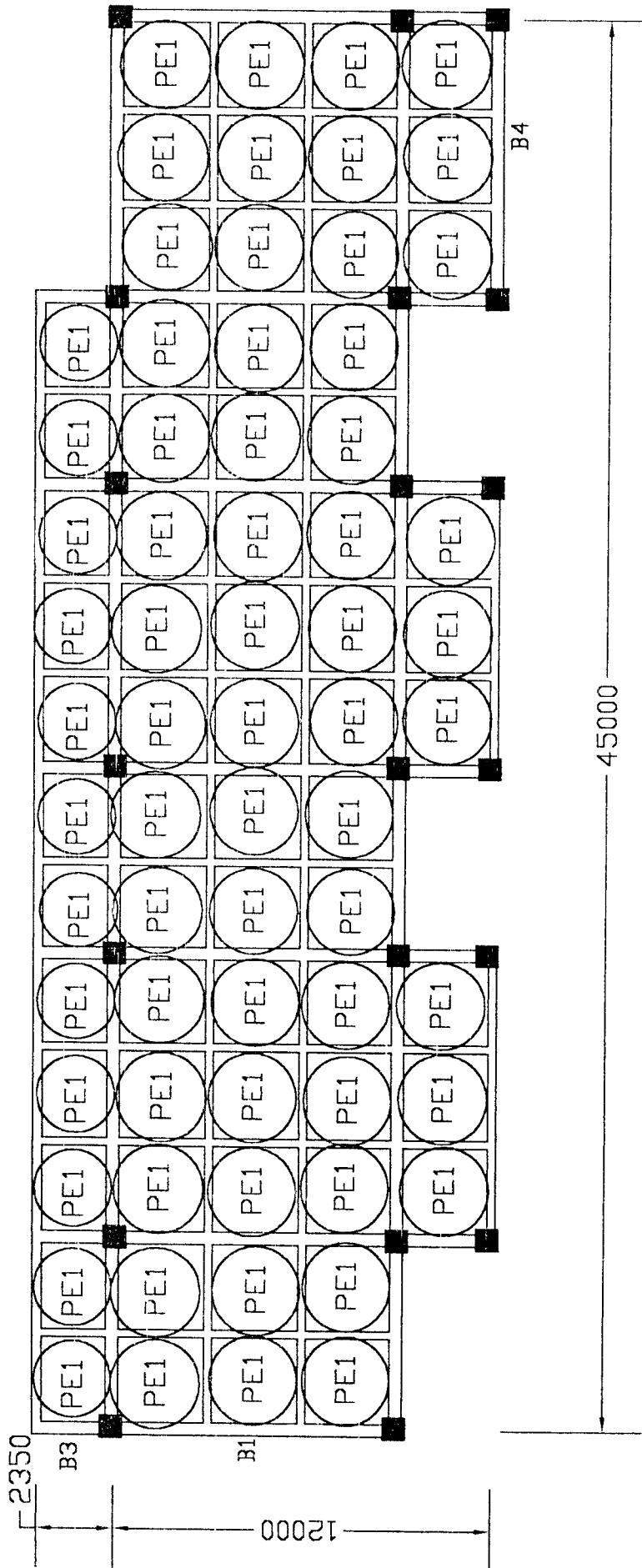
Balok	Daktilitas Penuh		Daktilitas Terbatas	
	Geser dalam Sendi Plastik	Geser Diluar Sendi Plastik	Geser dalam Sendi Plastik	Geser Diluar Sendi Plastik
B1	Ø10-40	Ø10-70	Ø10-40	Ø10-70
B2	Ø10-100	Ø10-200	Ø10-80	Ø10-100
B3	Ø10-140	Ø10-300	Ø10-130	Ø10-200
B4	Ø10-40	Ø10-100	Ø10-40	Ø10-80
B5	Ø10-50	Ø10-120	Ø10-50	Ø10-100
B6	Ø10-75	Ø10-150	Ø10-70	Ø10-150
B7	Ø10-70	Ø10-300	Ø10-70	Ø10-100
B8	Ø10-100	Ø10-200	Ø10-100	Ø10-100
B9	Ø10-100	Ø10-300	Ø10-50	Ø10-120
B10	Ø10-60	Ø10-120	Ø10-60	Ø10-120
B11	Ø10-80	Ø10-200	Ø10-70	Ø10-150
B12	Ø10-110	Ø10-300	Ø10-100	Ø10-300
B13	Ø10-80	Ø10-100	Ø10-70	Ø10-100
B14	Ø10-110	Ø10-200	Ø10-100	Ø10-200
B15	Ø10-120	Ø10-200	Ø10-100	Ø10-200
B16	Ø10-110	Ø10-120	Ø10-100	Ø10-120
B17	Ø10-110	Ø10-300	Ø10-100	Ø10-300
B18	Ø10-100	Ø10-150	Ø10-100	Ø10-150
B19	Ø10-100	Ø10-150	Ø10-100	Ø10-150
B20	Ø10-80	Ø10-90	Ø10-80	Ø10-80
B21	Ø10-50	Ø10-100	Ø10-50	Ø10-100
B22	Ø10-50	Ø10-100	Ø10-50	Ø10-100
B23	Ø10-80	Ø10-200	Ø10-80	Ø10-200
B24	Ø10-50	Ø10-120	Ø10-50	Ø10-120
B25	Ø10-50	Ø10-100	Ø10-50	Ø10-100



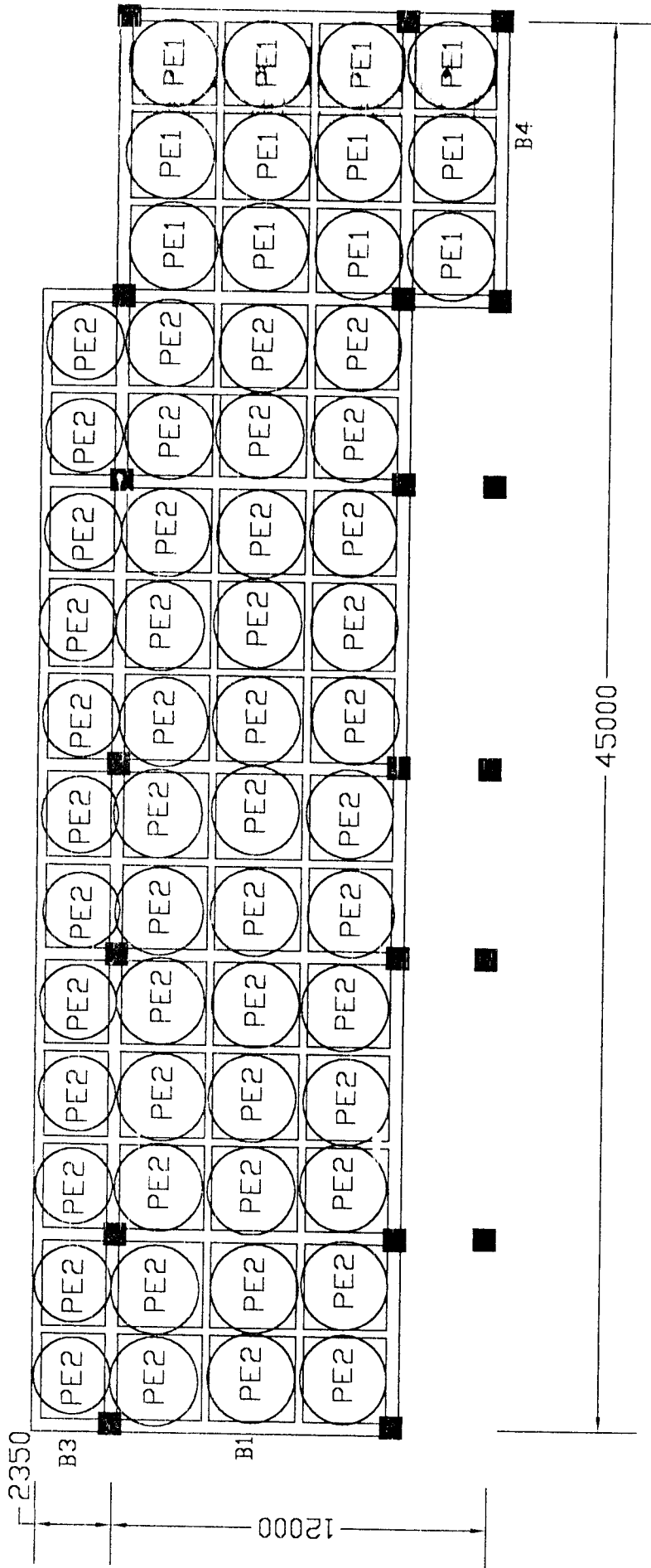


Denah Pelat Lantai 1

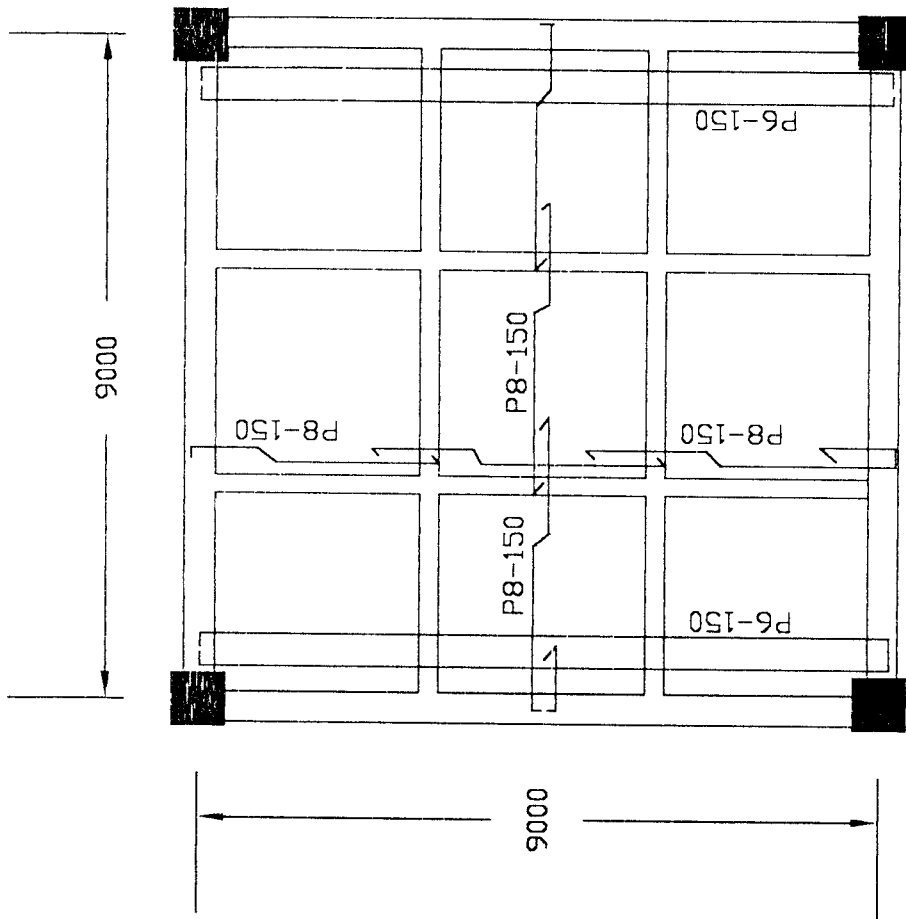




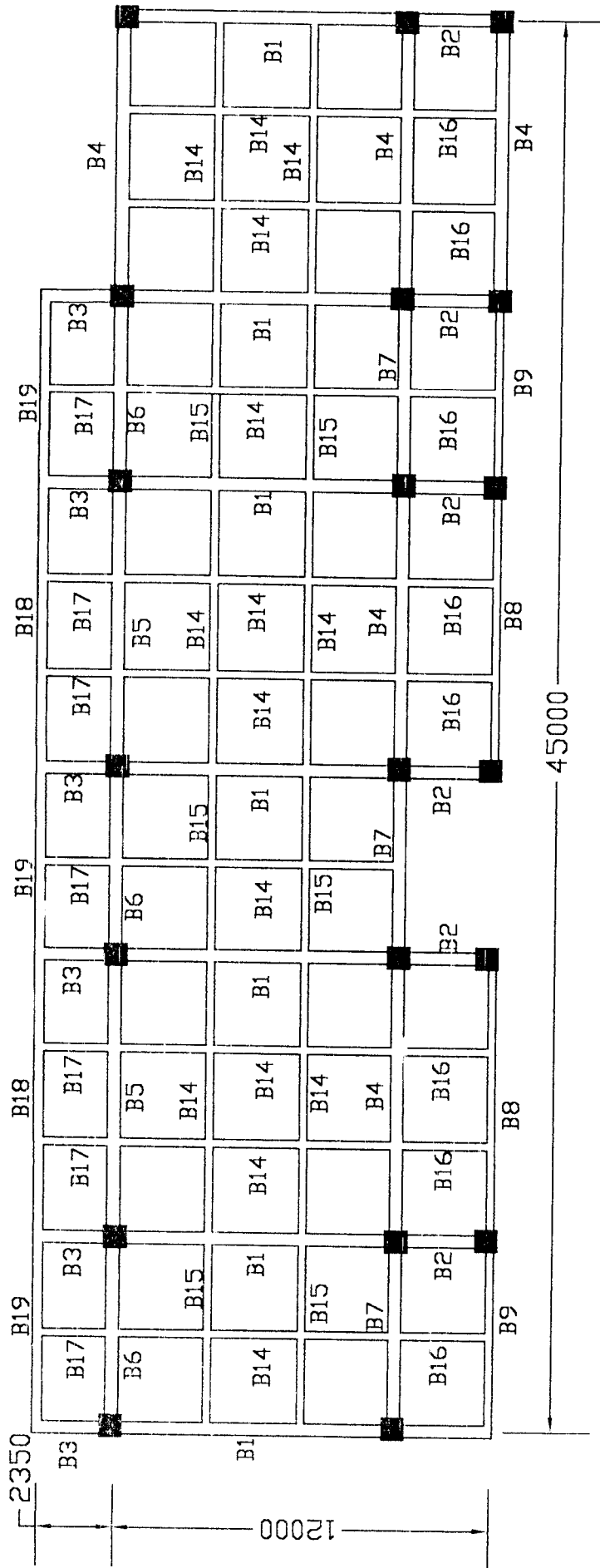
Denah Pelat Lantai 2



Denah Pelat Lantai 3



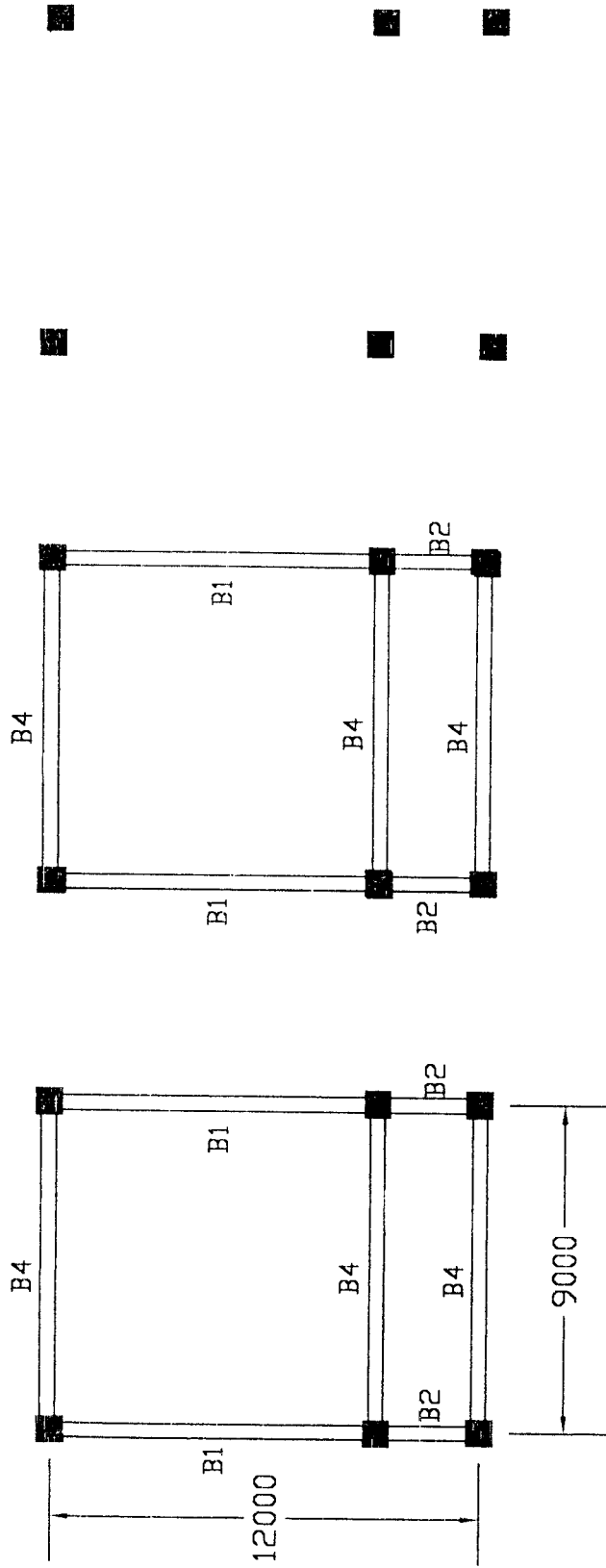
Detail Plat Lantai Typical



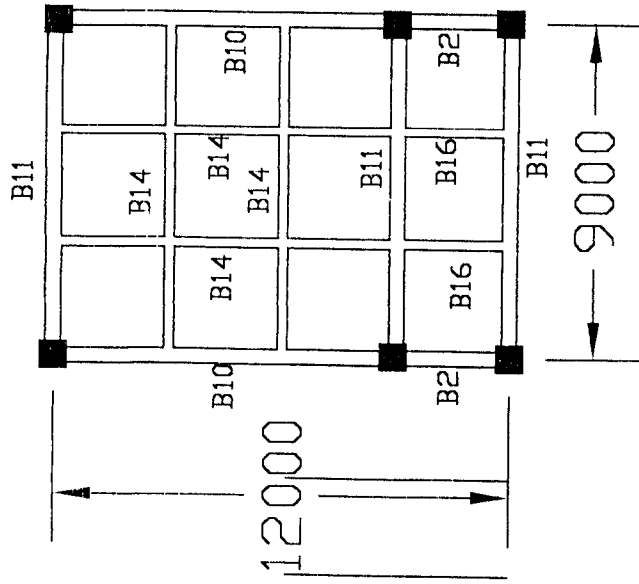
Denah Bakok Elevasi -60





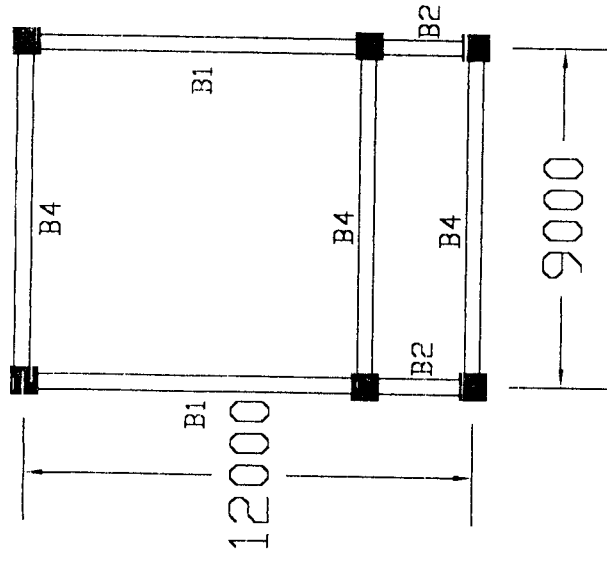


Denah Balok Elevasi +9220

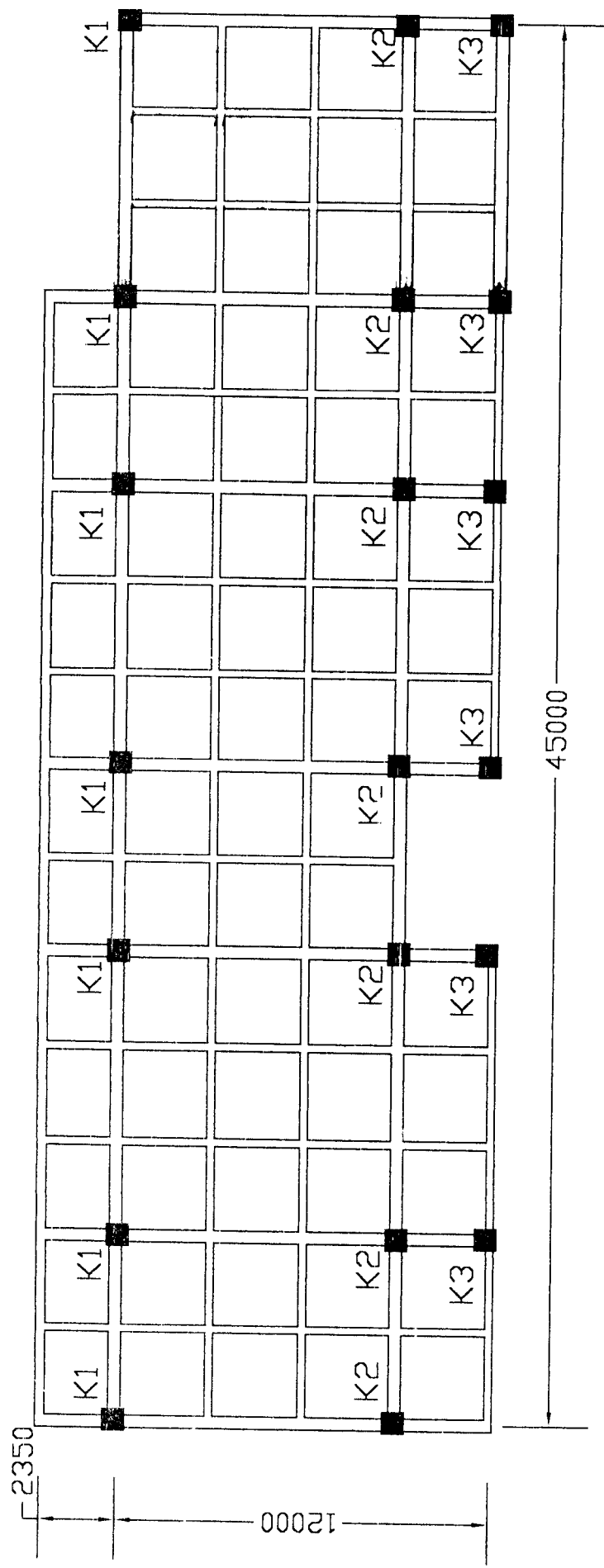


Denah Balok Elevasi +11520

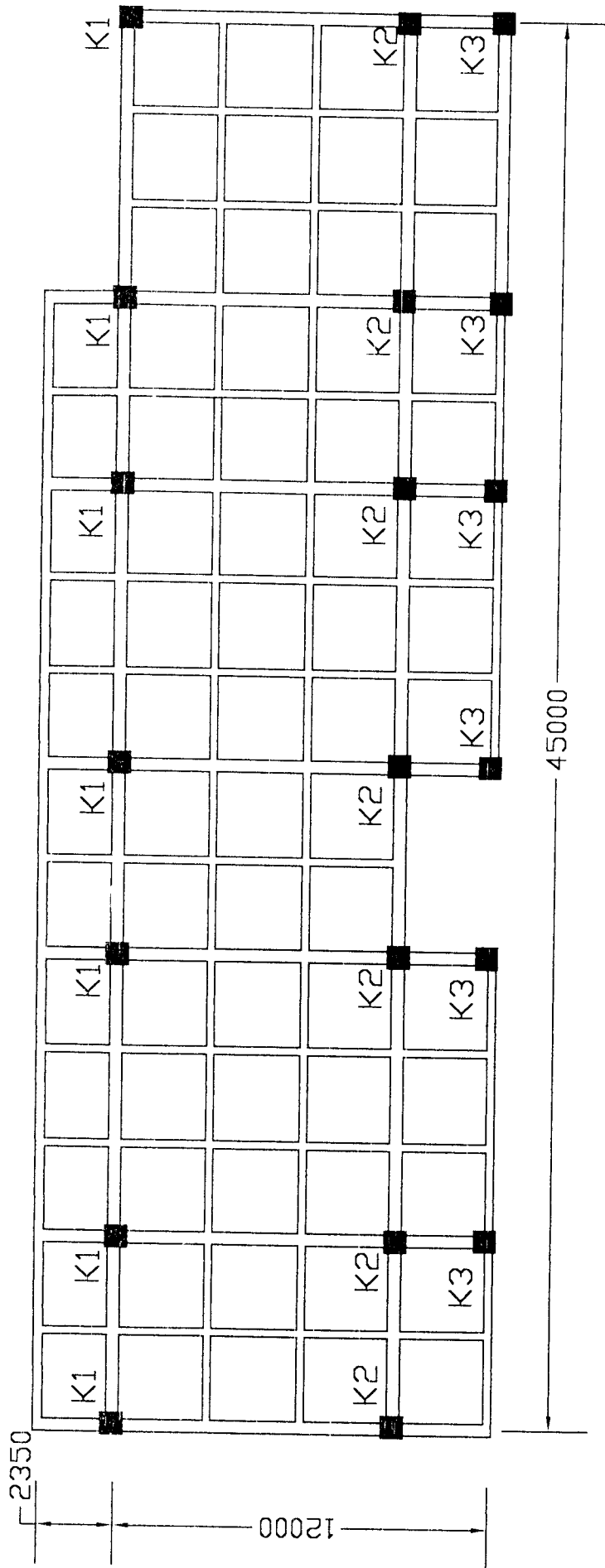




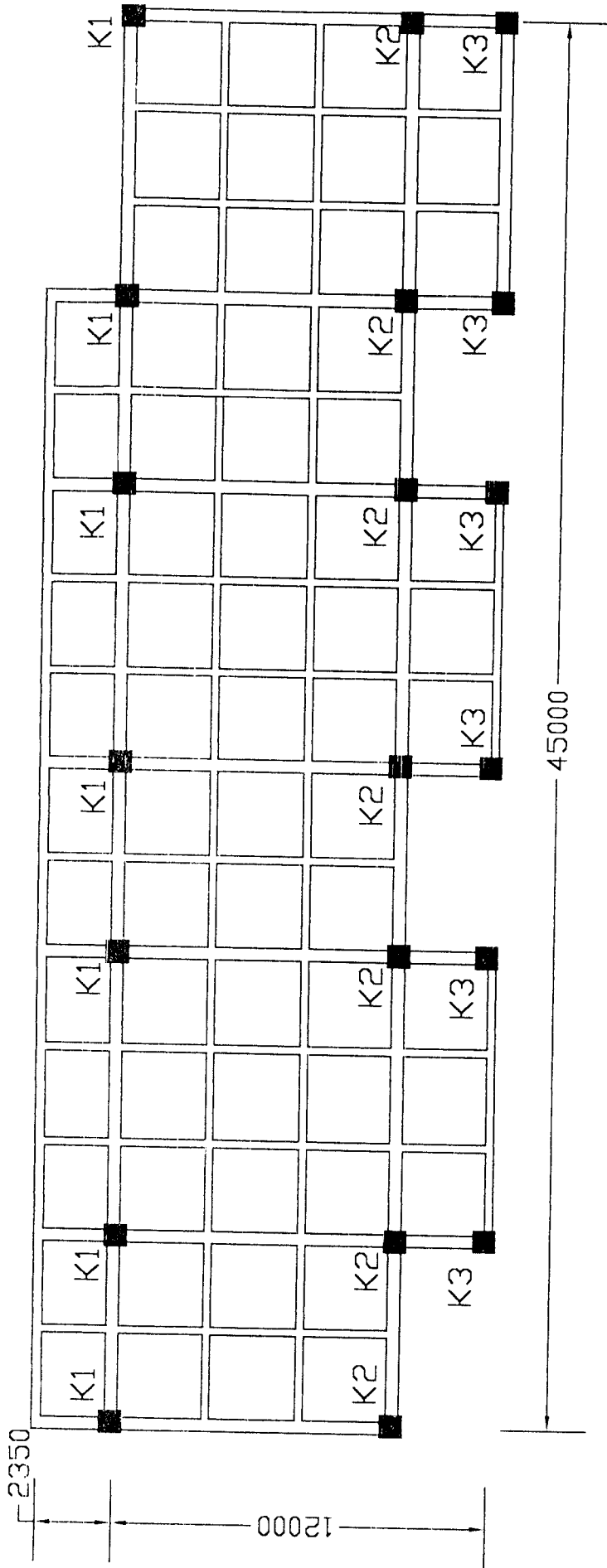
Denah Balok Elevasi +13020



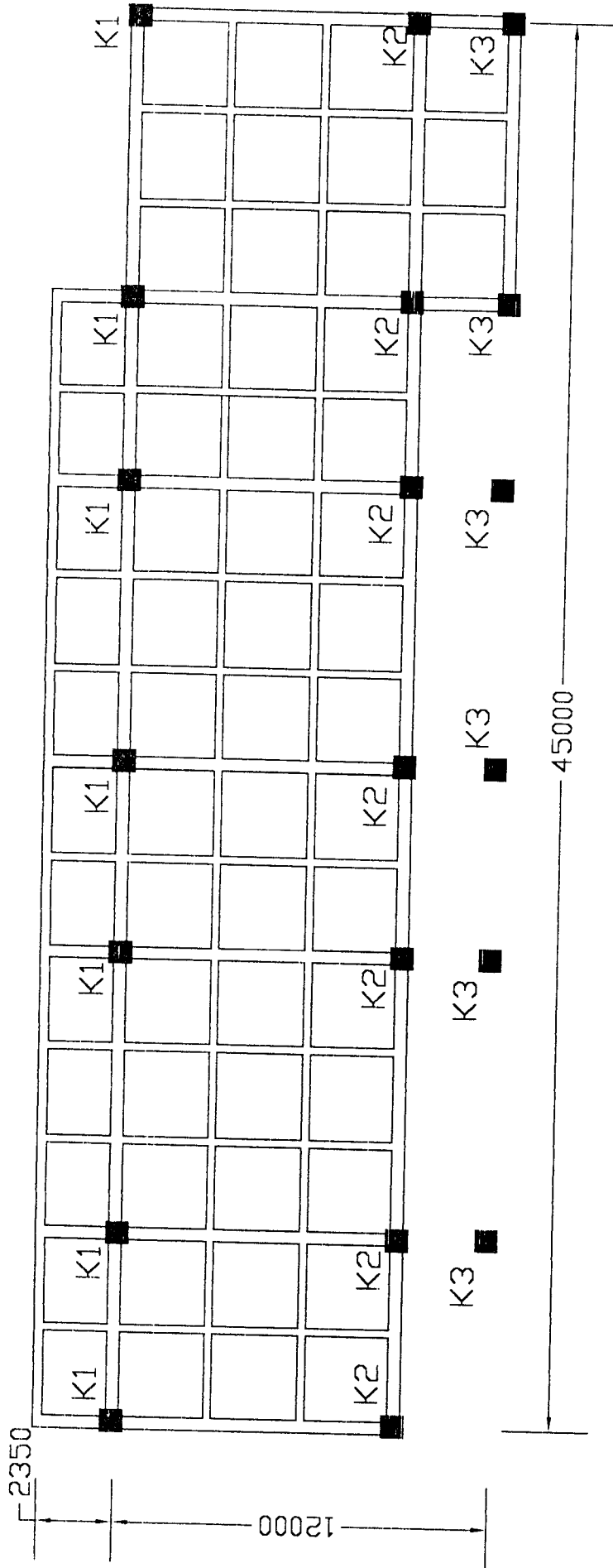
Denah Kolom -3860



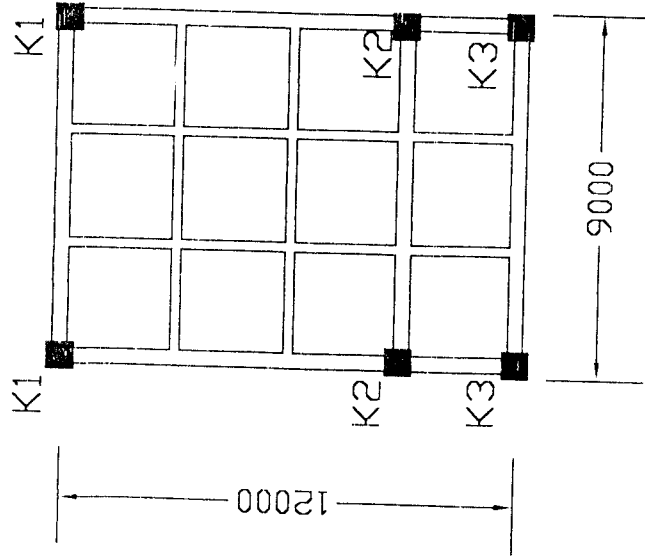
Denah Kolom 0.00



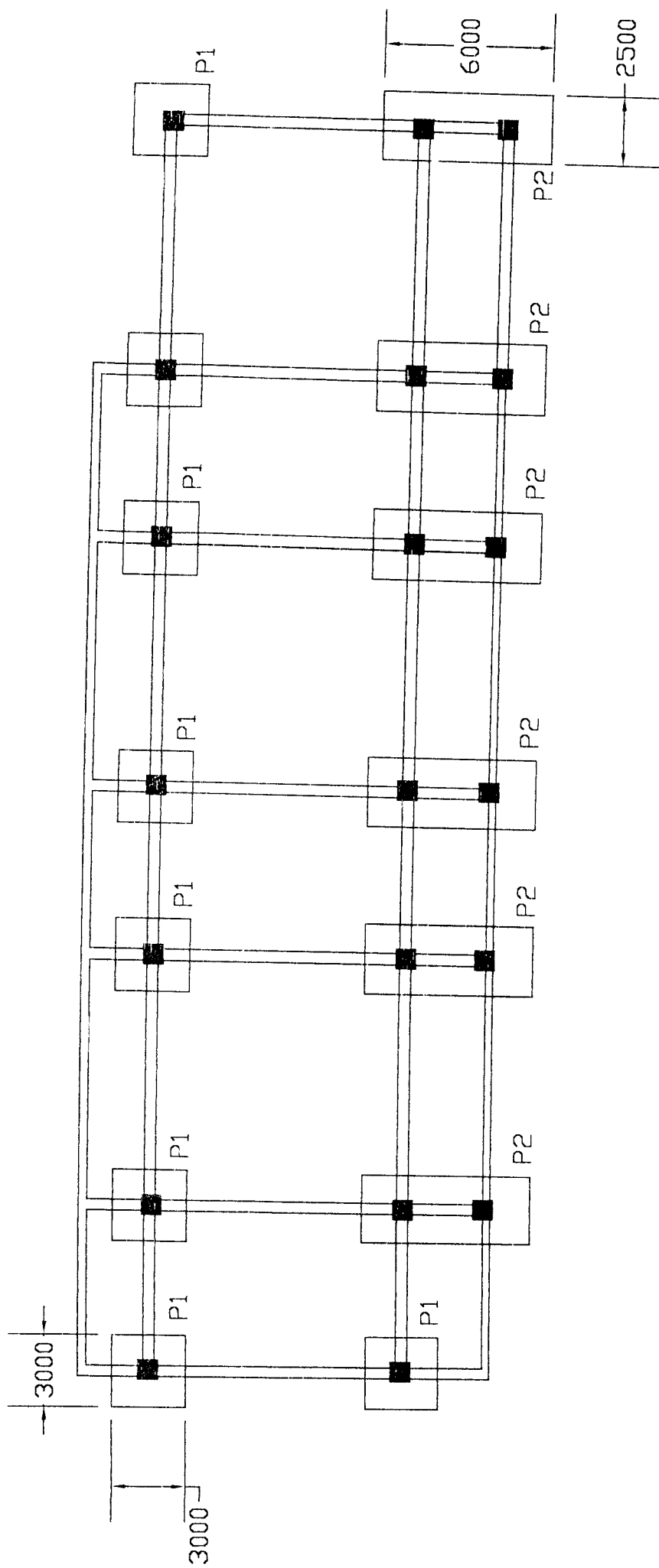
Denah Kolom +3860



Denah Kolom +7720

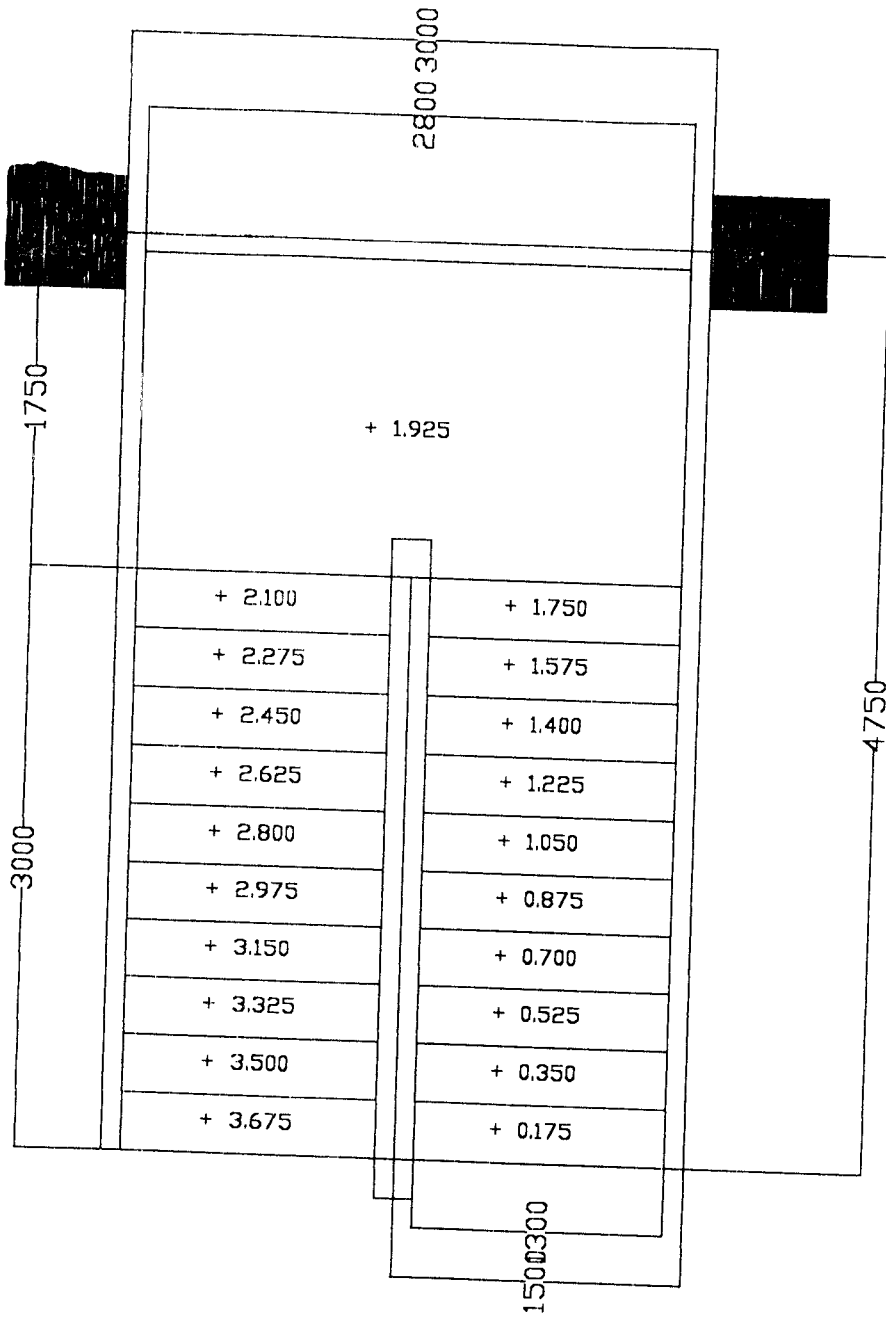


Denah Kolom +11580



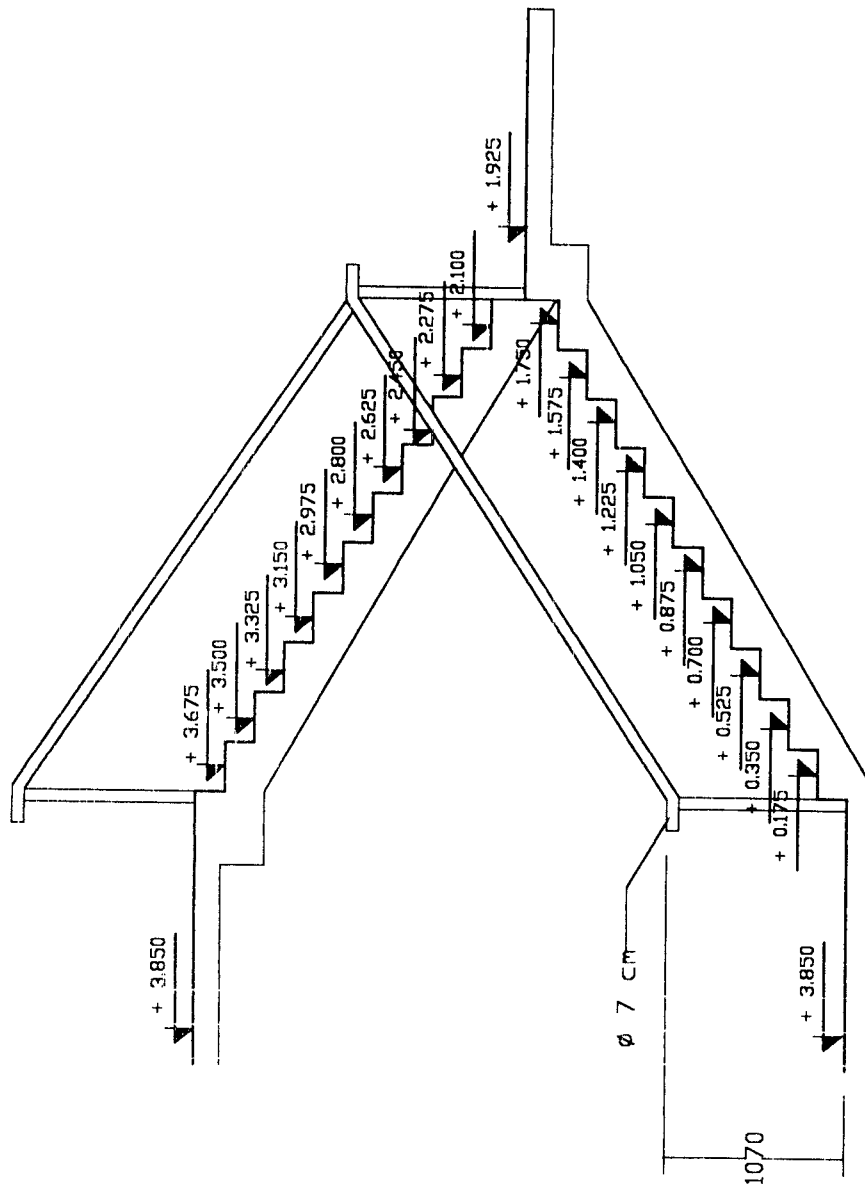
Denah Pondasi

P1  
P2



DENAH TANGGA





DETAIL TANGGA

**KARTU PESERTA TUGAS AKHIR**

NO.	N A M A	NO. MHS.	BID.STUDI
1	Danny Suryana	97511144	Teknik Sipil
2	Toni Indra Brata	97511264	Teknik Sipil

**JUDUL TUGAS AKHIR :**

.....  
 ..Redesain Struktur Fakultas Teknik Industri UII.....  
 .....

**PERIODE III : MARET - AGUSTUS**

**TAHUN : 2002 / 2003**

No.	Kegiatan	Bulan Ke :					
		Mar.	Apr.	Mei.	Jun.	Jul.	Aug.
1.	Pendaftaran						
2.	Penentuan Dosen Pembimbing						
3.	Pembuatan Proposal						
4.	Seminar Proposal						
5.	Konsultasi Penyusunan TA.						
6.	Sidang-Sidang						
7.	Pendadaran.						


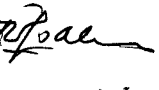



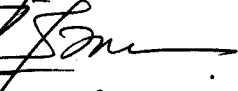
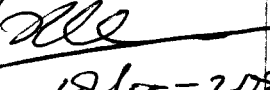




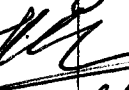

DOSEN PEMBIMBING I : ....Ir. Fatkhurrohman N., MT  
 DOSEN PEMBIMBING II : ....Ir. Helmy Akbar Bale, MT.

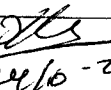


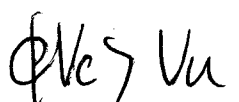
Yogyakarta, ....19. Maret. 2003  
 a.n. Dekan,  
  
 (.....Ir. H. Munadhir, MS.....)

**Catatan.**  
 Seminar : .....  
 Sidang : .....  
 Pendadaran : .....

## CATATAN KONSULTASI TUGAS AKHIR

NO	TANGGAL	CATATAN KONSULTASI	TANDA TANGAN
-		Ke. 87.10 Hlm. 10 sampul buku : gambar gambar/illustrasi & dll ? Restorasi Pustakal → L. Terri Urutan label buku perlu dan terdapat gambar yg menyertai - pen. proses	    
		Urutan gambar. No. utama barisan Portal	  18/05-2003
J. I. I. 		Pelajari sistim prambelan yang sesuai dgn sistim arsitektur	
9/03-2003 		Pelajari gambar dan gambar	 15/8-2003
26/12-2003 		dan gambar dan gambar	 25/08-2003

Konsultasi ke per babel  
  
 24/10-2003


 { per dua arad  
 - & satu arad

→ Lampiran ke per & out per  
