

TUGAS AKHIR
PEMROGRAMAN
ANALISIS STRUKTUR METODE MATRIKS
DAN DISAIN STRUKTUR BETON
SK SNI T-15-1991-03



Disusun Oleh :

Ina Marlina Dae

No. Mhs : 90 310 010
NIRM : 900051013114120009

Tjondro Purnomo

No. Mhs : 90 310 071
NIRM : 900051013114120061

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
1997

TUGAS AKHIR
PEMROGRAMAN
ANALISIS STRUKTUR METODE MATRIKS
DAN DISAIN STRUKTUR BETON
SK SNI T-15-1991-03

Disusun Oleh :

Ina Marlina Dae

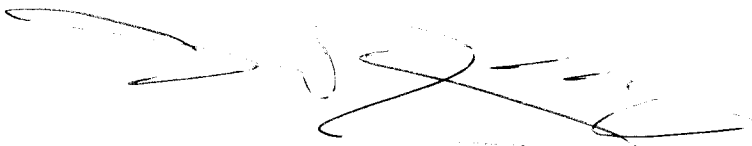
No. Mhs : 90 310 010
NIRM : 900051013114120009

Tjondro Purnomo

No. Mhs : 90 310 071
NIRM : 900051013114120061

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Dosen Pembimbing I



Ir. Widodo, MSCE, PhD
Tanggal,

Dosen Pembimbing II



Ir. Susastrawan, MS
Tanggal, 26-11-97



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iii
BAB I PENDAHULUAN	
1. 1. Latar Belakang	1
1. 2. Rumusan Masalah	2
1. 3. Batasan Masalah	2
1. 4. Maksud dan Tujuan	3
1. 5. Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2. 1. Umum	5
2. 2. Microfeap II	6
2. 3. Framex	7
2. 4. Procon	7
2. 5. UNITS MI	8
2. 6. Program-program lain	8
BAB III LANDASAN TEORI	
3. 1. Analisis Struktur	10

3. 1. 1.	Dasar-dasar Metode Kekakuan	10
3. 1. 2.	Sistim Portal	14
3. 1. 3.	Matriks Transformasi	15
3. 1. 4.	Gaya Jepit Ujung	23
3. 1. 5.	Menyusun Matriks Kekakuan Keseluruhan	25
BAB IV		
PERANCANGAN BETON		
4. 1.	Perancangan Beton	32
4. 2.	Balok Bertulangan Tarik Saja	35
4. 2. 1.	Analisis Tampang	35
4. 2. 2.	Kondisi Seimbang (<i>balanced</i>)	36
4. 2. 3.	Menentukan Syarat Perancangan Balok Tulangan Tunggal	41
4. 2. 4.	Langkah Perancangan Balok Tulangan Tunggal ...	44
4. 3.	Balok Bertulangan Rangkap	45
4. 3. 1.	Analisis Tampang	45
4. 3. 2.	Analisis Balok Bertulangan Rangkap Kondisi I	48
4. 3. 3.	Analisis Balok Bertulangan Rangkap Kondisi II ...	49
4. 3. 4.	Langkah Perancangan Balok Bertulangan Rangkap	51

4. 4. Penulangan Geser Balok Terlentur	53
4. 4. 1. Analisis Penulangan Geser Oleh Lentur	53
4. 4. 2. Langkah Perancangan Penulangan Geser Lentur	55
4. 5. Kolom	57
4. 5. 1. Analisis Kekuatan Kolom Pendek	58
4. 5. 2. Pengaruh Kelangsingan	65
4. 5. 3. Analisis Kekuatan Kolom Panjang	68
4. 5. 4. Langkah Perancangan Kolom	69
BAB V	
PROSES PEMROGRAMAN	
5. 1. Umum	75
5. 2. Pemrograman Analisis Struktur (Matriks)	75
5. 2. 1. Langkah-langkah Pemrograman Analisis Struktur	75
5. 2. 2. Flow chart Analisis Struktur dengan Metode Matriks	83
5. 3. Pemrograman Balok Beton Bertulang	103
5. 3. 1. Langkah-langkah Pemrograman Balok	103
5. 3. 2. Flow chart Balok	109

	5. 4. Pemrograman Kolom	114
	5. 4. 1. Langkah-langkah Pemrograman Kolom	114
	5. 4. 2. Flow chart Kolom	119
BAB VI	MODEL KAJIAN, HASIL DAN PEMBAHASAN	
	6. 1. Data Struktur	124
	6. 1. 1. Perhitungan Beban	126
	6. 2. Validasi Program	137
	6. 3. Analisis Struktur Secara Manual	140
	6. 4. Hitungan Balok Secara Manual	166
	6. 5. Hitungan Kolom Secara Manual	177
BAB VII	KESIMPULAN DAN SARAN	
	7. 1. Kesimpulan	186
	7. 2. Saran	186
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		

KATA PENGANTAR

Assalamu 'alaikum wr. wb

Puji syukur kehadiran Allah SWT, yang telah senantiasa melimpahkan rahmat, taufiq dan hidayah-Nya, sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan kurikulum jenjang strata-1 pada Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Sasaran utama penyusunan Tugas Akhir ini adalah membuat paket program aplikasi analisis struktur dan disain struktur beton untuk mendukung dalam perancangan gedung bertingkat secara mudah, cepat, tepat dan sistematis. Analisis struktur pada program ini digunakan metode matriks kekakuan (stiffness method). Sedangkan disain struktur betonnya berpedoman pada Standar SK SNI T-15-1991-03. Kemampuan program ini adalah untuk perancangan portal dua dimensi dan tiap batang struktur tersendiri.

Pada kesempatan yang baik ini, perkenankan kami menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada banyak pihak yang telah membimbing, membantu dan mengarahkan penyusunan Tugas Akhir ini khususnya kepada :

1. Bapak Ir. Widodo, MSCE, PhD, selaku dosen pembimbing I tugas akhir.
2. Bapak Ir. Susastrawan, MS, selaku dosen pembimbing II tugas akhir dan Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, UII.

3. Bapak Ir. Bambang Sulistiono , MSCE, selaku ketua jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan , UII.
4. Subahkno, yang telah banyak memberi bantuan informasi software.
5. Kedua orang tua kami tercinta.

Harapan kami semoga dengan adanya paket program ini dapat bermanfaat bagi rekan-rekan mahasiswa Teknik Sipil dan mendorong rekan-rekan mahasiswa Teknik Sipil ,UII khususnya dalam penyusunan Tugas Akhir.

Wassalamu'alaikum wr. wb.

Yogyakarta, Nopember 1997

Penyusun

Ina Marlina Dae

Tjondro Purnomo

Bab I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Masalah

Ilmu teknik sipil saat ini masih mempunyai kesempatan untuk dikembangkan. Hal ini terlihat dari kebutuhan masyarakat akan gedung-gedung baik untuk perkantoran, rumah sakit, maupun untuk rumah tinggal. Terutama di kota besar, pembangunan gedung bertingkat masih akan terus berjalan. Oleh karena itu perhitungan perancangan struktur gedung, terutama gedung bertingkat sangat diperlukan. Analisis struktur dan desain dengan cara yang sistimatis, cepat dan teliti semakin diperlukan.

Dalam perancangan struktur gedung bertingkat diperlukan suatu analisis struktur. Analisis struktur diperlukan untuk mengetahui besarnya gaya-gaya dalam yang terjadi. Untuk melakukan analisis struktur dapat dipakai beberapa metoda, mulai dari metoda klasik, seperti metode Clapeyron, Kani, Takabeya dan metoda sistimatis seperti metoda matriks dan Finite Elemen. Apabila dilakukan dengan cara manual penggunaan metode tersebut kurang efektif dan akurat, karena banyaknya persamaan yang harus diselesaikan. Oleh karena itu untuk menghemat waktu dan biaya dibutuhkan perangkat lunak atau paket program untuk menyelesaikan



perhitungan tersebut. Untuk itu pembuatan paket program analisa struktur dengan metode matriks dan disain struktur beton dipakai sebagai topik tugas akhir.

Aljabar matriks sangat berguna pada analisa struktur karena memungkinkan membuat perumusan pemecahannya sebagai suatu operasi matriks yang cocok untuk komputer. Metoda matriks juga memungkinkan penyajian persamaan-persamaan dalam bentuk yang kompak, yang tentu saja sangat membantu untuk dapat melihat operasi secara keseluruhan dan tidak terbenam dalam detail-detail arithmetic.

1.2. Rumusan Masalah

Untuk analisa struktur yang tepat dan cepat diperlukan alat bantu. Oleh karena itu tersedianya paket program analisa struktur dengan metode matriks sangat diperlukan. Program yang digunakan adalah bahasa fortran.

1.3. Batasan Masalah

Beberapa batasan dipakai dalam Tugas Akhir ini. Batasan diperlukan agar pemecahan persoalan dapat terencana secara baik. Batasan-batasan yang dipakai adalah:

1. Analisa struktur dilakukan hanya secara 2 dimensi atas suatu portal dengan batang maksimum tertentu.
2. Beban yang bekerja berupa beban terbagi rata, beban titik batang dan beban titik buhul.

3. Perhitungan gempa dihitung sendiri, dijadikan input pada kondisi beban 3 (beban gempa).
4. Desain beton ditinjau berdasarkan lentur dan geser.
5. Perancangan balok persegi dengan tulangan sebelah atau tulangan rangkap dengan hasil yang diperoleh adalah jumlah tulangan dan analisa tampang.
6. Analisa dan desain untuk kolom persegi dengan tulangan pokok simetri 2 arah dan tulangan sengkang, dengan hasil yang diperoleh adalah jumlah tulangan pokok.
7. Hasil perhitungan analisa struktur adalah gaya axial, gaya geser dan momen.
8. Program yang digunakan adalah bahasa fortran.

1.4. Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dari tugas akhir ini adalah menyiapkan suatu paket program dan tujuannya adalah agar proses analisis struktur dapat dilakukan dengan lebih cepat dan teliti.

1.5. Manfaat

Secara umum kami berharap program ini dapat menjadi salah satu alternatif untuk mempermudah dan mempercepat dalam menyelesaikan perhitungan analisis

struktur. Mudah-mudahan dengan adanya program ini, dapat memacu semangat rekan-rekan yang lain untuk lebih kreatif dan selektif didalam membuat Tugas Akhir.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Dalam mendesain struktur bangunan, penguasaan ilmu tentang struktur, baik analisis struktur, struktur beton dan struktur baja sangat diperlukan, tidak cukup menguasai dasar-dasar atau ilmunya saja. Penggunaan komputer di berbagai bidang dapat dirasakan manfaatnya, seperti untuk perancangan struktur bangunan, pemakaian komputer sangat membantu memudahkan dan mempercepat perhitungan-perhitungan dengan teliti, yang apabila dilakukan dengan cara manual akan memakan waktu yang lama dengan tingkat ketelitian yang terbatas.

Banyak program perhitungan struktur yang dapat digunakan, tetapi pada umumnya program tersebut buatan luar negeri, seperti SAP (Structural Analisis Programs), Microfeap, Framex, dan lain-lain. Untuk program lokal jumlahnya terbatas, seperti procon dan program-program yang dibuat mahasiswa sebagai Tugas Akhir, kebanyakan dari program-program tersebut masih sederhana, baik dalam penyajian maupun hasil yang didapat.

2. 2. Microfeap II

Program ini digunakan untuk perhitungan analisis struktur. Software Microfeap II dikembangkan oleh Worsak, Asomporn dan U. Sarun dari Asian Institute of Technology di Bangkok.

Program Microfeap II terdiri dari beberapa modul diantaranya:

1. module Plane Truss/Frame/Wall Structures
2. module Plane Grid/Plate Structures
3. module Plane Stres/Frame Structures
4. module Space Struss/Frame Structures
5. module 3D Membrane Structures
6. module 3D Shell Structures

Dari beberapa modul tersebut yang dipasarkan hanya modul Plane Truss/Frame dan Plane Grid/Plate saja, karena dianggap sudah valid. Hasil dari program Microfeap ini adalah displacement joint, gaya batang, gaya geser, momen, reaksi dukungan dan total volume bahan berdasarkan materialnya. Selain itu disajikan pula grafik kurva elastik, diagram gaya aksial, diagram gaya geser dan diagram momen lentur.

Kekurangan program ini adalah momen maksimum tidak bisa diketahui secara langsung. Untuk mengetahui momen maksimum harus diberi *section*. Itupun

belum tentu tepat pada momen maksimum yang terjadi. Selain itu, program ini tidak dapat digunakan untuk perancangan struktur beton

2. 3. Framex

Framex adalah program yang dibuat untuk analisis struktur. seperti halnya microfeap, framex tidak dapat digunakan untuk perancangan struktur beton.

Program ini dimulai dengan memasukkan data koordinat, data batang, data join batang, data dukungan, dan data beban. Data-data tersebut dapat dimasukkan dengan program WS nondokumen atau dengan fasilitas Edit dari Dos, hanya saja susunan data dan urutan penulisan harus benar. Program ini tidak menyediakan fasilitas bantu berupa keterangan-keterangan.

Hasil dari program framex ini adalah *displacement joint*, gaya batang, gaya geser, momen, reaksi dukungan dan total volume bahan berdasarkan materialnya.

2. 4. Procon

Procon adalah sebuah program perhitungan struktur beton. Program ini hasil karya seorang dosen dari Universitas Kristen Petra Surabaya, yang merupakan gabungan program-program tugas akhir bimbingannya.

Procon terdiri dari atas modul yaitu: perhitungan balok, kolom dan plat. Cara penggunaannya dengan memasukkan posisi bentang untuk balok, panjang, lebar, tinggi manfaat, jarak tulangan ke tepi, kuat tekan beton, kuat tarik baja. Untuk beban

berupa momen, gaya geser, gaya normal, gaya torsi di tentukan, begitu pula posisi beban bekerja.

Hasil perhitungannya berupa jumlah tulangan lentur dan tulangan geser serta dimensi tulangan.

2. 5. Units M1

Paket program ini dibuat M. Rizal dan Tri Indro P dari Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Paket program ini merupakan paket perhitungan analisa struktur dengan Takabeya dan disain struktur beton. Hasil dari program ini adalah gaya gempa, gaya aksial dan momen, tulangan plat, balok dan kolom.

Kekurangan dari program ini adalah jumlah bentang dan tingkat terbatas, pembebanan batang hanya terbatas untuk beban merata, tulangan geser balok tidak diitung dan pembesaran momen kolom akibat goyangan belum dimasukkan sebagai hitungan kolom.

2. 6. Program-program lain

Program-program yang dihasilkan untuk membantu para perencana pada bidang teknik sipil sudah banyak. Baik dari buku-buku umum ataupun hasil tugas akhir.

Dari kajian pustaka diatas dapat disimpulkan bahwa program analisa struktur dan disain struktur beton yang ada masih terpisah. Untuk itu, paket program terpadu

antara analisa struktur dan disain struktur beton kami gunakan sebagai langkah penyusunan tugas akhir ini.

BAB III

ANALISIS STRUKTUR DENGAN METODA MATRIKS

3.1. Analisis Struktur

Metode yang digunakan dalam analisa struktur disini adalah metode matriks. Metode utama pada metode matriks adalah metode kekakuan (*stiffness method*, atau *displacement method*). Metode kekakuan memerlukan gaya pengekang (*restraint action*) akibat beban pada elemen struktur untuk menentukan beban titik kumpul ekuivalen. Tegangan/gaya dicari dari displacement. Displacement merupakan bilangan utama yang tidak diketahui dan dicari terlebih dahulu.

3.1.1. Dasar-Dasar Metode Kekakuan

1. Deformasi Aksial

Akibat gaya aksial yang terjadi pada batang (gambar 3.1) akan mempengaruhi kesetimbangan. Kita dapat membentuk hubungan-hubungan antara gaya ujung (aksial) dan displacement ujung.

$$u(x) = \int_0^L \frac{Na}{E \cdot A} du = \frac{NaL}{EA}, \quad Na = \frac{AE}{L} du \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

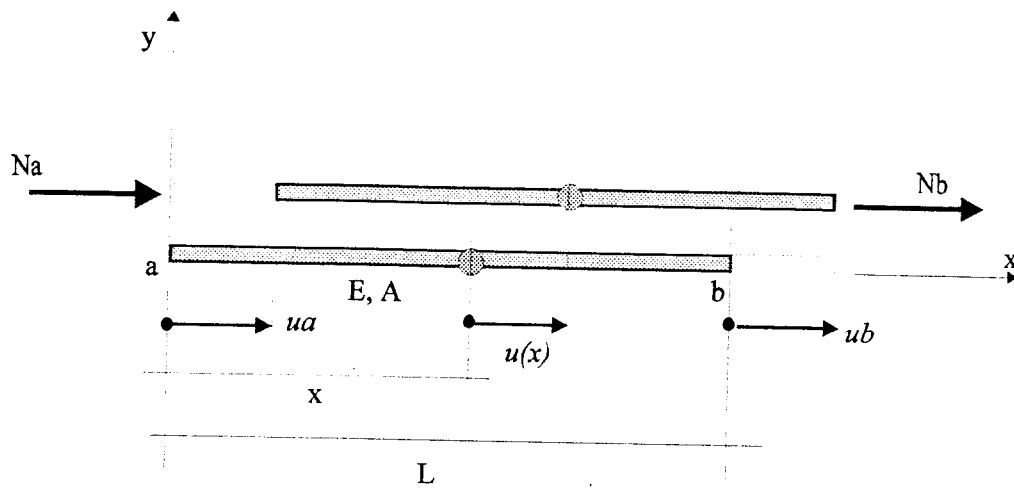
E = Modulus elastisitas

A = Luas tampang

L = Panjang batang

N_a = Gaya aksial

u = displacement



Gambar 3.1. Deformasi aksial batang

Dari gambar 3.1. didapat :

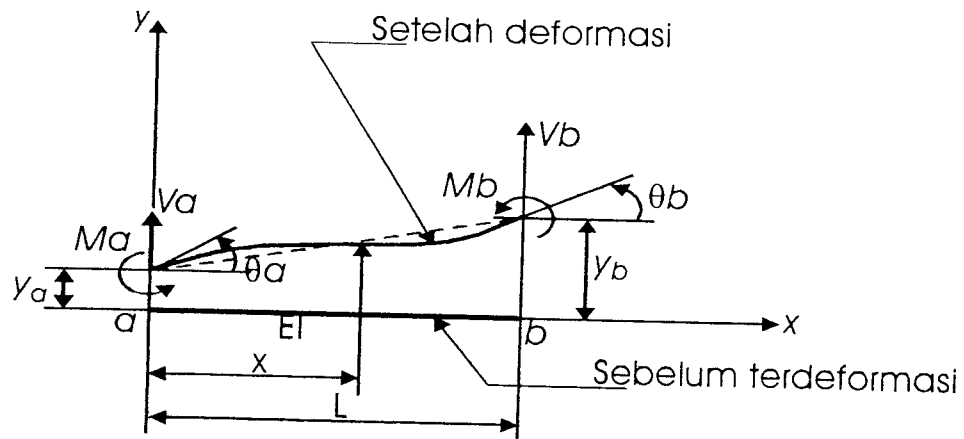
$$N_a = \frac{EA}{L} (u_a - u_b) = +\frac{EA}{L} u_a - \frac{EA}{L} u_b \quad \dots\dots\dots (3.2a)$$

$$N_b = \frac{EA}{L} (-u_a + u_b) = -\frac{EA}{L} u_a + \frac{EA}{L} u_b \quad \dots\dots\dots (3.2b)$$

Persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk matrik sebagai berikut :

$$\begin{Bmatrix} N_a \\ N_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} +\frac{AE}{L} & -\frac{AE}{L} \\ -\frac{AE}{L} & +\frac{AE}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ u_b \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

2. Deformasi Lentur



Gambar 3.2. Deformasi lentur

Apabila momen yang bekerja pada ujung kiri dan kanan berturut-turut adalah M_a dan M_b dengan rotasi θ_a dan θ_b , maka persamaan batang lentur (lihat gambar 3.2) dapat diperoleh dengan persamaan slope deflection sebagai berikut ini.

$$M_a = \frac{2EA}{L}(2\theta_a + \theta_b - 3\psi_{ab}) \quad \dots\dots\dots(3.4a)$$

$$M_b = \frac{2EA}{L}(2\theta_b + \theta_a - 3\psi_{ab}) \quad \dots\dots\dots(3.4b)$$

$$\text{dengan, } \psi_{ab} = \frac{1}{L}(y_a - y_b) \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

Dengan syarat kondisi keseimbangan didapat gaya geser V_a sebesar :

$$V_a = \frac{1}{L}(M_b - M_a), \quad V_b = -V_a \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

Dengan mengkombinasikan persamaan (3.4a), (3.4b), (3.5) dan (3.6) , maka dapat diperoleh :

$$V_a = \alpha(12.v_a + 6.L.\theta_a - 12.v_b + 6.L.\theta_b) \dots\dots\dots(3.7a)$$

$$M_a = \alpha(6.v_a + 4.L^2.\theta_a - 6.L.v_b + 2.L^2.\theta_b) \dots\dots\dots(3.7b)$$

$$V_b = \alpha(-12.v_a - 6.L.\theta_a + 12.v_b - 6.L.\theta_b) \dots\dots\dots(3.7c)$$

$$M_b = \alpha(6.v_a + 2.L^2.\theta_a - 6.v_b + 4.L^2.\theta_b) \dots\dots\dots(3.7d)$$

$$\text{dengan } \alpha = \frac{EI}{L^3}$$

Untuk memudahkan proses hitungan dengan matriks, maka indeks pada persamaan (3.7a), (3.7b), (3.7c) dan (3.7d) diganti dengan notasi sebagai berikut :

$$d_1 = y_a, d_2 = \theta_a$$

$$d_3 = y_b, d_4 = \theta_b$$

$$f_1 = V_a, f_2 = M_a$$

$$f_3 = V_b, f_4 = M_b$$

Dan persamaan (3.7a), (3.7b), (3.7c) dan (3.7d) dapat di transformasikan ke dalam bentuk persamaan matriks sebagai berikut:

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \end{Bmatrix} = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.8)$$

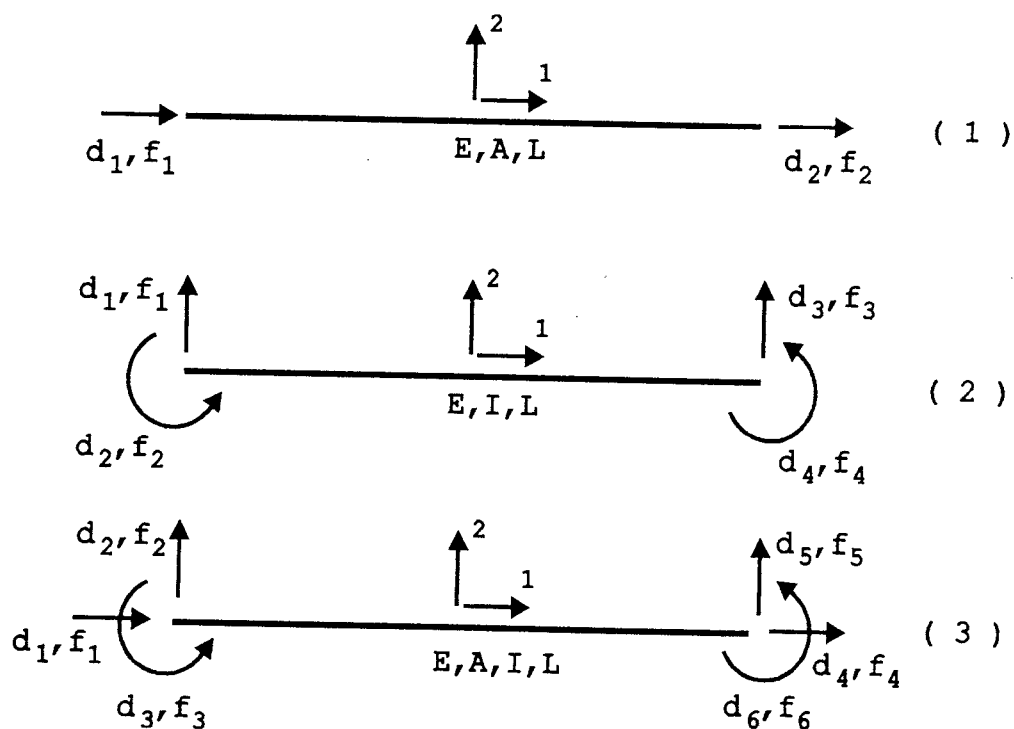
atau secara umum dapat ditulis dalam bentuk matriks yang lebih kompak,

$$f = k . d \dots\dots\dots(3.9)$$

3.1.2 Sistem Portal

Perilaku batang pada portal tidak hanya menerima gaya aksial atau lentur saja. Akibat beban luar berakibat batang mengalami deformasi aksial dan lentur. Dan persamaan dasarnya merupakan gabungan antara batang yang mengalami deformasi aksial dan batang yang mengalami deformasi lentur.

Hubungan antara aksi dan deformasi adalah sebagai berikut.



Gambar 3.3 Hubungan Aksi dan Deformasi

1. Batang yang mengalami deformasi aksial

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix} = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.10)$$

2. Batang yang mengalami deformasi lentur

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \end{Bmatrix} = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.11)$$

3. Batang yang mengalami deformasi aksial dan lentur.

Persamaan ini dengan menggabungkan antara persamaan batang yang mengalami aksial dan batang yang mengalami lentur.

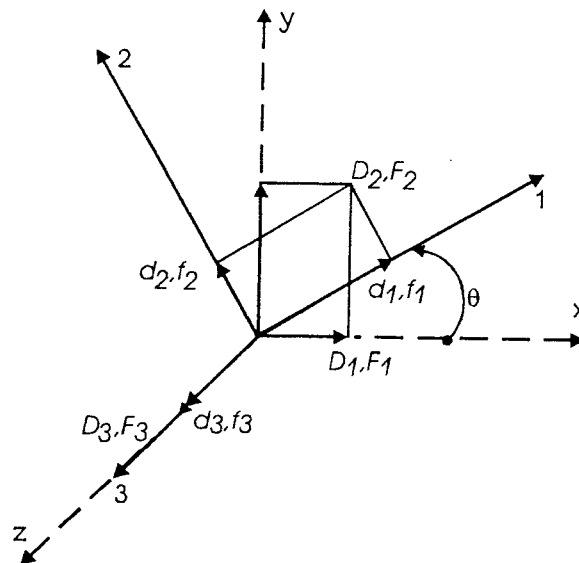
$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{Bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\beta & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$\alpha = \frac{EI}{L^3} \text{ dan } \beta = \frac{AL^2}{I}$$

3.1.3. Matriks Transformasi

Pada uraian diatas merupakan dasar matriks kekakuan dari satu elemen balok datar/lurus. Sedangkan pada suatu konstruksi secara umum, adalah terdiri dari banyak elemen yang dihubungkan satu sama lain, menjadi satu kesatuan struktur. Dan elemen

tersebut tidak semuanya datar. Oleh karena itu, diperlukan transformasi koordinat untuk dijadikan vektor linier, dengan menggunakan salib sumbu system koordinat cartesius x,y,z sebagai sumbu koordinat untuk mentransformasikan elemen tersebut. Vektor *displacement lokal* d ditransformasikan kedalam vektor *displacement global* D , begitu pula vektor gaya batang lokal f ditransformasikan ke dalam vektor gaya batang global F seperti pada gambar 3.4.



Gambar 3.4. Transformasi koordinat

Pada gambar 3.4. terlihat bahwa d_1 sama dengan jumlah proyeksi D_1 dan D_2 pada sumbu 1. Dan d_2 sama dengan jumlah proyeksi D_1 dan D_2 pada sumbu 2. Oleh karena itu persamaan d_1 dan d_2 adalah :

$$d_1 = D_1 \cos \theta + D_2 \cos (90 - \theta)$$

$$d_2 = D_1 \cos (90 + \theta) + D_2 \cos$$

Dari rumus dasar trigonometri didapat nilai,

$$\cos (90 - \theta) = \sin \theta, \text{ dan}$$

$$\cos (90 + \theta) = -\sin \theta$$

maka persamaannya menjadi sebagai berikut :

$$d_1 = D_1 \cos \theta + D_2 \sin \theta \quad \dots\dots\dots(3.13a)$$

$$d_2 = -D_1 \sin \theta + D_2 \cos \theta \quad \dots\dots\dots(3.13b)$$

$$d_3 = D_3 \quad \dots\dots\dots(3.13c)$$

Gabungan persamaan (3.13a), (3.13b) dan (3.13c) dapat dituliskan dalam bentuk matriks sebagai berikut :

$$\begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(3.14)$$

atau dapat ditulis dalam persamaan matrik yang lebih kompak,

$$\{d\} = [\lambda] \{D\} \quad \dots\dots\dots(3.14.a)$$

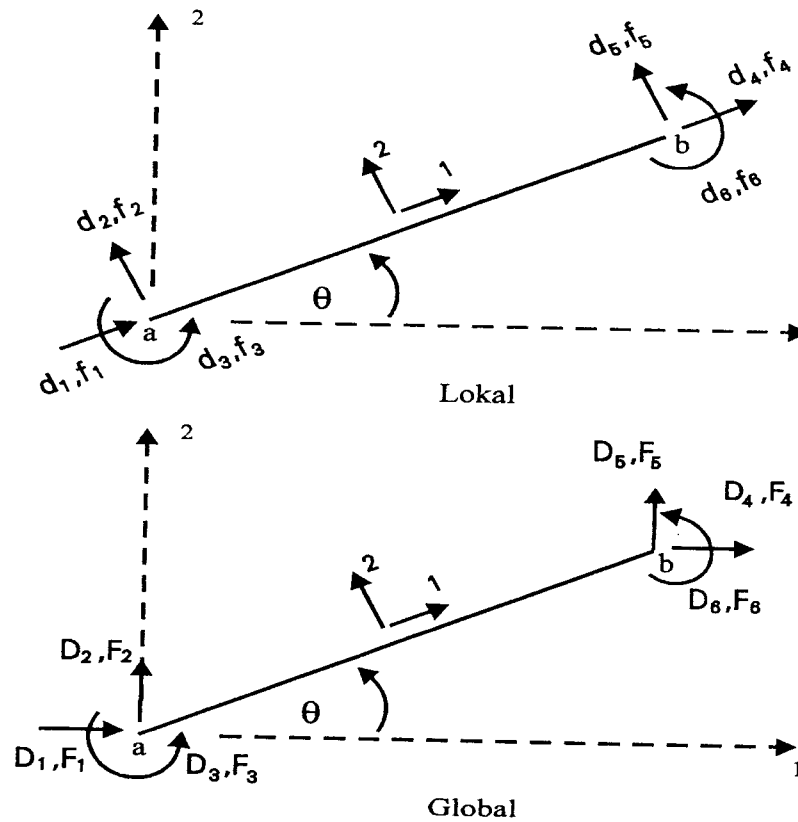
Apabila diambil suatu notasi bahwa,

$$\cos \theta = c \text{ dan } \sin \theta = s$$

maka persamaan 3.13.a akan menjadi :

$$[\lambda] = \begin{bmatrix} c & s & 0 \\ -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(3.15)$$

Hubungan *displacement* dan gaya pada batang lokal dan global di ujung a pada sistem portal seperti ditunjukkan pada gambar 3.5 dibawah ini.



Gambar 3.5. Displacement dan gaya batang lokal dan global pada portal

Berdasarkan persamaan (3.14), maka persamaan matriks transformasi *displacement* di ujung a (lihat gambar 3.5) dapat ditulis sebagai berikut:

$$\begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.16)$$

atau dapat ditulis dalam persamaan matrik yang lebih kompak,

$$\{d_a\} = [\lambda] \{D_a\} \dots\dots\dots(3.16a)$$

Sedangkan untuk persamaan matriks transformasi *displacement* di ujung b (lihat gambar 3.5) dapat ditulis sebagai berikut:

$$\begin{Bmatrix} d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.17)$$

$$\text{atau } \{d_b\} = [\lambda] \{D_b\} \dots\dots\dots(3.17a)$$

Dengan menggabungkan persamaan (3.16a) dan persamaan (3.17b) akan diperoleh :

$$\begin{Bmatrix} d_a \\ d_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_a \\ D_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.18)$$

$$\text{atau } \{d\} = [\Lambda] \{D\} \dots\dots\dots(3.19)$$

Analog persamaan (3.18) dapat disusun persamaan gaya transformasi dari lokal ke dalam koordinat global sebagai berikut ini.

$$\begin{Bmatrix} f_a \\ f_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_a \\ F_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.20)$$

atau dapat pula ditulis ke dalam persamaan matrik yang lebih kompak,

$$\{f\} = [\Lambda] \{F\} \dots\dots\dots(3.21)$$

Untuk mencari nilai *displacement* global (D) pada port ~~a~~, persamaan (3.18) harus di transpose seperti persamaan berikut :

$$\begin{Bmatrix} D_a \\ D_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda^T & 0 \\ 0 & \lambda^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_a \\ d_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.22)$$

atau

$$\{D\} = [\Lambda^T] \{d\} \dots\dots\dots(3.23)$$

Sedangkan persamaan gaya batang global (F) adalah sebagai berikut :

$$\begin{Bmatrix} F_\alpha \\ F_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda^T & 0 \\ 0 & \lambda^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} f_\alpha \\ f_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.24)$$

atau

$$\{F\} = [\Lambda^T] \{f\} \dots\dots\dots(3.25)$$

Persamaan (3.25) dapat ditulis kedalam persamaan yang lebih umum pada metode kekakuan sebagai berikut :

$$\{F\} = [\Lambda^T] k . d \dots\dots\dots(3.26)$$

dimana :

$f = k . d$, k adalah matriks kekakuan lokal

$$\{d\} = [\Lambda] . \{D\}$$

dapat pula ditulis:

$$\{F\} = [\Lambda^T] k . [\Lambda] \{D\} \dots\dots\dots(3.27)$$

Persamaan (3.27) ekuivalen dengan;

$$K . D = [\Lambda^T] k . [\Lambda] \{D\} \dots\dots\dots(3.28)$$

$$K = [\Lambda^T] k . [\Lambda] \dots\dots\dots(3.28a)$$

K adalah matrik kekakuan global, sehingga :

$$K = \begin{bmatrix} \lambda^T & 0 \\ 0 & \lambda^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.29)$$

Berdasar sifat dasar matriks, bahwa matriks orthogonal atau bujur sangkar apabila dikalikan dengan transpose matriknya sendiri akan diperoleh matriks identitas.

Hubungan sifat dasar tersebut adalah sebagai berikut :

$$[A] [A]^T = [A] [A]^{-1} = [I], \quad [A] \text{ adalah matriks bujur sangkar}$$

Dengan berpedoman sifat matriks orthogonal diatas, maka persamaan (29) ekuivalen dengan persamaan :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{aa} & \dots & K_{ab} \\ \dots & \dots & \dots \\ K_{ba} & \dots & K_{bb} \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.30)$$

dimana,

$$K_{aa} = \lambda^T k_{aa} \lambda \dots\dots\dots(3.30a)$$

$$K_{ab} = \lambda^T k_{ab} \lambda \dots\dots\dots(3.30b)$$

$$K_{ba} = \lambda^T k_{ba} \lambda \dots\dots\dots(3.30c)$$

$$K_{bb} = \lambda^T k_{bb} \lambda \dots\dots\dots(3.30d)$$

Nilai-nilai k_{aa} , k_{ab} , k_{ba} dan k_{bb} adalah merupakan matriks kekauan batang pada sistem koordinat lokal. Dari persamaan (3.12) diperoleh model kekauan batang lokal sebagai berikut :

$f = k d$, nilai f dan d pada persamaan (3.12) tetap, maka dapat diperoleh model persamaan k sebagai berikut ini.

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{aa} & \dots & k_{ab} \\ \dots & \dots & \dots \\ k_{ba} & \dots & k_{bb} \end{bmatrix}$$

$$k = \alpha \begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\beta & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.31)$$

Dari persamaan (3.30a), persamaan (3.15) dan persamaan (3.31) diperoleh persamaan Kaa sebagai berikut :

$$K_{aa} = \begin{bmatrix} c & -s & 0 \\ s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \alpha \begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6l \\ 0 & 6l & 4l^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c & s & 0 \\ -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.33)$$

$$K_{aa} = \alpha \begin{bmatrix} \beta c c^2 + 12s^2 & cs(\beta - 12) & -6ls \\ cs(\beta - 12) & \beta s^2 + 12c^2 & 6lc \\ -6ls & 6lc & 4l^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.34)$$

Dengan cara seperti diatas dapat diperoleh nilai Kab, Kba dan Kbb. Sehingga akan dapat diperoleh matriks kekakuan batang pada sistem koordinat global sebagai berikut ini.

$$[K] = \begin{bmatrix} g_1 & g_2 & g_4 & -g_1 & -g_2 & g_4 \\ & g_3 & g_5 & -g_2 & -g_3 & g_5 \\ & & g_6 & -g_6 & -g_5 & g_7 \\ & & & g_1 & g_2 & -g_4 \\ & & & & g_3 & -g_5 \\ \text{sim.} & & & & & g_6 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.35)$$

dengan ,

$$g_1 = \alpha (\beta c^2 + 12 s^2) \dots\dots\dots(3.36a)$$



$$g_2 = \alpha \operatorname{cs}(\beta - 12) \dots\dots\dots(3.36b)$$

$$g_3 = \alpha (\beta s^2 + 12 c^2) \dots\dots\dots(3.36c)$$

$$g_4 = -\alpha 6 Ls \dots\dots\dots(3.36d)$$

$$g_5 = \alpha 6 Lc \dots\dots\dots(3.36e)$$

$$g_6 = \alpha 4 L^2 \dots\dots\dots(3.36f)$$

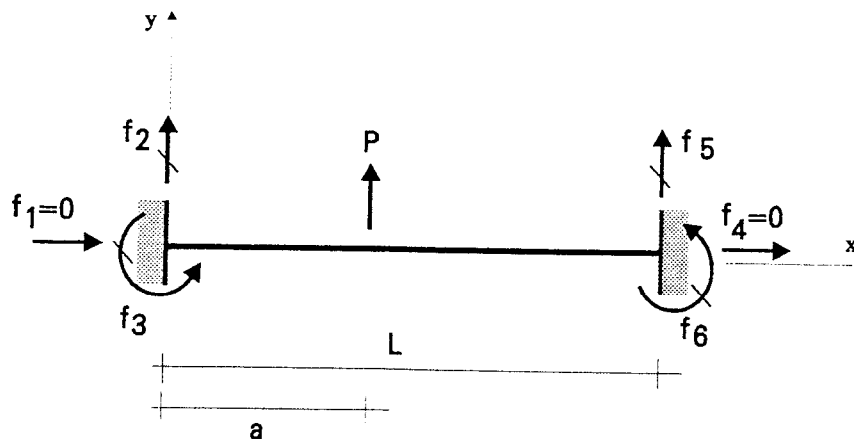
$$g_7 = \alpha 2 L^2 \dots\dots\dots(3.36g)$$

dengan $\alpha = \frac{EI}{L^3}$, $\beta = \frac{AL^2}{I}$

3.1.4. Gaya Jepit Ujung (*fixed end force*)

Gaya jepit ujung yang terjadi akibat beban yang terjadi pada batang. Beban yang digunakan dalam analisa struktur tugas akhir ini adalah:

1. Beban titik batang

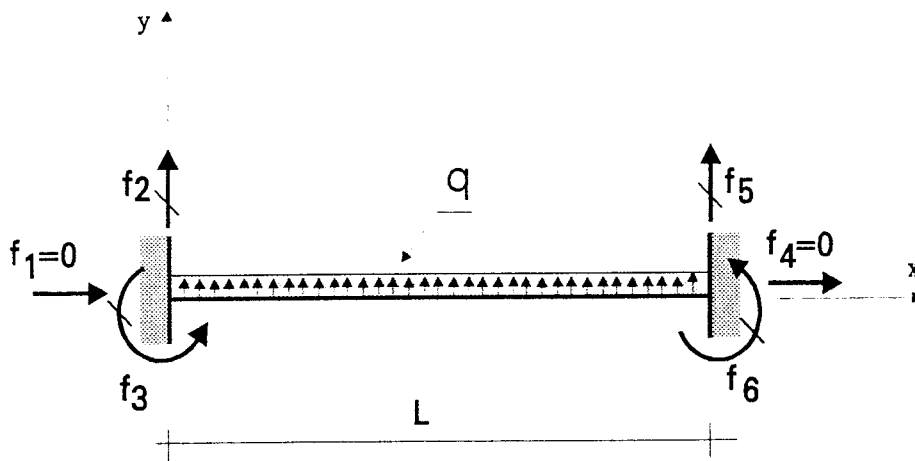


Gambar 3.6. Gaya jepit ujung beban titik batang

Berdasarkan standar analisis struktur maka nilai gaya jepit ujung akibat beban titik batang adalah :

$$f = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{bmatrix} = P \begin{Bmatrix} 0 \\ -1 - a^2(2a - 3) \\ -La(1 - a)^2 \\ 0 \\ a^2(2a - 3) \\ La^2(1 - a) \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.37)$$

2. Beban terbagi merata



Gambar 3.7. Gaya jepit ujung beban terbagi merata

Berdasarkan standar analisis struktur maka nilai gaya jepit ujung akibat beban terbagi merata adalah :

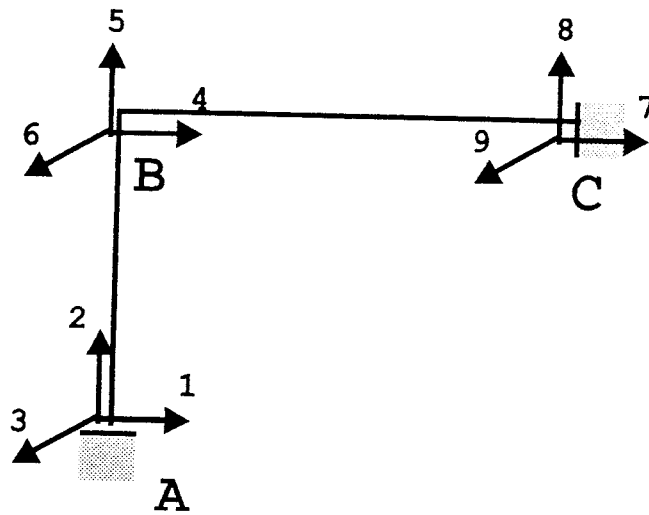
$$f = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{bmatrix} = q L \begin{Bmatrix} 0 \\ -\frac{1}{2}(1 - a^4 + 2a^3 - 2a) \\ -\frac{L}{12}(1 - 3a^4 + 8a^3 - 6a^2) \\ 0 \\ -\frac{1}{2}(1 + a^4 - 2a^3) \\ \frac{L}{12}(1 + 3a^4 - 4a^3) \end{Bmatrix} = q L \begin{bmatrix} 0 \\ -\frac{1}{2} \\ -\frac{L}{12} \\ 0 \\ -\frac{1}{2} \\ \frac{L}{12} \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.38)$$

3.1.5. Menyusun Matriks Kekakuan Keseluruhan

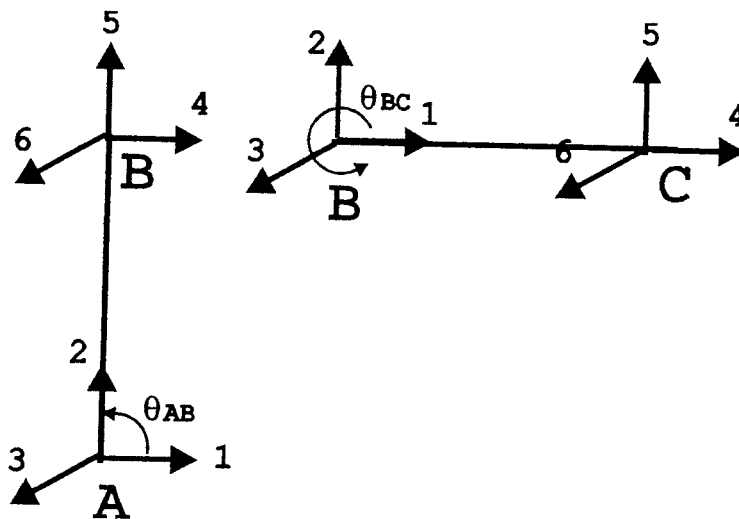
Pada pasal 3.1.3. telah diuraikan suatu matriks kekakuan batang yang telah ditransformasikan ke sistim koordinat struktur sehingga telah memenuhi hubungan menurut persamaan (3.35).

Dalam proses menghitung kekakuan batang syarat kesetimbangan dan karakteristik bahan sudah dimasukkan dalam perhitungan. Selanjutnya untuk memenuhi syarat kontinuitas dari deformasi batang-batang harus disatukan menjadi struktur kesatuan yang sebenarnya. Ini dapat terpenuhi dengan mensuperposisikan vektor-vektor dari tiap batang yang sesuai.

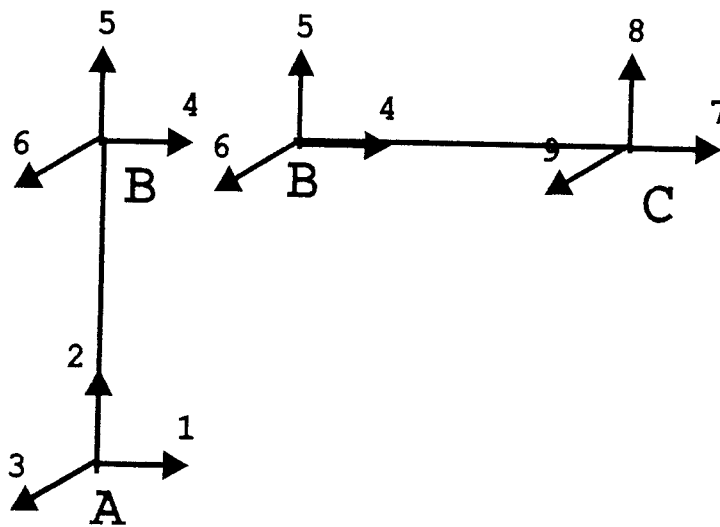
Berikut ini contoh struktur sederhana untuk memudahkan uraian proses penyusunan matrik kekakuan keseluruhan.



Gambar 3.8a. Struktur sederhana dengan sembilan vektor gaya atau lendutan



Gambar 3.8b. Tinjauan pada tiap elemen dari struktur dengan sudut transformasi



Gambar 3.8c. Elemen-elemen dengan basis koordinat struktur keseluruhan setelah dilakukan transformasi

Melihat pada gambar 3.8b, maka dengan mudah dapat dihitung matriks kekakuan elemen AB dan BC, demikian pula mentransformasikan ke sistem koordinat struktur dengan sudut rotasi θ (lihat gambar 3.8c).

Berdasar pada gambar 3.8c vektor 4, 5, 6 bersama-sama dipunyai oleh elemen AB dan BC, yaitu pada titik B. Sesuai dengan prinsip kompatibiliti atau kontinuitas dari deformasi pada elemen struktur yang tread dititik C, maka komponen vektor 4, 5, 6 dari kakuan elemen batang AB harus disuperposisikan dengan komponen vektor 4, 5, 6 dari kekakuan elemen batang BC.

Tabel 3.1 Urutan superposisi vektor pada elemen struktur

Struktur keseluruhan	ABC	
Elemen	AB	BC
Vektor bebas pada batang	1, 2, 3, 4, 5, 6	1, 2, 3, 4, 5, 6
Vektor bebas pada batang setelah transformasi	1, 2, 3, 4, 5, 6	4, 5, 6, 7, 8, 9
Vektor pada struktur keseluruhan	<div style="display: flex; justify-content: center; align-items: center; gap: 20px;"> 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 </div>	

Dengan proses superposisi ii, akan didapatkan suatu matrik kekakuan struktur dengan orde 9×9 sesuai dengan jumlah vektor pada struktur ABC.

$$\mathbf{K}_{ACB} = \begin{array}{c}
 \begin{array}{c} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \end{array} \left| \begin{array}{ccccccccc}
 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 \\
 k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} & & & \\
 k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} & & 0 & \\
 k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} & & & \rightarrow k_{AC} \\
 k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} & k_{47} & k_{48} & k_{49} \\
 k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} & k_{57} & k_{58} & k_{59} \\
 k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} & k_{67} & k_{68} & k_{69} \\
 & & & k_{74} & k_{75} & k_{76} & k_{77} & k_{78} & k_{79} \\
 & 0 & & k_{84} & k_{85} & k_{86} & k_{87} & k_{88} & k_{89} \\
 & & & k_{94} & k_{95} & k_{96} & k_{97} & k_{98} & k_{99}
 \end{array} \right| \begin{array}{c} \\ \\ \\ \\ \\ \rightarrow k_{CB} \\ \\ \\ \\ \end{array}
 \end{array}$$

Gambar 3.8 Superposisi matriks kekakuan keseluruhan

Selanjutnya dengan mengoperasikan matriks pada persamaan :

$$[F] = [K] \cdot [D] \quad \dots\dots\dots(3.39a)$$

atau

$$[D] = [K]^{-1} [F] \quad \dots\dots\dots(3.39b)$$

atau secara lengkap :

$$\begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \\ D_7 \\ D_8 \\ D_9 \end{bmatrix} = [K]^{-1} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \\ F_7 \\ F_8 \\ F_9 \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(3.40)$$

dengan : $D_{1,2,\dots,9}$ = deformasi pada ujung batang struktur keseluruhan

$F_{1,2,\dots,9}$ = gaya yang bekerja pada ujung batang struktur keseluruhan akibat beban luar.

Untuk menghitung persamaan 3.39b, [D] bisa diperoleh dengan cepat dan mudah tanpa harus menghitung inverse matriks [K], yaitu dengan persamaan linier simultan seperti eliminasi Gauss, Gauss Jourdan dan Cholesky. Persamaan simultan tersebut juga menguntungkan untuk pemrograman pada komputer karena menghemat *memory* dan *running time* komputer.

Proses operasi matriks selanjutnya untuk mencari deformasi tiap-tiap elemen d_i pada sistim koordinat lokal dapat dilakukan berdasar persamaan (3.16a) :

$$\{d_i\} = [\Lambda_i] \cdot \{D\}$$

Setelah diketahui nilai d_i tiap batang pada sistim koordinat lokal, dapat dicari gaya dalam tiap batang dengan persamaan

$$\{f_i\} = [k_i] \cdot \{d_i\} \dots\dots\dots(3.41)$$

Kemudian untuk menghitung gaya-gaya *joint* f_i , dihitung berdasarkan pada sistim koordinat global. Gaya-gaya titik buhul dihitung dengan cara mentransformasikan kembali gaya dalam tiap-tiap batang P_j dengan persamaan :

$$\{P_j\} = \sum_{i=1}^{NBatang} [\lambda_i] \{f_i\} \dots\dots\dots(3.42)$$

Joint B pada gambar 3.7, bila dihitung mempunyai persamaan gaya joint sebagai berikut :

$$\{P_B\} = [\lambda_{BA}] \{f_{BA}\} + [\lambda_{BC}] \{f_{BC}\} \dots\dots\dots(3.43)$$

Persamaan diatas ditambahkan gaya ujung batang jika ada beban luar yang bekerja pada batang. Dan untuk struktur portal yang lebih besar cara perhitungannya sama seperti langkah diatas, hanya saja mempunyai perhitungan matriks dengan ordo yang besar.

Besarnya ordo matrik kekakuan tergantung jumlah derajat kebebasan n pada portal bidang yang dihitung dari titik kumpul n_j dan jumlah pengekang nr dengan persamaan berikut :

$$n = 3 n_j - n_r \dots\dots\dots(3.44)$$

Semakin besar ordo matriksnya semakin sulit untuk menyelesaikan persamaan simultan pada matriks kekakuan pada perhitungan deformasi. Maka dengan pembuatan program perhitungan tersebut akan sangat membantu untuk memudahkan dan mempercepat perhitungan.

BAB IV

PERANCANGAN BETON

4.1. Perancangan Beton

Perancangan beton bertulang dilakukan untuk mendukung beban kerja dan, masih mempunyai keamanan cukup serta cadangan kekuatan untuk menahan beban dan tegangan yang terjadi. Timbulnya tegangan-tegangan lentur akibat terjadinya momen karena beban luar merupakan faktor yang menentukan dalam perancangan struktur beton. Untuk mendapatkan hasil perencanaan yang memenuhi kedua kriteria tersebut, maka perlu diperhatikan tiga langkah tahap perencanaan dasar, yaitu :

1. analisis pendahuluan dan penetapan ukuran,
2. analisis dan perencanaan detail tulangan,
3. perhitungan kemampuan.

Dalam perancangan beton dikenal 2 metode, yaitu metode elastis (tegangan kerja) dan metode ultimit (kuat batas). Untuk Tugas Akhir ini metode perancangan beton yang digunakan adalah metode kuat batas, dengan batasan hanya ditinjau terhadap lentur dan geser. Pada metode kuat batas digunakan beban berfaktor dan

kekuatan penampang yang dihitung diambang keruntuhan, sedang tegangan beton desak sebanding dengan kurva tegangan-regangannya.

Anggapan-anggapan yang digunakan untuk perhitungan kekuatan lentur nominal adalah :

1. kekuatan unsur-unsur harus didasarkan pada perhitungan yang memenuhi syarat keseimbangan dan kompatibilitas (keserasian) tegangan,
2. regangan di dalam baja tulangan dan beton dianggap berbanding lurus dengan jarak terhadap garis netral,
3. regangan maksimum yang dapat dipakai ϵ_{cu} pada serat desak ekstrim beton diambil sebesar 0.003,
4. kuat tarik beton diabaikan,
5. modulus elastisitas baja tulangan dapat diambil sebesar 200.000 Mpa,
6. hubungan antara distribusi tegangan desak beton dan regangan beton dianggap berbentuk persegi,
7. antara beton dan tulangan terjadi lekatan sempurna dan tidak slip,
8. distribusi regangan beton persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut :
 - a. tegangan sebesar $0,85 f'_c$, diasumsikan merata pada daerah tekan ekuivalen,
 - b. Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut,
 - c. faktor β_1 harus diambil :

$$f_c \leq 30 , \quad \text{diambil } \beta_1 = 0,85$$

$$30 < f_c < 55 , \quad \text{diambil } \beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c - 30)$$

$$f_c \geq 55 , \quad \text{diambil } \beta_1 = 0,65$$

Kekuatan setiap penampang komponen struktur harus diperhitungkan dengan menggunakan kriteria “Kekuatan yang terjadi harus lebih besar atau sama dengan kekuatan yang dibutuhkan”. Kekuatan yang dibutuhkan (kuat perlu) berasal dari analisa beban kemudian dilanjutkan dengan analisa struktur yang menghasilkan momen dan gaya. Sedangkan analisa beban meliputi tahap beban rencana, beban kerja, beban terfaktor dan kombinasi beban. Ketentuan tentang kuat perlu terdapat pada SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.2.2. Dalam pembahasan ini hanya ditinjau 3 macam kombinasi yaitu:

$$U = 1,2 D + 1,6 L \dots\dots\dots (4.1)$$

$$U = 1,05 (D + 0,6 L \pm E) \dots\dots\dots (4.2)$$

$$U = 0,9 D + E \dots\dots\dots (4.3)$$

yang mana:

U = kuat rencana (kuat perlu)

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

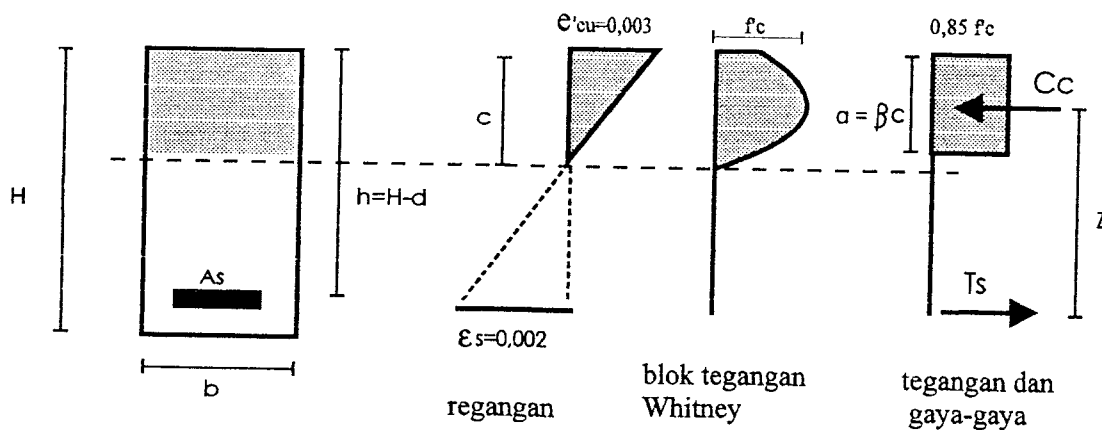
Dari ketiga hasil tersebut diambil yang terbesar.

Struktur dan unsur-unsurnya harus direncanakan untuk memikul beban cadangan diatas beban normal. Oleh karena itu SKSNI T-15-1991-03 memberi ketentuan agar kekuatan nominal direduksi dengan faktor reduksi ϕ . Ketentuan tentang faktor reduksi terdapat pada Pasal 3.2.3, SKSNI T- 15-1991-03.

4. 2. Balok Bertulangan Tarik Saja

4. 2. 1. Analisis Tampang

Distribusi tegangan tekan aktual yang terjadi pada penampang mempunyai bentuk parabola seperti pada gambar 4.1. Untuk menghitung kekuatan lentur penampang kita dapat menggunakan blok tegangan persegi ekuivalen, sebagai hasil analisa Whitney. Blok tegangan ekuivalen ini mempunyai tinggi a dan tegangan tekan rata-rata sebesar $0,85 f_c'$. Besarnya a adalah $\beta_1 c$ yang ditentukan dengan menggunakan koefisien β_1 sedemikian rupa sehingga luas blok segiempat ekuivalen kurang lebih sama dengan blok tegangan yang berbentuk parabola.



Gambar 4.1 Distribusi tegangan dan regangan padaampang balok bertulangan tarik

Dengan diagram distribusi tegangan yang diperlihatkan pada gambar, kita dapat menghitung gaya tegangan dan regangan dengan persamaan keseimbangan sebagai berikut ini.

1. Kompatibilitas regangan

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_c}{c}, \quad \epsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

2. Keseimbangan gaya

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

Berdasarkan keseimbangan, $C_c = T_s$ didapat:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

3. Momen tahanan nominalnya adalah:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d-a/2) \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

4.2.2. Kondisi seimbang (*Balanced*)

Yang dimaksud kondisi seimbang adalah keadaan dimana tampang pada kondisi saat regangan luluh beton dicapai bersama dengan regangan luluh baja tulangan. Hal ini berarti pada luas tampang tertentu (b, d tertentu) maka luas baja tulangan (A_b) akan tertentu, dan kekuatan penampang akan tertentu pada kekuatan beton (f'_c) dan kekuatan baja tertentu (f_y).

1. Kompatibilitas regangan.

Pada keadaan regangan berimbang (kompatibilitas regangan), regangan maksimum ϵ_c pada serat tekan maksimum beton tepat mencapai harga 0,003 bersamaan dengan dicapainya regangan tulangan tarik sebesar $\epsilon_y = f_y/E_s$.

$$\frac{\epsilon_y}{\epsilon_c} = \frac{d - c_b}{c_b} \dots\dots\dots (4.9)$$

$$\frac{f_y / E_s}{\epsilon_c} = \frac{d - c_b}{c_b}$$

$$\frac{f_y / 200.000}{0.003} = \frac{d - c_b}{c_b}$$

$$\text{maka : } \frac{f_y}{600} = \frac{d - c_b}{c_b} \dots\dots\dots (4.10)$$

$$f_y \cdot c_b = 600 (d - c_b)$$

$$(600 + f_y) c_b = 600 \cdot d$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \dots\dots\dots (4.11)$$

c_b = Tinggi garis netral pada kondisi seimbang

Index b menunjukkan balanced.

Tinggi garis netral suatu tampang hanya dipengaruhi:

- a. tinggi efektif (d)
- b. mutu baja tulangan (f_y)

2. Keseimbangan gaya

Sejumlah luas tulangan tarik A_{sb} akan memberikan jarak garis netral c_b untuk keadaan regangan berimbang ini. Jumlah tulangan tarik yang dibandingkan relatif terhadap luas tulangan pada keadaan regangan berimbang, dengan demikian akan sangat mempengaruhi ragam keruntuhan.

$$C_{cb} = a_b \cdot b \cdot 0,85 f'_c \quad \dots \dots \dots (4.12)$$

$$T_{sb} = A_{sb} \cdot f_y \quad \dots \dots \dots (4.13)$$

$$C_{cb} = T_{sb} \rightarrow A_{sb} = a_b \cdot b \quad \dots \dots \dots (4.14)$$

$$A_{sb} = \beta_1 \cdot c_b \cdot b \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y}$$

$$A_{sb} = \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \quad \dots \dots \dots (4.15)$$

Perbandingan tulangan pada keadaan regangan berimbang untuk balok persegi yang bertulangan tarik saja. Lambang ρ , yang dikenal sebagai perbandingan tulangan (persentase tulangan), digunakan untuk menyatakan jumlah luas relatif dari tulangan tarik di dalam suatu balok.

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b \cdot d} \quad \dots \dots \dots (4.16)$$

Perbandingan tulangan ρ_b untuk keadaan regangan berimbang dapat diperoleh dengan menggunakan syarat-syarat keseimbangan dan kompatibilitas.

Dari keadaan linier dari regangan di atas diperoleh :

$$\rho_b = \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \dots\dots\dots (4.17)$$

$$\text{dan } A_{sb} = \rho_b \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (4.18)$$

3. Momen

$$\begin{aligned} M_{nb} &= C_{cb} \cdot \left(d - \frac{a_b}{2} \right) \\ &= a_b \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c \left(d - \frac{a_b}{2} \right) \dots\dots\dots (4.19) \end{aligned}$$

$$\text{Jika } a_b = c_b \cdot \beta_1$$

$$a_b = \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \cdot d \right)$$

$$\text{dan diambil } \alpha_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot \beta_1$$

$$\text{maka, } c_b = \alpha_b \cdot d$$

Dari persamaan (4.19) akan diperoleh :

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

$$M_{nb} = \alpha_b \left(1 - \frac{\alpha_b}{2} \right) 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \dots\dots\dots (4.20)$$

$$\text{Jika } R_b = \alpha_b \left(1 - \frac{\alpha_b}{2} \right) 0,85 \cdot f'_c$$

Maka , persamaan (4.20) akan diperoleh :

$$M_{nb} = R_b \cdot b \cdot d^2 \dots\dots\dots (4.21)$$

Pada kenyataannya kondisi tersebut (seimbang) tidak bisa dicapai, karena tidak bisa menyediakan luas tulangan yang sama persis dengan A_{sb} . Sedangkan kondisi yang biasa dicapai dalam praktek yaitu $A_s > A_{sb}$ atau $A_s < A_{sb}$.

a. $A_s > A_{sb}$ (*overreinforced*)

Kondisi dimana keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Karena $\epsilon'_{cu} = 0,003$ besarnya tetap, maka garis netral turun agar luas tekan beton bertambah sehingga $\epsilon_s < \epsilon_y$ (baja tulangan tidak leleh). Hal ini mengakibatkan terjadinya retakan beton didaerah tekan saat terjadi overload sebab kuat batasnya dilampaui, tetapi gaya tekan harus tetap bertambah untuk mengimbangi kuat tarik baja yang masih terus bertambah (sebab belum leleh). Keruntuhan balok ini akan terjadi dengan tiba-tiba pada saat regangan beton mencapai 0,003 sekalipun balok mengalami deformasi yang masih kecil (tulangan belum meleleh) di dalam memberi aba-aba yang cukup untuk keruntuhan.

b. $A_s < A_{sb}$ (*underreinforced*)

Pada kondisi ini gaya tarik akan mengecil sehingga keseimbangan gaya dalam akan mengurangi ketinggian a dari blok tegangan tekan dan memberikan ϵ_s yang melebihi ϵ_y (sehingga garis netral naik untuk mengimbangi kuat tarik kecil). Di dalam hal ini, dengan tulangan yang telah meleleh, balok akan memperlihatkan lendutan yang dapat terlihat sebelum beton mencapai regangan



runtuh sebesar 0,003. Jika terjadi overload baja masih terus meregang (regangan $> \epsilon_y$).

4. 2. 3. Menentukan Syarat Perancangan Balok Tulangan Tunggal

Dari gambar 4.1 dapat diperoleh persamaan untuk menentukan syarat perancangan tulangan tunggal sebagai berikut ini.

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

$$T_s = A_s \cdot F_y$$

$$\text{maka, } C_c = T_s \quad \text{-----} > \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad \text{..... (4.22)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad , \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

maka persamaaan 4.22 menjadi :

$$a = \frac{\rho \cdot b \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c}$$

$$\text{jika } \omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f_c} \quad , \quad \text{maka : } a = \omega \frac{d}{0,85} \quad \text{..... (4.23)}$$

Momen dari diagram tegangan regangan beton (gambar 4.2) didapat :

$$M_n = \phi \cdot C_c \cdot (d - a/2)$$

$$= \phi \cdot a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot (d - a/2) \quad \text{..... (4.24)}$$

dengan nilai a pada persamaan 4.28 didapat :

$$M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \left(\omega \frac{d}{0.8}\right) \left(d - \omega \frac{d}{0.8} \cdot 1/2\right)$$

$$M_n = b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \omega)$$

$$\text{jika } R_{no} = K_o = f_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \omega) \dots\dots\dots (4.25)$$

maka :

$$M_{no} = b \cdot d^2 \cdot R_{no} \dots\dots\dots (4.26)$$

$$R_{no} = \frac{M_{no}}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (4.27)$$

Dari perhitungan diatas, maka R_{no} bisa dijadikan syarat batas untuk balok tulangan tunggal. Maka dapat ditentukan apakah balok dirancang dengan tulangan rangkap atau tulangan tunggal, dengan ketentuan sebagai berikut ini.

- $R_n \leq R_{no}$, didesain dengan tulangan tunggal
- $R_n > R_{no}$, didesain dengan tulangan rangkap.

4. 2. 3. Menentukan prosentase tulangan (ρ)

Besar nilai ρ tergantung dari momen nominal yang ada. Dalam pemrograman komputer sangat perlu sekali mencari persamaan nilai ρ , karena tidak mungkin memasukkan nilai ρ satu-persatu yang diambil dari tabel yang ada pada kebanyakan pustaka yang ada. Berikut ini kami uraikan dasar persamaan ρ untuk digunakan dalam pemrograman.

$$M_n = b.d^2 \cdot R_{no} \dots\dots\dots (\text{lihat persamaan 4.26})$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0,59 \omega)$$

dimana, $\omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \dots\dots\dots (\text{lihat persamaan 4.23})$

$$\text{maka : } R_n = f'_c \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \left(1 - 0,59 \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c}\right)$$

$$= \rho \cdot f_y \left(1 - 0,59 \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c}\right)$$

$$= \rho \cdot f_y \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c}\right)$$

jika $m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots (4.28)$

maka :

$$R_n = \rho \cdot f_y \left(1 - 1/2 \cdot \rho \cdot m\right)$$

$$= \rho \cdot f_y - 1/2 \cdot \rho^2 \cdot m \cdot f_y$$

Peraamaan diatas dibuat persamaan kuadrat, didapat :

$$1/2 \cdot \rho^2 \cdot m \cdot f_y - \rho \cdot f_y + R_n = 0$$

$$1/2 \cdot m \rho^2 - \rho + R_n/f_y = 0$$

dengan rumus ABC didapat akar persamaan :

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}\right) \dots\dots\dots (4.29)$$

4. 2. 4. Langkah Perancangan Balok Tulangan Tunggal

Pada tugas akhir ini perancangan balok beton berdasarkan dimensi balok yang sudah ada yang sebelumnya juga dipakai untuk perhitungan pada analisa struktur, sehingga yang perlu dicari adalah luas tulangan dan kapasitas momen. Untuk merancang balok kita perlu tahu apakah balok tersebut harus menggunakan tulangan tunggal atau rangkap. Oleh karena itu kami uraikan langkah-langkah perancangannya beserta dasar teorinya sebagai berikut ini.

1. Menentukan syarat penulangan tunggal atau rangkap (lihat persamaan 4.23)

a. mencari ρ_b , ρ maksimum dan minimum disesuaikan dengan SKSNI:

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\text{dan } \rho_{\min} = 1,4/f_y \quad , \quad \omega = \frac{\rho_{\max} \cdot f_y}{f'_c}$$

b. Menentukan kapasitas momen nominal maksimum untuk tulangan tunggal.

$$R_{no} = K_o = f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0,59 \omega) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{lihat persamaan 4.25})$$

$$M_{no} = b \cdot d^2 \cdot R_{no} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{lihat persamaan 4.26})$$

Dari momen (M_u) yang bekerja pada balok diperoleh :

$$M_n = M_u / \phi \quad , \quad \phi \text{ diambil } = 0,8$$

Jika $M_n < M_{no}$ maka dirancang dengan tulangan tarik saja (tunggal) dan

jika $M_n > M_{no}$ maka dirancang dengan tualngan rangkap

2. Menentukan persentase luas tulangan

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

Dengan persamaan 4.29 diperoleh :

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right), \quad \text{nilai } m \text{ dapat dilihat pada persamaan 4.28}$$

Jika $\rho < \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho = \rho_{\min}$

3. Mencari luas tulangan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h, \quad \text{maka } n = A_s / A_{I\phi}$$

Dengan nilai pembulatan jumlah tulangan (n), maka harus di hitung kembali luas tulangan yang baru/terjadi .

5. Menentukan kapasitas momen (lihat persamaan 4.8)

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

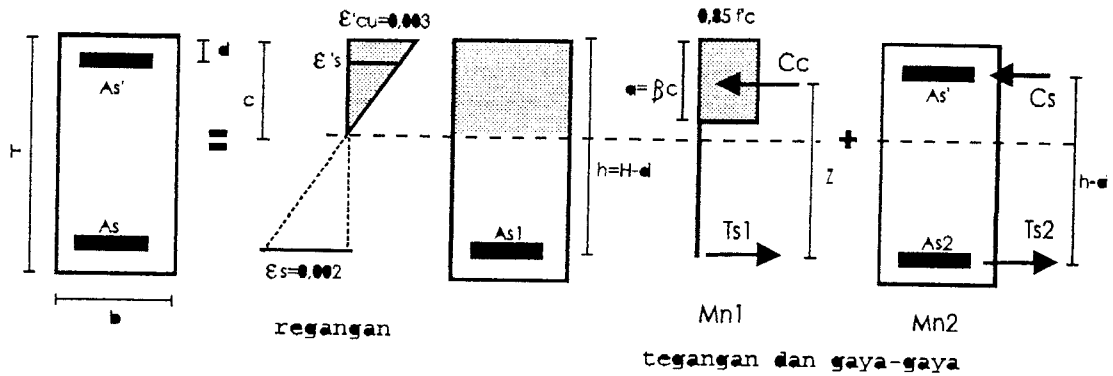
$$\text{dimana, } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

4.3. Balok Bertulangan Rangkap

4.3.1. Analisis Tampang

Balok disebut bertulangan rangkap apabila mempunyai tulangan tarik dan tulangan desak, karena kuat nominal lentur (M_n) yang diperoleh belum cukup mendukung momen yang terjadi.

Inti permasalahan balok bertulangan rangkap pada dasarnya ialah mencari letak garis netral dari serat tepi desak. Pada tulangan rangkap terdapat dua pasang gaya kopel C_c dengan T_{s1} dan C_s dengan T_{s2} .



Gambar 4.2. Distribusi tegangan dan regangan pada tampang balok bertulangan rangkap

Dengan diagram distribusi tegangan yang diperlihatkan pada gambar 4.2, kita dapat menghitung gaya tegangan dan regangan dengan persamaan keseimbangan sebagai berikut.

1. Kompatibilitas regangan

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \epsilon_c \dots\dots\dots (4.30)$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \epsilon_c \dots\dots\dots (4.31)$$

2. Kesetimbangan gaya

Untuk memudahkan pada awal dimisalkan baja tulangan desak dan baja tulangan tarik sudah leleh, sehingga $f_s = f_y$ dan $f'_s = f_y$.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a - A_s' \cdot 0,85 \cdot f'_c \dots\dots\dots (4.32)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_y$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

$$T_s = C_c + C_s \dots\dots\dots (4.33)$$

3. Momen tahanan nominalnya adalah:

Dengan menjumlahkan dua kopel momen didapatkan kuat momen ideal balok bertulang rangkap :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_n = C_c (d - a/2) + C_s (d - d')$$

$$= (A_s - A_s') f_y \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \dots\dots\dots (4.34)$$

Persamaan diatas didasarkan pada anggapan bahwa kedua penulangan baik tekan maupun tarik telah meluluh sebelum atau paling tidak pada saat regangan beton mencapai 0,003. Hal tersebut dapat diperiksa dengan menghitung regangan-regangan yang tercapai pada saat terjadi momen batas yang dengan sendirinya tergantung pada letak garis netral.

Letak garis netral dapat ditentukan dengan terlebih dahulu menghitung tinggi blok tegangan beton tekan, sebagai berikut ini.

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_y$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \text{atau} \quad a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (4.35)$$

Dengan didapatkannya nilai a , maka letak garis netral dapat ditentukan dengan menggunakan rumus $a = \beta_1 \cdot c$ dan kemudian dilakukan pemeriksaan terhadap kebenaran anggapan-anggapan yang digunakan.

Kasus dimana kedua penulangan baik tekan maupun tarik telah meluluh atau paling tidak saat regangan beton tekan mencapai 0,003 digolongkan sebagai kondisi I. Sedangkan kasus dimana tulangan baja tarik meluluh tetapi tulangan baja tekan belum juga meluluh pada saat regangan beton tekan mencapai 0,003 digolongkan sebagai kondisi II.

4. 3. 2. Analisis Balok Bertulangan Rangkap Kondisi I

Balok bertulangan rangkap pada kondisi I terjadi karena kedua penulangan baik tekan maupun tarik telah meluluh atau paling tidak saat regangan beton tekan mencapai 0,003 sesuai anggapan awal. Analisanya diuraikan sebagai berikut ini.

Pemeriksaan regangan :

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot 0,003 \quad \dots\dots\dots (4.36)$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 \quad \dots\dots\dots (4.37)$$

Kondisi ini akan terpenuhi jika :

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_y \quad \text{dan} \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y$$

$$\text{dengan } \varepsilon_y = f_y/E_s, \text{ maka } f_y = \varepsilon_y \cdot E_s$$

$$\text{sedangkan } \varepsilon'_s = f'_s/E_s \text{ ----> } f'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s$$

$$\varepsilon_s = f_s/E_s \text{ -----} > f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$$

Dari uraian diatas dapat disimpulkan pula bahwa kondisi ini akan terpenuhi, jika memenuhi : $f_s > f_y$ dan $f'_s > f_y$

Sedangkan momen tahanan nominalnya adalah :

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

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

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \text{ (4.38)}$$

4. 3. 3. Analisis Balok Bertulangan Rangkap Kondisi II

Pada kondisi ini syarat kondisi I tidak terpenuhi, $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$ (belum mencapai luluh), berarti juga $f'_s < f_s$. Maka anggapan awal salah, untuk itu diperlukan persamaan ulang sebagai berikut ini.

$f'_s = \varepsilon_s \cdot E_s$ dengan nilai ε_s seperti persamaaan 4.31, maka :

$$f'_s = \frac{c - d'}{c} \varepsilon_c \cdot E_s, E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ (4.39)}$$

$$= \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \cdot 0,003 \cdot 2 \cdot 10^5$$

$$= \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} 600$$

kesetimbangan gaya desak = gaya tarik, maka :

$$C_c + C_s = T_s$$

$$a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_c + \left(\frac{c - d'}{c} \cdot 600 \right) A_s' = A_s \cdot f_y \dots \times c$$

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

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

jika : $A = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta$

$$B = 600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y$$

$$C = 600 \cdot d' \cdot A_s'$$

maka dapat dibuat persamaan kuadrat sebagai berikut :

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + C = 0$$

Dengan rumus ABC nilai c diatas dapat diketahui, dan dengan nilai c tersebut maka nilai f_s' harus diulang, dan perhitungan momen nominalnya dapat ditentukan dengan langkah sebagai berikut ini.

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600, \quad a = \beta_1 \cdot c \dots \dots \dots (4.40)$$

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

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

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \dots \dots \dots (4.41)$$

Perlu diingat pula bahwa dengan perhitungan diatas nilai luas tulangan yang terdesak (A_{s2}) secara otomatis harus diubah pula dan cek terhadap $\rho < \rho_{max}$, maka :

$$A_{s2} \cdot f_y = A_s' \cdot f_s'$$

$$A_{s2} = \frac{A_s' \cdot f_s'}{f_y} \dots\dots\dots (4.42)$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2}$$

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} < \rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

4. 3. 4. Langkah Perancangan Balok Bertulangan Rangkap

Perancangan balok bertulangan rangkap merupakan kelanjutan dari perancangan balok bertulangan tulanggal, yaitu apabila $M_n > M_{no}$ (uraian dapat dilihat pasal 4.2.4. pada langkah 1). Langkah-langkah perancangannya adalah sebagai berikut ini.

1. Menentukan A_{s1} dan ρ_1 (penulangan balok terlentur saja)

$$\rho_1 = 0,9 \cdot \rho_{max}, \text{ dimana } \rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$A_{s1} = \rho_1 \cdot b \cdot h$$

Ini dimaksudkan agar pada bagian tulangan balok yang terlentur tidak berdesakan, karena nilai A_{s1} (akibat lentur saja) ini masih harus ditambahkan dengan A_{s2} yang besarnya sama dengan A_s' ($A_{s2} = A_s'$).

2. Mencari kelebihan momen yang mampu didukung dengan tulangan sebelah

$$\omega_1 = \frac{\rho_{lmax} \cdot f_y}{f_c}$$

$$R_{n1} = K_1 = f_c \cdot \omega_1 \cdot (1 - 0,59 \omega_1) \quad \dots\dots\dots \text{(lihat persamaan 4.25)}$$

$$M_{n1} = b \cdot d^2 \cdot R_{n1} \quad \dots\dots\dots \text{(lihat persamaan 4.26)}$$

Dari momen (M_u) yang bekerja pada balok diperoleh :

$$M_n = M_u / \phi \quad , \quad \phi \text{ diambil} = 0,8$$

Kelebihan momen yang tidak mampu ditahan :

$$M_{n2} = M_n - M_{n1}$$

3. Mencari luas tulangan desak

$$A_{s2} = \frac{M_{n2}}{f_y \cdot (d - d')} \quad , \quad A_{s2} = A_s'$$

4. Menentukan letak garis netral

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$c = a / \beta_1$$

5. Cek kompatibilitas regangan

Cara pengecekan kompatibilitas seperti pasal 4.3.2 (Analisis balok bertulangan rangkap kondisi I). Dan jika tidak terpenuhi syarat kondisi I maka harus di analisa seperti pasal 4.3.3 (Analisis balok bertulangan rangkap kondisi II).

4. 4. Penulangan Geser Balok Terlentur

4. 4. 1. Analisis Penulangan Geser Oleh Lentur

Dasar pemikiran penulangan geser atau penulangan geser badan balok adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan gaya tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sedemikian rupa sehingga mampu mencegah bukaan retak lebih lanjut. Selain itu gaya geser juga dapat menyebabkan *slip action* pada tampang dan juga sebagai pengikat tulangan longitudinal.

Perencanaan geser untuk komponen-komponen struktur terlentur didasarkan pada anggapan bahwa beton menahan sebagian dari gaya geser, sedangkan kelebihan atau kekuatan geser diatas kemampuan beton untuk menahannya dilimpahkan kepada tulangan baja geser.

Penulangan geser dapat dilakukan beberapa cara seperti sengkang vertikal/tegak, sengkang miring atau diagonal, jaring kawat baja (wire mesh) dan spiral. Pada tugas akhir ini pemrograman hanya digunakan sengkang vertikal (tegak lurus sumbu aksial) saja dan hanya berpenampang dua (satu lilitan).

Untuk komponen struktur yang menahan lentur saja, persamaan pasal 3.4.3 ayat SK-SNI memberikan kuat geser yang dapat disumbangkan oleh beton (tanpa penulangan geser) untuk menahan gaya geser adalah :

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\right) \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (4.43)$$

Jika gaya geser yang terjadi $V_u > 1/2 \phi V_c$ (SK-SNI pasal 3.4.5 ayat 5.1) maka

diperlukan tulangan geser. Besar gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan baja geser adalah :

$$V_s = V_n - V_c, \text{ dimana } V_n = V_u / \phi$$

Dari gambar 4.3 kita dapat menganalisis kuat geser untuk tulangan gesernya sebagai berikut :

$$T = n \cdot A_v \cdot f_y$$

$$V_s = T \sin \alpha, \text{ maka :}$$

$$= n \cdot A_v \cdot f_y \cdot \sin \alpha$$

$$ns = d + d \cot \alpha = d (1 + \cot \alpha)$$

$$n = \frac{ns}{s} = \frac{d \cdot (1 + \cot \alpha)}{s}$$

$$n = \frac{V_s}{A_v \cdot f_y \cdot \sin \alpha}$$

sehingga :

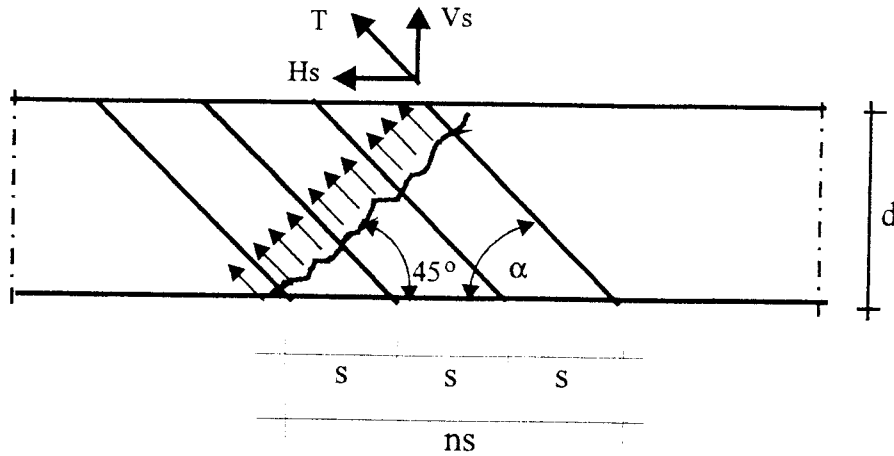
$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \cdot d$$

Tulangan geser yang direncanakan pada tugas akhir ini adalah tegak lurus terhadap sumbu aksial, maka $\alpha = 90^\circ$ sehingga didapat :

dengan $\sin 90 + \cos 90 = 1$, maka

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y}{s} \cdot d \dots\dots\dots (4.43)$$

Persamaan diatas sesuai dengan SK-SNI pasal 3.4.5 ayat 6.



Gambar 4. 3 Tulangan geser berdasar kekuatan

Ketentuan SK-SNI pasal 3.4.5 ayat 4 mensyaratkan pembatasan luas tulangan geser maksimum dengan melakukan pembatasan kuat geser maksimum yang dapat disumbangkan tulangan geser yaitu :

$$V_s \leq \left(\frac{2}{3}\sqrt{f'_c}\right).b_w.d \dots\dots\dots (4.44)$$

Dan harus menyediakan penulangan geser minimum yang diatur dalam SK-SNI persamaan 3.4 -14 sebesar :

$$A_v = \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \dots\dots\dots (4.45)$$

4. 4. 2. Langkah Perancangan Penulangan Geser Lentur

Perancangan penulangan geser lentur merupakan bagian dari perancangan balok, dan menjadi satu pada program balok. Langkah-langkah perancangannya adalah sebagai berikut ini.

1. Menentukan kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\right) \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots \text{(lihat persamaan 4.42)}$$

2. Menentukan apakah perlu tulangan geser

$$V_s = V_n - V_c, \text{ dimana } V_n = V_u/\phi$$

Jika $V_u < 1/2 \cdot \phi \cdot V_c$, maka tidak perlu tulangan geser tetapi harus memenuhi syarat jarak maksimum tulangan geser yang ada pada balok. Tentang syarat jarak maksimum tulangan geser dijelaskan pada langkah nomor 3)

Kemudian dicek terhadap syarat gaya geser maksimum yang diijinkan untuk penulangan geser. Jika ini tidak terpenuhi maka dianjurkan untuk memperbesar dimensi baloknya.

$$V_s \leq \left(\frac{2}{3}\sqrt{f'_c}\right) \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots \text{(lihat persamaan 4.44)}$$

3. Menentukan jarak spasi tulangan geser

Pada pemrograman tugas akhir ini digunakan sengkang tunggal dengan posisi tegak lurus terhadap gaya aksial.

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{V_s} \cdot d \quad \dots\dots\dots \text{(lihat persamaan 4.43)}$$

$$\text{dimana : } A_v = 2 \left(1/4 \cdot 3,14 \cdot D^2\right)$$

Dengan nilai s pembulatan dicek ulang nilai luas tulangan (A_v) dan cek terhadap syarat tulangan minimum

$$A_v \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \dots\dots\dots (\text{lihat persamaan 4.45})$$

Jika nilainya lebih besar dari perhitungan sebelumnya, maka harus dihitung lagi jarak spasi tulangan geser tersebut.

4. Jarak maksimum jarak spasi tulangan geser

SK-SNI pasal 3.4.5 ayat 4 memberikan batasan batas jarak spasi tulangan geser. Jarak spasi tulangan geser yang diperoleh harus memenuhi syarat sebagai berikut :

- s maksimum $\leq 1/2 d$ atau
- s maksimum $\leq 600 \text{ mm}$, dimana d adalah tinggi balok.

4. 5. Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom berfungsi untuk meneruskan beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya ketanah melalui pondasi.

Unsur tekan dengan beban aksial murni (eksentrisitas sama dengan nol) pada kenyataannya sangat mustahil. umumnya kolom memikul beban aksial dan momen yang ditimbulkan oleh kekangan ujung akibat monolitnya balok dan kolom. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada keruntuhan komponen desak, karena umumnya tidak diawali dengan tanda peringatan yang jelas. Oleh karena itu, dalam merancang kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan

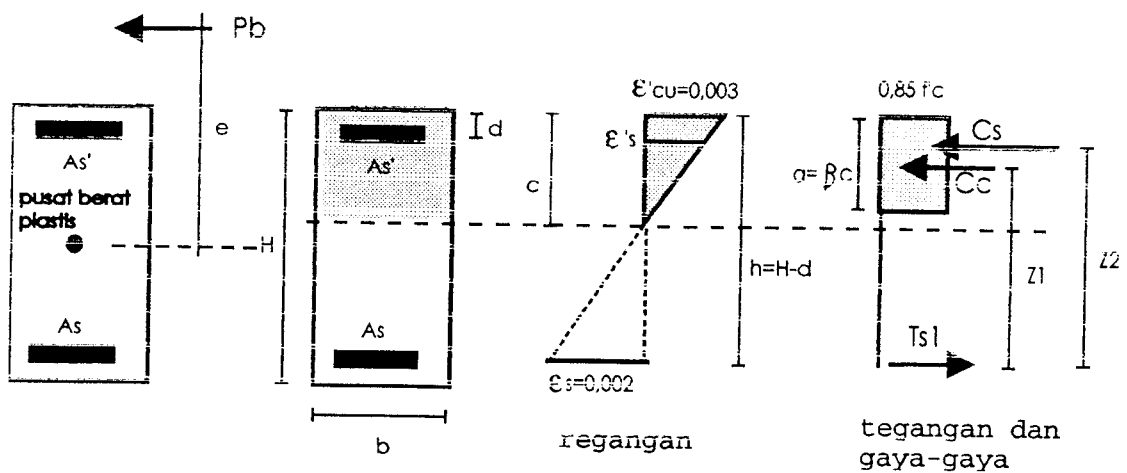
yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktur horisontal lainnya.

Keruntuhan kolom dapat terjadi apabila tulangan bajanya leleh karena tarik, atau terjadinya kehancuran pada beton yang terdesak. Kolom ini diklasifikasikan sebagai kolom pendek. Selain itu dapat pula kolom mengalami keruntuhan apabila terjadi kehilangan stabilitas lateral, yaitu terjadi tekuk. Kolom dikatakan dalam kondisi balanced bila terjadi keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik, sekaligus juga hancurnya beton yang terdesak. Dalam perancangan kolom, terlebih dahulu harus diselidiki kondisi dan perilaku kolom. Selain itu harus diperhatikan pula, terjadinya eksentrisitas baik kecil ataupun besar. Untuk Tugas Akhir ini kolom yang dirancang mempunyai batasan sebagai berikut ini.

1. tanpa pengaku lateral, karena dinding tidak dihitung sebagai dinding geser,
2. bertulangan pada 2 sisi yang simetris,
3. kolom persegi dengan bersengkang.

4. 5. 1. Analisis Kekuatan Kolom Pendek

Penampang melintang suatu kolom segiempat tipikal dengan diagram distribusi regangan tegangan dan gaya yang bekerja padanya dapat dilihat pada gambar 4.4.



Gambar 4.4. Tegangan dan Gaya-gaya pada kolom

Perbedaan dengan diagram pada balok adalah adanya gaya normal (P_n) yang bekerja secara aksial yang mempunyai eksentrisitas e dari pusat plastis atau pusat geometri penampang.

Kapasitas beban sentris maksimum dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (4.47)$$

Beban yang sentris menyebabkan tegangan tekan yang merata di seluruh bagian penampang. Sk-SNI pasal 3.3.3 ayat 5.2 memberikan persyaratan bahwa kuat tekan nominal dari struktur tekan bersengkang tidak boleh diambil lebih besar dari ketentuan berikut :

$$P_n \text{ (maks)} = 0,80 (0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y) \dots\dots\dots (4.48)$$

Gaya nominal memanjang P_n bekerja pada keadaan runtuh dan mempunyai eksentrisitas e dari sumbu lentur kolom. Persamaan keseimbangan gaya dan momen pada kolom pendek dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad \dots\dots\dots (4.49)$$

Momen tahanan nominal M_n dapat dihitung dengan keseimbangan momen terhadap sumbu lentur kolom.

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$= C_c (y - a/2) + C_s (y - d') - T_s (d - y) \quad \dots\dots\dots (4.50)$$

$$\text{karena, } C_c = 0,85 f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots (4.50a)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' \quad \dots\dots\dots (4.50b)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots (4.50c)$$

maka persamaan (4.50) dapat ditulis sebagai :

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (y - a/2) + A_s' \cdot f_s' \cdot (y - d') + A_s \cdot f_s \cdot (d - y) \quad \dots\dots\dots (4.51)$$

Tegangan f_s' pada baja dapat mencapai f_y apabila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton. Apabila keruntuhannya berupa lelehnya tulangan baja, besaran f_s harus disubstitusikan dengan f_y . Apabila f'_s atau f_s lebih kecil daripada f_y , maka yang disubstitusikan adalah tegangan aktualnya, yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari segitiga sebangun dengan distribusi regangan berdasar gambar 4.4 .

$$f'_s = E_s \cdot \epsilon_s = 600 \cdot \frac{c - d'}{c} < f_y \quad \dots\dots\dots (4.52)$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s = 600 \cdot \frac{d-c}{c} < f_y \quad \dots\dots\dots (4.53)$$

$$a = \beta_1 \cdot d \cdot \frac{600}{600 + f_y} \quad \dots\dots\dots (4.54)$$

a. Kondisi keruntuhan *balanced*

Jika eksentrisitas semakin kecil, maka akan ada suatu transisi dari keruntuhan tarik utama ke keruntuhan desak utama. Kondisi tersebut dikenal sebagai kondisi keruntuhan berimbang (*balanced*). Kondisi keruntuhan *balanced* tercapai apabila tulangan tarik mengalami regangan leleh dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batasnya. Dari segitiga sebangun pada gambar 4.4 dapat diperoleh persamaan tinggi sumbu netral pada kondisi *balanced* yaitu :

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y / E_s} \quad \dots\dots\dots (4.55)$$

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} \quad \dots\dots\dots (4.56)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot d \cdot \frac{600}{600 + f_y} \quad \dots\dots\dots (4.57)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (4.58)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b \quad \dots\dots\dots (4.59)$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (y-a/2) + A'_s \cdot f'_s \cdot (y-d') + A_s \cdot f_y \cdot (d-y) \quad \dots\dots\dots (4.60)$$

$$\text{dengan : } f'_s = 600 \cdot \frac{c_b - d'}{c_b} < f_y \quad \dots\dots\dots (4.61)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot d \cdot \frac{600}{600 + f_y} \quad \dots\dots\dots (4.62)$$

b. Kondisi tarik menentukan

Jika e lebih besar dari e_b atau $P_n < P_{nb}$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali lelehnya tulangan tarik. Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh dan $A_s' = A_s$ maka persamaan dapat ditulis sebagai berikut

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots (4.63)$$

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (y - a/2) + A_s' \cdot f'_s \cdot (y - d') + A_s \cdot f_y \cdot (d - y) \quad \dots\dots\dots (4.64)$$

Jika tinggi sumbu lentur kolom diganti dengan $h/2$ untuk tulangan simetris dan A_s' diganti dengan A_s serta persamaan (4.63) dengan (4.64) digabungkan maka akan diperoleh :

$$P_n e = P_n (h/2 - a/2) - A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad \dots\dots\dots (3.65a)$$

karena $a = P_n / 0,85 \cdot f'_c \cdot b$, maka diperoleh :

$$\frac{P_n^2}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} - P_n \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s \cdot f_y \cdot (d - d') = 0 \quad \dots\dots\dots (3.65b)$$

Dengan rumus ABC didapat :

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot d \cdot b \cdot \left[\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} + \sqrt{\left[\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right]^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad \dots\dots\dots (4.66)$$

$$\text{dengan } m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad \text{dan} \quad \rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Tegangan tekan f'_s dan tarik f_s harus disubstitusikan dan harus lebih kecil dari f_y . Tegangan f'_s pada tulangan desak dapat lebih kecil atau sama dengan tegangan leleh baja, dan f'_s aktual dapat dihitung dari:

$$f'_s = E_s \cdot \epsilon_s' = 600 \frac{c_b - d'}{c_b} \dots\dots\dots (4.67)$$

c. Kondisi tekan menentukan

Terjadinya keruntuhan tekan diawali dengan hancurnya beton. Eksentrisitas gaya normal yang terjadi lebih kecil daripada eksentrisitas balanced e_b dan beban tekan P_n melampaui kekuatan berimbang P_{nb} .

Dalam kondisi ini dicoba menggunakan prosedur pendekatan dari Whitney. Salah satu metoda yang berlaku untuk hal di mana penulangan ditempatkan simetris yang sejajar dengan sumbu lentur.

Dengan mengambil momen dari gaya-gaya dalam gambar 4.5 terhadap tulangan tarik diperoleh :

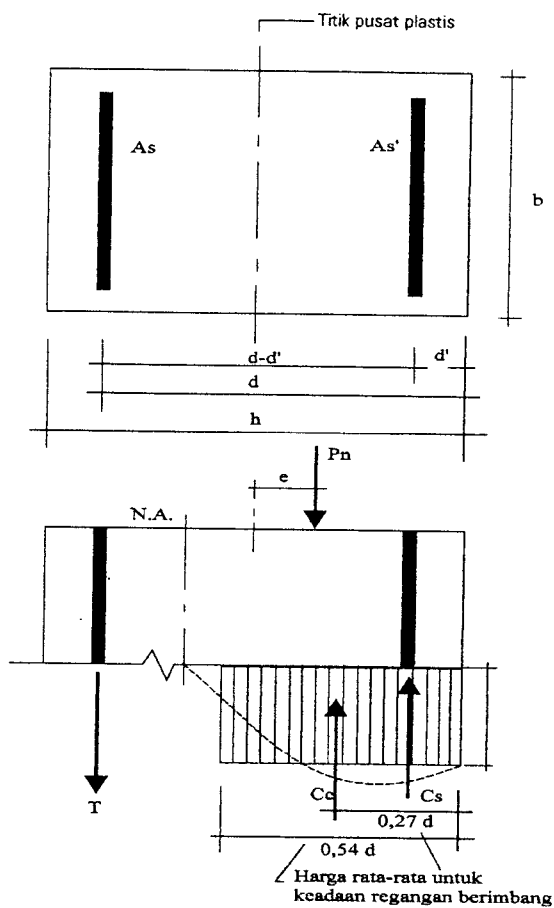
$$P_n \cdot \left(e + \frac{d - d'}{2} \right) = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot (d - d') \dots\dots\dots (4.68)$$

Didalam menaksir gaya tekan C_c dalam beton untuk tinggi distribusi tegangan persegi Whitney menggunakan harga rata-rata yang berdasarkan keadaan regangan berimbang $a = 0,54 d$, sehingga :

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

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot (0,54 \cdot d) = 0,459 \cdot b \cdot d \cdot f'_c$$

$$C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,459 \cdot b \cdot d \cdot f'_c \cdot \left(d - \frac{0,54 \cdot d}{2} \right) = \frac{1}{3} f'_c \cdot b \cdot d^2 \dots\dots\dots (4.69)$$



Gambar 4.5. Pendekatan Whitney pada kondisi tyekan menentukan

Bila tekan menentukan tulangan tekan biasanya leleh, jika regangannya $\epsilon_c = 0,003$ terjadi pada serat tekan ekstrim. Dengan mengabaikan beton yang dipindahkan maka :

$$C_s = A'_s \cdot f_y \dots\dots\dots (4.70)$$

Pemasukan persamaan (4.69) dan (4.70) kedalam persamaan (4.68) menghasilkan :

$$P_n = \frac{\frac{1}{3} f'_c \cdot b \cdot d^2}{e + \frac{d-d'}{2}} + \frac{A_s' \cdot f_y \cdot (d-d')}{e + \frac{d-d'}{2}}$$

$$P_n = \frac{\frac{f'_c \cdot b \cdot h}{3 \cdot h \cdot e} + \frac{3(d-d')h}{2d^2}}{d^2} + \frac{\frac{A_s' \cdot f_y \cdot}{e} + \frac{1}{(d-d') + \frac{1}{2}}}{\dots} \quad (4.71)$$

Salah satu syarat batas yang harus dipenuhi hubungan ini adalah :

$$P_n = P_o \text{ pada } e = 0$$

dimana $P_o = 0,85f'_c \cdot b \cdot h + 2 \cdot f_y \cdot A'_s$, maka :

$$0,85f'_c \cdot b \cdot h + 2 \cdot f_y \cdot A'_s = \frac{f'_c \cdot b \cdot h}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + \frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s' \cdot f_y \cdot}{\frac{e}{(d-d')} + \frac{1}{2}}$$

$$\frac{3(d-d')h}{2d^2} = \frac{1}{0,85} = 1,18$$

Dengan memasukkan persamaan menjadi :

$$P_n = \frac{\frac{A'_s \cdot f_y}{e} + 0,5}{(d-d')} + \frac{\frac{b \cdot h \cdot f'_c}{3 \cdot h \cdot e} + 1,18}{d^2} \quad (4.72)$$

4. 5. 2. Pengaruh Kelangsingan

SK-SNI 1991 mensyaratkan pengaruh kelangsingan boleh diabaikan bila :

1. $k_{lu} / r < 34 - 12 M_{1b} / M_{2b}$, untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan (*braced frame*) atau

2. $k_{lu}/r < 22$ untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping (*unbraced frame*).

M_{1b} dan M_{2b} adalah momen pada ujung-ujung kolom, M_{2b} adalah Momen yang terbesar dari nilai keduanya dan M_{1b} adalah momen yang terkecil. Sedangkan l_u adalah panjang tak tertumpu kolom., k adalah faktor panjang efektif yang ditentukan oleh berbagai kondisi pengekangan ujung terhadap rotasi dan translasi, sedangkan r adalah jari-jari girasi penampang kolom.

Apabila terpenuhi syarat diatas maka kolom tersebut disebut sebagai kolom pendek, dan jika melebihi syarat diatas maka disebut sebagai kolom panjang.

Dalam SK-SNI belum mengatur jelas cara menentukan besarnya faktor panjang efektif k . Sehingga dicoba untuk meninjau ACI sebagai bahan rujukan dan literatur lainnya. Ada tiga cara untuk mendapatkan faktor panjang efektif yaitu :

1. Nomogram Jackson dan Moreland

Cara ini yang paling umum digunakan, tetapi nomogram Jackson dan Moreland sulit untuk diaplikasikan dalam pembuatan programnya.

2. Usulan Furlong

Rumus Furlong digunakan untuk kolom yang tidak berpengaku (*unbraced frame*). Untuk menggunakan rumus ini, harus ditentukan dahulu kekakuan komponen struktur yang bertemu pada ujung komponen struktur yang ditinjau (ψ).

$$\psi = \frac{\sum \left[\frac{E_{cc} \cdot I_c}{l_u \cdot \text{kolom}} \right]}{\sum \left[\frac{E_{cb} \cdot I_b}{l_u \cdot \text{balok}} \right]} \dots \dots \dots (4.73)$$

dimana E_{cb} = modulus elastik beton balok

E_{cc} = modulus elastik beton kolom

$$\psi_{avg} = \frac{1}{2} (\psi_A + \psi_B) \dots \dots \dots (4.74)$$

$$\text{Jika, } \psi_{avg} < 2 \rightarrow k = \left(\frac{20 - \psi_{avg}}{20} \right) \sqrt{1 + \psi_{avg}} \dots \dots \dots (4.75)$$

$$\psi_{avg} \geq 2 \rightarrow k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_{avg}} \dots \dots \dots (4.76)$$

3. Usulan Cranston

Rumus Cranston digunakan untuk kolom yang berpengaku (*braced frame*).

Untuk menggunakan rumus ini, harus ditentukan dahulu kekakuan komponen

struktur yang bertemu pada ujung komponen struktur yang ditinjau (ψ) seperti

keterangan diatas. Kemudian dimasukkan ke dalam persamaan :

$$k = 0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B) \leq 1 \dots \dots \dots (4.77)$$

$$k = 0,85 + 0,05 \psi_{min} \leq 1 \dots \dots \dots (4.78)$$

Dari kedua nilai k tersebut diambil yang terbesar.

Pada tugas akhir ini digunakan rumus Furlong, karena pada analisa struktur tidak memperhitungkan adanya pengaku, seperti dinding geser (*shear wall*). Dan rumus ini mudah untuk diaplikasikan pada pembuatan program.

4.5.3. Analisis Kekuatan Kolom Panjang

Apabila angka kelangsingan $k_l u/r$ melebihi persyaratan seperti yang tercantum bab. 4.5.2 maka kolom tersebut dinamakan kolom panjang atau langsing. Untuk perencanaan kolom panjang perlu diperhatikan adanya faktor pembesaran momen. Berdasar pasal 3.3.11 ayat 5 SK-SNI mengatur tentang faktor pembesaran momen yang digunakan untuk menghitung suatu momen terfaktor yang dibesarkan (M_c).

$$M_u = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \dots\dots\dots (4.79)$$

dimana :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1 \dots\dots\dots (4.80)$$

$C_m = 1$ (karena kolom tanpa pengaku)

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1 \dots\dots\dots (4.81)$$

$$\text{dan } P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot l)^2}$$

$\sum P_u$ dan $\sum P_c$ adalah penjumlahan gaya tekan dari semua kolom dalam satu tingkat.

- a. Untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan kesamping (*unbrace frame*), nilai δ_b dan δ_s harus dihitung, serta nilai k harus lebih dari 1.
- b. Sedangkan untuk rangka yang ditahan terhadap gayangan samping (*brace frame*), nilai δ_s harus diambil 0 dan nilai k lebih kecil dari 1.

4. 4. 2. Langkah Perancangan Kolom

Langkah-langkah perancangannya adalah sebagai berikut ini.

1. Momen dan gaya aksial yang digunakan dibagi dalam dua bagian, yaitu

a. Akibat beban gravitasi

$$M_{2b} = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$P_{ug} = 1,2P_D + 1,6P_L$$

b. Kombinasi beban gravitasi dan beban gempa

$$M_{2s} = 1,05(M_D + M_L + M_E)$$

$$P_u = 1,05(P_D + P_L + P_E)$$

2. Menentukan eksentrisitas, dan mengecek eksentrisitas minimum.

Mencari eksentrisitas e yang terjadi :

$$e = \frac{M_{2b}}{P_{ug}}, \text{ dan } \geq e_{\min} = 15 + 0,03h$$

3. Menghitung kekuatan lentur komponen struktur tekan

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1 + \beta_d)}$$

dimana:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3$$

$$\beta_d = \frac{1,2 \cdot M_D}{1,2 \cdot M_D + 1,6 \cdot M_L} \leq 1$$

4. Momen inersia balok di kanan kiri kolom dengan menganggap momen inersia penampang retak balok sebesar setengah dari momen inersia penampang bruto.

1. Momen inersia ujung atas

$$I_{cr} \approx \frac{I_g}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} bh^3 \right]$$

2. Momen inersia ujung bawah

$$I_{cr} \approx \frac{I_g}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} bh^3 \right]$$

5. Faktor kekangan ujung ψ kolom (lihat persamaan 4.73)

$$\psi_A \text{ (ujung atas kolom)} = \frac{\sum \frac{EI}{Lu} \text{ kolom}}{\sum E_c \frac{I_{cr}}{Ln} \text{ balok}}$$

$$\psi_B \text{ (ujung bawah kolom)} = \frac{\sum \frac{EI}{Lu} \text{ kolom}}{\sum E_c \frac{I_{cr}}{Ln} \text{ balok}}$$

6. Menentukan faktor panjang efektif k (lihat bab 4.5.2)

Harga k dapat dicari dengan rumus Furlong :

$$\psi_{avg} = \frac{1}{2} (\psi_A + \psi_B)$$

$$\text{Jika, } \psi_{avg} < 2 \rightarrow k = \left(\frac{20 - \psi_{avg}}{20} \right) \sqrt{1 + \psi_{avg}} \quad \dots\dots\dots \text{(lihat persamaan 4.75)}$$

$$\psi_{avg} \geq 2 \rightarrow k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_{avg}} \quad \dots\dots\dots \text{(lihat persamaan 4.76)}$$

7. Menentukan jari-jari girasi r

Untuk kolom persegi dengan lebar b dan tinggi h yaitu :

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\frac{(bh^3)}{bh}} = 0,288h \approx 0,3h$$

Diambil $r = 0,3h$

8. Menentukan besar pengaruh kelangsingan. Dari nilai ini akan dapat ditentukan apakah kolom tersebut termasuk kolom pendek atau kolom langsing (kolom panjang). Jika kelangsingan yang terjadi :

$$- \frac{k.l}{r} < 22 \text{ (tanpa pengaku)}$$

maka kolom tersebut termasuk kolom pendek, dan tidak perlu menghitung faktor pembesaran momen.

$$- \frac{k.l}{r} > 22, \text{ maka kolom tersebut termasuk kolom panjang dan perlu perhitungan}$$

faktor pembesaran momen.

9. Faktor pembesaran momen

Untuk kasus dimana $\frac{klu}{r} > 22$ maka perlu faktor pembesaran momen. Sedangkan

urutan untuk mencari nilai tersebut adalah sebagai berikut :

- a. Menghitung faktor kekangan ujung ψ atas kolom dan bawah kolom lainnya dalam satu tingkat, seperti langkah diatas.

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI}{L_u} \text{ kolom}}{\sum E_c \frac{I_{cr}}{L_n} \text{ balok}}$$

b. Mencari faktor kelangsingan k seperti langkah nomor 6 untuk tiap kolom lainnya dalam satu tingkat.

c. Mencari Beban tekuk Euler (P_c) tiap kolom lainnya dalam satu tingkat.

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot l)^2}$$

d. Menjumlahkan semua nilai P_c tiap kolom dalam satu tingkat ($\sum P_c$).

e. Menjumlahkan semua nilai P_u tiap kolom dalam satu tingkat ($\sum P_u$).

$$\sum P_u = 1,05(P_D + P_L + P_E)$$

f. Menentukan faktor pembesaran momen

$$\delta_b = \frac{C_{m1}}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

$C_m = 1$ (karena kolom tanpa pengaku)

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

10. Menghitung pembesaran momen (lihat persamaan 4.79)

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

11. Menentukan jumlah tulangan yang dipakai dengan cara membuat looping nilai ρ .

Nilai ρ diambil dari 1,5 % ~ 5%

- a. Karena penulangan berdasarkan 2 sisi simetris, maka ρ sama dengan ρ' .

$$\rho = \rho' = 1/2 \cdot \rho$$

- b. Maka luas tulangan perlu kolom adalah:

$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot (h - d')$$

- c. Sehingga jumlah tulangan yang dipakai

$$n = n' = \frac{A_s}{\pi \cdot (\phi_p / 2)^2} \quad (\text{dibulatkan ke atas})$$

- d. Karena pembulatan maka luas tulangan yang dipakai adalah:

$$A_s = n \cdot \pi \cdot (\phi_p / 2)^2$$

12. Perhitungan desain dan analisa kolom pendek

- a. Menghitung P_n , M_n , e pada kondisi *balanced*.

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c$$

$$f'_s = 600 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) \leq f_y, \quad f_s = f_y$$

$$P_{nb} = 0,85 f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (y - a/2) + A'_s \cdot f'_s \cdot (y - d') + A_s \cdot f_y \cdot (d - y)$$

dimana $y = h/2$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}}$$

b. Menentukan apakah kondisi yang terjadi keruntuhan tekan atau keruntuhan tarik.

Jika $e > e_b$, maka terjadi keruntuhan tarik

jika $e < e_b$ maka terjadi keruntuhan tekan

- Keruntuhan tekan (lihat persamaan 4.72)

$$P_n = \frac{A'_s \cdot f_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

- Keruntuhan tarik (lihat persamaan 4.66)

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

$$\text{dengan } m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad \text{dan} \quad \rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$a = \frac{P_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}, \quad c = \frac{a}{\beta_1}, \quad f'_s = 600 \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right)$$

13. Mengecek apakah $f'_s \geq f_y$

Jika $f'_s < f_y$, maka ρ diperbesar

14. mengecek apakah $\phi P_n \geq P_u$

Jika $\phi P_n < P_u$, maka ρ diperbesar

Dan jika $\phi P_n \geq P_u$ maka hitungan perencanaan kolom memenuhi syarat.

BAB V

PROSES PEMROGRAMAN

5. 1. Umum

Di masa globalisasi seperti sekarang ini program komputer merupakan sarana yang tepat untuk membantu menyelesaikan perhitungan agar lebih cepat dan lebih teliti. Didalam program tersebut berisi langkah-langkah yang harus dilalui untuk menyelesaikan berbagai persoalan, baik perhitungan matematika maupun pengolahan data.

Untuk mempermudah proses pembuatan program, terlebih dahulu disusun langkah-langkah penyelesaian yang akan dikerjakan. Langkah-langkah tersebut ditransfer kedalam bentuk flow chart, sehingga akan mempermudah untuk diterjemahkan kedalam bahasa program. Dalam Tugas Akhir ini bahasa program yang digunakan adalah MS-Fortran.

5. 2. Pemrograman Analisis Struktur (Matriks)

5. 2. 1. Langkah-langkah Pemrograman Analisis Struktur.

Dalam proses pemrograman analisis struktur portal bidang diperlukan langkah-langkah sebagai berikut ini.

1. Membaca dan menyimpan data struktur

Input data yang diperlukan dan harus dibaca NE (jumlah elemen), NJ (jumlah joint), dan NLC (jumlah kondisi pembebanan). Kemudian data struktur, data dukungan dan data beban, dibaca dan disimpan untuk diproses.

Data struktur meliputi informasi batang yaitu MINC(1,I) (joint pada ujung awal batang yang ditinjau), MINC(2,I) (joint pada ujung akhir batang) dan material batang yaitu, AREA(luas batang), ZI(inersia) dan EMOD (modulus elastis batang).

Data dukungan meliputi JNUM (nomor joint yang menjadi dukungan) dan JDIR (arah vektor gaya yang bebas). Untuk data beban batang meliputi batang yang terbebani, jenis beban, arah beban, jarak dan besar beban. Sedangkan data beban joint meliputi arah beban dan besar beban.

2. Mencari jumlah persamaan simultan

Semua JCODE (kode matriks joint) dianggap mempunyai vektor deformasi, artinya dianggap tidak terkekang (bernilai 1). Kemudian membaca input dukungan, jika input dukungan memberikan nilai maka JCODEnya diberi nilai nol. Yang artinya pada JCODE terjadi pengekangan. Semua data JCODE dibaca lagi, jika nilai JCODE tidak sama dengan nol maka mempunyai nilai $NEQ=NEQ+1$, dengan NEQ mula-mula bernilai nol.

3. Menentukan half bandwidth (MBD)

Semua kode matriks batang harus ditentukan lebih dulu, dengan cara membaca

nomor joint ujung awal dan akhir tiap-tiap batang. Nilai MCODE (kode matriks batang) tersebut sama seperti nilai JCODEnya.

$$MCODE(L,I) = JCODE(L, MINC(1, I))$$

$$MCODE(L+3,I) = JCODE (L, MINC(2, I))$$

dengan :

$$I = 1, NE \text{ dan } L = 1, 3$$

Dari nilai setiap nilai MCODE dalam satu lajur kolom dibanding dengan MCODE lainnya dalam satu kolom. Untuk memperoleh MBD digunakan ketentuan sebagai berikut ini.

a. Jika $MCODE(J, I) \neq 0$ dan $MCODE(K,I) \neq 0$, maka digunakan :

$$MBD = ABS (MCODE (J, I) - MCODE (K, I)$$

dengan, $I = 1, NE$

$$J = 1, 6 \text{ dan } K = J + 1, 6$$

b. Jika MCODE keduanya = 0, maka $MBD = 0$

Nilai MBD yang dipakai adalah nilai MBD yang terbesar.

4. Menghitung matriks transformasi batang

Matriks transformasi diperoleh dari input data koordinat joint yaitu :

- a. $X(1, \text{Nomor Joint})$ sebagai koordinat sumbu x
- b. $X(2, \text{Nomor Joint})$ sebagai koordinat sumbu y.

Sedangkan persamaannya adalah :

$$C1(I) = \frac{X(1,K) - X(1,J)}{ELENG(I)}$$



$$C2(I) = \frac{X(2,K) - X(2,J)}{ELENG(I)}$$

dengan :

$$ELENG(I) = \sqrt{\{X(1,K) - X(1,J)\}^2 + \{X(2,K) - X(2,J)\}^2}$$

$ELENG(I)$ = panjang batang

$$C1 = \cos \theta = C$$

$$C2 = \sin \theta = S$$

$$J = \text{MINC}(1, I)$$

$$K = \text{MINC}(2, I)$$

5. Pembebanan

Pembebanan dibedakan menjadi dua macam, yaitu pembebanan joint dan pembebanan batang. Untuk pembebanan joint dapat diperoleh dengan langkah sebagai berikut ini.

Input data yang dibaca komputer adalah JNUM (nomer joint), JDIR (arah beban yang bekerja) dan FORCE (besar beban, bernilai positif jika kekanan atau keatas dan negatif bila kekiri atau kebawah). FORCE ini merupakan beban luar yang akan berpengaruh terhadap nilai deformasi dan dinotasikan sebagai (QK).

$$Q(K) = \text{FORCE}$$

dengan, $K = \text{JCODE}(JDIR, JNUM)$

Sedangkan untuk beban batang, input data yang dibaca adalah MN (nomor batang), MAT (Tipe pembebanan, 1 untuk beban terpusat dan 2 untuk beban merata), DIST (jarak dari joint batang awal) dan ACT (besar beban). Untuk

menghitung gaya jepit ujung akibat beban luar digunakan persamaan (3.31) dan persamaan (3.32) yaitu :

a. Untuk beban titik batang :

$$F(1,MN) = F(1,MN) \text{ sebelumnya}$$

$$F(2,MN) = F(2,MN) \text{ sebelumnya} + ACT (-1 - A^2 (2 A - 3))$$

$$F(3,MN) = F(3,MN) \text{ sebelumnya} + ACT (-DIST (1 - A)^2)$$

$$F(4,MN) = F(4,MN) \text{ sebelumnya}$$

$$F(5,MN) = F(5,MN) \text{ sebelumnya} + ACT (A^2 (2 A - 3))$$

$$F(6,MN) = F(6,MN) \text{ sebelumnya} + ACT (ELENG. A^2 (1 - A))$$

b. Untuk beban merata :

$$F(1,MN) = F(1,MN) \text{ sebelumnya}$$

$$F(2,MN) = F(2,MN) \text{ sebelumnya} - 1/2 . ACT . ELENG$$

$$F(3,MN) = F(3,MN) \text{ sebelumnya} - 1/12 . ACT . ELENG$$

$$F(4,MN) = F(4,MN) \text{ sebelumnya}$$

$$F(5,MN) = F(5,MN) \text{ sebelumnya} - 1/2 . ACT . ELENG$$

$$F(6,MN) = F(6,MN) \text{ sebelumnya} - 1/12 . ACT . ELENG$$

6. Menyusun matriks beban luar total.

Matriks beban luar total merupakan penggabungan antara beban joint dan beban batang kemudian ditransformasikan dengan memanfaatkan statemen function pada bahasa fortran.

$$Q(MCODE(1,I)) = Q(MCODE(1,I)) \text{ sebelumnya} - (C1(I).F(1,I) - C2(I).F(2,I))$$

$$Q(MCODE(2,I)) = Q(MCODE(2,I)) \text{ sebelumnya} - (C1(I).F(1,I) + C2(I).F(2,I))$$

$$Q(\text{MCODE}(3,1)) = Q(\text{MCODE}(3,1)) \text{ sebelumnya} - F(3,1)$$

$$Q(\text{MCODE}(4,1)) = Q(\text{MCODE}(4,1)) \text{ sebelumnya} - (C1(1).F(4,1) - C2(1).F(5,1))$$

$$Q(\text{MCODE}(5,1)) = Q(\text{MCODE}(5,1)) \text{ sebelumnya} - (C1(1).F(4,1) + C2(1).F(5,1))$$

$$Q(\text{MCODE}(6,1)) = Q(\text{MCODE}(6,1)) \text{ sebelumnya} - F(6,1)$$

dengan, I = nomor batang

7. Membentuk matriks kekakuan sistem struktur

Untuk menghitung matriks kekakuan menggunakan persamaan (3.29) dengan memanfaatkan statement index matriks pada bahasa komputer.

$$\text{INDEX} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 4 & -1 & -2 & 4 \\ & 3 & 5 & -2 & -3 & 5 \\ & & 6 & -4 & -5 & 7 \\ & & & 1 & 2 & -4 \\ & & & & 3 & -5 \\ \text{sim} & & & & & 6 \end{bmatrix}$$

dengan :

$$1 = g1 = \alpha (\beta c^2 + 12 C2^2)$$

$$2 = g2 = \alpha C1.C2 (\beta - 12)$$

$$3 = g3 = \alpha (\beta C2^2 + 12 C1^2)$$

$$4 = g4 = -\alpha 6 \text{ ELENG } C2$$

$$5 = g5 = \alpha 6 \text{ ELENG } C1$$

$$6 = g6 = \alpha 4 \text{ ELENG}^2$$

$$7 = g7 = \alpha 2 \text{ ELENG}^2$$

$$\text{dengan } \alpha = \frac{\text{EMOD} \cdot \text{ZI}}{\text{ELENG}^2}, \beta = \frac{\text{AREA} \cdot \text{ELENG}^2}{\text{ZI}}$$

Jika $J = \text{MCODE}(\text{JE}, \text{nomor batang}) \neq 0$, $\text{JE} = 1, 6$ dan

$$I = \text{MCODE}(\text{IE}, \text{nomor batang}) \neq 0, \text{IE} = \text{JE}, 6$$

maka :

dapat dicari nilai g pada matriks dengan index yang telah ditentukan diatas. Dan untuk mendapatkan nilai index seperti diatas yaitu ada yang bernilai negatif sedang rumus g yang digunakan positif, maka digunakan statement float yaitu untuk menjadikan real suatu nilai. Dan letak matrik kekauannya dapat dicari dengan persamaan:

$$SS(J,K) = SS(J,K) \text{sebelumnya} + g (\text{AbsINDEX}(\text{IE}, \text{JE})) \text{FLOAT} \frac{\text{INDEX}(\text{JE}, \text{IE})}{\text{Abs.INDEX}(\text{IE}, \text{JE})}$$

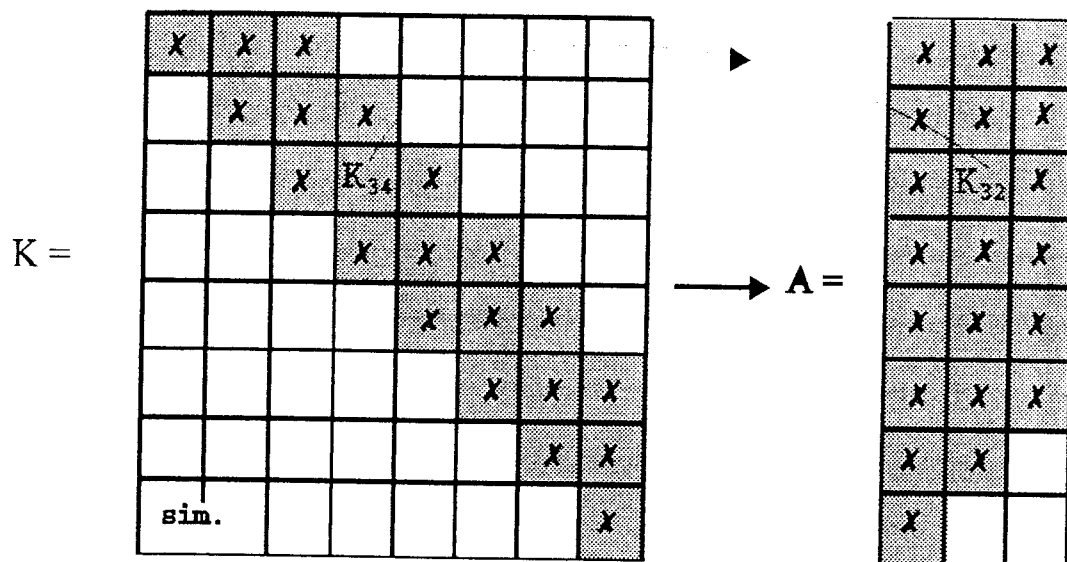
Sedangkan nilai k adalah letak kolom yang disimpan dalam band matriks. Fungsi nilai k adalah untuk menyederhanakan bentuk matrik sehingga dapat menghemat waktu komputer dan penyimpanan (memory). Bentuk penyederhanaan tersebut disebut jalur atas (upper band) matriks kekakuan keseluruhan. Matrik $n \times n$ dapat dijadikan suatu array segi empat $n \times b$.

Dan b adalah setengah lebar jalur (*half band width*). Gambar 5.1 menunjukkan proses penyimpanan kedalam suatu matriks segi empat.

Hubungan antara elemen K dan A adalah

$$K_{ij} = A_{ik}, \quad k = j - i + 1$$

Baris (i) untuk K sama dengan baris (I) pada A .



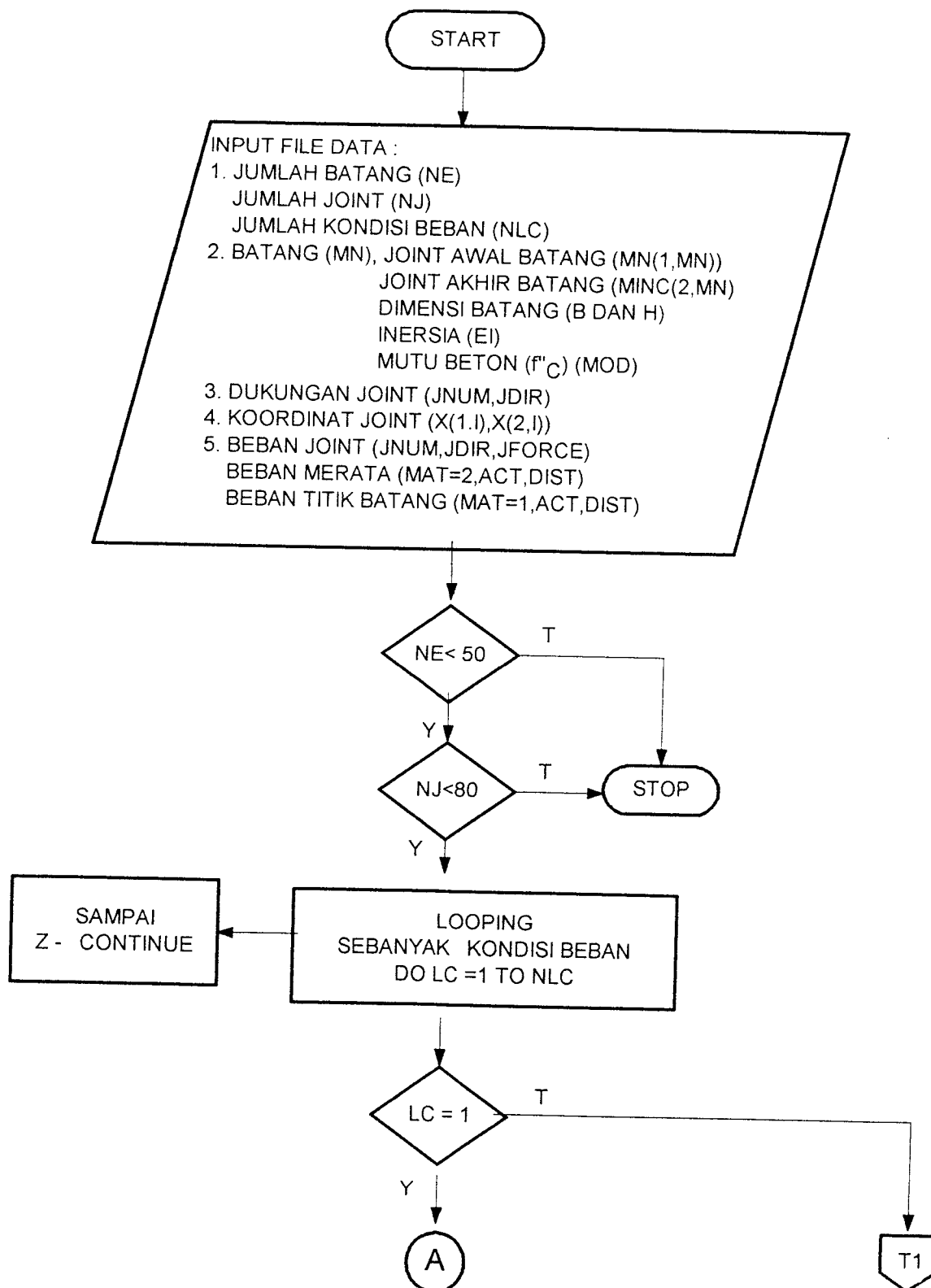
Gambar 5.1. Proses penyimpanan kedalam baris bandwidth matrix

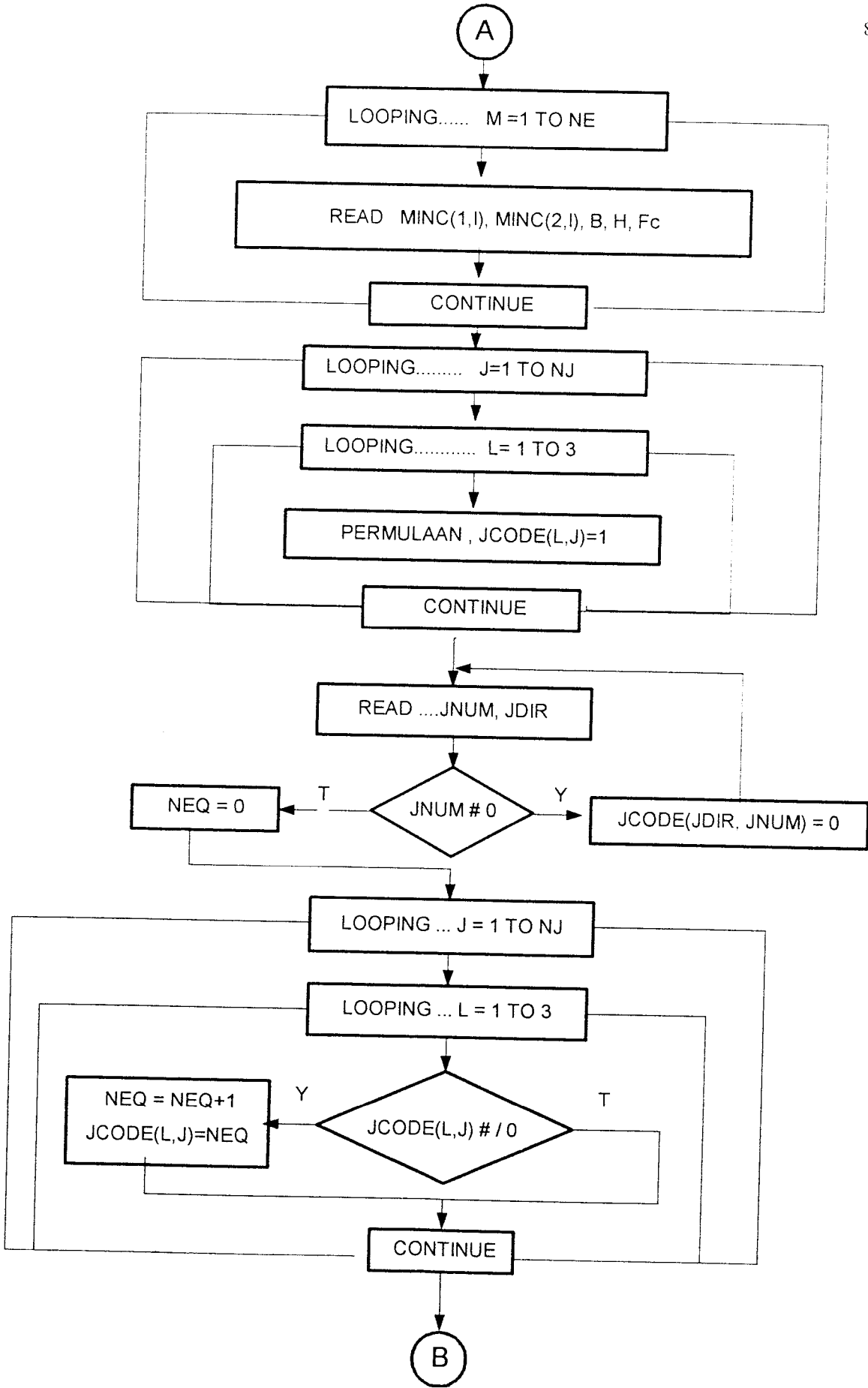
8. Menyelesaikan persamaan matriks

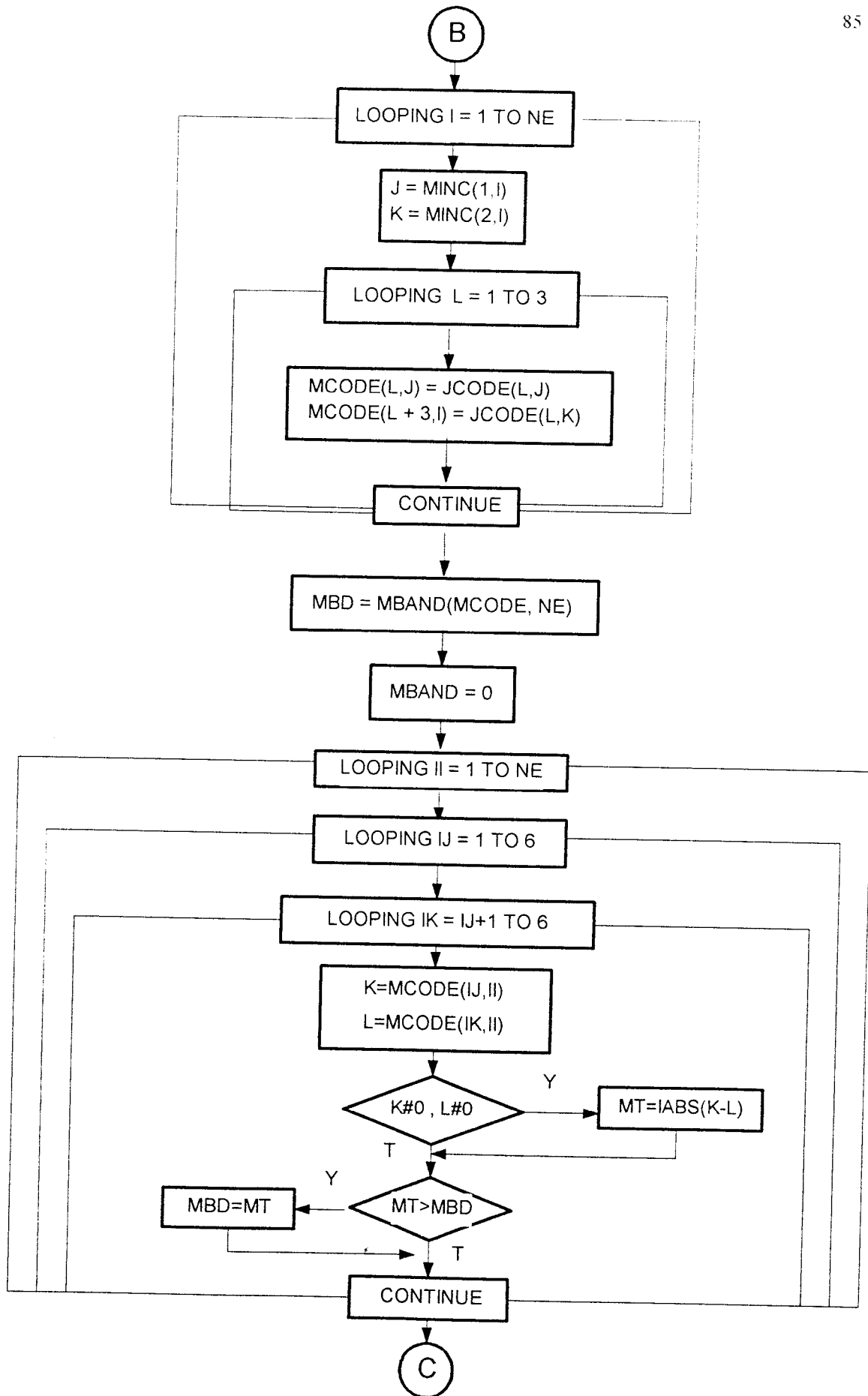
Menyelesaikan persamaan matriks dilakukan dengan metode eliminasi gauss. Vektor matriks Q yang semula sebagai vektor matriks beban luar, keluar sebagai vektor matriks displacement. Kemudian matriks displacement masing-masing batang disusun yang diambil dari matriks displacement struktur dengan bantuan MCODE masing-masing batang.

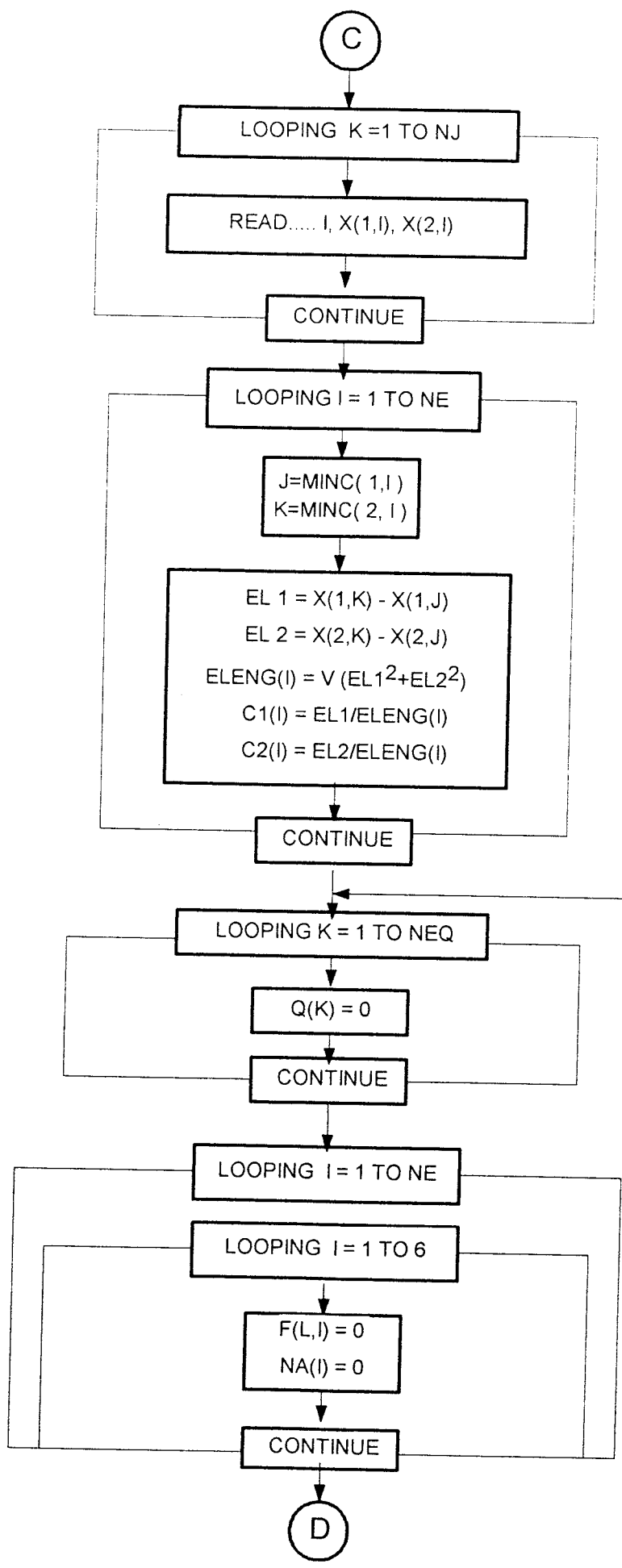
Dengan persamaan $d = A^{-1} Q$ didapat displacement masing-masing batang. Nilai d yang didapat digunakan untuk menghitung gaya batang dengan persamaan $f = k d$.

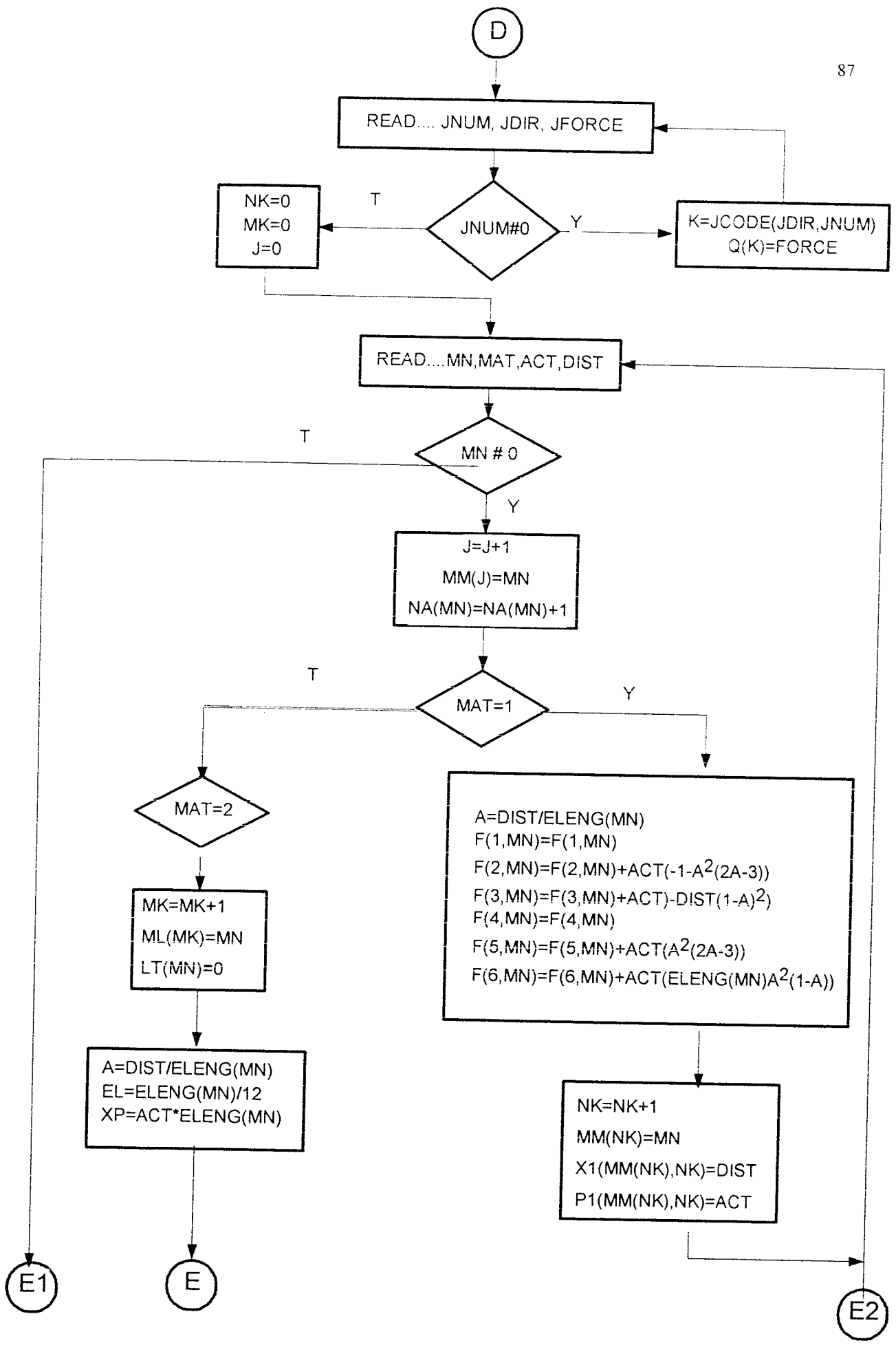
5. 2. 2. Flow chart analisis struktur dengan metode matriks

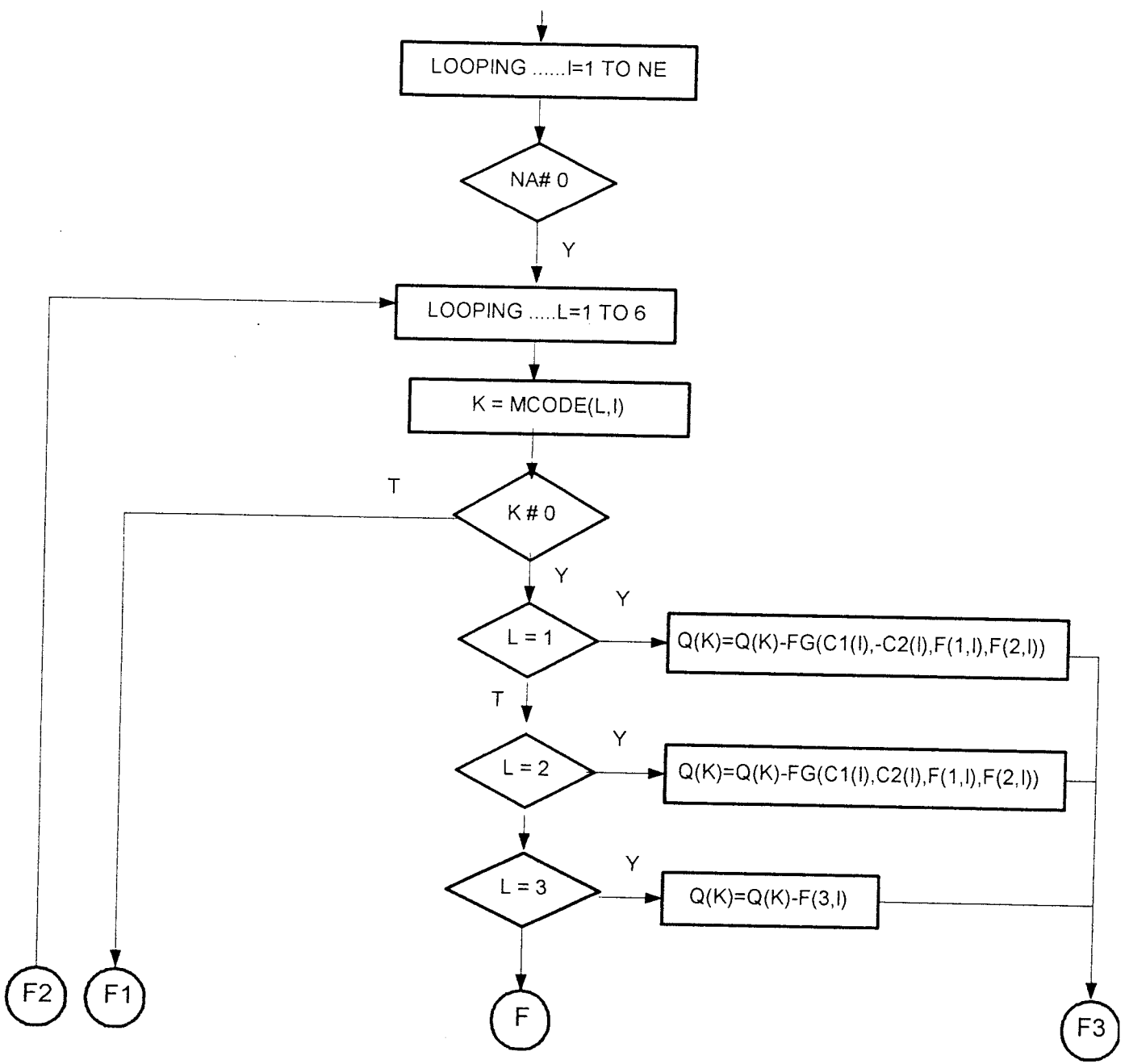
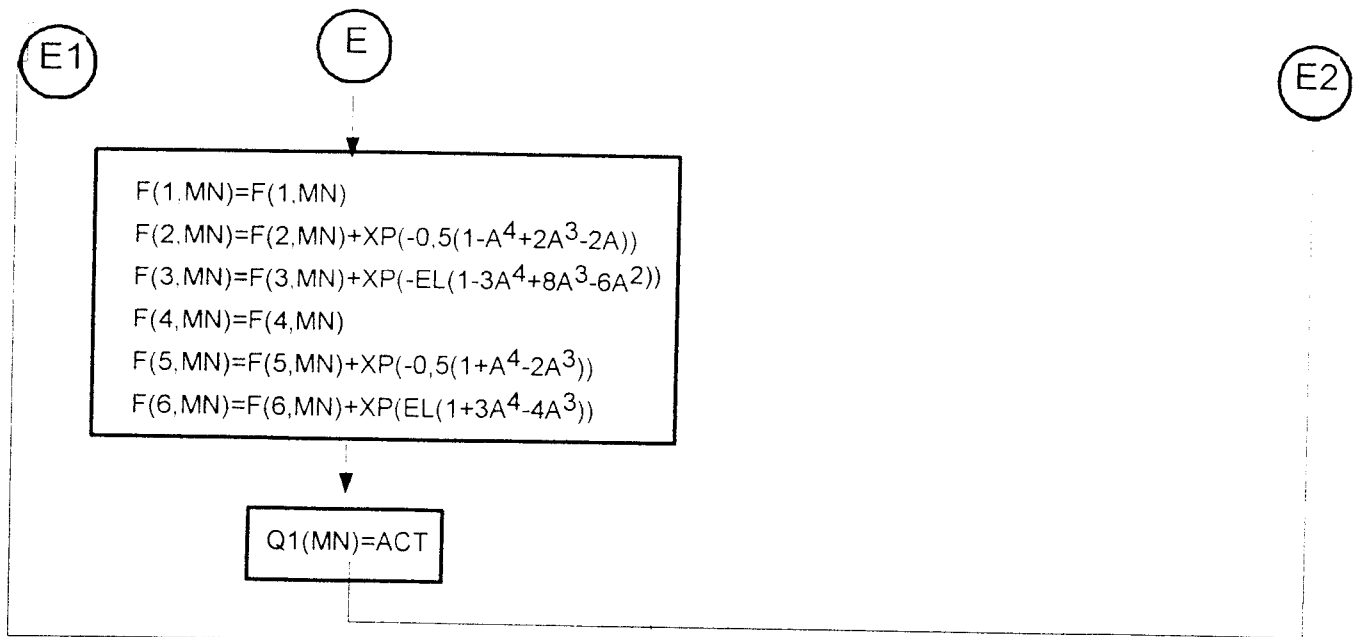


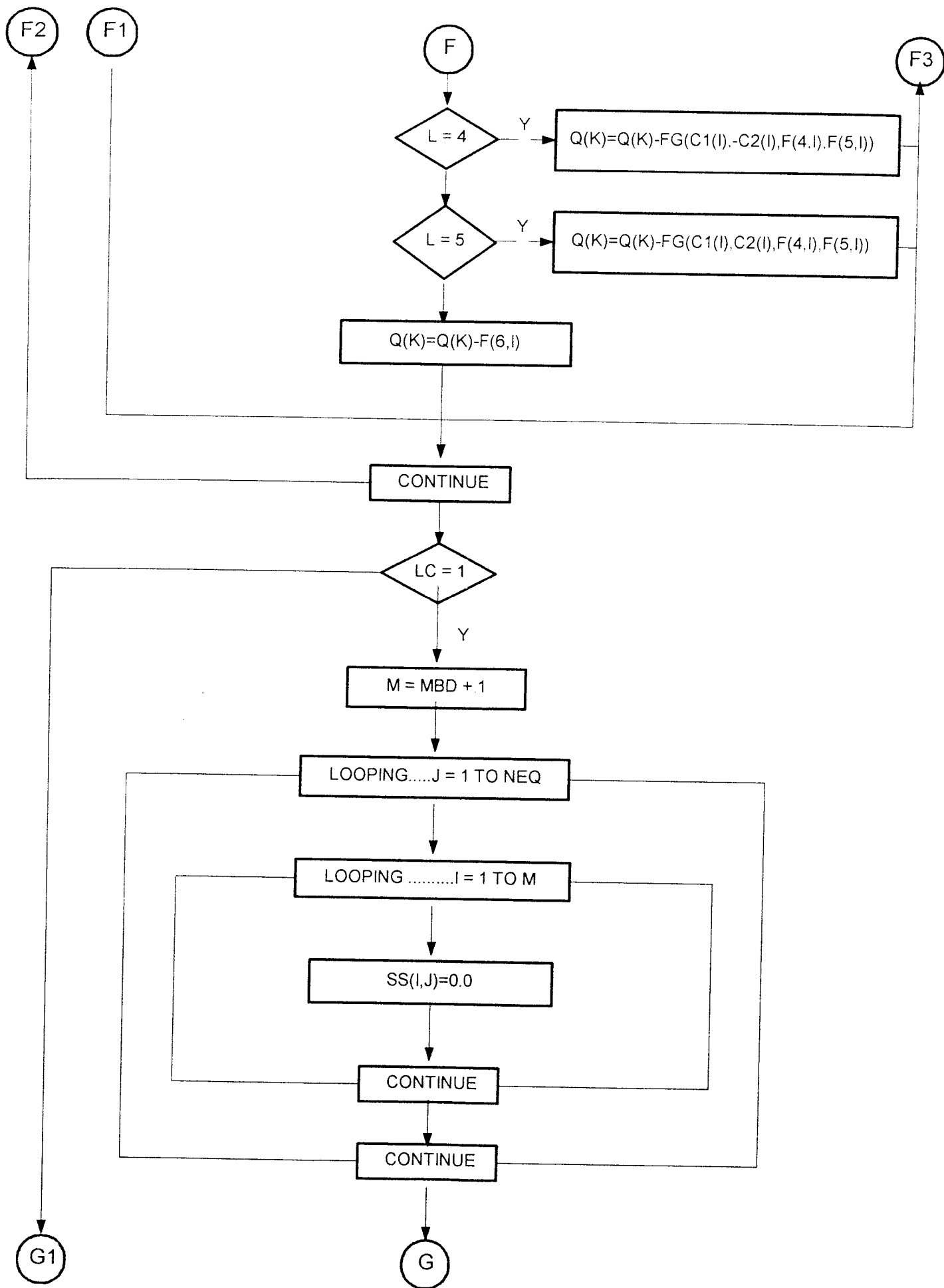












G1

G

LOOPINGN = 1 TO NE

```

ALPHA(N)=EMOD(N)*EZI(N)/ELENG(N)**3
ALBET(N)=EMOD(N)AREA(N)/ELENG(N)
G(1)=(ALBET(N)*C1(N)**2)+(12.*ALPHA(N)*C2(N)**2)
G(2)=(ALBET(N)*C1(N)*C2(N))-(12.*ALPHA(N)*C1(N)*C2(N))
G(3)=(ALBET(N)*C2(N)**2)+(12.*ALPHA(N)*C1(N)**2)
G(4)=-ALPHA(N)*6.*ELENG(N)*C2(N)
G(5)=ALPHA(N)*6.*ELENG(N)*C1(N)
G(6)=ALPHA(N)*4.*ELENG(N)**2
G(7)=ALPHA(N)*2.*ELENG(N)**2

```

LOOPINGJE = 1 TO 6

JCODE(JE,N)

J#0

LOOPING ...IE = JE TO 6

I = MCODE(IE,N)

I#0

```

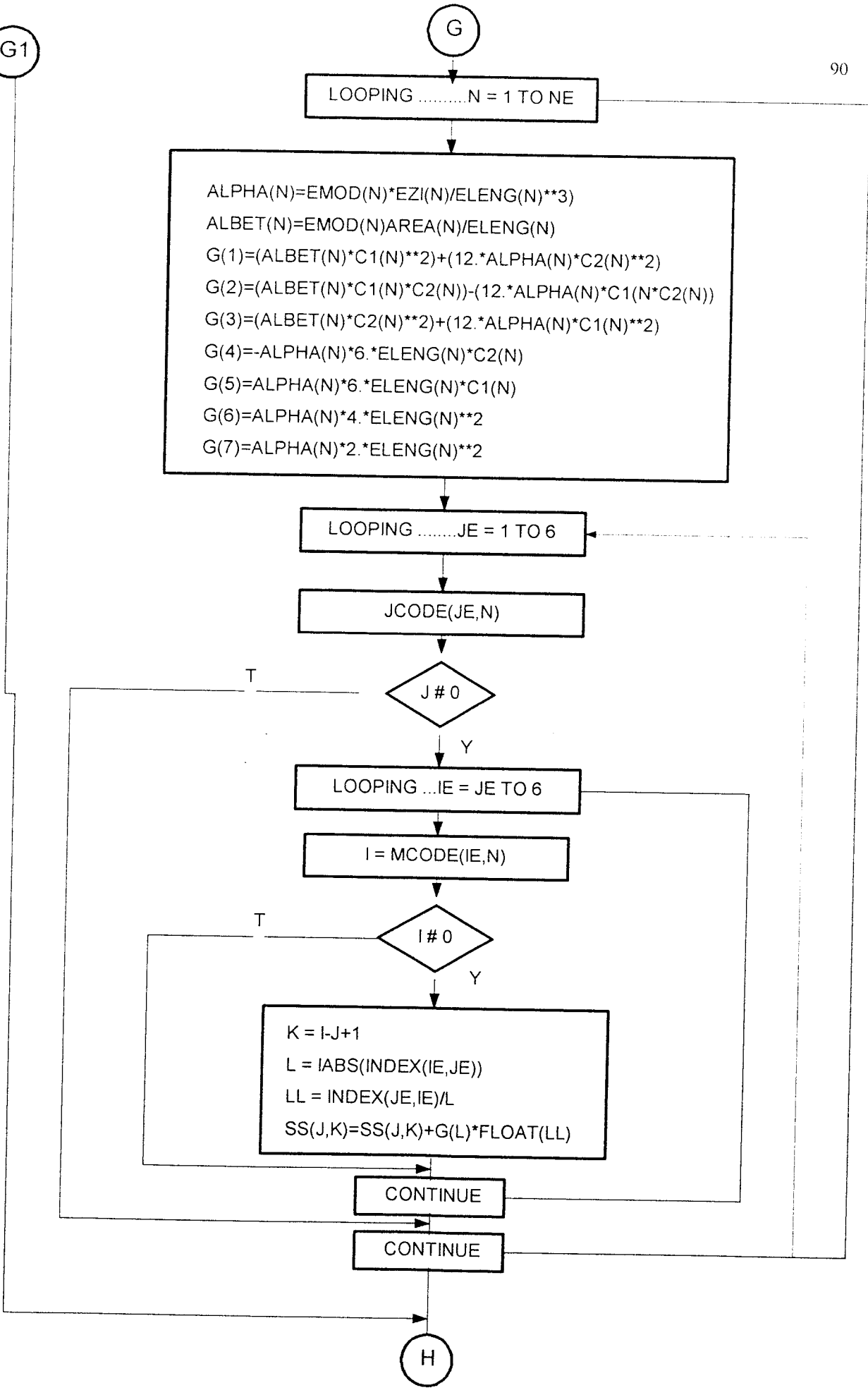
K = I-J+1
L = IABS(INDEX(IE,JE))
LL = INDEX(JE,IE)/L
SS(J,K)=SS(J,K)+G(L)*FLOAT(LL)

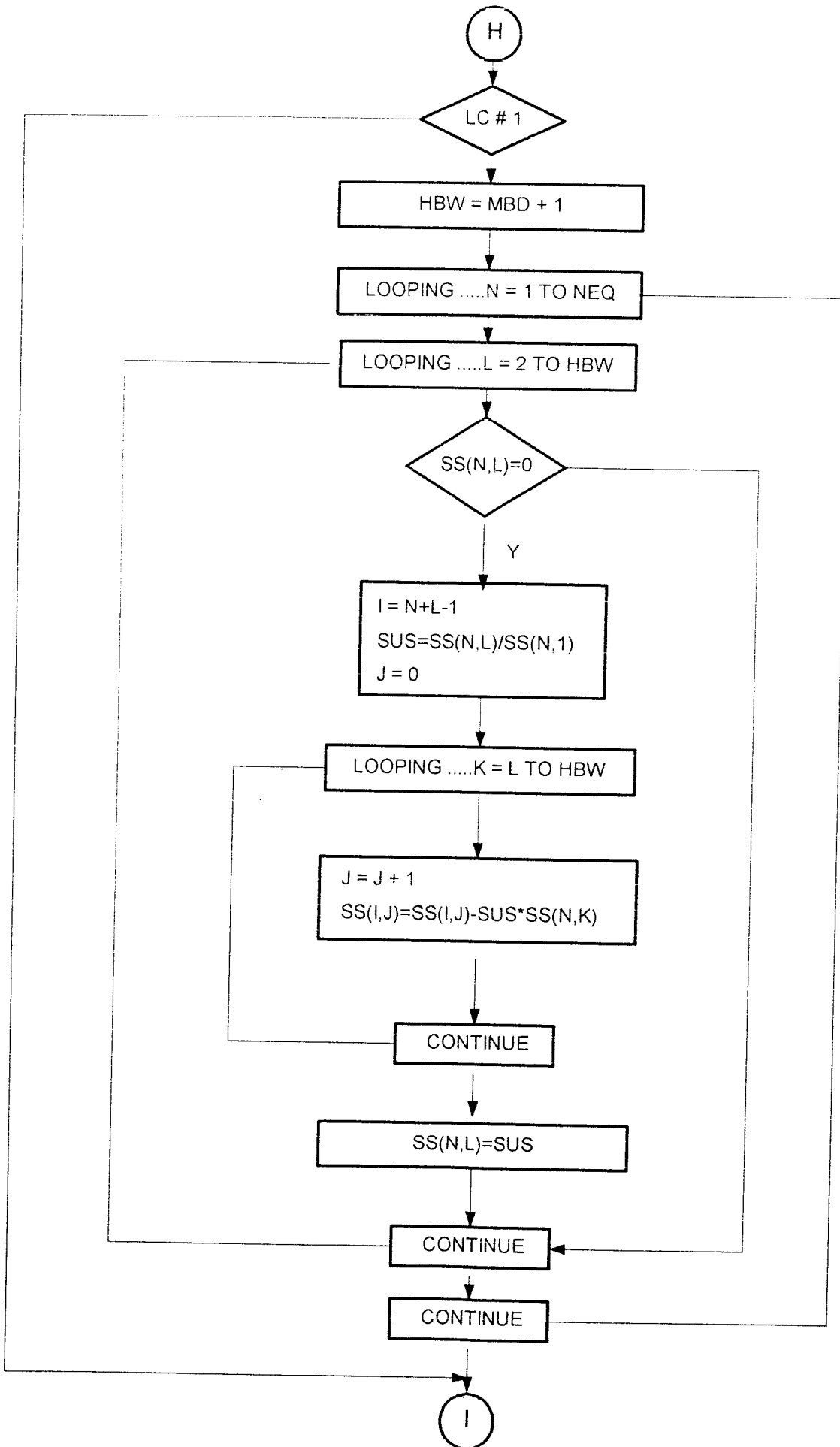
```

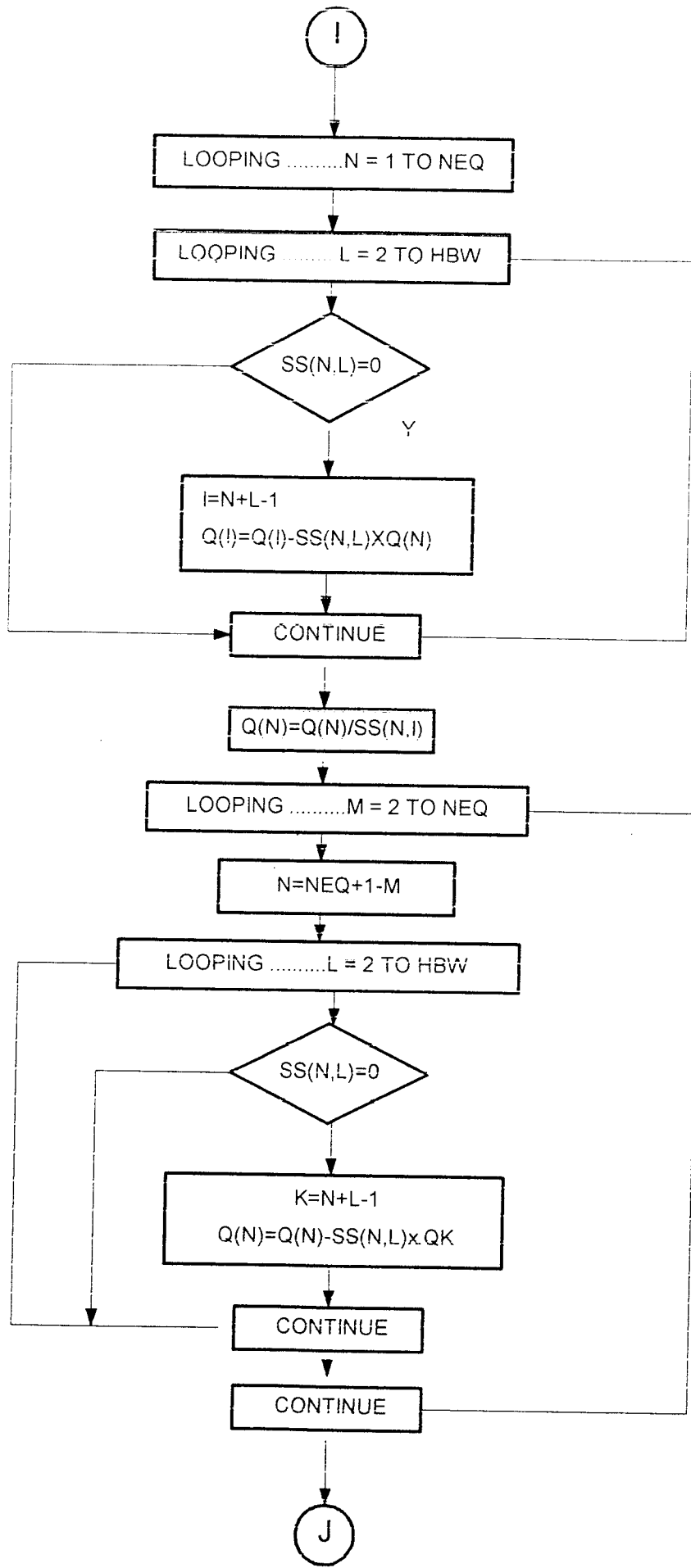
CONTINUE

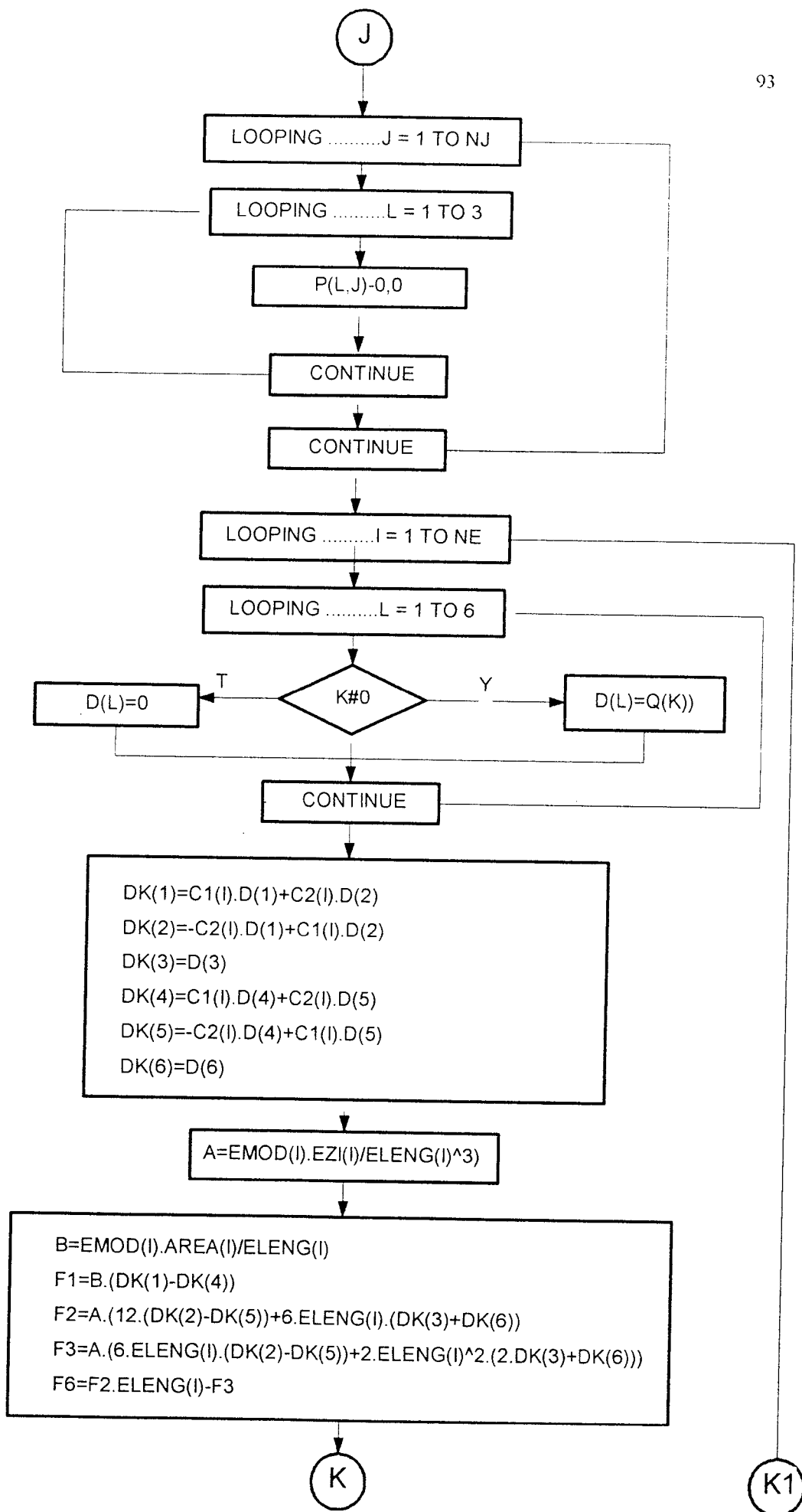
CONTINUE

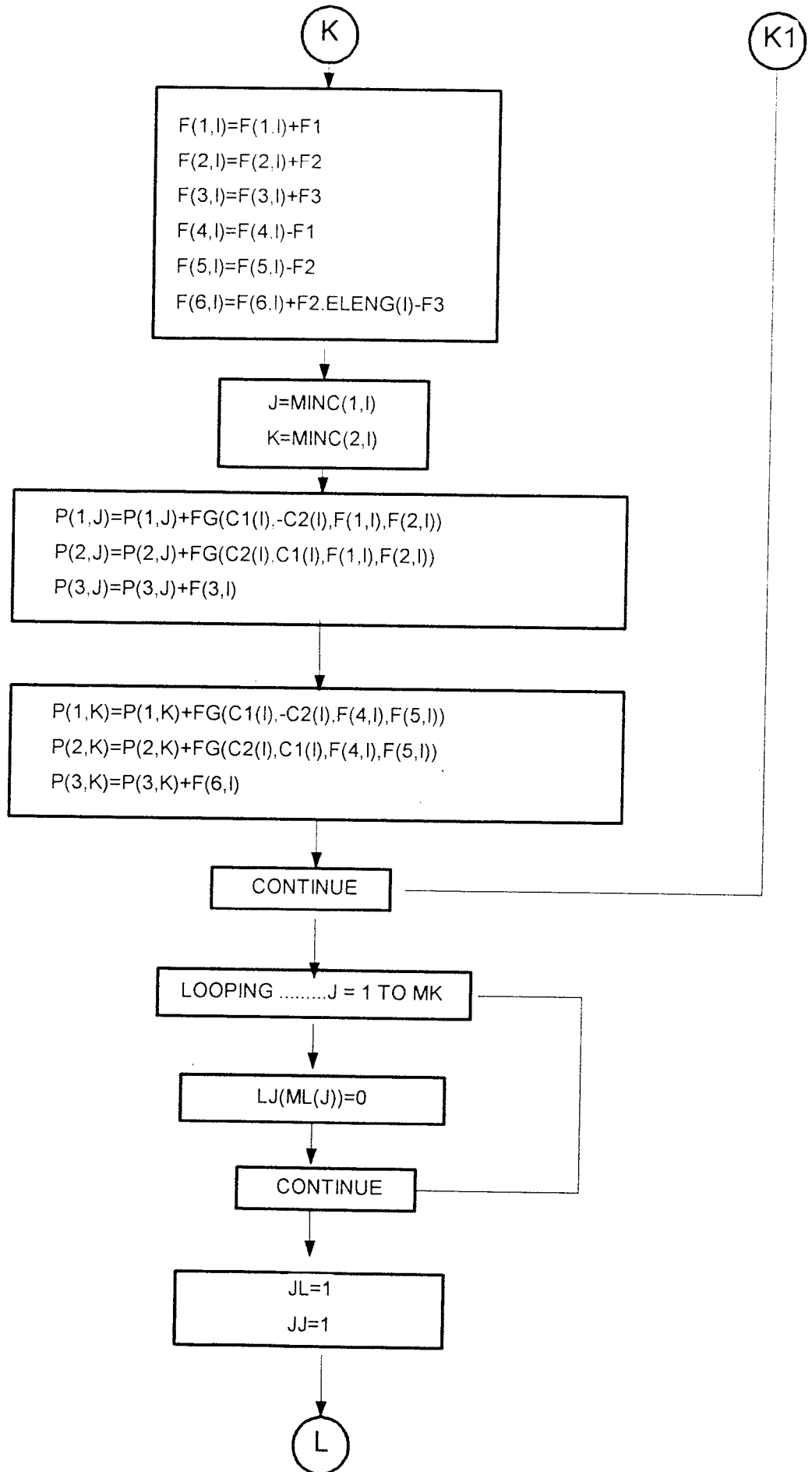
H

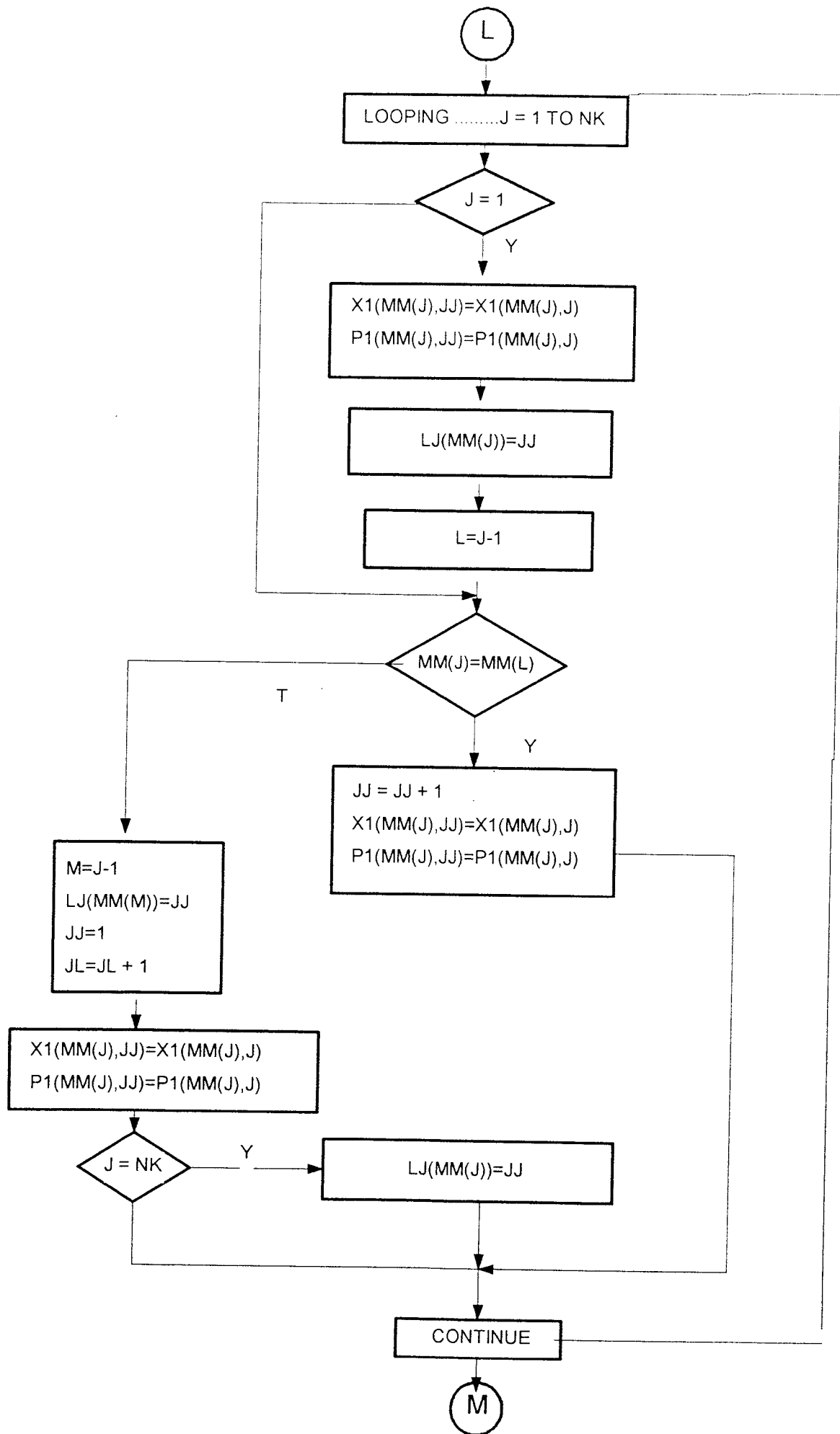


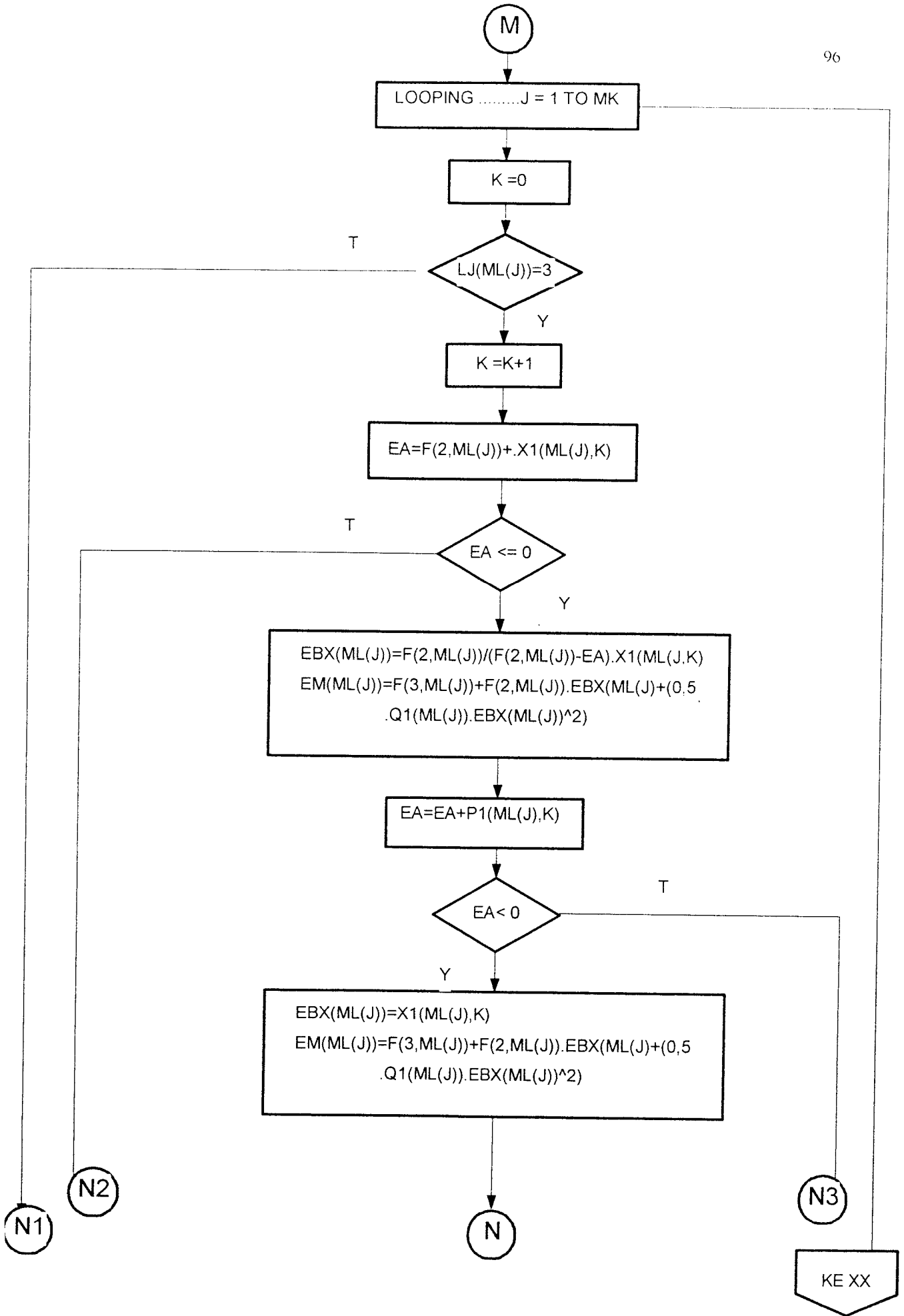


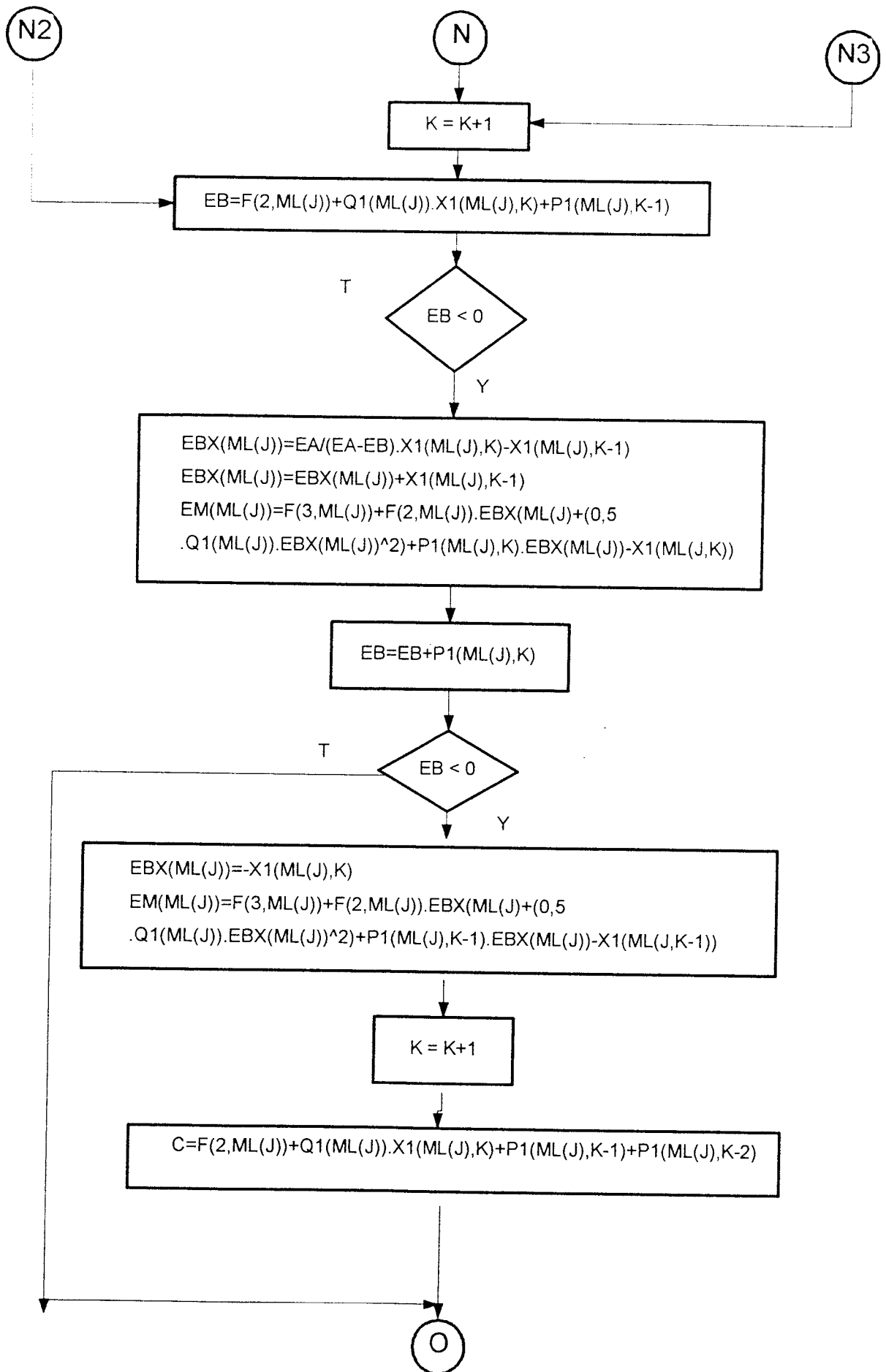


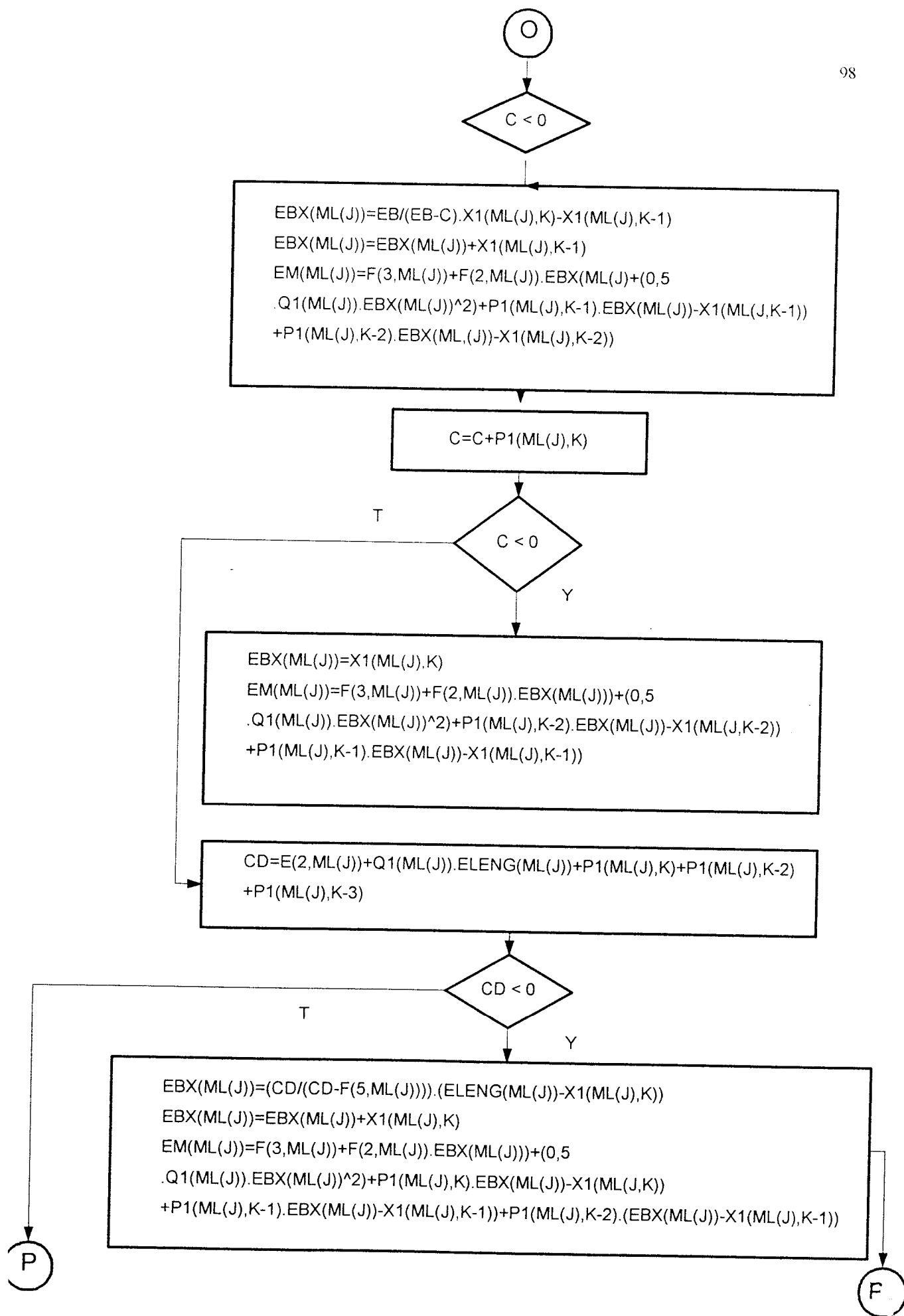


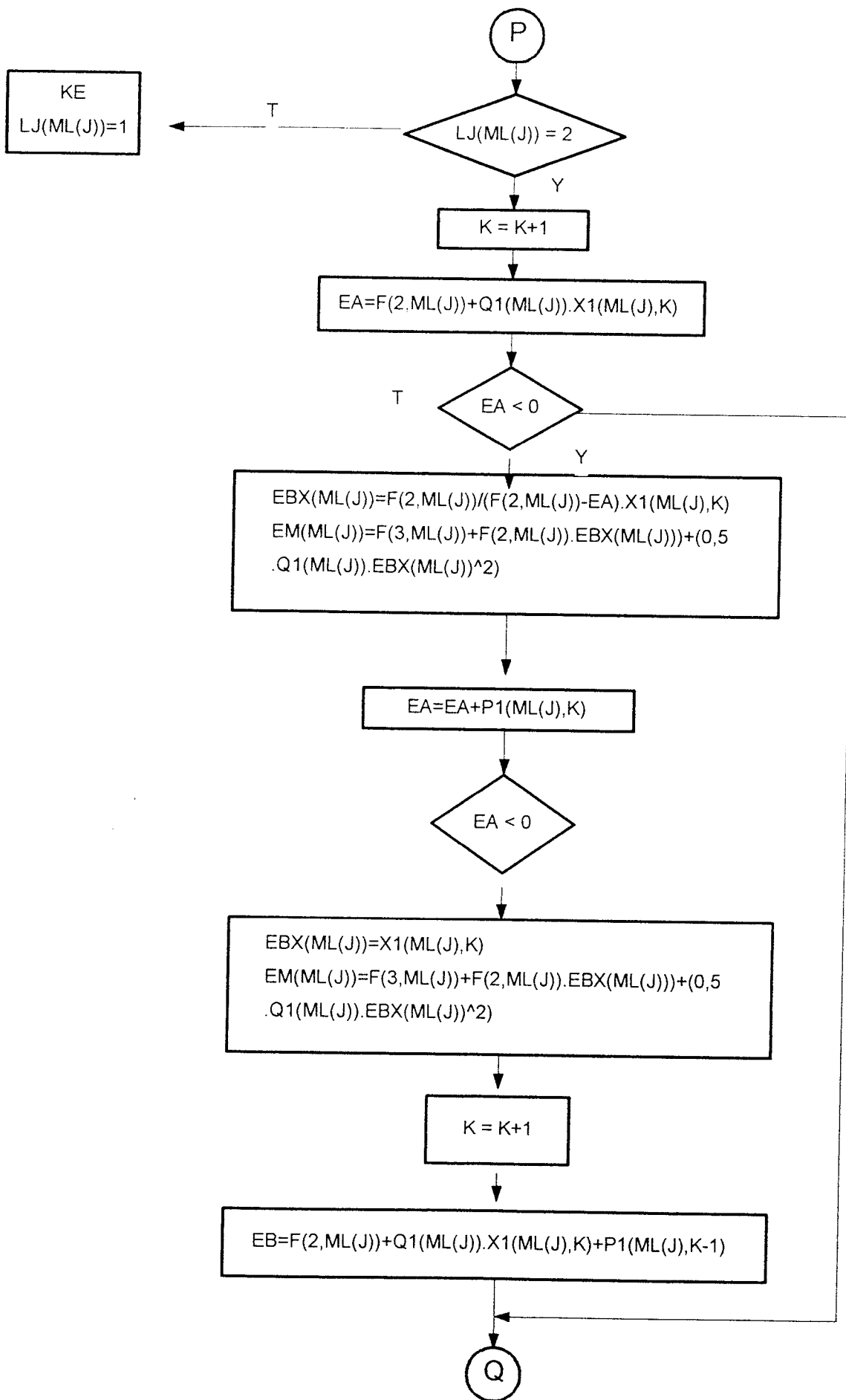


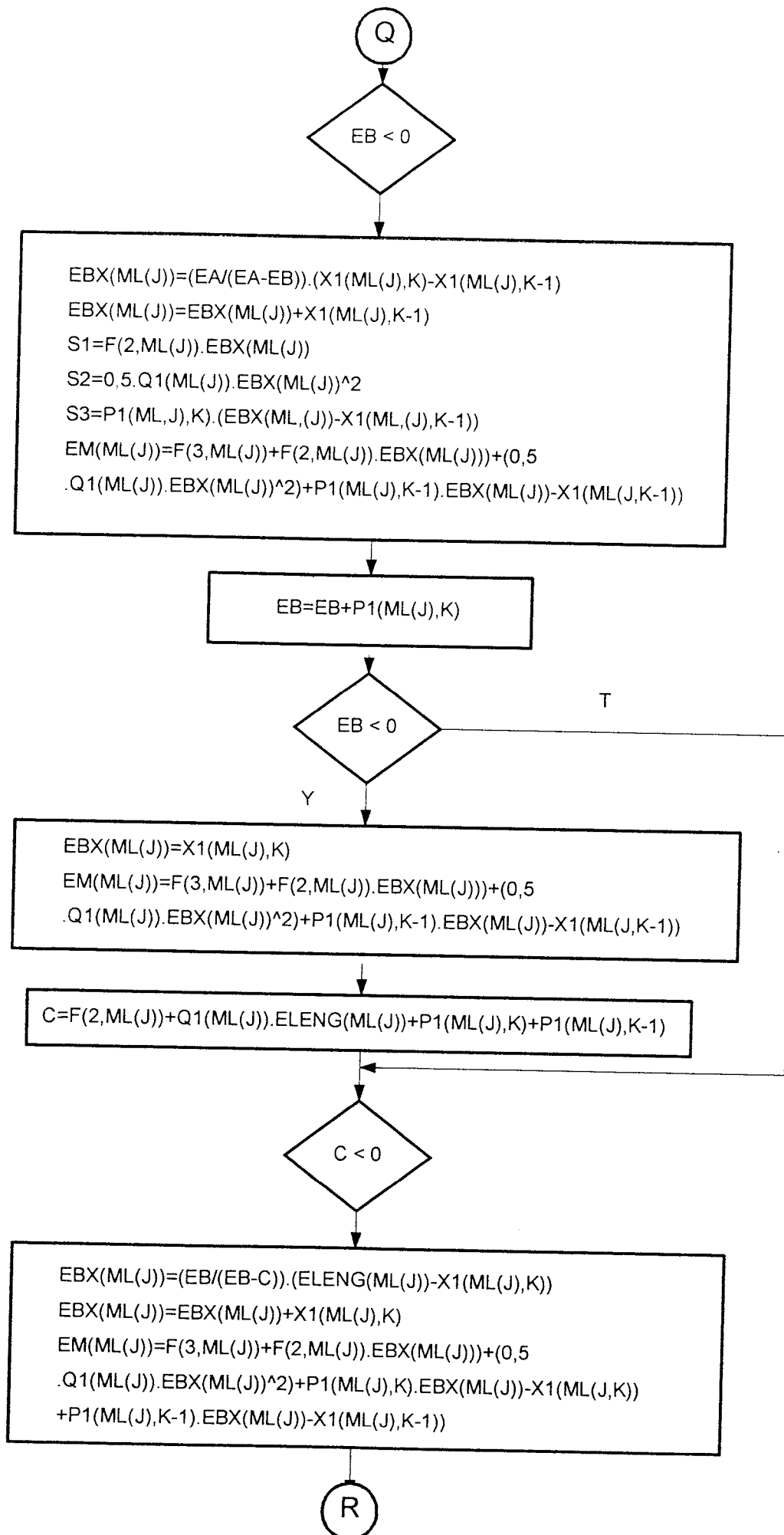


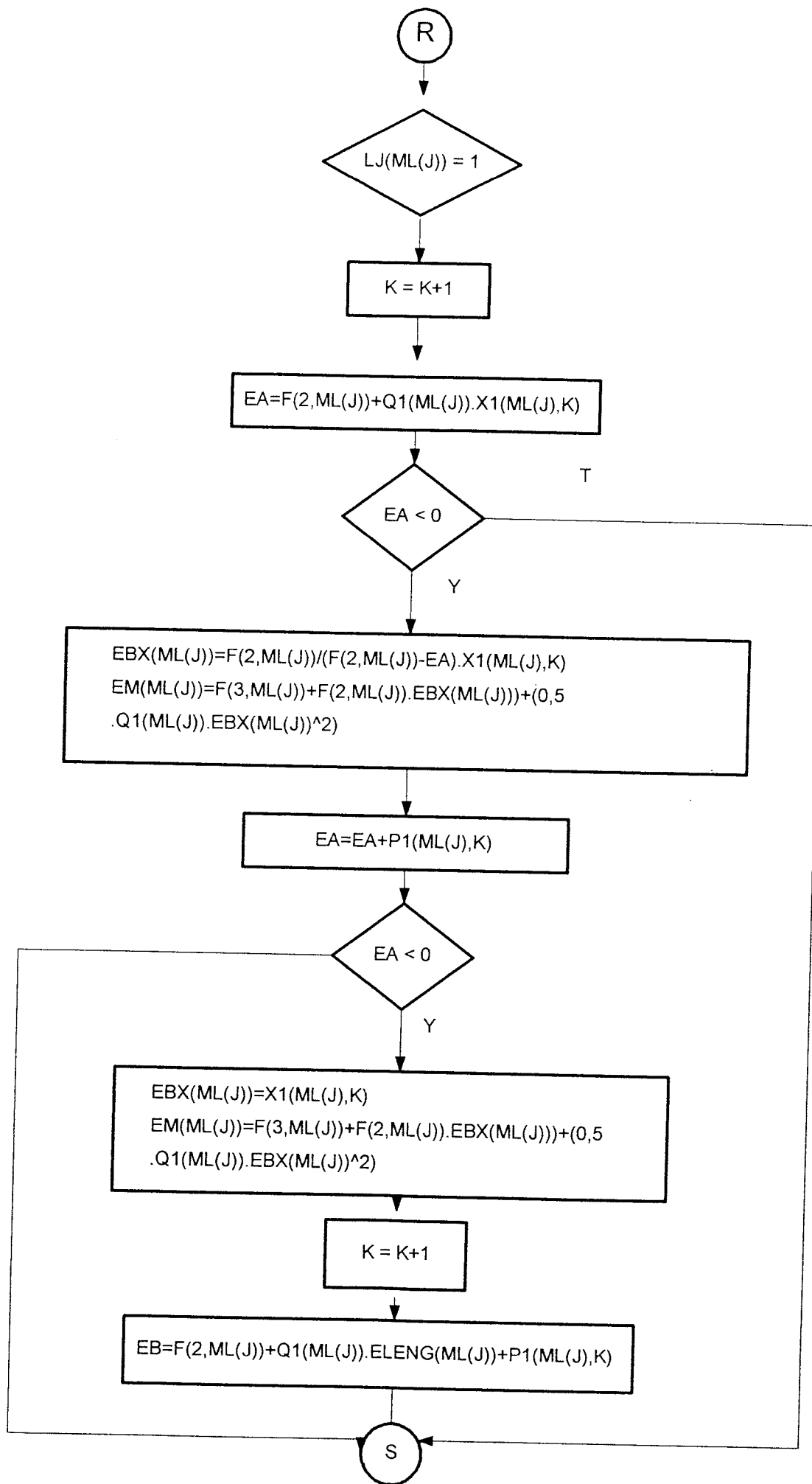












A CONTINUE

S

EB < 0

Y

$EBX(ML(J)) = EA / (EA - EB) \cdot (ELENGTH(ML(J)) - X1(ML(J), K))$
 $EBX(ML(J)) = EBX(ML(J)) + X1(ML(J), K)$
 $EM(ML(J)) = F(3, ML(J)) + F(2, ML(J)) \cdot EBX(ML(J)) + (0,5$
 $\cdot Q1(ML(J)) \cdot EBX(ML(J))^2 + P1(ML(J), K) \cdot EBX(ML(J)) - X1(ML(J), K)$

LJ(ML(J)) = 0

$EBX(ML(J)) = (F(2, ML(J)) / (F(2, ML(J)) + F(5, ML(J))) \cdot ELENGTH(ML(J))$
 $EM(ML(J)) = F(3, ML(J)) + F(2, ML(J)) \cdot EBX(ML(J)) + (0,5$
 $\cdot Q1(ML(J)) \cdot EBX(ML(J))^2$

CONTINUE

XX

LOOPING I = 1 TO NJ

LOOPING J = 1 TO 3

K = JCODE(J, I)

K # 0

Y

DJ(J, I) = Q(K)

T

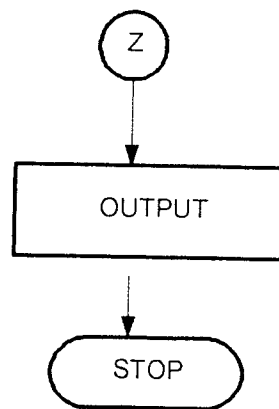
DJ(J, I) = 0

CONTINUE

CONTINUE

CONTINUE

Z



5. 3. Pemrograman Balok Beton Bertulang

5. 4 1. Langkah-langkah pemrograman balok

Program balok beton bertulang ini merupakan lanjutan dari program analisis struktur. Program ini tidak bisa berdiri sendiri, karena input momen dan shear diambil output dari program analisis struktur. Langkah pemrogramannya adalah sebagai berikut ini.

1. Membaca dan menyimpan data struktur

Data diambil dari file output analisis struktur dan file data balok. Data dari file output analisis struktur tidak semuanya digunakan, sehingga ada yang hanya sekedar dibaca sebagai teks.

Data balok yang diperlukan meliputi FC (kuat desak beton), FY (kuat tarik baja), TP (tulangan pokok), SENGGK (senggang), D (penutup beton), B (lebar balok), HT (tinggi balok), ELENG (panjang bentang).

Data output analisis struktur yang diperlukan meliputi MN (balok/batang), F1(MN) (gaya normal ujung balok awal), F2(MN) (gaya geser ujung balok awal), F3(MN) (momen ujung balok awal), F4(MN) (gaya normal ujung balok akhir), F5(MN) (gaya geser ujung balok akhir), F6(MN) (momen ujung balok akhir), MNN(NL) (balok yang dihitung momen maksimumnya), EMLP(MNN(NL)) (Momen maksimum lapangan).

2. Mencari nilai β

BETA (β) dicari dengan menggunakan interpolasi nilai β (berdasar ayat 3.3.2 butir 7 SK-SNI) sebagai berikut .:

- Untuk $FC < 30$, $BETA = 0,85$
- Untuk $FC > 55$, $BETA = 0,65$
- Untuk $30 < FC < 55$, $BETA = 0,85 - (FC - 30) \cdot 0,008$

3. Menentukan RNO RB (ρ_b)

Untuk menentukan apakah balok tulangan tunggal atau rangkap diperlukan nilai RNO (syarat kapasitas maksimum balok tulangan tunggal). Maka yang perlu dicari adalah :

$$RB = \frac{0,85 \cdot FC \cdot BETA}{FY} \cdot \frac{600}{600 \cdot FY} , RB = \rho_b$$

$$RHOMAX = 0,75 \cdot RB$$

$$RHOMIN = 1,4 / FY$$

$$W = (RHOMAX \cdot FY) / FY$$

$$RNO = FC \cdot W \cdot (1 - .59 W)$$

3. Menjadikan gaya yang didapat dari analisis struktur memenuhi syarat SK-SNI

Semua nilai gaya masing-masing balok yaitu $F1(MN)$, $F2(MN)$, $F3(MN)$, $F4(MN)$, $F5(MN)$, $F6(MN)$ dikalikan dengan faktor beban sebagai syarat kuat perlu.

- Untuk gaya akibat beban hidup ($LC = 1$) dikalikan faktor 1,6 maka :

$$EMTP13(MN) = 1,6 \cdot F3(MN)$$

$$EMTP16(MN) = 1,6 \cdot F6(MN)$$

$$VU12(MN) = 1,6 \cdot F2(MN)$$

$$VU15(MN) = 1,6 \cdot F5(MN)$$

- Untuk gaya akibat beban mati ($LC = 2$) dikalikan faktor 1,2 maka :

$$EMTP23(MN) = 1,2 \cdot F3(MN)$$

$$EMTP26(MN) = 1,2 \cdot F6(MN)$$

$$VU22(MN) = 1,2 \cdot F2(MN)$$

$$VU25(MN) = 1,2 \cdot F5(MN)$$

- Untuk beban gempa ($LC = 3$) nilainya tetap, tetapi diganti nama variabelnya .

$$EMTP33(MN) = . F3(MN)$$

$$EMTP36(MN) = . F6(MN)$$

$$VU32(MN) = F2(MN)$$

$$VU35(MN) = F5(MN)$$

Hasil diatas kemudian dikalikan terhadap faktor kombinasi beban (SK-SNI ayat 3.3.2) . Kombinasi beban mati dan hidup dibandingkan kombinasi beban hidup, mati dan gempa, maka :

$$EA1(MNN(M)) = EMTP13 (MNN(M)) + EMTP23(MNN(M))$$

$$EA2(MNN(M)) = EMTP16 (MNN(M)) + EMTP26(MNN(M))$$

$$EA3(MNN(M)) = 1,05 (EMTP13 (MNN(M))/1,6 + EMTP23(MNN(M))/1,2 \\ + EMTP 33 (MNN(M)))$$

$$EA4(MNN(M)) = 1,05 (EMTP16 (MNN(M))/1,6 + EMTP26(MNN(M))/1,2 \\ + EMTP 36 (MNN(M)))$$

dimana ,

$MNN(M)$ = nomor balok dari urutan nomer batang (pada analisis struktur).

Keempat nilai diatas dibandingkan dan yang terbesar dijadikan sebagai momen rencana pada balok tumpuan. Untuk gaya geser juga dilakukan sama seperti diatas.

Untuk momen lapangan maksimum hanya dikombinasikan antara beban mati dan beban hidup, karena gaya momen maksimum akibat beban gempa terjadi di tumpuan batang.

Kemudian nilai terbesar masing-masing batang di beri nama $EMULT(MNN(J),1)$ momen lapangan dan $EMULT(MNN(J),2)$ untuk momen tumpuan, yang berfungsi untuk mempermudah looping perhitungan komputer.

4. Menentukan apakah balok tulangan tunggal atau rangkap

Nilai $EMULT(MNN(J),I)$ masing-masing balok dijadikan momen nominal ($EMNLAP(MNN(J),I)$), kemudian cek apakah tulangan tunggal atau rangkap.

- Jika $EMNLAP(MNN(J),I) < EMNO$, maka di hitung dengan tulangan sebelah.
- Jika $EMNLAP(MNN(J),I) > EMNO$, maka di hitung dengan tulangan rangkap.

dimana,

$$EMNO = 0,8 \cdot B(MNN(J)) \cdot H(MNN(J))^2 \cdot RNO$$

5. Perhitungan untuk tulangan tunggal

- Mencari ρ (ERHO) dan harus lebih besar dari ρ min (RHOMIN)

$$ERHO = \frac{1}{AM} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot AM \cdot RN}{FY}}\right)$$

dimana :

$$AM = \frac{FY}{0,85 \cdot FC}$$

$$RN = \frac{EMNLAP(MNN(J, I))}{B(MNN(J)) \cdot H(MNN(J))^2}$$

- Mencari luas tulangan (AS) dan jumlah tulangan (BTUL)

$$AS = ERHO \cdot B(MNN(J)) \cdot H(MNN(J))$$

$$NINT(BTUL) = AS/ATUL, ATUL = 1/4 \cdot 0,314 \cdot TP^2$$

Hasil dari BTUL dibulatkan keatas dengan menggunakan statement NINT pada bahasa fortran. Luasan AS yang diperoleh sebelumnya dicek lagi dengan BTUL pembulatan, kemudian didapat kapasitas momen.

6. Perhitungan tulangan rangkap

- Menentukan ρ_1 (RHO1) sebesar 0,9 RHOMAX

$$RHO1 = 0,9 \cdot RHOMAX$$

$$RNO1 = FC \cdot W1 \cdot (1 - 0,59 \cdot W1)$$

dimana :

$$W1 = \frac{RHO1.FY}{FC}$$

- Mencari kapasitas momen akibat RHO1

$$EMNR1 = 0,8 \cdot B \cdot (MNN(J)) \cdot H(MNN(J))^2 \cdot RNO1$$

- Mencari luas tulangan tariff (AS), desak (AS2) dan jumlah tulangan (BTUL)

$$AS1 = RHO1 \cdot B(MNN(J)) \cdot H(MNN(J))$$

$$EMNR2 = EMNLAP(MNN(J),I) - EMNR1$$

$$AS2 = \frac{EMNR2}{FY \cdot (H(MNN(J)) - D)}$$

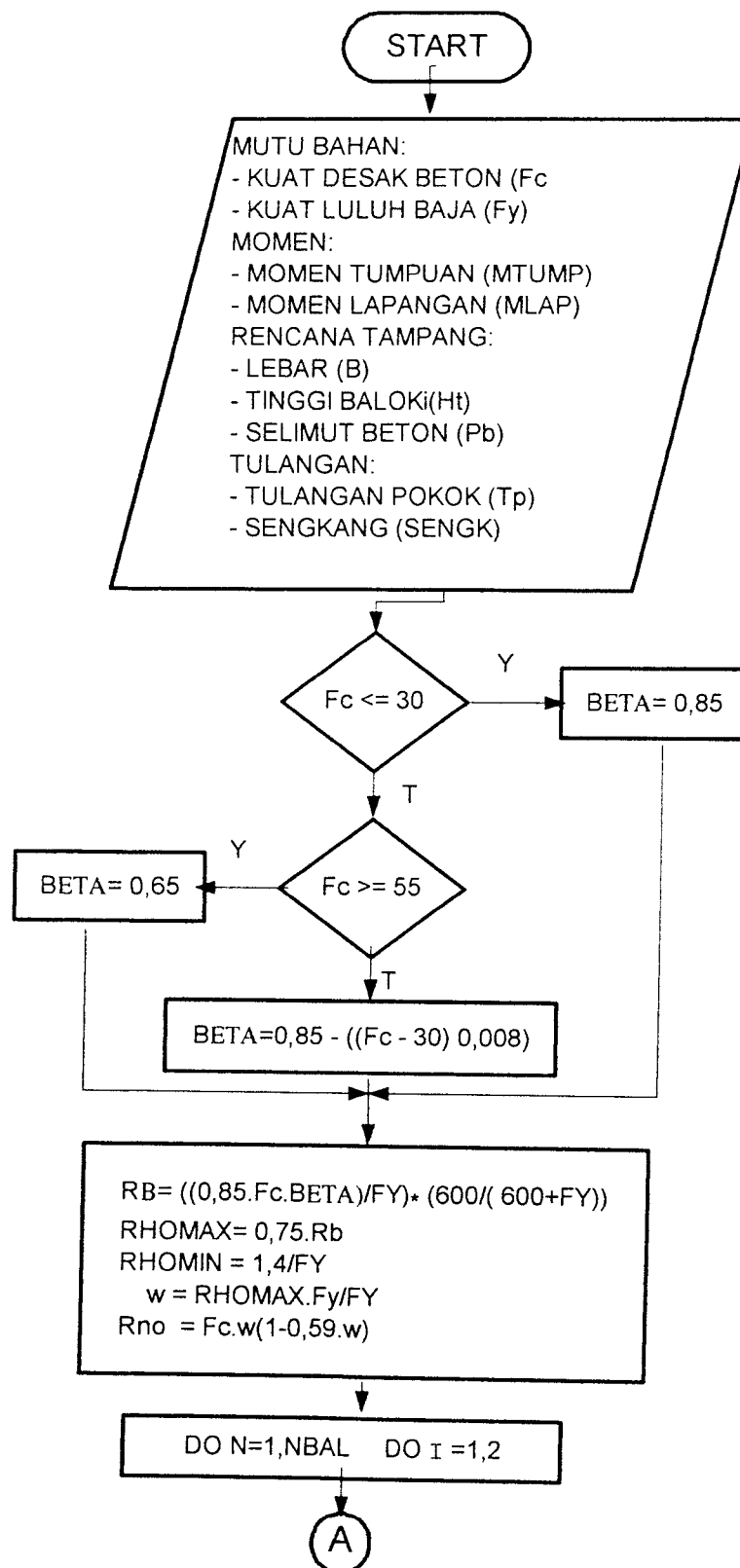
$$AS = AS1 + AS2$$

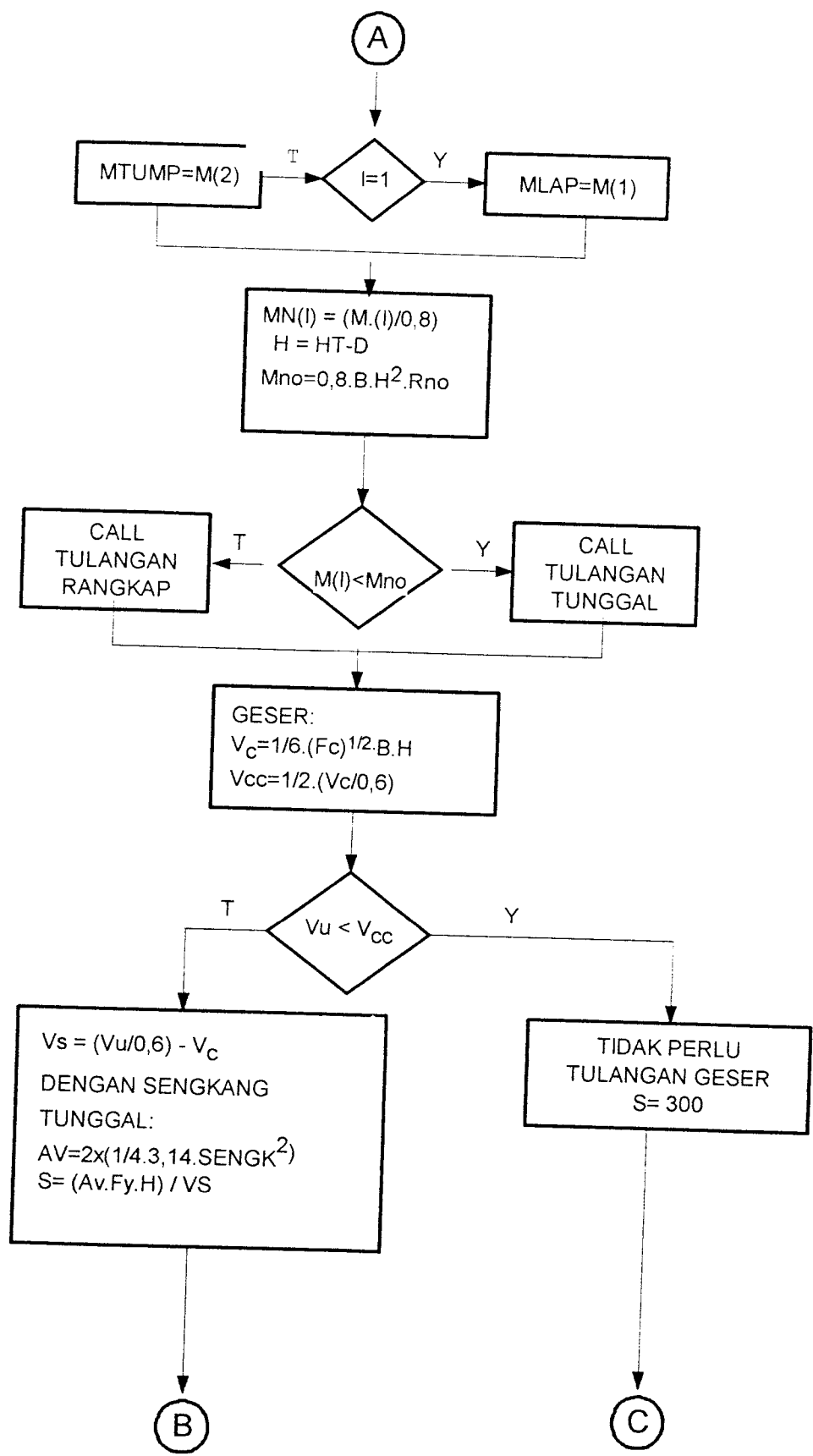
Jumlah tulangan dapat dicari seperti bagian tulangan sebelah diatas yaitu dibulatkan dengan statement NINT. Hitungan diatas dicek terhadap kompatibiitas regangan.

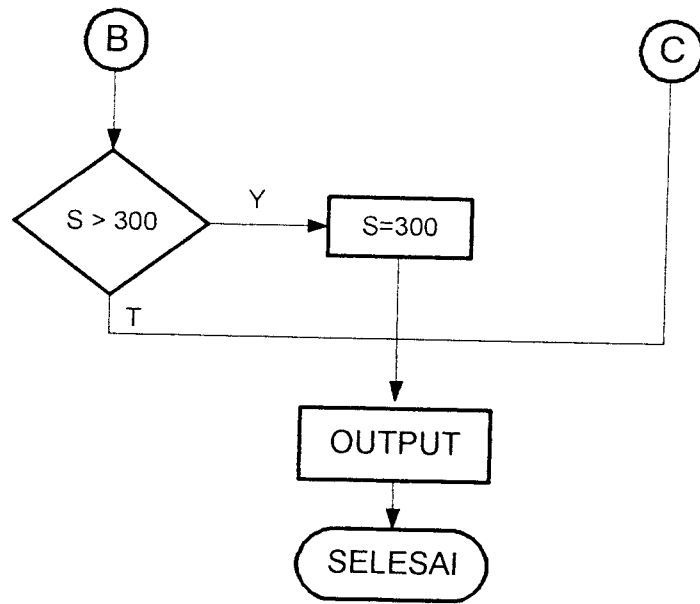
7. Tulangan geser

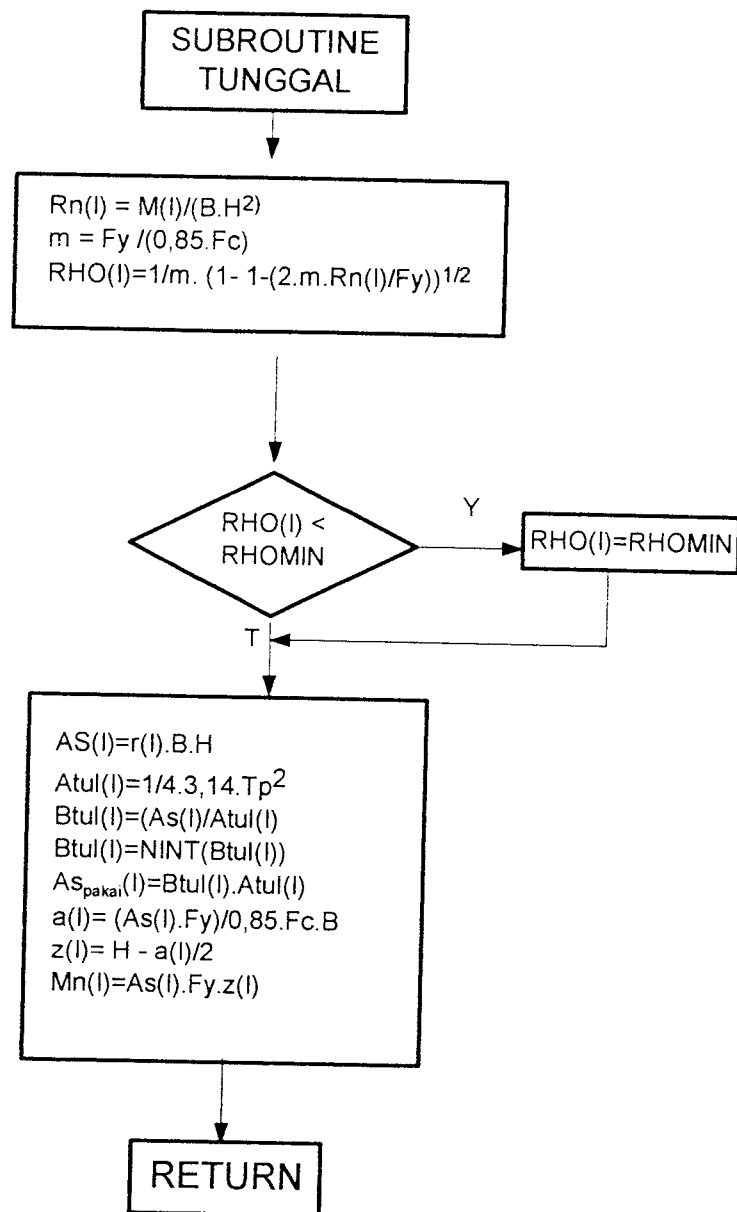
Gaya geser yang direncanakan ($VU(MNN(J))$) telah dikalikan faktor akibat kombinasi beban seperti langkah nomer 3 diatas. Sengkang yang direncanakan pada program ini sengkang tunggal.

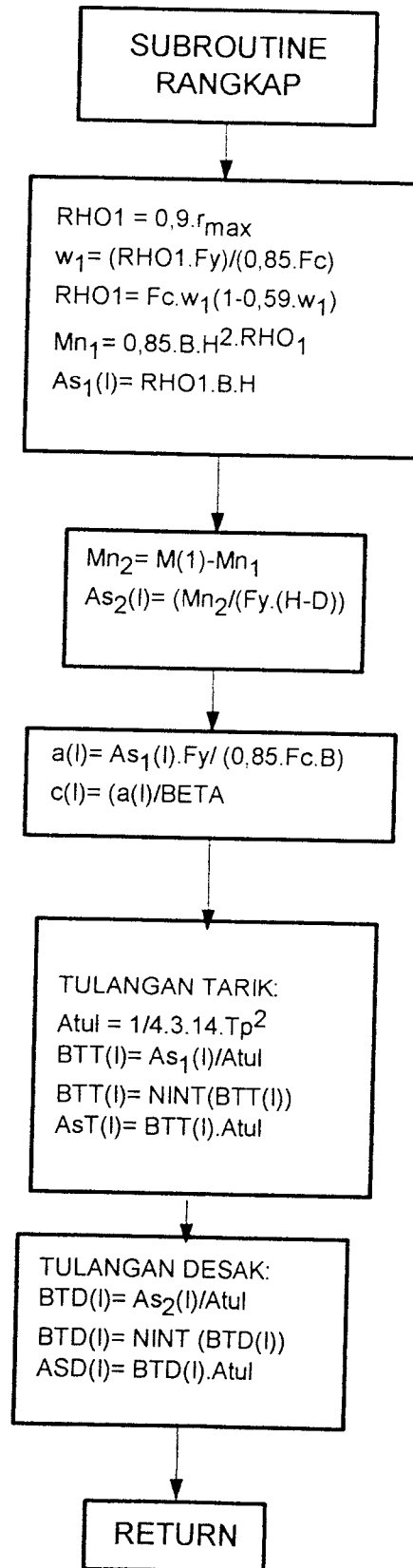
5.3.2. Flow Chart Balok











5. 4. Pemrograman kolom

5. 4. 1. Langkah-langkah pemrograman kolom

Program kolom beton bertulang ini merupakan lanjutan dari program analisis struktur. Program ini tidak bisa berdiri sendiri seperti halnya pada program balok, karena input momen dan shear juga diambil output dari program analisis struktur. Langkah pemrogramannya adalah sebagai berikut ini.

1. Membaca dan menyimpan data struktur

Data diambil dari file output analisis struktur dan file data kolom. Data dari file output analisis struktur tidak semuanya digunakan, sehingga ada yang hanya sekedar dibaca sebagai teks, tetapi tidak diproses. Data kolom yang diperlukan meliputi FC (kuat desak beton), FY (kuat tarik baja), TP (tulangan pokok), SENGGK (senggang), PB (penutup beton), B (lebar balok), H (tinggi balok), ELENG (panjang bentang). Data lainnya yaitu NE (banyak elemen dalam struktur/portal yang dihitung dalam analisa struktur), NKOL (jumlah kolom), NTINGK (jumlah tingkat pada portal yang dihitung)

Data output analisis struktur yang diperlukan meliputi MN (balok/batang), F1(MN) (gaya normal ujung kolom awal), F2(MN) (gaya geser ujung kolom awal), F3(MN) (momen ujung balok kolom), F4(MN) (gaya normal ujung kolom akhir), F5(MN) (gaya geser ujung kolom akhir), F6(MN) (momen ujung kolom akhir), MNN(NL) (kolom yang dihitung momen maksimumnya).

2. Menjadikan gaya yang didapat dari analisis struktur memenuhi syarat SK-SNI

Semua nilai gaya masing-masing balok yaitu $F1(MN)$, $F2(MN)$, $F3(MN)$, $F4(MN)$, $F5(MN)$, $F6(MN)$ dikalikan dengan faktor beban sebagai syarat kuat perlu.

- Untuk gaya akibat beban hidup ($LC = 1$) dikalikan faktor 1,6 maka :

$$BML13(MN) = 1,6 \cdot F3(MN)$$

$$BML16(MN) = 1,6 \cdot F6(MN)$$

$$PUL11(MN) = 1,6 \cdot F1(MN)$$

$$PUL14(MN) = 1,6 \cdot F4(MN)$$

- Untuk gaya akibat beban mati ($LC = 2$) dikalikan faktor 1,2 maka :

$$BMD23(MN) = 1,2 \cdot F3(MN)$$

$$BMD26(MN) = 1,2 \cdot F6(MN)$$

$$PUD21(MN) = 1,2 \cdot F1(MN)$$

$$PUD24(MN) = 1,2 \cdot F4(MN)$$

- Untuk beban gempa ($LC = 3$) nilainya tetap, tetapi diganti nama variabelnya .

$$BMS33(MN) = F3(MN)$$

$$BMS36(MN) = F6(MN)$$

$$PUS31(MN) = F1(MN)$$

$$PUS34(MN) = F4(MN)$$

Hasil diatas kemudian dikalikan terhadap faktor kombinasi beban (SK-SNI ayat 3.3.2). Kombinasi beban mati dan hidup dibandingkan kombinasi beban hidup, mati dan gempa, maka :

$$PU1 = PUL11(KKOL(KK)) + PUD21(KKOL(KK))$$

$$PU2 = PUL14(KKOL(KK)) + PUD24(KKOL(KK))$$

Dari nilai diatas diambil yang terbesar dan dijadikan PUG (kombinasi beban aksial gravitasi).

$$PU3 = 1,05 (PUL11(KKOL(KK))/1,6 + PUD21(KKOL(KK))/1,2 + PUS31(KKOL(KK)))$$

$$PU4 = 1,05 (PUL14(KKOL(KK))/1,6 + PUD24(KKOL(KK))/1,2 + PUS31(KKOL(KK)))$$

Dari nilai diatas diambil yang terbesar dan dijadikan PUS (kombinasi beban aksial gravitasi dan gempa).

$$BM2B1 = BMD13(KKOL(KK)) + BMD23(KKOL(KK))$$

$$BM2B2 = BMD16(KKOL(KK)) + BMD26(KKOL(KK))$$

Dari nilai diatas diambil yang terbesar dan dijadikan BM2B (kombinasi momen akibat beban gravitasi).

$$BM2S1 = 1,05.(BMD13(KKOL(KK))/1,6 + BMD23(KKOL(KK))/1,6 + BMS33)$$

$$BM2S2 = 1,05.(BMD16(KKOL(KK))/1,6 + BMD26(KKOL(KK))/1,6 + BMS36)$$

Dari nilai diatas diambil yang terbesar dan dijadikan BM2S (kombinasi momen akibat beban gravitasi dan gempa).

3. Mencari kekakuan batang

Kekakuan batang masing-masing batang baik balok maupun kolom, untuk mengetahui faktor kekangan ujung tiap-tiap kolom dengan persamaan :

$$EI = (E_c \cdot I_g) / (2,5 (1 + \beta_d))$$

dimana :

$$\beta_d = \frac{BMD(KOL)}{BM2B(KOL)}$$

$$I_g = 1/12 \cdot B(KOL) \cdot H(KOL)^3$$

4. Faktor kekangan ujung kolom ψ

$$\psi \text{ ujung atas} = \frac{\sum (EI / \text{LENG}(KOL))}{\sum E_c \cdot I_{cr} / \text{LENG}(\text{balok})}$$

Untuk faktor kekangan ujung bawah juga seperti rumus diatas. Agar komputer dapat menjumlahkan sendiri inersia tiap-tiap batang yang melingkari joint kolom, maka sebelum proses diatas dikerjakan komputer membaca terlebih dahulu data input kolom yang meliputi KIBTAS(KOL) (balok kiri atas kolom), KABTAS(KOL) (balok kanan atas kolom), KIBWAH(KOL) (balok kiri bawah), KOLAT(KOL) (kolom atas), KOWAH(KOL) (kolom bawah).

Dari nilai ψ diatas dicari rata-ratanya, kemudian dengan persamaan Furlong diperoleh faktor panjang efektif (k).

5. Menghitung pembesaran momen

Pembesaran momen akibat kombinasi beban gravitasi maupun kombinasi gravitasi dan gempa harus dihitung. Fungsi isian data KKOL(KK) (nomer kolom),

KTING(KK) pada file data input adalah untuk menghitung nilai pembesaran momen. Dimana persamaan tersebut memerlukan nilai gaya aksial semua kolom dalam satu tingkat (ΣP_c atau $EPCR(NT)$).

$$\delta_s = \frac{1}{1 - (EPU(NT) / 0.7 \cdot EPCR(NT))}$$

$$\delta_b = \frac{1}{1 - (PU(NT) / 0.7 \cdot PCR(NT))}$$

Dengan rumus:

$$M_u = \delta_s \cdot BM_{2S}(KOL) + \delta_b \cdot BM_{2B}(KOL) \text{ diperoleh nilai :}$$

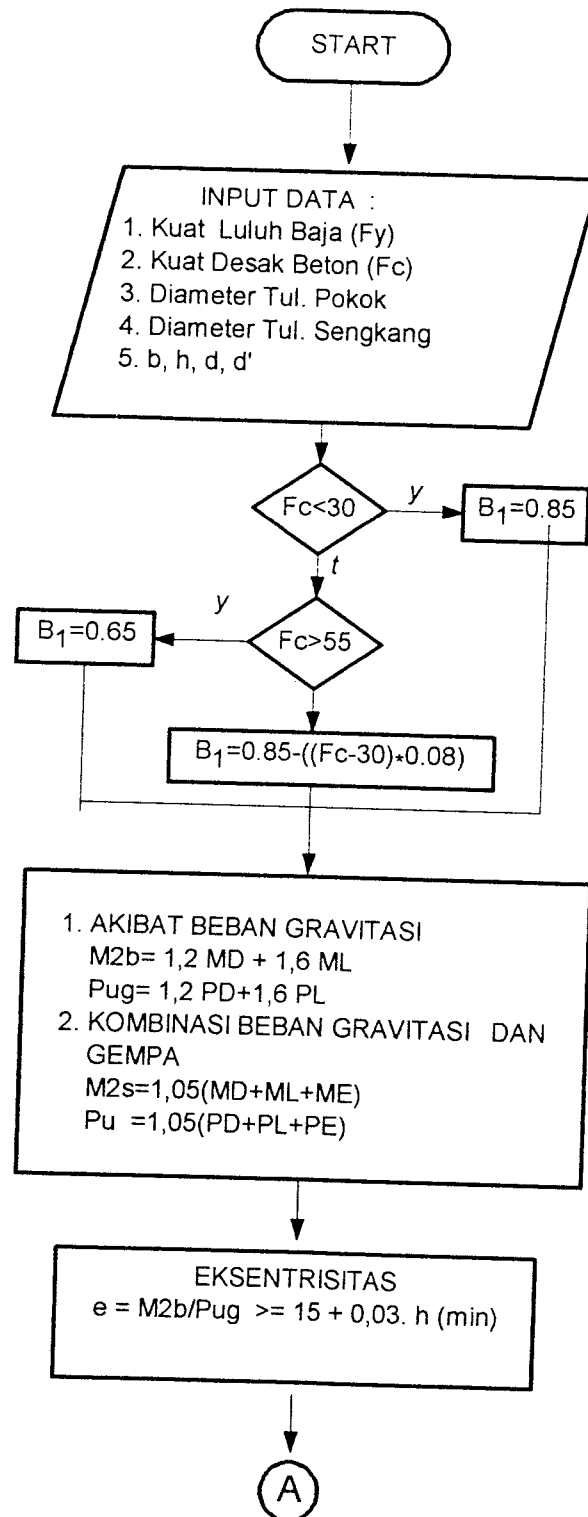
$$e = M_u / PU(KOL)$$

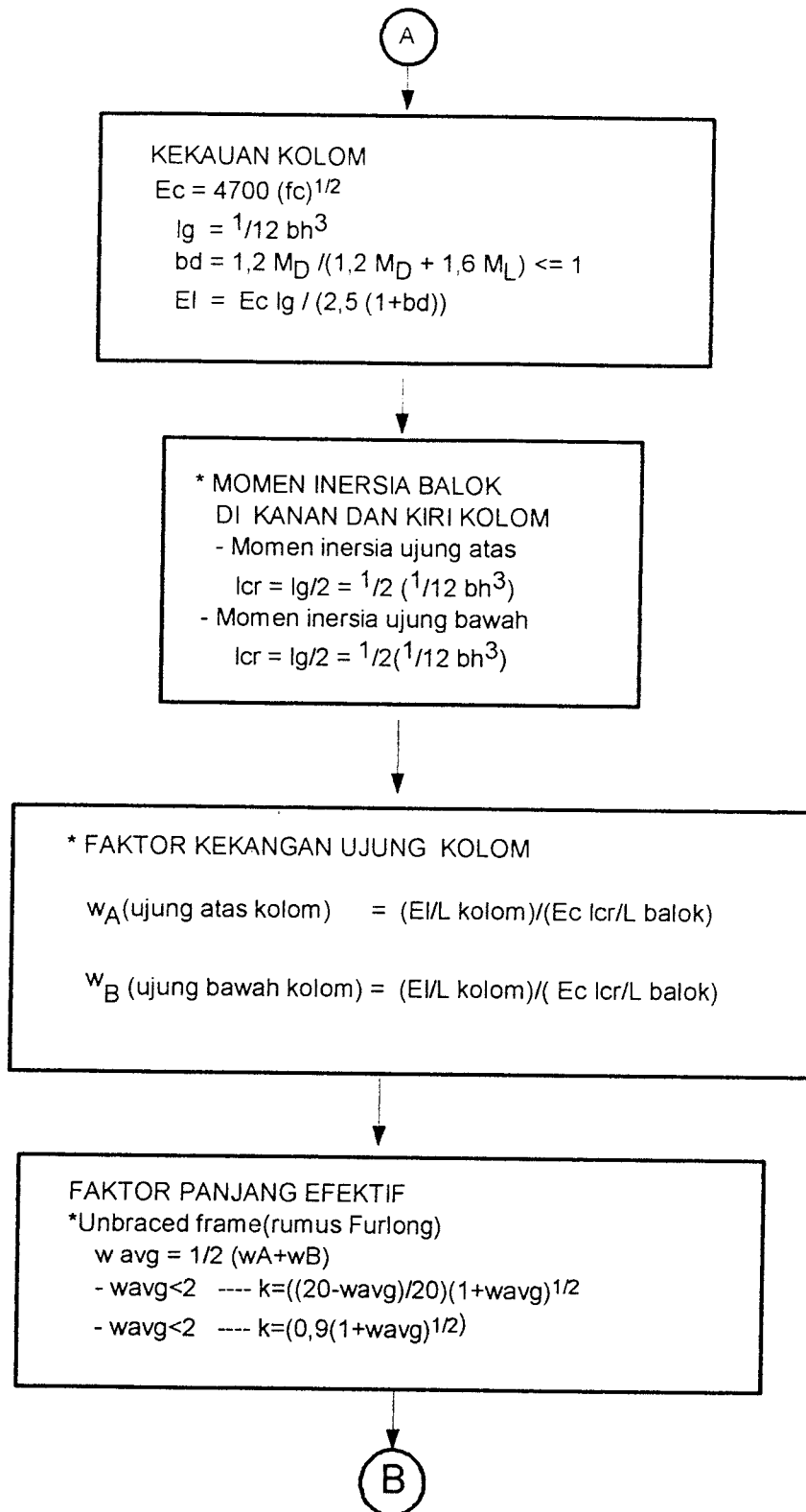
Dari nilai e tersebut kolom dapat ditentukan apakah kolom langsing atau kolom pendek. Perhitungan kolom seperti yang telah kami uraikan pada bab. 4.

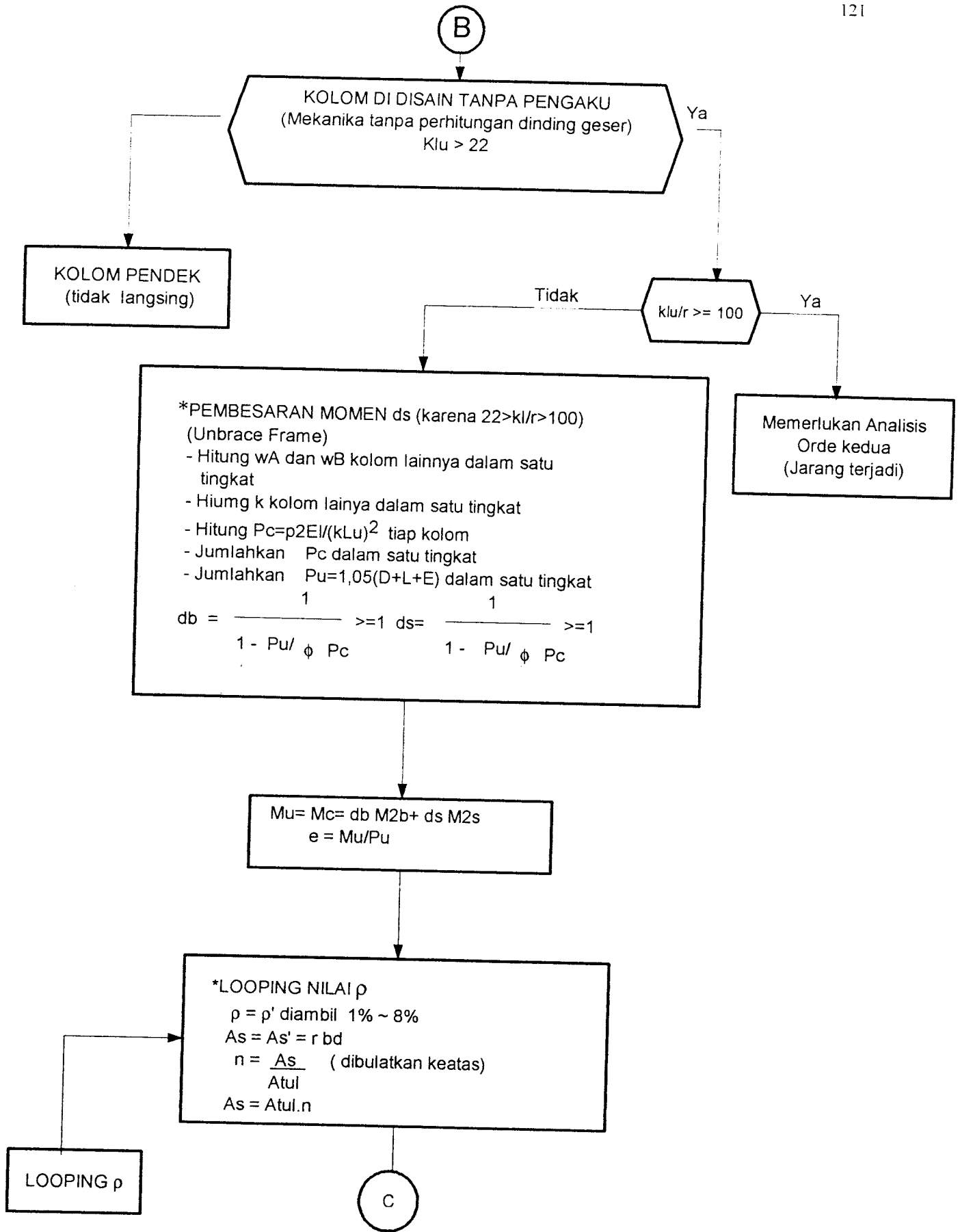
6. Menentukan luas tulangan

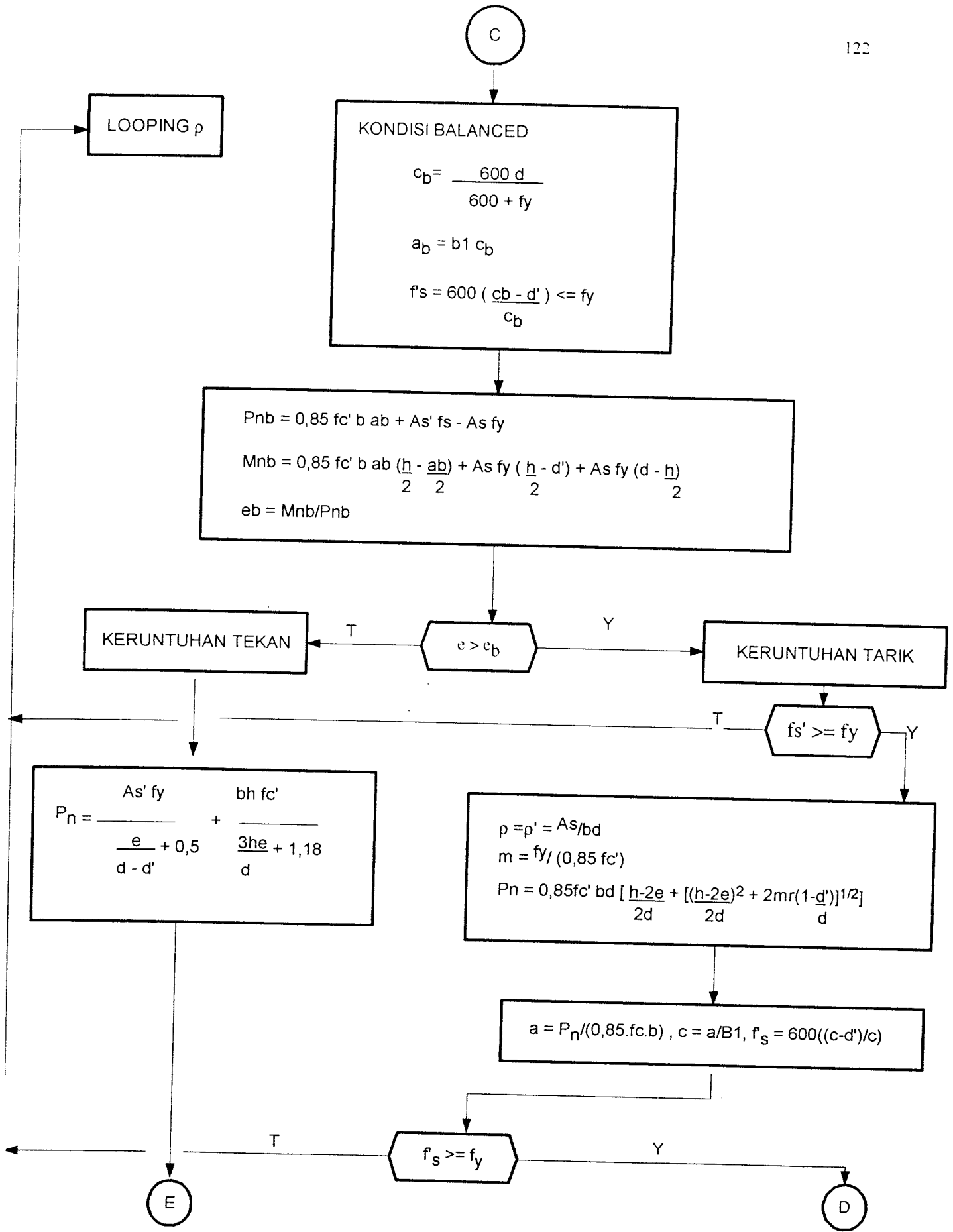
Menentukan luas tulangan seperti langkah pemrograman balok. Perbedaannya hanya pada perhitungan ρ , dimana ρ dicari dengan proses looping. Looping ini akan berhenti jika setelah proses penentuan apakah kolom terjadi keruntuhan tekan atau tarik didapatkan nilai $F_S > F_Y$.

5.4.2. Flow Chart Kolom









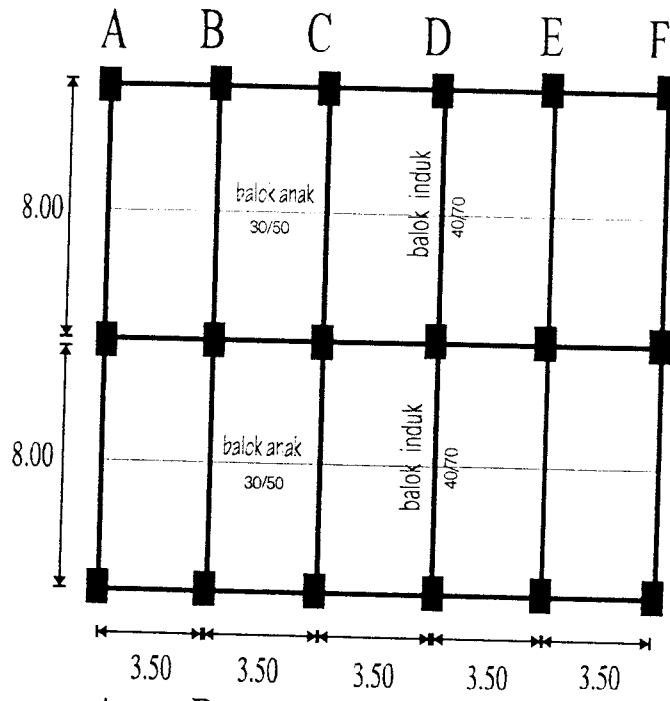
BAB VI

MODEL KAJIAN, HASIL DAN PEMBAHASAN

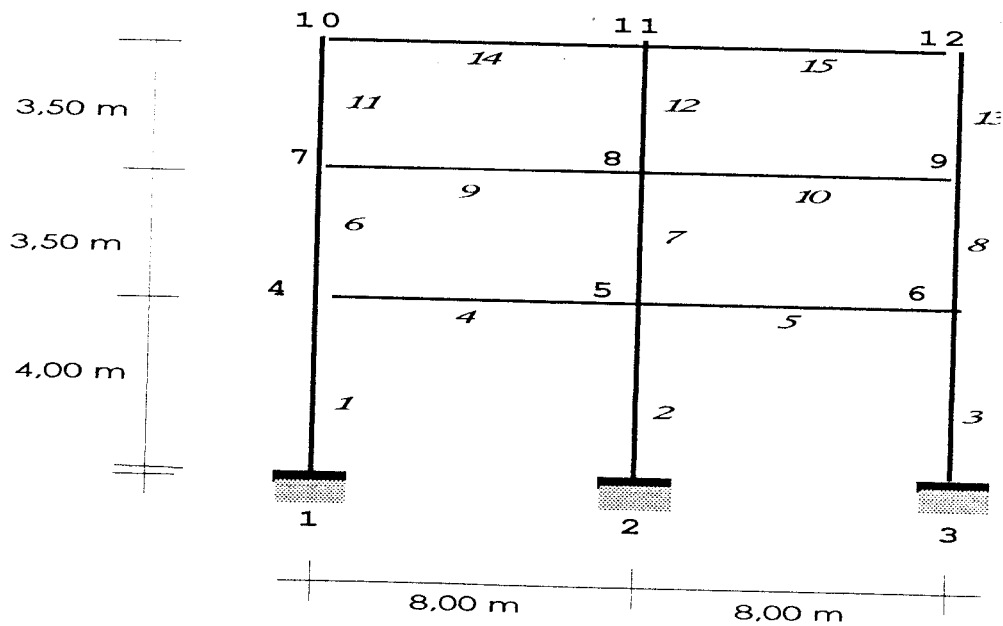
6. 1. Data Struktur

Sebagai model kajian pada tugas akhir ini adalah perenencanaan sebuah gedung perkantoran berlantai 3 (faktor keutamaan $I=1,5$). Gedung ini direncanakan dengan konstruksi beton yang mempunyai balok induk dan balok anak. Beban pada balok anak dilimpahkan pada balok induk dan dihitung sebagai beban titik.

Letak gedung ini didaerah wilayah gempa 3 dan kondisi jenis tanah lunak. Mutu beton direncanakan dengan $f'c = 25$ Mpa dan $f_y = 300$ Mpa. Semua dimensi balok induk digunakan 35x55 cm, balok anak 30x35 cm dan kolom 40x60 cm. Struktur dirancang dengan daktilitas 1 (elastis) dengan faktor jenis struktur $(k)= 4$. Rencana beban hidup, beban mati dan beban gempa dihitung secara manual. Denah dan bentuk portal dapat dilihat pada gambar 5.1 dan gambar 5.2. Untuk gedung bertingkat tinggi kami lampirkan hasil perhitungan program komputer, dan dibandingkan dengan hasil hitungan dengan program yang lain. Ini disebabkan kesulitan pada perhitungan persamaan eliminasi matriks, karena memiliki ordo yang besar pada perhitungan analisa struktur. Untuk pembanding kami lampirkan perhitungan analisa struktur hasil perhitungan dari Microfeap II.



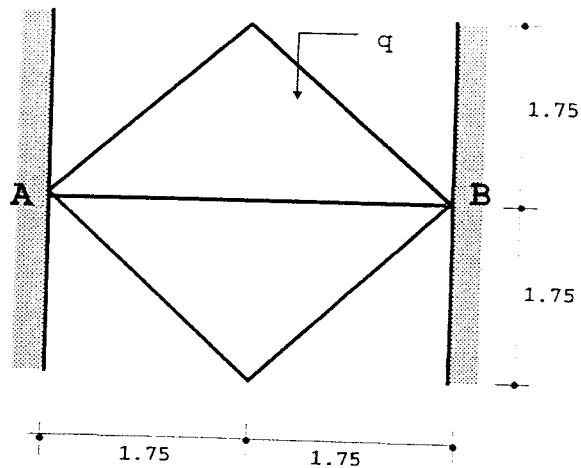
Gambar 6.1. Denah Perkantoran



Gambar 6.2. Portal C-C

6.1.1. Perhitungan Beban

1. Distribusi pembebanan



$$\begin{aligned}
 MA = -MB &= \frac{5}{96} \cdot q \cdot L^2 \cdot 2 \\
 &= \frac{5}{96} \cdot q \cdot 3,5^2 \cdot 2 = 1,276 q
 \end{aligned}$$

Dianggap sebagai beban merata,

$$\begin{aligned}
 MA = -MB &= \frac{1}{12} \cdot q_{ek} \cdot L^2 \\
 1,2760 q &= \frac{1}{12} \cdot q_{ek} \cdot 3,5^2
 \end{aligned}$$

$$q_{ek} = 1,25 q$$

Kontrol terhadap geser :

$$RA = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot q \cdot L = 1,75 q$$

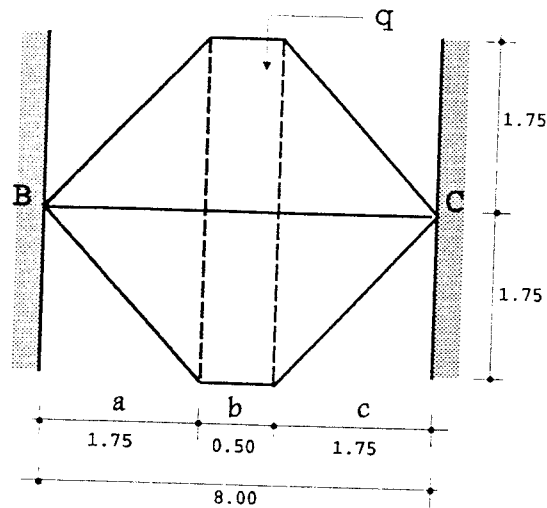
Dianggap sebagai beban terbagi merata,

$$RA = RB = \frac{1}{2} \cdot q_{ek} \cdot L$$

$$1,75 q = \frac{1}{2} \cdot q_{ek} \cdot 3,5$$

$$q_{ek} = q$$

Digunakan $q_{ek} = 1,25 q$



$$M_A = -M_B = 2 \cdot \frac{1}{96} \cdot q \cdot L^2 \cdot \left(1 + \frac{b}{L}\right) \left(5 - \frac{b^2}{L^2}\right)$$

$$M_A = -M_B = 2 \cdot \frac{1}{96} \cdot q \cdot L^2 \cdot \left(1 + \frac{0,5}{4}\right) \left(5 - \frac{0,5^2}{4^2}\right)$$

$$= 1,869 q$$

Dianggap sebagai beban merata,

$$M_A = -M_B = \frac{1}{12} \cdot q_{ek} \cdot L^2$$

$$1,869 q = \frac{1}{12} \cdot q_{ek} \cdot 4^2$$

$$q_{ek} = 1,402 q$$

Kontrol terhadap geser :

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= 2 \cdot q \cdot \left(\frac{L-a}{2} \right) \\ &= 2 \cdot q \cdot \left(\frac{4-1,75}{2} \right) \\ &= 2,25 q \end{aligned}$$

Dianggap beban terbagi merata,

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{1}{2} \cdot q_{ek} \cdot L \\ 2,25 q &= \frac{1}{2} \cdot q_{ek} \cdot 3,5 \\ q_{ek} &= 1,125 q \end{aligned}$$

Digunakan $q_{ek} = 1,402 q$

2. Beban Terbagi Rata

a. Beban mati yang bekerja pada atap

1. Berat plat atap (t ebal 10 cm) $= 1,402 \cdot 0,1 \cdot 24 = 3,365 \text{ kN/m}$
2. Berat spesi setebal 2 cm $= 1,402 \cdot 0,02 \cdot 21 = 0,588 \text{ kN/m}$
3. Aspal pelapis (water proof 2 cm) $= 1,402 \cdot 0,02 \cdot 14 = 0,393 \text{ kN/m}$
4. Langit-langit dan penggantung $= 1,402 \cdot 0,18 = 0,253 \text{ kN/m}$
5. Genangan air setinggi 5 cm $= \underline{1,402 \cdot 0,05 \cdot 10} = 0,701 \text{ kN/m}$

$$q_{D \text{ atap}} = 5,300 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati yang bekerja pada lantai :

1. Berat plat lantai (t ebal 12 cm) $= 1,402 \cdot 0,12 \cdot 24 = 4,037 \text{ kN/m}$

2. Berat spesi setebal 2 cm	$= 1,402 \cdot 0,02 \cdot 21$	$= 0,588 \text{ kN/m}$
3. Ubin	$= 1,402 \cdot 0,03 \cdot 24$	$= 1,009 \text{ kN/m}$
4. Langit-langit dan penggantung	$= 1,402 \cdot 0,18$	$= 0,253 \text{ kN/m}$
5. Pasir	$= \underline{1,402 \cdot 0,03 \cdot 16}$	$= \underline{0,673 \text{ kN/m}}$

$$q_{\text{lantai D}} = 6,560 \text{ kN/m}$$

c. Total Beban Mati

1). Balok Atap

Balok atap ukuran 35/55.

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok atap } (q_{\text{balok}}) &= 0,35 \cdot 0,55 \cdot 24 \\ &= 4,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total balok atap} &= q_{\text{balok}} + q_{\text{lantai-atap}} \\ &= 5,30 + 4,62 = 9,92 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2). Balok Lantai

Balok lantai ukuran 35/55.

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok atap } (q_{\text{balok}}) &= 0,35 \cdot 0,55 \cdot 24 \\ &= 4,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat tembok } (q_{\text{tembok}}) = 3,5 \cdot 2,5 \cdot 1 = 8,75 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total balok atap} &= q_{\text{balok}} + q_{\text{lantai}} + q_{\text{tembok}} \\ &= 6,56 + 4,62 + 8,75 = 19,93 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup plat atap } (q_{L \text{ atap}}) = 1,402 \cdot 1 \cdot 1 = 1,402 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban hidup pada lantai } (q_{L \text{ lantai}}) = 1,402 \cdot 2,5 \cdot 1 = 3,505 \text{ kN/m}$$

3. Beban Titik

a. Beban mati yang bekerja pada atap

1. Berat plat atap (t ebal 10 cm) $= 1,25 \cdot 0,1 \cdot 24 = 3,000 \text{ kN/m}$
 2. Berat spesi setebal 2 cm $= 1,25 \cdot 0,02 \cdot 21 = 0,525 \text{ kN/m}$
 3. Aspal pelapis (water proof 2 cm) $= 1,25 \cdot 0,02 \cdot 14 = 0,350 \text{ kN/m}$
 4. Langit-langit dan penggantung $= 1,25 \cdot 0,18 = 0,225 \text{ kN/m}$
 5. Genangan air setinggi 5 cm $= 1,25 \cdot 0,05 \cdot 10 = 0,625 \text{ kN/m}$
- $$q_{d \text{ atap}} = 4,725 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati yang bekerja pada lantai :

1. Berat plat lantai (t ebal 12 cm) $= 1,25 \cdot 0,12 \cdot 24 = 3,600 \text{ kN/m}$
 2. Berat spesi setebal 2 cm $= 1,25 \cdot 0,02 \cdot 21 = 0,525 \text{ kN/m}$
 3. Ubin $= 1,25 \cdot 0,03 \cdot 24 = 0,900 \text{ kN/m}$
 4. Langit-langit dan penggantung $= 1,25 \cdot 0,18 = 0,225 \text{ kN/m}$
 5. Pasir $= 1,25 \cdot 0,03 \cdot 16 = 0,600 \text{ kN/m}$
- $$q_{d \text{ lantai}} = 5,850 \text{ kN/m}$$

c. Total beban mati balok anak

$$\text{Berat tembok} = 3,5 \cdot 2,5 \cdot 1 = 8,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat sendiri balok anak ukuran } 30/50, \quad q_{\text{ balok}} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 24 = 3,6 \text{ kN/m}$$

1) Balok anak atap

$$q_{d \text{ atap}} = 4,725 + 3,6 = 8,325 \text{ kN/m}$$

2) Balok anak lantai

$$q_{d \text{ lantai}} = 5,85 + 8,75 + 3,6 = 18,2 \text{ kN/m}$$

d. Beban hidup

$$\text{Beban hidup plat atap (} q_{l \text{ atap}} \text{)} = 1,25 \cdot 1 \cdot 1 = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban hidup lantai (} q_{l \text{ lantai}} \text{)} = 1,25 \cdot 2,5 \cdot 1 = 3,125 \text{ kN/m}$$

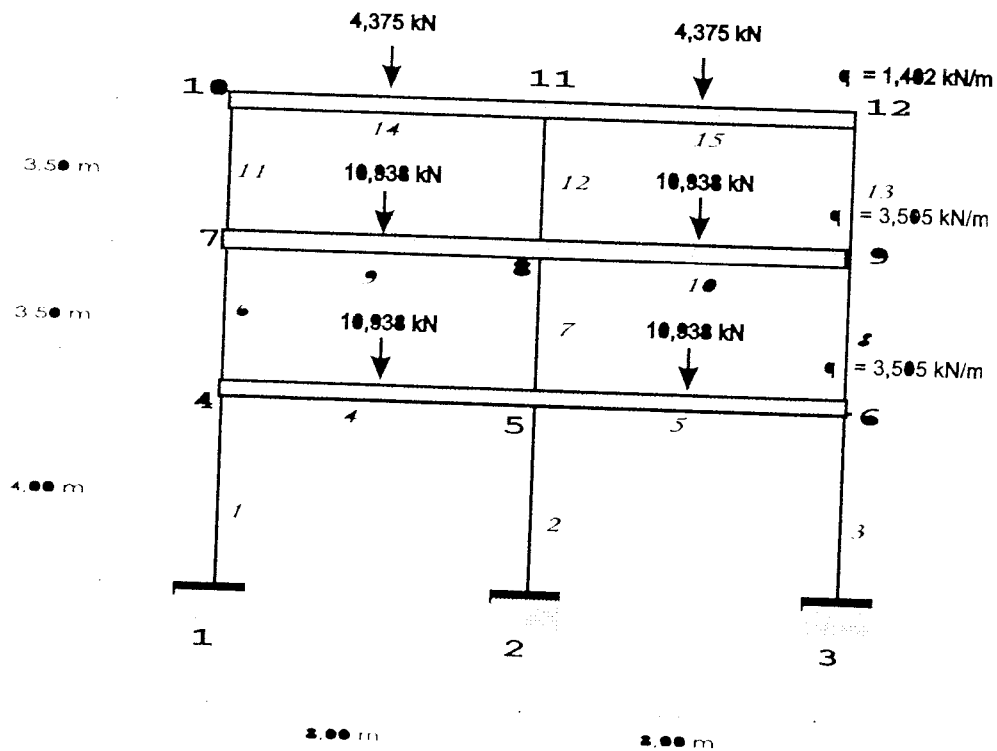
e. Total beban titik batang

$$1). \text{ Beban mati, } P_{1, \text{ atap}} = 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 8,325 \right) = 29,138 \text{ kN}$$

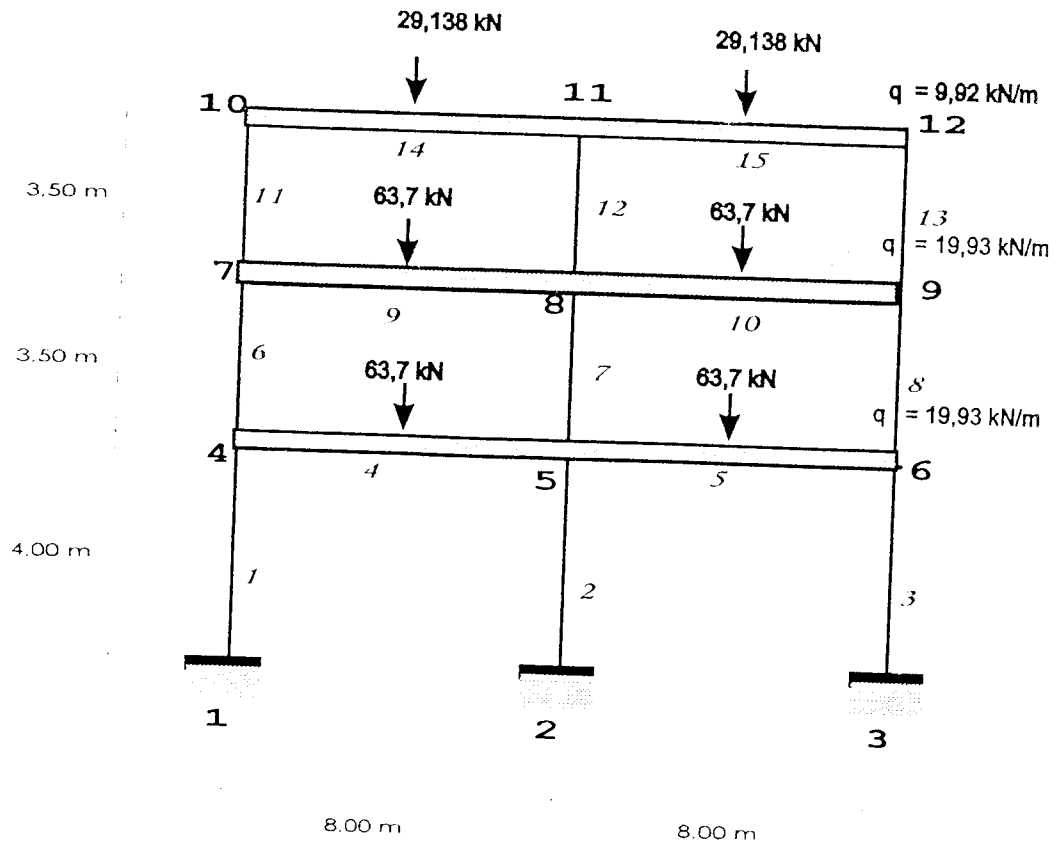
$$P_{1, \text{ lantai}} = 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 18,2 \right) = 63,7 \text{ kN}$$

$$2). \text{ Beban hidup, } P_{l, \text{ atap}} = 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 1,25 \right) = 4,375 \text{ kN}$$

$$P_{l, \text{ lantai}} = 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 3,125 \right) = 10,938 \text{ kN}$$



Gambar 6.3. Pembebanan akibat beban hidup



Gambar 6.4. Pembebanan akibat beban mati

4. Pembebanan Gempa

a. Berat lantai 3 (atap)

Beban mati :

1. Berat plat atap (tebal 10 cm)	=	$0,1 \cdot 24 \cdot 16 \cdot 17,5$	=	672,000 kN
2. Berat spesi setebal 2 cm	=	$0,02 \cdot 21 \cdot 16 \cdot 17,5$	=	117,600 kN
3. Aspal pelapis (water proof 2 cm)	=	$0,02 \cdot 14 \cdot 16 \cdot 17,5$	=	78,400 kN
4. Langit-langit dan penggantung	=	$0,18 \cdot 16 \cdot 17,5$	=	50,400 kN

5. Genangan air setinggi 5 cm	= $0,05 \cdot 10 \cdot 16 \cdot 17,5$	= 140,000 kN
6. Balok induk melintang	= $0,3 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 17,5 \cdot 3$	= 189,000 kN
7. Balok induk membujur	= $0,35 \cdot 0,55 \cdot 24 \cdot 16 \cdot 6$	= 443,520 kN
8. Balok anak	= $0,3 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 17,5 \cdot 2$	= 126,000 kN
9. Kolom	= $0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot 1,75 \cdot 18$	= 181,440 kN
10. Tembok	= $\frac{(16 \cdot 6 + 1,75 \cdot 3) \cdot 1,75 \cdot 2,5}{1}$	= 649,687 kN
	$W_{d \text{ atap}}$	= 2648,047 kN

Beban hidup :

$q_l \text{ atap} = 1 \text{ kN/m}$, koefisien reduksi = 0,3

$$W_l = 1 \cdot 16 \cdot 17,5 \cdot 0,3 = 84 \text{ kN}$$

$$\text{Beban total } W_t = 2648,047 + 84 = 2732,047 \text{ kN}$$

b. Berat lantai 2, 1

Beban mati :

1. Berat plat atap (t ebal 12 cm)	= $0,12 \cdot 24 \cdot 16 \cdot 17,5$	= 806,400 kN
2. Berat spesi setebal 2 cm	= $0,02 \cdot 21 \cdot 16 \cdot 17,5$	= 117,600 kN
3. Ubin	= $0,03 \cdot 24 \cdot 16 \cdot 17,5$	= 201,600 kN
4. Langit-langit dan penggantung	= $0,18 \cdot 16 \cdot 17,5$	= 50,400 kN
5. Pasir	= $0,03 \cdot 16 \cdot 16 \cdot 17,5$	= 134,400 kN
6. Balok induk melintang	= $0,3 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 17,5 \cdot 3$	= 189,000 kN
7. Balok induk membujur	= $0,35 \cdot 0,55 \cdot 24 \cdot 16 \cdot 6$	= 443,520 kN
8. Balok anak	= $0,3 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 17,5 \cdot 2$	= 126,000 kN

$$\begin{aligned}
 9. \text{ Kolom} &= 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot 3,5 \cdot 18 = 362,880 \text{ kN} \\
 10. \text{ Tembok} &= \underline{(16 \cdot 6 + 1,75 \cdot 3) \cdot 3,5 \cdot 2,5} = 1299,375 \text{ kN} \\
 W_{\text{atap}} &= 3411,975 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban hidup :

$$q_{\text{l. lantai}} = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{koefisien reduksi} = 0,3$$

$$W_1 = 2,5 \cdot 16 \cdot 17,5 \cdot 0,3 = 210 \text{ kN}$$

$$\text{Beban total } W_2 = 3411,975 + 210 = 3621,975 \text{ kN}$$

c. Berat bangunan total

$$\begin{aligned}
 W_t &= W_1 + W_2 + W_3 \\
 &= 3621,975 + 3621,975 + 2732,047 \\
 &= 9975,997 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Waktu getar alami

$$H = 11 \text{ m}$$

$$T = 0,006 H^{3/4}$$

$$= 0,06 \cdot 11^{3/4} = 0,3624$$

e. Koefisien gempa dasar (C)

Dari grafik koefisien gempa dasar (PPKGURDG 87) didapat :

$$T = 0,3624, \quad C = 0,05$$

f. Beban geser horisontal (V)

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

$$= 0,05 \cdot 1,5 \cdot 4 \cdot 9975,997 = 2992,7991 \text{ kN}$$

g. Distribusi gaya geser

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

i	H (m)	W _i (kN)	W _i · H _i (kNm)	F _i (kN)	Tiap Portal 1/6 · F _i	V (kN)
3	11	2732,047	30052,517	1254,318	209,053	1254,318
2	7,5	3621,975	27164,813	1133,792	188,965	1133,792
1	4	3621,975	14487,900	604,689	100,782	604,689

$$\sum = 71705,230$$

h. Kontrol berdasarkan rumus T. Rayleigh

$$K = 12 \cdot E \cdot I / L^3$$

$$I = 1/12 \cdot 0,4 \cdot 0,6^3 = 0,0072 \text{ , } E = 23,50 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$K_1 = 12 \cdot 23,50 \cdot 10^6 \cdot (0,0072 / 4,0^3) \cdot 18 = 625553,928$$

$$K_2 = 12 \cdot 23,50 \cdot 10^6 \cdot (0,0072 / 3,5^3) \cdot 18 = 933771,461$$

$$K_3 = 12 \cdot 23,50 \cdot 10^6 \cdot (0,0072 / 3,5^3) \cdot 18 = 933771,461$$

i	V (kN)	K (kN/m)	Δ (m)	δ (m)
3	1254,318	933771,461	0,0020049	0,005259
2	1133,792	933771,461	0,00181225	0,003255
1	604,689	625553,928	0,00144276	0,001443

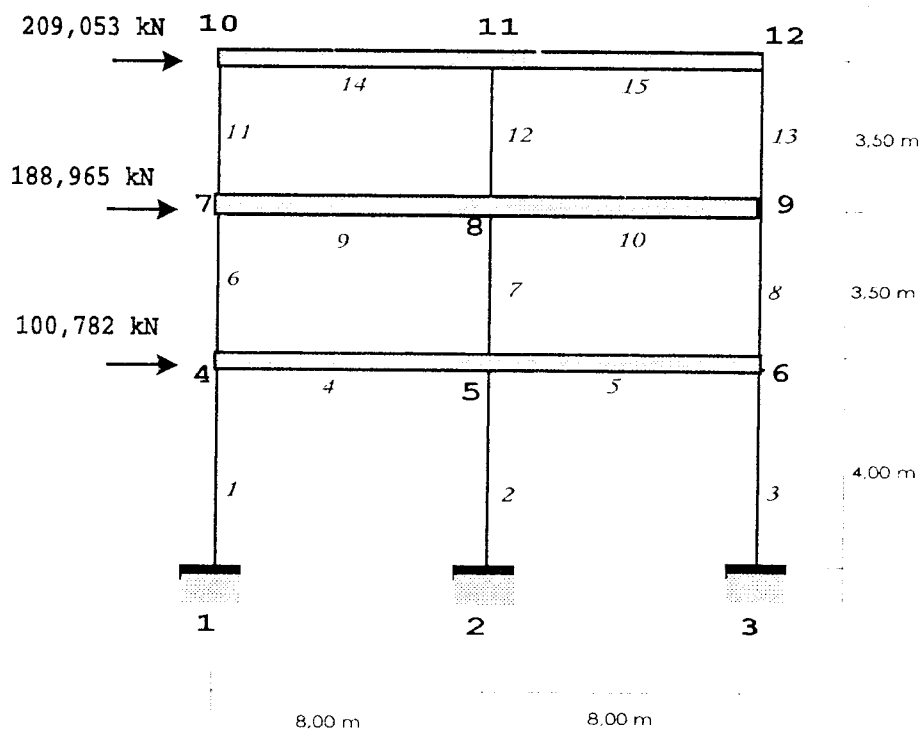
keterangan : Δ = V/K

i	δ (m)	W_i (m)	$W_i \cdot \delta^2$	F_i (kN)	$F_i \cdot \delta$
3	0,005259	2732,047	0,075586	1254,318	6,59758
2	0,003255	3621,975	0,038375	1133,792	3,69049
1	0,001443	3621,975	0,007539	604,689	0,87241

$$\sum = 0,121501 \qquad \sum = 11,1605$$

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum(W_i \cdot \delta^2)}{g \cdot \sum(F_i \cdot \delta)}} = \sqrt{\frac{0,121501}{9,81 \cdot (11,1605)}} = 0,209871 \text{ detik}$$

Dengan $T = 0,209871$, didapat $C=0,05$ (sama dengan pendekatan T didepan)



Gambar 6.5. Pembebanan akibat beban gempa

6.2. Validasi Program

Sebagai perbandingan antara perhitungan manual dengan perhitungan komputer disajikan dalam tabel berikut. Prosentase perbedaan diperoleh dari selisih antara perhitungan manual dan dibandingkan dengan perhitungan komputer. Pada validasi ini tidak semua nilai dikontrol, tetapi hanya diambil sebagian karena dianggap sudah mewakili. Hasil perhitungan manual ada pada bab 6.3.

6.2.1. Analisis Struktur

Untuk analisis struktur kami tabelkan validasi gaya batang akibat beban hidup.

Tabel 6.1. Validasi gaya ujung awal akibat beban hidup

BT	AKSIAL			GESER			MOMEN		
	MAN	KOMP	BEDA (%)	MAN	KOMP	BEDA (%)	MAN	KOMP	BEDA (%)
1	-45,920	-45,600	0,702	-4,370	-4,120	6,068	5,830	5,660	3,004
2	-95,300	-95,900	0,626	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3	-45,900	-45,600	0,658	4,280	4,120	3,883	-5,901	-5,660	4,258
4	4,500	4,620	2,597	19,100	18,900	1,058	-27,400	-26,500	3,396
5	4,440	4,620	3,896	19,900	20,000	0,500	-30,500	-31,000	1,613
6	-26,800	-26,700	0,375	-8,870	-8,730	1,604	15,900	15,700	1,274
7	-55,500	-55,800	0,538	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	-26,800	-26,700	0,375	8,820	8,730	1,031	-16,100	-15,700	2,548
9	-2,100	-2,140	1,869	19,200	19,100	0,524	-27,900	-27,300	2,198
10	-2,100	-2,140	1,869	19,990	19,900	0,452	-30,300	-30,500	0,656
11	-7,650	-7,600	0,658	-6,770	-6,590	2,731	12,800	12,400	3,226
12	-15,800	-16,000	1,250	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
13	-7,680	-7,600	1,053	6,720	6,590	1,973	-12,500	-12,400	0,806
14	-6,720	-6,590	1,973	7,651	7,600	0,671	-10,900	-10,600	2,830
15	-6,720	-6,590	1,973	7,918	7,990	0,901	-11,900	-12,200	2,459

Tabel 6.2. Validasi gaya ujung akhir akibat beban hidup

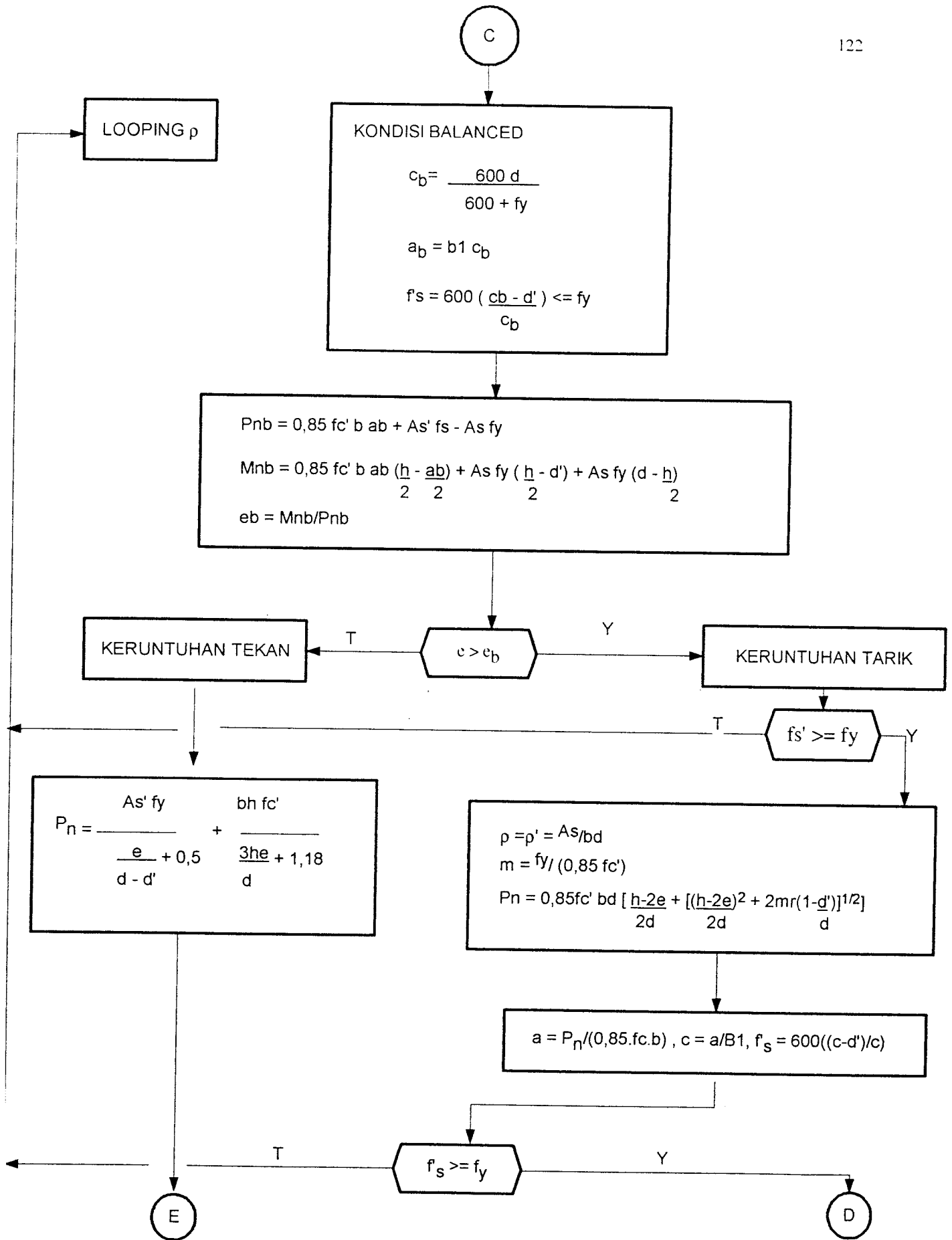
BT	AKSIAL			GESER			MOMEN		
	MAN	KOMP	BEDA %	MAN	KOMP	BEDA %	MAN	KOMP	BEDA %
1	-45,900	-45,600	0,658	-4,370	-4,120	6,068	-11,500	-10,800	6,481
2	-95,300	-95,900	0,626	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3	-45,900	-45,600	0,658	4,280	4,120	3,883	11,100	10,800	2,778
4	4,501	4,620	2,576	-19,900	-20,000	0,500	-30,600	-31,000	1,290
5	4,440	4,620	3,896	-19,100	-18,900	1,058	-27,500	-26,500	3,774
6	-26,800	-26,700	0,375	-8,870	-8,730	1,604	-15,100	-14,800	2,027
7	-55,500	-55,800	0,538	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	-26,800	-26,700	0,375	8,820	8,730	1,031	14,800	14,800	0,000
9	-2,100	-2,140	1,869	-19,800	-19,900	0,503	-30,300	-30,500	0,656
10	-2,100	-2,140	1,869	-19,100	-19,100	0,000	-27,200	-27,300	0,366
11	-7,650	-7,600	0,658	-6,770	-6,590	2,731	-10,900	-10,600	2,830
12	-15,800	-16,000	1,250	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
13	-7,680	-7,600	1,053	6,720	6,590	1,973	10,900	10,600	2,830
14	-6,770	-6,590	2,731	-7,940	-7,990	0,626	-12,100	-12,200	0,820
15	-6,720	-6,590	1,973	-7,680	-7,600	1,053	-10,900	-10,600	2,830

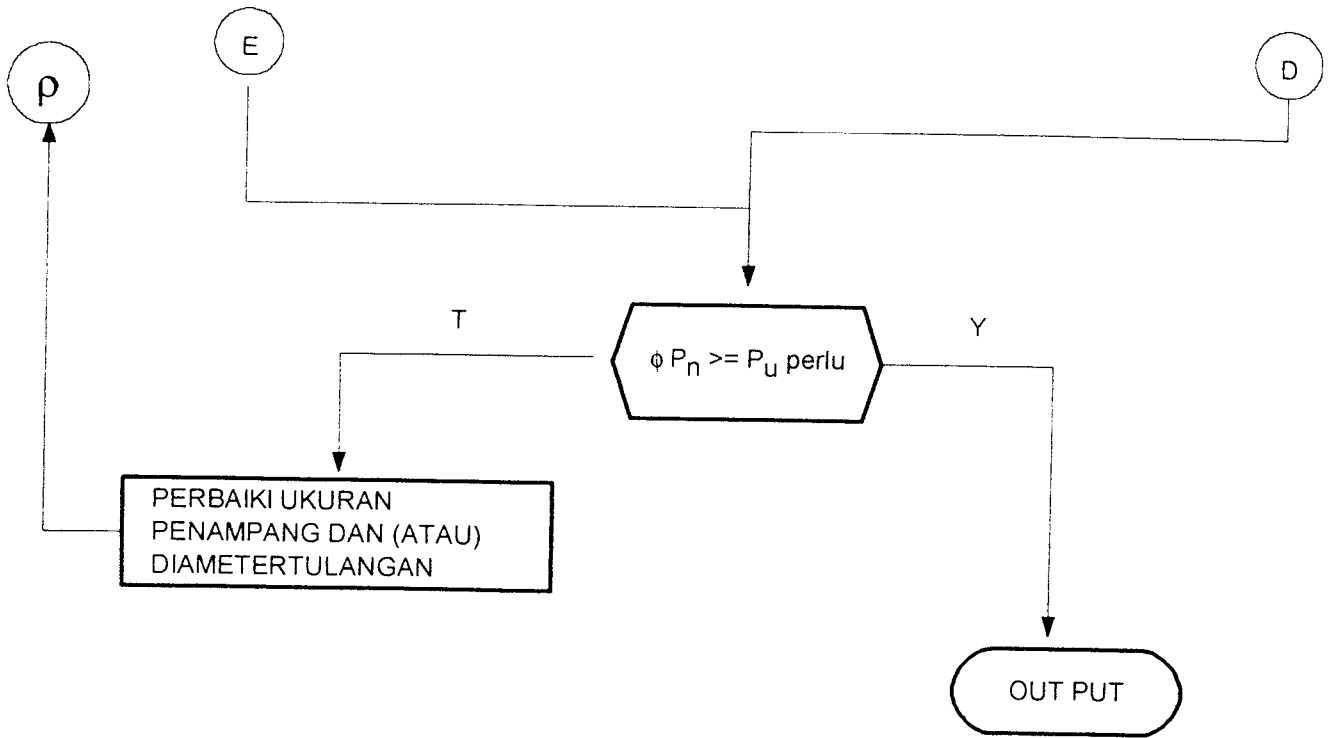
6.2.2. Disain balok

Untuk disain balok kami tabelkan validasi gaya batang 4, 5, 9, 10..

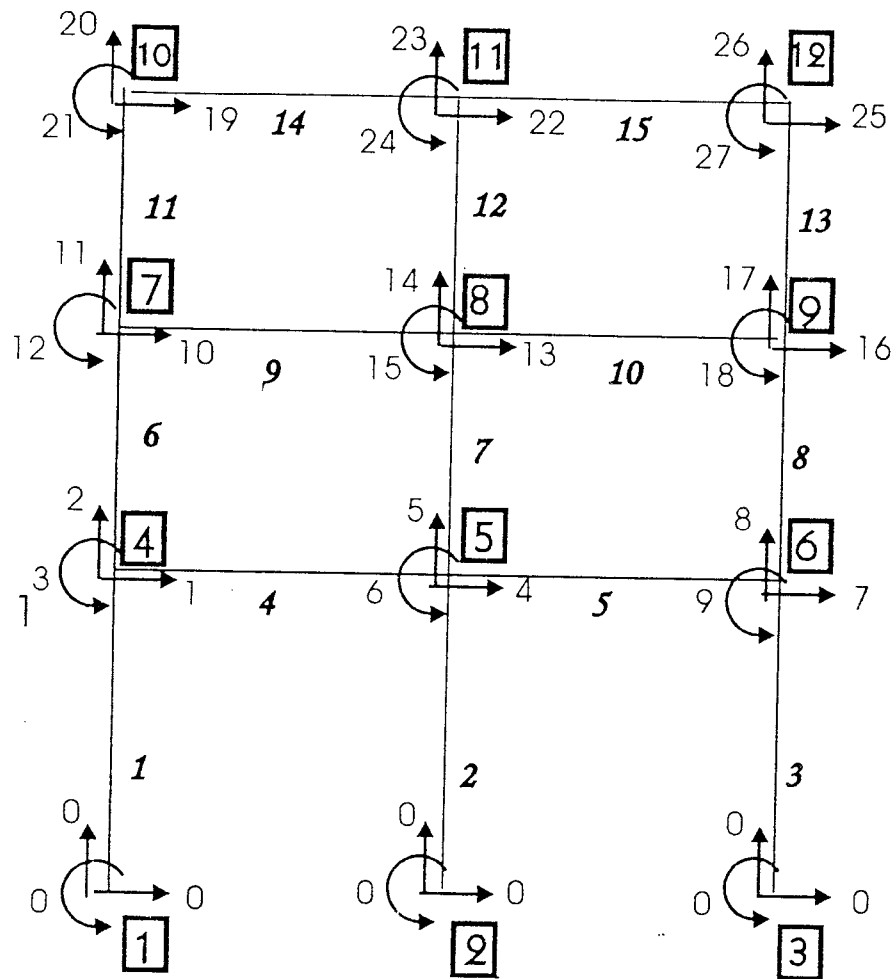
Tabel 6.3. Validasi balok lapangan

BT	AS(mm ²)			AS'(mm ²)			MOMEN AKT(Nmm)		
	MAN	KOMP	BEDA %	MAN	KOMP	BEDA %	MAN	KOMP	BEDA %
4	1163,906	1.164	0,008	0,000	0,000	0,000	2,28E+08	2,28E+08	0,000
5	1163,906	1.164	0,008	0,000	0,000	0,000	2,28E+08	2,28E+08	0,000
9	1152,600	1.153	0,035	0,000	0,000	0,000	2,28E+08	2,28E+08	0,000
10	1152,600	1.153	0,035	0,000	0,000	0,000	2,28E+08	2,28E+08	0,000





6.3. Analisis Struktur Secara Manual



Gambar 6.6. Penomoran kode gaya pada joint

6.3.1. Menentukan Kode Titik buhul (*Joint*) dan Batang

Titik buhul 1 : JCODE(1) = [0 0 0]

Titik buhul 2 : JCODE(2) = [0 0 0]

Titik buhul 3 : JCODE(3) = [0 0 0]

Titik buhul 4 : JCODE(4) = [1 2 3]

Titik buhul 5 : JCODE(5) = [4 5 6]

Titik buhul 6 : JCODE(6) = [7 8 9]

Titik buhul 7 : JCODE(7) = [10 11 12]

Titik buhul 8 : JCODE(8) = [13 14 15]

Titik buhul 9 : JCODE(9) = [16 17 18]

Titik buhul 10 : JCODE(10) = [19 20 21]

Titik buhul 11 : JCODE(11) = [22 23 24]

Titik buhul 12 : JCODE(12) = [25 26 27]

Batang 1 : MCODE(1) = [0 0 0 1 2 3]

Batang 2 : MCODE(2) = [0 0 0 4 5 6]

Batang 3 : MCODE(3) = [0 0 0 7 8 9]

Batang 4 : MCODE(4) = [1 2 3 4 5 6]

Batang 5 : MCODE(5) = [4 5 6 7 8 9]

Batang 6 : MCODE(6) = [1 2 3 10 11 12]

Batang 7 : MCODE(7) = [4 5 6 13 14 15]

Batang 8 : MCODE(8) = [7 8 9 16 17 18]

Batang 9 : MCODE(9) = [10 11 12 13 14 15]

Batang 10 : MCODE(10) = [13 14 15 16 17 18]

Batang 11 : MCODE(11) = [10 11 12 19 20 21]

Batang 12 : MCODE(12) = [13 14 15 22 23 24]

Batang 13 : MCODE(13) = [16 17 18 25 26 27]

Batang 14 : MCODE(14) = [19 20 21 22 23 24]

Batang 15 : MCODE(15) = [22 23 24 25 26 27]

6.3.2. Mengitung matriks transformasi

$$C = \text{Cos } \theta = \frac{X_2 - X_1}{L}$$

$$S = \text{Sin } \theta = \frac{Y_2 - Y_1}{L}$$

Nilai Sin θ dan Cos θ ditabelkan sebagai berikut :

Batang	X ₂	X ₁	Y ₂	Y ₁	L	Cos	Sin
1	0	0	4	0	4	0	1
2	8	8	4	0	4	0	1
3	16	16	4	0	4	0	1
4	8	0	4	4	8	1	0
5	16	8	4	4	8	1	0
6	0	0	7,5	4	3,5	0	1
7	8	8	7,5	4	3,5	0	1
8	16	16	7,5	4	3,5	0	1
9	8	0	7,5	7,5	8	1	0
10	16	8	7,5	7,5	8	1	0

Batang	X ₂	X ₁	Y ₂	Y ₁	L	Cos	Sin
11	0	0	11	7,5	3,5	0	1
12	8	8	11	7,5	3,5	0	1
13	16	16	11	7,5	3,5	0	1
14	8	0	11	11	8	1	0
15	16	8	11	11	8	1	0

$$\text{dengan, } \lambda = \begin{bmatrix} C & S & 0 \\ -S & C & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Untuk batang 1, 2, 3, 6, 7, 8, 11, 12, 13 maka akan diperoleh :

$$\lambda_{1,2,3,6,7,8,11,12,13} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Sedangkan untuk batang 4, 5, 9, 10, 14, 15 diperoleh :

$$\lambda_{4,5,9,10,14,15} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

6.3.3. Menyusun Matriks Kekakuan Struktur

Untuk menyusun matriks kekakuan struktur perlu dihitung koefisien-koefisien matriks kekakuan struktur atau g'_s sebagai berikut :

$$g1 = \alpha (\beta c^2 + 12 s^2)$$

$$g2 = \alpha cs (\beta - 12)$$

$$g_3 = \alpha (\beta s^2 + 12 c^2)$$

$$g_4 = -\alpha 6 Ls$$

$$g_5 = \alpha 6 Lc$$

$$g_6 = \alpha 4 L^2$$

$$g_7 = \alpha 2 L^2$$

dengan $\alpha = \frac{EI}{L^3}$ dan $\beta = \frac{A \cdot L^2}{I}$, maka matriks kekakuan strukturnya adalah :

$$[K] = \begin{bmatrix} g_1 & g_2 & g_4 & -g_1 & -g_2 & g_3 \\ & g_3 & g_5 & -g_2 & -g_3 & g_5 \\ & & g_6 & -g_4 & -g_5 & g_7 \\ & & & g_1 & g_2 & -g_4 \\ & & & & g_3 & -g_5 \\ \text{sim} & & & & & g_6 \end{bmatrix}$$

Dari data diketahui :

$$\text{mutu beton } (f_c) = 25 \text{ Mpa}$$

dimensi balok 35x55 dan kolom 40x60 , maka :

$$A_{\text{balok}} = 0,35 \cdot 0,55 = 0,1925 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{kolom}} = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \cdot 0,35 \cdot 0,55^3 = 0,0048526 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{kolom}} = \frac{1}{12} \cdot 0,4 \cdot 0,6^3 = 0,0072 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{beton}} = 4700 \sqrt{f_c} = 23.500 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Hasil dari perhitungan nilai $g_1 \sim g_7$ dapat ditabelkan sebagai berikut :

Batang	1, 2, 3	4,5	6,7,8	9,10	11,12,13	14,15
α	2643,75	222,727	3946,356	222,727	3946,356	3946,356
β	533,333	2538,845	408,333	2538,845	408,333	408,333
g_1	31725,03	565469,3	47356,27	565469,3	47356,27	565469,3
g_2	0	0	0	0	0	0
g_3	1410001,0	2672,726	1611429,0	2672,726	1611429,0	2672,726
g_4	-63450,04	0	-82873,47	0	-82873,47	0
g_5	0	10690,9	0	10690,9	0	10690,9
g_6	169200,0	57018,07	193371,4	57018,07	193371,4	57018,07
g_7	84600,02	28509,04	96685,72	28509,04	96685,72	28509,04

Dari nilai tabel di atas disusun matriks kekauan batang sebagai berikut :

$$[K1] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 2 & 3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 31725,03 & 0 & 63450,04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1410001,0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 63450,04 & 0 & 169200,0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix}$$

$$[K2] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 4 & 5 & 6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 31725,03 & 0 & 63450,04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1410001,0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 63450,04 & 0 & 169200,0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

$$[K3] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 7 & 8 & 9 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 31725,03 & 0 & 63450,04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1410001,0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 63450,04 & 0 & 169200,0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \end{matrix}$$

$$[K4] = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \\ 565469,3 & 0 & 0 & -565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & 2672,726 & 10690,9 & 0 & -2672,726 & 10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 57018,07 & -57018,07 & -10690,9 & 28509,04 \\ -565469,3 & 0 & -57018,07 & 565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & -2672,726 & -10690,9 & 0 & 2672,726 & -10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 28509,04 & 0 & -10690,9 & 57018,07 \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

$$[K5] = \begin{bmatrix} 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 \\ 565469,3 & 0 & 0 & -565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & 2672,726 & 10690,9 & 0 & -2672,726 & 10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 57018,07 & -57018,07 & -10690,9 & 28509,04 \\ -565469,3 & 0 & -57018,07 & 565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & -2672,726 & -10690,9 & 0 & 2672,726 & -10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 28509,04 & 0 & -10690,9 & 57018,07 \end{bmatrix} \begin{matrix} 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \end{matrix}$$

$$[K6] = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 4 & 10 & 11 & 12 \\ 47356,27 & 0 & -82873,47 & -47356,27 & 0 & -82873,47 \\ 0 & 1611429,0 & 0 & 0 & -1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 193371,4 & 82873,47 & 0 & 96685,72 \\ -47356,27 & 0 & 82873,47 & 47356,27 & 0 & 82873,47 \\ 0 & -1611429,0 & 0 & 0 & 1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 96685,72 & 82873,47 & 0 & 193371,4 \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

$$[K7] = \begin{bmatrix} 4 & 5 & 6 & 13 & 14 & 15 \\ 47356,27 & 0 & -82873,47 & -47356,27 & 0 & -82873,47 \\ 0 & 1611429,0 & 0 & 0 & -1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 193371,4 & 82873,47 & 0 & 96685,72 \\ -47356,27 & 0 & 82873,47 & 47356,27 & 0 & 82873,47 \\ 0 & -1611429,0 & 0 & 0 & 1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 96685,72 & 82873,47 & 0 & 193371,4 \end{bmatrix} \begin{matrix} 4 \\ 5 \\ 6 \\ 13 \\ 14 \\ 15 \end{matrix}$$

$$[K8] = \begin{bmatrix} 7 & 8 & 9 & 16 & 17 & 18 \\ 47356,27 & 0 & -82873,47 & -47356,27 & 0 & -82873,47 \\ 0 & 1611429,0 & 0 & 0 & -1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 193371,4 & 82873,47 & 0 & 96685,72 \\ -47356,27 & 0 & 82873,47 & 47356,27 & 0 & 82873,47 \\ 0 & -1611429,0 & 0 & 0 & 1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 96685,72 & 82873,47 & 0 & 193371,4 \end{bmatrix} \begin{matrix} 7 \\ 8 \\ 9 \\ 16 \\ 17 \\ 18 \end{matrix}$$

$$[K9] = \begin{bmatrix} 10 & 11 & 12 & 13 & 14 & 15 \\ 565469,3 & 0 & 0 & -565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & 2672,726 & 10690,9 & 0 & -2672,726 & 10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 57018,07 & 0 & -10690,9 & 28509,04 \\ -565469,3 & 0 & 0 & 565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & -2672,726 & -10690,9 & 0 & 2672,726 & -10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 28509,04 & 0 & -10690,9 & 57018,07 \end{bmatrix} \begin{matrix} 10 \\ 11 \\ 12 \\ 13 \\ 14 \\ 15 \end{matrix}$$

$$[K_{10}] = \begin{array}{cccccc} & 13 & 14 & 15 & 16 & 17 & 18 \\ \left[\begin{array}{cccccc} 565469,3 & 0 & 0 & -565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & 2672,726 & 10690,9 & 0 & -2672,726 & 10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 57018,07 & 0 & -10690,9 & 28509,04 \\ -565469,3 & 0 & 0 & 565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & -2672,726 & -10690,9 & 0 & 2672,726 & -10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 28509,04 & 0 & -10690,9 & 57018,07 \end{array} \right] & \begin{array}{l} 13 \\ 14 \\ 15 \\ 16 \\ 17 \\ 18 \end{array} \end{array}$$

$$[K_{11}] = \begin{array}{cccccc} & 10 & 11 & 12 & 19 & 20 & 21 \\ \left[\begin{array}{cccccc} 47356,27 & 0 & -82873,47 & -47356,27 & 0 & -82873,47 \\ 0 & 1611429,0 & 0 & 0 & -1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 193371,4 & 82873,47 & 0 & 96685,72 \\ -47356,27 & 0 & 82873,47 & 47356,27 & 0 & 82873,47 \\ 0 & -1611429,0 & 0 & 0 & 1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 96685,72 & 82873,47 & 0 & 193371,4 \end{array} \right] & \begin{array}{l} 10 \\ 11 \\ 12 \\ 19 \\ 20 \\ 21 \end{array} \end{array}$$

$$[K_{12}] = \begin{array}{cccccc} & 13 & 14 & 15 & 22 & 23 & 24 \\ \left[\begin{array}{cccccc} 47356,27 & 0 & -82873,47 & -47356,27 & 0 & -82873,47 \\ 0 & 1611429,0 & 0 & 0 & -1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 193371,4 & 82873,47 & 0 & 96685,72 \\ -47356,27 & 0 & 82873,47 & 47356,27 & 0 & 82873,47 \\ 0 & -1611429,0 & 0 & 0 & 1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 96685,72 & 82873,47 & 0 & 193371,4 \end{array} \right] & \begin{array}{l} 13 \\ 14 \\ 15 \\ 22 \\ 23 \\ 24 \end{array} \end{array}$$

$$[K_{13}] = \begin{array}{cccccc} & 16 & 17 & 18 & 25 & 26 & 27 \\ \left[\begin{array}{cccccc} 47356,27 & 0 & -82873,47 & -47356,27 & 0 & -82873,47 \\ 0 & 1611429,0 & 0 & 0 & -1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 193371,4 & 82873,47 & 0 & 96685,72 \\ -47356,27 & 0 & 82873,47 & 47356,27 & 0 & 82873,47 \\ 0 & -1611429,0 & 0 & 0 & 1611429,0 & 0 \\ -82873,47 & 0 & 96685,72 & 82873,47 & 0 & 193371,4 \end{array} \right] & \begin{array}{l} 16 \\ 17 \\ 18 \\ 25 \\ 26 \\ 27 \end{array} \end{array}$$

$$[K14] = \begin{bmatrix} 19 & 20 & 21 & 22 & 23 & 24 \\ 565469,3 & 0 & 0 & -565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & 2672,726 & 10690,9 & 0 & -2672,726 & 10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 57018,07 & 0 & -10690,9 & 28509,04 \\ -565469,3 & 0 & 0 & 565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & -2672,726 & -10690,9 & 0 & 2672,726 & -10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 28509,04 & 0 & -10690,9 & 57018,07 \end{bmatrix} \begin{matrix} 19 \\ 20 \\ 21 \\ 22 \\ 23 \\ 24 \end{matrix}$$

$$[K15] = \begin{bmatrix} 22 & 23 & 24 & 25 & 26 & 27 \\ 565469,3 & 0 & 0 & -565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & 2672,726 & 10690,9 & 0 & -2672,726 & 10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 57018,07 & 0 & -10690,9 & 28509,04 \\ -565469,3 & 0 & 0 & 565469,3 & 0 & 0 \\ 0 & -2672,726 & -10690,9 & 0 & 2672,726 & -10690,9 \\ 0 & 10690,9 & 28509,04 & 0 & -10690,9 & 57018,07 \end{bmatrix} \begin{matrix} 22 \\ 23 \\ 24 \\ 25 \\ 26 \\ 27 \end{matrix}$$

6.3.4. Menyusun Matriks Kekakuan Global

Matriks kekakuan struktur batang diatas kemudian disuperposisikan ke dalam matriks kekakuan global, seperti pada uraian bab 3.1.5 (Menyusun Matriks kekakuan Keseluruhan).

Dari superposisi matriks kekakuan batang akan diperoleh matriks kekakuan global seperti berikut ini :

6.3.5. Menyusun Matrik Beban Luar

Besar gaya jepit pada ujung batang yang menerima beban titik batang bentuk matriknya adalah seperti persamaan (3.37) atau :

$$f_t = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{bmatrix} = P \begin{Bmatrix} 0 \\ -1 - a^2(2a - 3) \\ -La(1 - a)^2 \\ 0 \\ a^2(2a - 3) \\ La^2(1 - a) \end{Bmatrix}$$

Sedangkan untuk beban terbagi merata pada batang adalah seperti persamaan (3.38) atau :

$$f_m = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{bmatrix} = qL \begin{Bmatrix} 0 \\ -\frac{1}{2} \\ -\frac{L}{12} \\ 0 \\ \frac{1}{2} \\ \frac{L}{12} \end{Bmatrix}$$

Gaya (f) akibat beban titik dan beban merata dijumlahkan menjadi gaya jepit ujung total tiap batang.

$$f_{\text{total}} = f_t + f_m$$

a. Akibat beban hidup

Beban hidup yang terjadi terdiri dari beban titik batang dan beban merata.

1. Batang 4, 5, 9, 10

Beban titik batang $P = 10,938$ kN dan beban merata $q = 3,505$ kN/m.

	beban titik	beban merata	total
f1	0	0	0
f2	5,469	14,02	19,489
f3	10,938	-18,693	29,631
f4	0	0	0
f5	5,469	14,02	19,489
f6	-10,938	-18,693	-29,631

Pembebanan diatas diatas ditransformasikan :

$$f_4 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 19,489 \\ 29,631 \\ 0 \\ 19,489 \\ -29,631 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 19,489 \\ 29,631 \\ 0 \\ 19,489 \\ -29,631 \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

dengan cara diatas didapat f_5, f_9, f_{10} sebagai berikut :

$$f_5 = \begin{bmatrix} 0 \\ 19,489 \\ 29,631 \\ 0 \\ 19,489 \\ -29,631 \end{bmatrix} \begin{matrix} 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \end{matrix} \quad f_9 = \begin{bmatrix} 0 \\ 19,489 \\ 29,631 \\ 0 \\ 19,489 \\ -29,631 \end{bmatrix} \begin{matrix} 10 \\ 11 \\ 12 \\ 13 \\ 14 \\ 15 \end{matrix} \quad f_{10} = \begin{bmatrix} 0 \\ 19,489 \\ 29,631 \\ 0 \\ 19,489 \\ -29,631 \end{bmatrix} \begin{matrix} 13 \\ 14 \\ 15 \\ 16 \\ 17 \\ 18 \end{matrix}$$

2. Batang 14,15

Beban titik batang $P = 4,375$ kN dan beban merata $q = 1,402$ kN/m

	beban titik	beban merata	total
f1	0	0	0
f2	2,187	5,608	7,795
f3	4,375	7,477	11,852
f4	0	0	0
f5	2,187	5,608	7,795
f6	-4,375	-7,477	-11,852

Setelah pembebanan di atas ditransformasi di dapat :

$$f_{14} = \begin{bmatrix} 0 \\ 7,795 \\ 11,852 \\ 0 \\ 7,795 \\ -11,852 \end{bmatrix} \begin{matrix} 19 \\ 20 \\ 21 \\ 22 \\ 23 \\ 24 \end{matrix} \quad f_{15} = \begin{bmatrix} 0 \\ 7,795 \\ 11,852 \\ 0 \\ 7,795 \\ -11,852 \end{bmatrix} \begin{matrix} 22 \\ 23 \\ 24 \\ 25 \\ 26 \\ 27 \end{matrix}$$

Untuk beban hidup tidak ada beban joint, sehingga :

$$f1 = f2 = f3 = f4 = f4 = f5 = f6 = f6 = f7 = f8 = f9 = f10 = f11 = f12 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Karena beban joint tidak ada, maka : $F_{\text{joint}} = [0]$

Semua gaya akibat beban luar dijumlahkan :

$$F = F_{\text{joint}} + (-F_{\text{batang}})$$

Dari persamaan eliminasi diatas didapat deformasi dalam sistem global sebagai berikut ini :

D1	-0,00000816481
D2	-0,00003235545
D3	-0,00006080629
D4	-0,00000000005
D5	-0,00006797977
D6	0,00000000003
D7	0,00000816474
D8	-0,00003235545
D9	0,00006080635
D10	0,00000379135
D11	-0,00004891657
D12	-0,00005141681
D13	-0,00000000011
D14	-0,00010258500
D15	0,00000000003
D16	-0,00003791563
D17	-0,00004891659
D18	0,00005141685
D19	0,00001165416
D20	-0,00005363557
D21	-0,00003259791
D22	-0,00000000019
D23	-0,00011249750
D24	0,00000000002
D25	-0,00001165451
D26	-0,00005363559
D27	0,00003259709

Nilai deformasi diatas ditransformasikan ke sistem koordinat lokal untuk tiap-tiap batang sebagai berikut :

Batang 1 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00000816481 \\ -0,00003235545 \\ -0,00006080629 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00003235545 \\ 0,00000816481 \\ -0,00006080629 \end{bmatrix}$$

Batang 2 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00000000005 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000005 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix}$$

Batang 3 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0,00000816474 \\ -0,00003235545 \\ 0,00006080635 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00003235545 \\ -0,00000816474 \\ 0,00006080635 \end{bmatrix}$$

Batang 4 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0,00000816481 \\ -0,00003235545 \\ -0,00006080629 \\ -0,00000000005 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00000816481 \\ -0,00003235545 \\ -0,00006080629 \\ -0,00000000005 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix}$$

Batang 5 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,00000000005 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000003 \\ 0,00000816474 \\ -0,00003235545 \\ 0,00006080635 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,00000000005 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000003 \\ 0,00000816474 \\ -0,00003235545 \\ 0,00006080635 \end{bmatrix}$$

Batang 6:

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,00000816481 \\ -0,00003235545 \\ -0,00006080629 \\ 0,00000379135 \\ -0,00004891657 \\ -0,00005141681 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00003235545 \\ -0,00000816481 \\ -0,00006080629 \\ -0,00004891657 \\ -0,00000379135 \\ -0,00005141681 \end{bmatrix}$$

Batang 7 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,00000000005 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000003 \\ -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00006797977 \\ -0,00000000005 \\ 0,00000000003 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000011 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix}$$

Batang 8 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,00000816474 \\ -0,00003235545 \\ 0,00006080635 \\ -0,00003791563 \\ -0,00004891659 \\ 0,00005141685 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00003235545 \\ -0,00000816474 \\ 0,00006080635 \\ -0,00004891659 \\ 0,00003791563 \\ 0,00005141685 \end{bmatrix}$$

Batang 9 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,00000379135 \\ -0,00004891657 \\ -0,00005141681 \\ -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,00000379135 \\ -0,00004891657 \\ -0,00005141681 \\ -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix}$$

Batang 10 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \\ -0,00003791563 \\ -0,00004891659 \\ 0,00005141685 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \\ -0,00003791563 \\ -0,00004891659 \\ 0,00005141685 \end{bmatrix}$$

Batang 11 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,00000379135 \\ -0,00004891657 \\ -0,00005141681 \\ 0,00001165416 \\ -0,00005363557 \\ -0,00003259791 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00004891657 \\ -0,00000379135 \\ -0,00005141681 \\ -0,00005363557 \\ -0,00001165416 \\ -0,00003259791 \end{bmatrix}$$

Batang 12

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \\ -0,00000000019 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000002 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00010258500 \\ 0,00000000011 \\ 0,00000000003 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000019 \\ 0,00000000002 \end{bmatrix}$$

Batang 13 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0,00003791563 \\ -0,00004891659 \\ 0,00005141685 \\ -0,00001165451 \\ -0,00005363559 \\ 0,00003259709 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00004891659 \\ 0,00003791563 \\ 0,00005141685 \\ -0,00005363559 \\ 0,00001165451 \\ 0,00003259709 \end{bmatrix}$$

Batang 14 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,00001165416 \\ -0,00005363557 \\ -0,00003259791 \\ -0,00000000019 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000002 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,00001165416 \\ -0,00005363557 \\ -0,00003259791 \\ -0,00000000019 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000002 \end{bmatrix}$$

Batang 15 :

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0,00000000019 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000002 \\ -0,00001165451 \\ -0,00005363559 \\ 0,00003259709 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00000000019 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000002 \\ -0,00001165451 \\ -0,00005363559 \\ 0,00003259709 \end{bmatrix}$$

Dengan diperolehnya nilai deformasi , maka dapat dicari nilai gaya dalam tiap-tiap batang dengan persamaan (3.9) sebagai berikut :

$$f = k \cdot d$$

Sedangkan k untuk batang 6, 7, 8, 11, 12 dan 13 adalah sama, maka $k_6 = k_7 = k_8 = k_{11} = k_{12} = k_{13}$.

$$k_6 = \begin{bmatrix} 1611427,385 & 0 & 0 & -1611427,385 & 0 & 0 \\ 0 & 47356,272 & 82873,476 & 0 & -47356,272 & -82873,476 \\ 0 & 82873,476 & 193371,444 & 0 & 82873,476 & 96685,722 \\ -1611427,385 & 0 & 0 & 1611427,385 & 0 & 0 \\ 0 & -47356,272 & -82873,476 & 0 & 47356,272 & -82873,476 \\ 0 & 82873,476 & 96685,722 & 0 & -82873,476 & 193371,444 \end{bmatrix}$$

Dengan nilai k diatas dapat diperoleh gaya dalam tiap-tiap batang sebagai berikut :

Batang 1 :

$$f_1 = k_1 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00003235545 \\ 0,00000816481 \\ -0,00006080629 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -45,62120 \\ -4,117189 \\ 5,662271 \\ -45,62120 \\ 4,117189 \\ -10,80648 \end{bmatrix}$$

Batang 2 :

$$f_2 = k_2 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000005 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -95,851520 \\ -0,0000004 \\ 0,0000099 \\ -95,851520 \\ 0,0000004 \\ 0,0000016 \end{bmatrix}$$

Batang 3 :

$$f_3 = k_3 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0,00003235545 \\ -0,00000816474 \\ 0,00006080635 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -45,56628 \\ 4,144137 \\ 5,751129 \\ -45,56628 \\ -4,144137 \\ 10,82541 \end{bmatrix}$$

dengan $k = \alpha$

$$\begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\beta & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

Untuk nilai a dan b tiap-tiap batang akan diperoleh seperti pada tabel berikut :

Batang	1, 2, 3	4,5	6,7,8	9,10	11,12,13	14,15
α	2643,75	222,727	3946,356	222,727	3946,356	3946,356
β	533,333	2538,845	408,333	2538,845	408,333	408,333
L	4	8	3,5	8	3,5	3,5

Harga k untuk batang 1, 2 dan 3 adalah sama , maka $k_1 = k_2 = k_3$

$$k_1 = \begin{bmatrix} 1409999,119 & 0 & 0 & -1409999,119 & 0 & 0 \\ 0 & 31725,00 & 63450,00 & 0 & -31725,00 & 63450,00 \\ 0 & 63450,00 & 169200,00 & 0 & -63450,00 & 84600,00 \\ -1409999,119 & 0 & 0 & 1409999,119 & 0 & 0 \\ 0 & -31725,00 & -63450,00 & 0 & 31725,00 & -63450,00 \\ 0 & 63450,00 & 84600,00 & 0 & -63450,00 & 169200,00 \end{bmatrix}$$

Harga k untuk batang 4, 5, 9 dan 10 adalah sama , maka $k_4 = k_5 = k_9 = k_{10}$

$$k_2 = \begin{bmatrix} 565469,33 & 0 & 0 & -565469,33 & 0 & 0 \\ 0 & 2672,724 & 10690,896 & 0 & -2672,724 & 10690,896 \\ 0 & 10690,896 & 28509,056 & 0 & -10690,896 & 28509,056 \\ -565469,33 & 0 & 0 & 565469,33 & 0 & 0 \\ 0 & -2672,724 & -10690,896 & 0 & 2672,724 & -10690,896 \\ 0 & 10690,896 & 28509,056 & 0 & -10690,896 & 28509,056 \end{bmatrix}$$

Batang 4 :

$$f_4 = k_4 \begin{bmatrix} -0,00000816481 \\ -0,00003235545 \\ -0,00006080629 \\ -0,00000000005 \\ -0,00006797977 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4,6169270 \\ 18,93413 \\ -26,545110 \\ 4,6169270 \\ 20,04386 \\ -30,98399 \end{bmatrix}$$

Batang 5 :

$$f_5 = k_5 \begin{bmatrix} -0,00003235545 \\ -0,00000816481 \\ -0,00006080629 \\ -0,00004891657 \\ -0,00000379135 \\ -0,00005141681 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4,616926 \\ 20,043850 \\ -30,98399 \\ 4,616926 \\ 18,93414 \\ -26,54512 \end{bmatrix}$$

Batang 6 :

$$f_6 = k_6 \begin{bmatrix} -0,00003235545 \\ -0,00000816481 \\ -0,00006080629 \\ -0,00004891657 \\ -0,00000379135 \\ -0,00005141681 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -26,68401 \\ -8,73411 \\ -15,73862 \\ -26,68401 \\ 8,73411 \\ -14,83079 \end{bmatrix}$$

Batang 7 :

$$f_7 = k_7 \begin{bmatrix} -0,00006797977 \\ -0,00000000005 \\ 0,00000000003 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000011 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 55,7638400 \\ -0,0000007 \\ -0,0000009 \\ -55,763840 \\ -0,0000007 \\ -0,0000014 \end{bmatrix}$$

Batang 8 :

$$f_8 = k_8 \begin{bmatrix} -0,00003235545 \\ -0,00000816474 \\ 0,00006080635 \\ -0,00004891659 \\ 0,00003791563 \\ 0,00005141685 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -26,68401 \\ 8,734119 \\ -15,7363 \\ -26,68401 \\ -8,734119 \\ 14,83079 \end{bmatrix}$$

Batang 9 :

$$f_9 = k_9 \begin{bmatrix} 0,00000379135 \\ -0,00004891657 \\ -0,00005141681 \\ -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -2,143953 \\ 19,08274 \\ -27,27339 \\ -2,143953 \\ 19,89525 \\ -30,5234 \end{bmatrix}$$

Batang 10 :

$$f_{10} = k_{10} \begin{bmatrix} -0,00000000011 \\ -0,00010258500 \\ 0,00000000003 \\ -0,00003791563 \\ -0,00004891659 \\ 0,00005141685 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -2,143953 \\ 19,895246 \\ -30,5234 \\ -2,143953 \\ 19,08275 \\ -27,27339 \end{bmatrix}$$

Batang 11 :

$$f_{11} = k_{11} \begin{bmatrix} -0,00004891657 \\ -0,00000379135 \\ -0,00005141681 \\ -0,00005363557 \\ -0,00001165416 \\ -0,00003259791 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -7,604327 \\ -6,590167 \\ 12,44259 \\ -7,604327 \\ 6,590167 \\ -10,62299 \end{bmatrix}$$

Batang 12 :

$$f_{12} = k_{12} \begin{bmatrix} -0,00010258500 \\ 0,00000000011 \\ 0,00000000003 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000019 \\ 0,00000000002 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -15,97334 \\ 0,0000004 \\ -0,0000011 \\ -15,97334 \\ 0,0000004 \\ -0,0000003 \end{bmatrix}$$

Batang 13 :

$$f_{13} = k_{13} \begin{bmatrix} -0,00004891659 \\ 0,00003791563 \\ 0,00005141685 \\ -0,00005363559 \\ 0,00001165451 \\ 0,00003259709 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -7,604327 \\ 6,590167 \\ -12,44259 \\ -7,604327 \\ -6,590167 \\ 10,62299 \end{bmatrix}$$

Batang 14 :

$$f_{14} = k_{14} \begin{bmatrix} 0,00001165416 \\ -0,00005363557 \\ -0,00003259791 \\ -0,00000000019 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000002 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -6,59016 \\ 7,604327 \\ -10,62299 \\ -6,590165 \\ 7,986669 \\ -12,15235 \end{bmatrix}$$

Batang 15 :

$$f_{15} = k_{15} \begin{bmatrix} -0,00000000019 \\ -0,00011249750 \\ 0,00000000002 \\ -0,00001165451 \\ -0,00005363559 \\ 0,00003259709 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -6,590164 \\ 7,986667 \\ -12,15235 \\ -6,590164 \\ 7,604329 \\ -10,62299 \end{bmatrix}$$

6.4. Hitungan Balok Secara Manual

Sebagai contoh perhitungan manual pada desain balok diambil pada balok 4 sebagai berikut :

Data -data : $f'_c = 25 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

ϕ tulangan pokok = 22 mm

ϕ tulangan sengkang = 10 mm

penutup beton = 20

Momen diambil dari hasil perhitungan komputer.

1. Balok Tumpuan

Momen :

$$Mu_{l,-1} = -26,5 \text{ kNm} \quad Mu_{l,-2} = -31,0 \text{ kNm}$$

$$Mu_{D,-1} = -149,0 \text{ kNm} \quad Mu_{D,-1} = -174,0 \text{ kNm}$$

$$Mu_{E,-1} = 301,0 \text{ kNm} \quad Mu_{E,-1} = -282,0 \text{ kNm}$$

Gaya Geser :

$$Vu_{l,-1} = -26,5 \text{ kNm} \quad Vu_{l,-2} = -31,0 \text{ kNm}$$

$$Vu_{D,-1} = -149,0 \text{ kNm} \quad Vu_{D,-1} = -174,0 \text{ kNm}$$

$$Vu_{E,-1} = 301,0 \text{ kNm} \quad Vu_{E,-1} = -282,0 \text{ kNm}$$

Kombinasi beban hidup dan beban mati

$$Mu = 1,6. ML + 1,2.MD$$

$$Mu1 = 1,6. -26,5 + 1,2. -149,0 = -221,2 \text{ kNm}$$

$$Mu2 = 1,6. -31,0 + 1,2. -174,0 = -258,4 \text{ kNm}$$



Kombinasi beban hidup, beban mati dan gempa

$$M_u = 1,05.(0,6. ML + .MD + ME)$$

$$M_{u1} = 1,05.(0,6. -26,5 - 149,0 + 301,0) = 142,905 \text{ kNm}$$

$$M_{u2} = 1,05.(0,6. -31,0 - 174,0 - 282,0) = -498,330 \text{ kNm}$$

Momen dari kedua kombinasi beban diatas diambil $M_u = -498,33 \text{ kNm}$

$$M_n = 493,33.10^6 / 0,8 = 6,2291.10^8 \text{ Nmm}$$

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

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{400}$$

$$= 0,027093$$

$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$, tetapi ρ_{\max} diambil $= 0,5 \cdot \rho_b$ (saran Edward G. Nawy), maka :

$$\rho_{\max} = 0,5 \cdot \rho_b$$

$$= 0,5 \cdot 0,027093 = 0,013547$$

$$\text{dan } \rho_{\min} = 1,4/f_y = 1,4/400 = 0,0035$$

$d = H - 1/2 \cdot \phi \text{ pokok} - \phi \text{ sengkang} - \text{penutup beton}$

$$= 550 - 1/2 \cdot 22 - 10 - 20 = 509 \text{ mm}$$

$$\omega = \frac{\rho_{\max} \cdot f_y}{f_c} = \frac{0,013547 \cdot 400}{25} = 0,21675$$

$$R_{no} = K_o = f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0,59 \omega)$$

$$= 25 \cdot 0,21675 \cdot (1 - 0,59 \cdot 0,21675) = 4,725787$$

$$M_{no} = b \cdot d^2 \cdot R_{no}$$

$$= 350 \cdot 509^2 \cdot 4,725787 = 4,28526 \cdot 10^8$$

$M_n = 6,2291 \cdot 10^8 > M_{no}$, maka didisain dengan tulangan rangkap.

$$\rho_t = 0,9 \cdot \rho_{max} = 0,9 \cdot 0,013547 = 0,01219$$

$$\omega_1 = \frac{\rho_t \cdot f_y}{f_c} = \frac{0,01219 \cdot 400}{25} = 0,19507$$

$$\begin{aligned} R_{n1} &= K_1 = f_c \cdot \omega_1 \cdot (1 - 0,59 \omega_1) \\ &= 25 \cdot 0,19507 \cdot (1 - 0,59 \cdot 0,19507) = 4,31557 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n1} &= b \cdot d^2 \cdot R_{n1} \\ &= 350 \cdot 509^2 \cdot 4,31557 \\ &= 3,91329 \cdot 10^8 \end{aligned}$$

$$A_{s1} = \rho_t \cdot b \cdot d = 0,01219 \cdot 350 \cdot 509 = 2172,038 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= M_n - M_{n1} \\ &= 6,2291 \cdot 10^8 - 3,91329 \cdot 10^8 = 2,31583 \cdot 10^8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{M_{n2}}{f_y \cdot (d - d')} \\ &= \frac{2,31583 \cdot 10^8}{400 \cdot (509 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 22 - 10)} = 1237,09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{2172,038 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 350} = 116,8155 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{116,8155}{0,85} = 137,430 \text{ mm}$$

Luas tulangan tarik total :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$= 2172,038 + 1237,09 = 3409,128 \text{ mm}^2$$

$$A_{\phi 1 \text{ tul}} = 1/4 \cdot 3,14 \cdot \phi^2 = 1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s / A_{\phi 1 \text{ tul}} = 3409,128 / 379,94 = 8,9728, n = 9 \text{ (dibulatkan)}$$

$$A_s \text{ terjadi} = 9 \cdot 379,94 = 3419,46 \text{ mm}^2$$

Cek spasi tulangan :

$$s = 350 - 9 \cdot 22 - 2 \cdot 20 - (9-1) \cdot 30 - 2 \cdot 10 = -148 \text{ (berarti tidak bisa 1 baris)}$$

Mencari banyak tulangan dalam 1 baris (diambil jarak antar tulangan minimal 30) :

$$n \text{ baris} = (b - 2 \cdot \text{penutup beton} - 2 \cdot \text{senggang}) / (\phi \text{ pokok} + 30)$$

$$= (350 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 10) / (22 + 30) = 5,5769 \sim \text{dibulatkan} = 5 \text{ buah}$$

Mencari lapis tulangan = $9/5 = 1,8 \sim 2$ lapis (dibulatkan)

Karena tulangan yang terjadi sebanyak 2 lapis, maka nilai h tidak sesuai dengan yang terjadi akibat titik berat tulangan sebanyak tiga lapis.

Titik berat tulangan :

$$t_b = (4/9) \cdot (22 + 30) = 23,111 \text{ mm}$$

nilai h baru adalah :

$$h = H - t_b - \text{penutup beton} - \phi \text{ sengk} - 1/2 \cdot \phi \text{ pokok}$$

$$= 550 - 23,111 - 20 - 1/2 \cdot 22 - 10 = 485,889 \text{ mm}$$

Mencari banyak tulangan desak :

$$n' = \frac{A_s 2}{A 1 \phi \text{ tul}} = \frac{1237,09}{379,94} = 3,256 \sim \text{dibulatkan } n' = 4 \text{ batang}$$

Cek spasi tulangan :

$$s = 350 - 4 \cdot 22 - 2 \cdot 20 - (4-1) \cdot 30 - 2 \cdot 10 = 112 \text{ mm (bisa 1 lapis sesuai asumsi awal)}$$

Perhitungan baru :

$$\begin{aligned} Mn_1 &= b \cdot d^2 \cdot Rn_1 \\ &= 350 \cdot 485,889^2 \cdot 4,31557 \\ &= 3,56599 \cdot 10^8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$A_{s1} = \rho_1 \cdot b \cdot d = 0,01219 \cdot 350 \cdot 485,889 = 2073,417 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Mn_2 &= Mn - Mn_1 \\ &= 6,2291 \cdot 10^8 - 3,56599 \cdot 10^8 = 2,66313 \cdot 10^8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{Mn_2}{f_y \cdot (d - d')} \\ &= \frac{2,66313 \cdot 10^8}{400 \cdot (485,889 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 22 - 10)} = 1496,514 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \\ &= \frac{2073,417 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 350} = 111,5115 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{111,5115}{0,85} = 131,19 \text{ mm}$$

Luas tulangan tarik total :

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s1} + A_{s2} \\ &= 2073,417 + 1496,514 = 3569,931 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = A_s / A_{\phi \text{ tul}} = 3569,931 / 379,94 = 9,396 \quad , n = 10 \text{ (dibulatkan)}$$

$$n \text{ lapis} = 10/5 = 2 \text{ lapis}$$

Titik berat tulangan :

$$t_b = (5/10).(22+30) = 26 \text{ mm}$$

nilai h baru adalah :

$$h = H - t_b - \text{penutup beton} - \phi \text{ sengk} - 1/2.\phi \text{ pokok}$$

$$= 550 - 26 - 20 - 1/2.22 - 10 = 483 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ yang terjadi} = 10 \cdot 379,94 = 3799,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mencari lapis tulangan} = 10/5 = 2 \text{ lapis}$$

Mencari banyak tulangan desak :

$$n' = \frac{A_s^2}{A \phi_{tul}} = \frac{1496,514}{379,94} = 3,938 \sim \text{dibulatkan } n = 4 \text{ batang}$$

$$\text{lapis} = n'/n_{baris} = 4/5 = 0,9 \sim \text{dibulatkan} = 1 \text{ lapis}$$

$$A_s' \text{ yang terjadi} = 4.379,94 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan regangan :

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} 0,003$$

$$d' = \text{penutup beton} + \phi \text{ sengk} + 1/2.\phi \text{ pokok}$$

$$= 20 + 10 + 1/2.22 = 41$$

$$\epsilon'_s = \frac{131,19 - 41}{131,19} 0,003 = 0,0020625$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$\epsilon_s = \frac{483 - 131,19}{131,19} 0,003 = 0,008045$$

$$\epsilon_y = f_y / E_{baja} = 400 / 2.10^5 = 0,002 < \epsilon_s = 0,0020625$$

Dari perhitungan diatas terlihat bahwa $\epsilon_s > \epsilon_y$, maka termasuk kondisi regangan I.

$$F_s = F_y$$

maka kapasitas momen nominalnya adalah :

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} M_{n1} &= 0,85 \cdot 25 \cdot 111,5115 \cdot 350 \cdot (483 - 111,5115 / 2) \\ &= 3,54342 \cdot 10^8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

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

$$M_{n2} = 1519,76 \cdot 400 \cdot (483 - 41) = 2,68694 \cdot 10^8$$

$$\begin{aligned} M_n &= 3,54342 \cdot 10^8 + 2,68694 \cdot 10^8 \\ &= 6,23036 \cdot 10^8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Kapasitas momennya, } \mu_u = 6,23036 \cdot 10^8 \cdot 0,8 = 4,9843 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

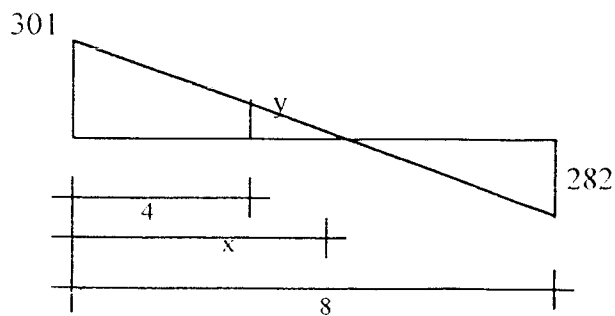
2. Balok Lapangan

Momen maksimum lapangan :

$$\mu_{u1} = 21,2 \text{ kNm, pada jarak } x = 4 \text{ m (dari ujung awal)}$$

$$\mu_{u2} = 120,0 \text{ kNm, pada jarak } x = 4 \text{ m (dari ujung awal)}$$

Maka untuk momen lapangan gempa



$$x = \frac{301 \cdot 8}{301 + 282} = 4,13, \text{ maka } y = \frac{(4,13 - 4) \cdot 301}{4,13} = 9,474 \text{ (momen gempa)}$$

Penyelesaian

Kombinasi beban hidup dan beban mati

$$Mu = 1,6 \cdot ML + 1,2 \cdot MD$$

$$Mu = 1,6 \cdot 21,2 + 1,2 \cdot 120,0 = 177,92 \text{ kNm}$$

Kombinasi beban hidup, beban mati dan gempa

$$Mu = 1,05 \cdot (0,6 \cdot ML + MD + ME)$$

$$Mu = 1,05 \cdot (0,6 \cdot 21,2 + 120,0 + 9,474) = 143,463 \text{ kNm}$$

Momen dari kedua kombinasi beban diatas diambil $Mu = 177,92 \text{ kNm}$

$$Mn = 177,92 \cdot 10^6 / 0,8 = 2,224 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$Mn = 2,224 \cdot 10^8 < Mno$, maka didisain dengan tulangan sebelah.

$d = H - 1/2 \cdot \phi \text{ pokok} - \phi \text{ sengkang} - \text{penutup beton}$

$$= 550 - 1/2 \cdot 22 - 10 - 20 = 509 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,8235$$

$$R_n = K = \frac{M_n}{b \cdot h^2} = \frac{2,114 \cdot 10^8}{350 \cdot 509^2} = 2,4526$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{18,8235} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,8235 \cdot 2,4526}{400}}\right)$$

$$= 0,00653 > \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h = 0,00653 \cdot 350 \cdot 509 = 1163,906 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1163,906}{379,94} = 3,0639 \sim \text{dibulatkan } n = 4 \text{ (1 lapis)}$$

$$A_{\text{sterjadi}} = 4 \cdot 379,94 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$= \frac{1519,76 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 350} = 81,734 \text{ mm}$$

$$z = h - a/2 = 509 - (81,734/2) = 468,1325$$

Pemeriksaan regangan :

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{81,734}{0,85} = 96,1576 \text{ mm}$$

$$d' = \text{penutup beton} + \phi \text{ sengk} + 1/2 \cdot \phi \text{ pokok}$$

$$= 20 + 10 + 1/2 \cdot 22 = 41$$

$$\epsilon_s = f_y / E_{\text{baja}} = 400 / 2 \cdot 10^5 = 0,002$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\epsilon_s = \frac{509 - 96,1576}{96,1576} \cdot 0,003 = 0,01288 > \epsilon_s$$

Kapasitas momen nominalnya :

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot z$$

$$= 1519,76 \cdot 400 \cdot 468,1323 = 2,84579 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\text{Kapasitas momennya, } M_u = 2,84579 \cdot 10^8 \cdot 0,8 = 2,2766 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

3. Tulangan Geser

Gaya Geser :

$$V_{uL-1} = 18,9 \text{ kNm} \quad V_{uL-2} = -20,0 \text{ kNm}$$

$$V_{uD-1} = 106,0 \text{ kNm} \quad V_{uD-2} = -112,0 \text{ kNm}$$

$$V_{uF-1} = -72,8 \text{ kNm} \quad V_{uF-2} = -72,8 \text{ kNm}$$

Penyelesaian

Kombinasi beban hidup dan beban mati

$$V_u = 1,6 \cdot V_L + 1,2 \cdot V_D$$

$$M_{u1} = 1,6 \cdot 18,9 + 1,2 \cdot 106,0 = 157,44 \text{ kN}$$

$$M_{u2} = 1,6 \cdot -20,0 + 1,2 \cdot -112,0 = -166,4 \text{ kN}$$

Kombinasi beban hidup, beban mati dan gempa

$$V_u = 1,05 \cdot (0,6 \cdot V_L + V_D + V_E)$$

$$V_{u1} = 1,05 \cdot (0,6 \cdot 18,9 + 149,0 - 72,8) = 91,917 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 1,05 \cdot (0,6 \cdot -20,0 - 112,0 - 72,8) = -206,64 \text{ kN}$$

Momen dari kedua kombinasi beban diatas diambil $V_u = -206,64 \text{ kN}$

$$V_u = 206,64 \cdot 10^3 = 206640 \text{ N}$$

$d = H - \phi$ sengkang - penutup beton

$$d = 550 - 20 - 1/2 \cdot 10 = 525 \text{ mm}$$

1. Menentukan kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c}\right) \cdot b_w \cdot d \\ &= \left(\frac{1}{6} \sqrt{25}\right) \cdot 350 \cdot 525 = 1531550 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cc} &= 1/2 \cdot \phi \cdot V_c \\ &= 1/2 \cdot 0,6 \cdot 153155,6 = 45946,68 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u = 206640 > V_{cc}$, maka perlu tulangan geser

2. Menentukan apakah dimensi memenuhi syarat

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= \left(\frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right) \cdot b_w \cdot d \\ &= \left(\frac{2}{3} \sqrt{25}\right) \cdot 350 \cdot 525 = 615562,4 \end{aligned}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = (206640/0,6) - 1531550 = 191244,4 \text{ N} < V_s \text{ max}$$

3. Menentukan jarak spasi tulangan geser

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \left(1/4 \cdot 3,14 \cdot \phi \text{sengk}^2\right) \\ &= 2 \cdot (1/4 \cdot 3,14 \cdot 10^2) = 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{V_s} \cdot d$$

$$= \frac{157 \cdot 400}{191244,4} \cdot 525 = 172,397 \text{ mm} < 1/2 \cdot 550 = 275 \text{ mm}, \text{ digunakan } s = 173 \text{ mm}$$

6.5. Hitungan Kolom Secara manual

Sebagai contoh perhitungan manual pada desain kolom diambil pada kolom 6

Data-data : $f'_c = 25 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

ϕ tulangan pokok = 25 mm

ϕ tulangan pokok = 10 mm

penutup beton = 30 mm

Gaya-gaya kolom diambil dari hasil perhitungan komputer

1. Menentukan momen terbesar akibat beban gravitasi.

a. Akibat beban gravitasi

$$M_{2b} = 1,6 M_{1l} + 1,2 M_{1D}$$

$$M_{2b1} = 1,6 \cdot 15,7 + 1,2 \cdot 88,3 = 131,08 \text{ kNm}$$

$$M_{2b2} = 1,6 \cdot -14,8 + 1,2 \cdot -81,5 = -121,48 \text{ kNm}$$

$$M_{2b} = 131,08 \text{ (diambil terbesar)}$$

$$P_{ug} = 1,6 P_{1l} + 1,2 P_{1D}$$

$$P_{ug1} = 1,6 \cdot -26,7 + 1,2 \cdot -159,0 = 233,52 \text{ kN}$$

$$P_{ug2} = 1,6 \cdot -26,7 + 1,2 \cdot -159,0 = 233,52 \text{ kN}$$

$$P_{ug} = 233,52 \text{ kN} = 233520 \text{ N}$$

b. Akibat beban gempa

$$P_u = 1,05(P_{1r} + P_{1D} + P_{1E})$$

$$P_{u1} = 1,05 \cdot (0,6 \cdot -26,7 - 159,0 + 94,8) = -84,231 \text{ N}$$

$$P_{u2} = 1,05 \cdot (0,6 \cdot -26,7 - 159,0 + 94,8) = -84,231 \text{ N}$$

$$P_u = 84,231 \text{ N}$$

2. Menentukan eksentrisitas, dan mengecek eksentrisitas minimum.

$$e = \frac{M_{2b}}{P_{ug}}, \text{ dan } \geq e_{\min} = 15 + 0,03h = 15 + 0,03 \cdot 600 = 33 \text{ mm}$$

$$e = \frac{131,08 \cdot 10^3}{233,52} = 561 > e_{\min}$$

3. Menghitung kekuatan lentur komponen struktur tekan

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1 + \beta_d)}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ N/mm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} 400 \cdot 600^3 = 7,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{g11} = I_{g1} = \frac{1}{12} 400 \cdot 600^3 = 7,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

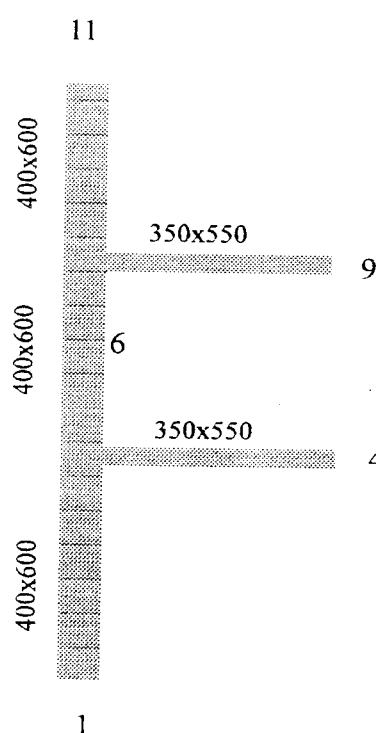
$$\beta_d = \frac{1,2 \cdot M_D}{1,2 \cdot M_D + 1,6 \cdot M_L} \leq 1 \text{ (syarat maksimum)}$$

$$\beta_d = \frac{1,2 \cdot 88,3}{1,2 \cdot 88,3 + 1,6 \cdot 15,7} = 0,80836 < 1$$

$$EI_6 = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1 + \beta_d)}$$

$$= \frac{23500 \cdot 7,2 \cdot 10^9}{2,5(1 + 0,80836)} = 3,7426 \cdot 10^{13}$$

$$EI_{11} = EI_6 = EI_1 = 3,7426 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$



4. Momen inersia balok di kanan kiri kolom dengan menganggap momen inersia penampang retak balok sebesar setengah dari momen inersia penampang bruto.

$$I_{cr} \approx \frac{I_g}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} b h^3 \right]$$

$$I_{cr9} = I_{cr4} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{12} 350.550 = 2,4263.10^9$$

5. Faktor kekangan ujung ψ kolom

- a. ψ pada ujung atas kolom :

$$\begin{aligned} \psi_{\Lambda} &= \frac{\sum \frac{EI}{L_u} \text{ kolom}}{\sum E_c \frac{I_{cr}}{L_n} \text{ balok}} \\ &= \frac{\frac{3,7426.10^{13}}{3500} + \frac{3,7426.10^{13}}{3500}}{\frac{23500}{8000} \cdot \frac{2,4263.10^9}{8000}} = 3,0006 \end{aligned}$$

- b. ψ pada ujung bawah kolom :

$$\begin{aligned} \psi_{B} &= \frac{\sum \frac{EI}{L_u} \text{ kolom}}{\sum E_c \frac{I_{cr}}{L_n} \text{ balok}} \\ &= \frac{\frac{3,7426.10^{13}}{3500} + \frac{3,7426.10^{13}}{4000}}{\frac{23500}{8000} \cdot \frac{2,4263.10^9}{8000}} = 2,8131 \end{aligned}$$

- c. ψ rata-rata

$$\begin{aligned} \psi_{avg} &= \frac{1}{2} (\psi_{\Lambda} + \psi_{B}) \\ &= \frac{1}{2} (3,0006 + 2,8131) = 2,90685 \end{aligned}$$

d. dengan rumus Furlong diperoleh:

$$\begin{aligned}\psi_{avg} \geq 2, \text{ maka : } k &= 0,9 \sqrt{1 + \psi_{avg}} \\ &= 0,9 \sqrt{1 + 2,90685} = 1,7789\end{aligned}$$

6. Menentukan jari-jari girasi r

$$r = 0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 600 = 180$$

7. Menentukan pengaruh kelangsingan.

$$\frac{k \cdot l}{r} = \frac{17789 \cdot 350}{180} = 34,5901 > 22, \text{ maka kolom termasuk kolom panjang}$$

dan perlu perhitungan faktor pembesaran momen.

8. Menentukan faktor pembesaran momen

a. Menghitung faktor kekangan ujung ψ atas kolom dan bawah kolom lainnya dalam satu tingkat.

$$\psi_{A7} = \frac{\sum \frac{EI}{Lu} \text{ kolom}}{\sum E_c \frac{I_{cr}}{L_n} \text{ balok}} = \frac{2,0462 \cdot 10^{10}}{23500 \cdot 606575} = 1,4357$$

$$\psi_{B7} = \frac{1,91831 \cdot 10^{10}}{23500 \cdot 606575} = 1,3457$$

$$\psi_7 = (\psi_{A7} + \psi_{B7})/2 = 1,390617$$

dengan rumus Furlong diperoleh : $k = 1,4386$

Untuk $\psi_8 = \psi_6$, maka $k_8 = k_6$

c. Mencari Beban tekuk Euler (P_c) tiap kolom dalam satu tingkat.

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot l)^2}$$

$$P_{c6} = \frac{\pi^2 \cdot 3,7426 \cdot 10^{13}}{(1,7789 \cdot 350)^2} = 9518841 \text{ N}$$

$$P_{c7} = \frac{\pi^2 \cdot 3,58085 \cdot 10^{13}}{(1,4386 \cdot 350)^2} = 13925037 \text{ N}$$

$$P_{c8} = \frac{\pi^2 \cdot 3,7426 \cdot 10^{13}}{(1,7789 \cdot 350)^2} = 9518841 \text{ N}$$

d. Menjumlahkan semua nilai P_c tiap kolom dalam satu tingkat (ΣP_c).

$$\Sigma P_c = P_{c6} + P_{c7} + P_{c8} = 32967140 \text{ N}$$

e. Menjumlahkan semua nilai P_u tiap kolom dalam satu tingkat (ΣP_u).

$$\begin{aligned} \Sigma P_u &= \Sigma P_6 + \Sigma P_7 + \Sigma P_8 \\ &= 1006701 \text{ N} \end{aligned}$$

f. Menentukan faktor pembesaran momen

$$\delta_b = \frac{C_{mi}}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1, \quad C_m = 1 \text{ (karena kolom tanpa pengaku)}$$

$$\delta_b = \frac{1}{1 - \frac{2335201}{0,7 \cdot 9518841}} = 1,03631 > 1$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} \geq 1$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{1006701}{0,7 \cdot 32967140}} = 1,04561 > 1$$

9. Menghitung eksentrisitas

$$M_{2y} = 1,05 \cdot 222 = 233,1 \cdot 10^6 \text{ N}$$

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

$$M_u = 1,03631 \cdot 131,08 \cdot 10^6 + 1,04561 \cdot 233,1 \cdot 10^6$$

$$= 3,7957 \cdot 10 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$e = \frac{M_{II}}{P_n} = \frac{3,7957 \cdot 10 \cdot 10^8}{233520} = 1605,44$$

10. Menentukan jumlah tulangan yang dicoba nilai ρ diambil dari 1,5

a. Karena penulangan berdasarkan 2 sisi simetris, maka ρ sama dengan ρ' .

$$\rho = \rho' = 1,5 \%$$

b. Maka luas tulangan perlu kolom adalah:

$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot (h - d')$$

$$= 0,015 \cdot 400 \cdot (600 - 30 - 1/2 \cdot 25 - 10) = 3285 \text{ mm}^2$$

c. Sehingga jumlah tulangan yang dipakai

$$n = n' = \frac{A_s}{\pi \cdot (\phi_p / 2)^2} \text{ (dibulatkan ke atas)}$$

$$= \frac{3285}{\pi \cdot (25 / 2)^2} = 6,6955 \sim n = 7$$

d. Karena pembulatan maka luas tulangan yang dipakai adalah:

$$A_s = n \cdot \pi \cdot (\phi_p / 2)^2 = 7 \cdot \pi \cdot (25 / 2)^2 = 3434,375 \text{ mm}^2$$

e. Cek spasi tulangan :

$$s = 400 - 7 \cdot 25 - 2 \cdot 10 - (7-1) \cdot 30 - 2 \cdot 30 = -35 \text{ (berarti tidak bisa 1 baris)}$$

f. Mencari banyak tulangan dalam 1 baris

diambil jarak antar tulangan minimal 30.

$$n \text{ baris} = (b - 2 \cdot \text{penutup beton} - 2 \cdot \text{senggang}) / (\phi \text{ pokok} + 30)$$

$$= (400 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 30) / (25 + 30) = 5,81818 \sim \text{dibulatkan} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Mencari tulangan} = 7/5 = 1,4 \sim 2 \text{ lapis (dibulatkan)}$$

Karena tulangan yang terjadi sebanyak 2 lapis, maka nilai h tidak sesuai dengan yang terjadi akibat titik berat tulangan sebanyak 2 lapis.

Titik berat tulangan :

$$t_b = (2/7) \cdot (25 + 30) = 15,7143 \text{ mm}$$

Nilai h baru adalah :

$$h = H - t_b - \text{penutup beton} - \phi \text{ sengk} - 1/2 \cdot \phi \text{ pokok}$$

$$= 600 - 15,7143 - 30 - 1/2 \cdot 25 - 10 = 531,7857 \text{ mm}$$

11. Perhitungan disain dan analisa kolom pendek

a. Menghitung P_n , M_n , e pada kondisi *balanced*.

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 531,7857}{600 + 400} = 319,0714$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 319,0714 = 271,2107$$

$$d' = 10 + 30 + 1/2 \cdot 25 = 52,5$$

$$f'_s = 600 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right)$$

$$= f'_s = 600 \left(\frac{319,0714 - 52,5}{319,0714} \right) = 501,276 \leq f_y, f_s = f_y$$

$$P_{nb} = 0,85 f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 271,2107 + 3434,375 \cdot 400 - 3434,375 \cdot 400$$

$$= 2305291 \text{ N}$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (y-a/2) + A'_s \cdot f'_s \cdot (y-d') + A_s \cdot f_y \cdot (d-y)$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 271,2107 \cdot (600/2 - 271,2107/2) + 3434,375 \cdot 400 \cdot (600/2 - 52,5)$$

$$+ 3434,375 \cdot 400 \cdot (531,7857 - 600/2)$$

$$= 1037396229$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1037396229}{2305291}$$

= 450,0067 < e, maka keruntuhan tarik menentukan

b. Menghitung P_n (keruntuhan tarik)

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,8235$$

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3434,375}{400 \cdot 531,7857} = 0,01614$$

$$\frac{h-2e}{2d} = \frac{600 - 2 \cdot 1605,44}{2 \cdot 531,7857} = -2,4548$$

$$P_n = 0,85 \cdot 25 \cdot 531,7857 \cdot 400 \cdot \left[-2,4548 + \right.$$

$$\left. \sqrt{\left[-2,4548 \right]^2 + 2 \cdot 18,8235 \cdot 0,01614 \cdot \left(1 - \frac{52,5}{531,7857}\right)} \right] = 486259 \text{ N}$$

$$a = \frac{P_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = 107,1265$$

$$f'_s = 600 \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right) = 585,718, \text{ maka } f'_s = 400$$

12. mengecek apakah $\phi P_n \geq P_u$

$$\phi P_n = 0,7 \cdot 486259 = 340381 \geq P_u$$

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7. 1. Kesimpulan

Dari hasil tugas akhir ini dapat kami simpulkan bahwa:

1. Penggunaan komputer sangat membantu dalam mem-percepat proses perhitungan, khususnya pada perhitungan analisis struktur portal bertingkat banyak sehingga dapat terhindar dari kesalahan analisis/perhitungan.
2. Perbandingan hasil perhitungan manual dengan hasil perhitungan komputer menunjukkan keakuratan paket program ini, sehingga paket program ini dapat digunakan sebagai alat bantu perancangan struktur gedung bertingkat.

7. 2. Saran

Kami menyadari bahwa hasil tugas akhir ini belum sempurna. Hal-hal yang dapat menambah kesempurnaan program ini adalah:

1. Input data pada awal program dipersingkat lagi untuk lebih mempermudah penggunaan program ini.
2. Pengembangan perhitungan beton pada sambungan balok dan kolom (Join).
3. Untuk hasil yang maksimal paket program ini sebaiknya menggunakan bahasa Turbo Pascal, karena software tersebut mampu menyimpan dimensi

yang besar dan dapat digunakan untuk membuat gambar bidang momen, geser dan normal.

4. Gaya geser pada $1/4$ lapangan sebaiknya dihitung, karena pada prakteknya untuk menghitung tulangan geser dibutuhkan gaya geser tumpuan dan gaya geser di $1/4$ lapangan.
5. Untuk Desain kolom sebaiknya menggunakan daktilitas 3.

LAMPIRAN

**PROSEDUR
MENJALANKAN PROGRAM**

PROSEDUR MENJALANKAN PROGRAM

1. Input Data

Input data dapat dilakukan lewat Edit dari DOS dan WS non Dokumen. Kemudian disimpan dan diberi nama file. Tiap input data analisa struktur, data balok dan kolom diberi nama berbeda.

2. Eksekusi

Cara mengeksekusi analisa struktur, disain balok dan kolom dilakukan sendiri-sendiri sebagai berikut :

a. Analisa Struktur

Ketik AS di directory program.

c:\ AS

Ketik nama file data dan nama file hasil .

Input data file : (enter)

Nama file hasil :(tuliskan dan enter).

b. Disain Balok

Ketik BALOK di directory program.

c:\ BALOK

Ketik nama file data balok, nama file hasil analisa struktur dan nama file hasil.

Input data file Balok : (tuliskan dan enter)

Nama file hasil A. Struktur : (tuliskan dan enter)

Nama file hasil : (tuliskan dan enter)

b. Disain Kolom

Ketik KOLOM di directory program.

c:\ KOLOM

Ketik nama file data kolom, nama file hasil analisa struktur dan nama file hasil.

Input data file Kolom : (tuliskan dan enter)

Nama file hasil A. Struktur : (tuliskan dan enter)

Nama file hasil : (tuliskan dan enter)

3. Melihat Hasil

Hasil dapat dilihat langsung pada monitor setelah proses eksekusi berlangsung.
Jika ingin melihat lagi dapat melalui EDIT.COM.

**PEDOMAN
ISIAN INPUT DATA
PROGRAM**

**PEDOMAN ISIAN INPUT DATA
PROGRAM UNIITS**

I. INPUT DATA ANALISIS STRUKTUR

DATA STRUKTUR DAN JENIS BEBAN

JB	JJ	JKB
----	----	-----

JB = Jumlah Batang

JJ = Jumlah Joint

JKB = Jumlah Kondisi Beban (maksimal 3)

1. Beban Hidup
2. Beban Mati
3. Beban Gempa

DATA BOUNDARY DAN MATERIAL

NB	J1	J2	B	H	FC
----	----	----	---	---	----

NB = Nomor Batang

J1 = Nomor Joint Awal Batang

J2 = Nomor Joint Akhir Batang

B = Lebar Batang (real/desimal)

H = Tinggi Batang (real)

FC = Mutu Beton

DATA DUKUNGAN

NJ	AR
----	----

NJ = Nomor Joint pada dukungan (bulat)

AR = Arah Reaksi Dukungan ;

1. Arah Horisontal
2. Arah Vertikal
3. Momen

Catatan:

- Arah Reaksi Dukungan berupa Sendi, berarti arah reaksinya adalah 1 dan 2
- bila dukungannya berupa Jepit maka arah reaksinya adalah 1,2, dan 3.

Sebagai akhir data tulis angka nol (0).

KOORDINAT DATA

NJ	Koord-X	Koord-Y
----	---------	---------

NJ = Nomor Joint

Koord-X = Koordinat Joint Arah X

Koord-Y = Koordinat Joint Arah Y

Catatan: Sebagai akhir data tulis angka nol (0).

1. BEBAN HIDUP

Beban Titik Batang

NB	P	Jarak
----	---	-------

NB = Nomor Batang

P = Besarnya Beban

Vertikal + : keatas

- : kebawah

Beban Merata Batang

NB	Q
----	---

NB = Nomor Batang

Q = Besarnya Beban

Vertikal + : keatas

- : kebawah

2. BEBAN MATI

Beban Titik Batang

NB	P	Jarak
----	---	-------

NB = Nomor Batang

P = Besarnya Beban

Vertikal + : keatas

- : kebawah

Beban Merata Batang

NB	Q
----	---

NJ = Nomor Batang

Q = Besarnya Beban

Vertikal + : keatas

- : kebawah

3. BEBAN GEMPA

Beban Joint

NB	Arah	P
----	------	---

NJ = Nomor Batang

P = Besarnya Beban

II. INPUT DATA DISAIN BALOK

DATA MATREIAL

FC	FY	TP	TS
----	----	----	----

FC = Tegangan Ijin Beton (MPa)

FY = Tegangan Luluh Baja (MPa)

TP = Tulangan Pokok (mm)

TS = Tulangan Sengkang (mm)

rB = Penutup Beton (mm)

Catatan: Pengisian data ini harus berupa Real (0.0)

DATA STRUKTUR DAN JENIS BEBAN

JB	JJ	Jbal	JKB
----	----	------	-----

JB = Jumlah Total Batang (Portal)

JJ = Jumlah Total Joint

JBal = Jumlah Balok

JKB = Jumlah Jenis Beban

Nduk = Jumlah Dukungan

NOMOR DAN DIMENSI BALOK

NB	B	H	L
----	---	---	---

NB = Nomor Batang (nomor balok)

B = Lebar Dimensi Balok

H = Tinggi Dimensi Balok

L = Panjang bentang Balok

III. INPUT DATA DISAIN KOLOM

DATA MATERIAL

FC	FY	TP	TS	PB
----	----	----	----	----

FC = Tegangan Ijin Beton (MPa)

FY = Tegangan Luluh Baja (MPa)

TP = Tulangan Pokok (mm)

TS = Tulangan Sengkang (mm)

PB = Penutup Beton (mm)

Catatan: Pengisian data ini harus berupa Real (0.0)

DATA STRUKTUR DAN JENIS BEBAN

JB	JJ	JKOL	NTING	NBAL	JKB	NDUK
----	----	------	-------	------	-----	------

JB = Jumlah Total Batang (Portal)

JJ = Jumlah Total Joint

JKOL = Jumlah Kolom

NTINGK = Jumlah Tingkat

NBal = Jumlah Balok

JKB = Jumlah Jenis Kondisi Beban

NDUK = Jumlah Dukungan

NOMOR DAN DIMENSI KOLOM

NK	B	H	L
----	---	---	---

NK = Nomor Kolom (Integer/bulat)

B = Lebar Dimensi Kolom (Real)

H = Tinggi Dimensi Kolom (Real)

L = Tinggi Kolom (Real)

DATA UNTUK KEKAKUAN RELATIF BATANG

NK	NBKIA	NBKAA	NBKIB	NBKAB	NKA	NKB
----	-------	-------	-------	-------	-----	-----

NK = Nomor Kolom (bulat)

NBKIA = Nomor Balok Kiri Atas (bulat)

NBKAA = Nomor Balok Kanan Atas (bulat)

NBKIB = Nomor Balok Kiri Bawah

NBKAB = Nomor Balok Kanan Bawah

NKA = Nomor Kolom diatas Kolom yang dihitung

NKB = Nomor Kolom dibawah Kolom yang dihitung

DATA UNTUK HITUNGAN PERBESARAN MOMEN

NK	TK
----	----

NK = Nomor Kolom

TK = Nomor Tingkat/Tingkat ke (pada kolom yang di tinjau).

CONTOH DATA STRUKTUR

Mutu beton :

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa.}$$

Data Balok :

Dimensi : 35x55 cm

Tul. pokok = 22 mm

Sengkang = 10 mm

Penutup beton = 20

Data kolom :

Dimensi : 40x60 cm.

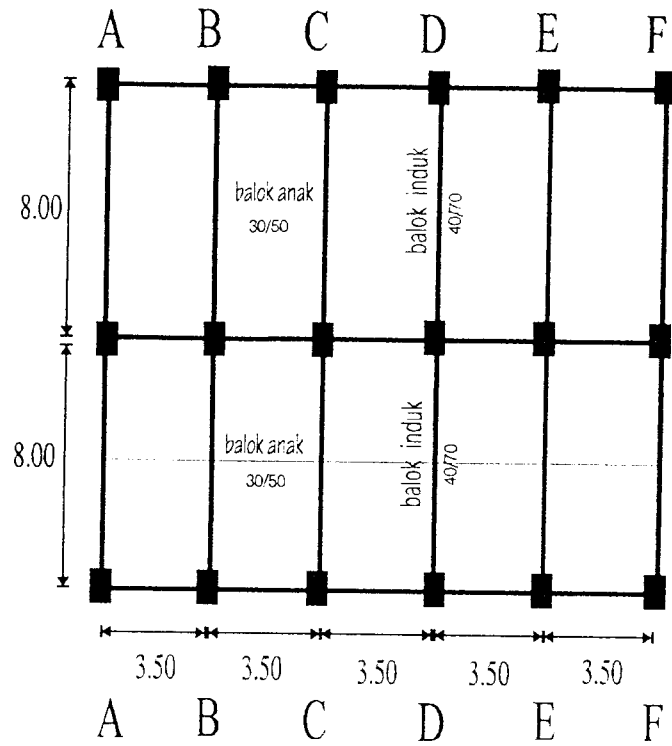
Tul . pokok : 25 mm

Penutup beton : 30 mm

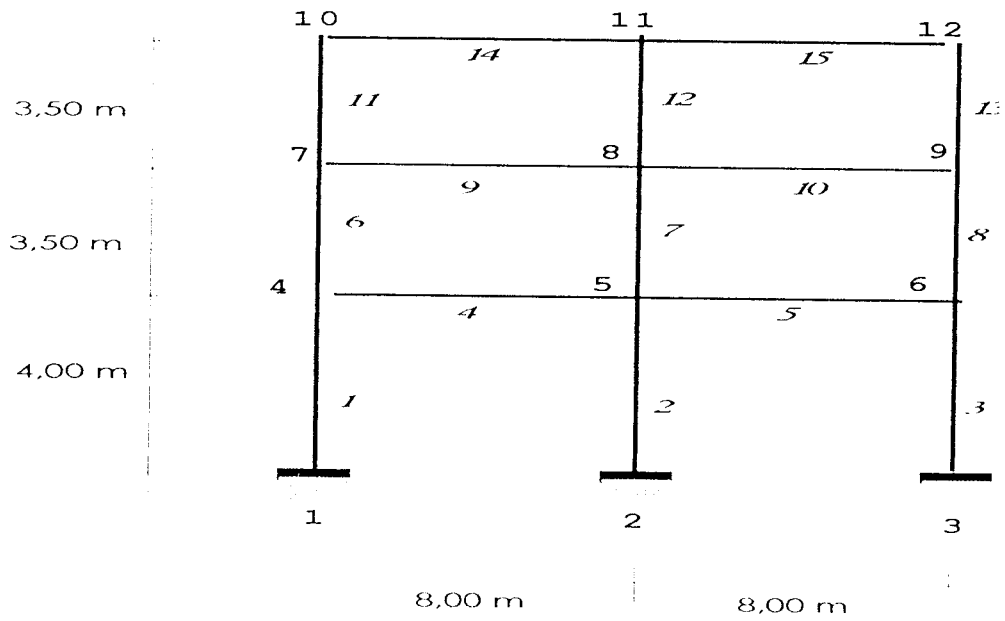
Sengkang : 10 mm

Data beban :

Seperti pada gambar berikut.

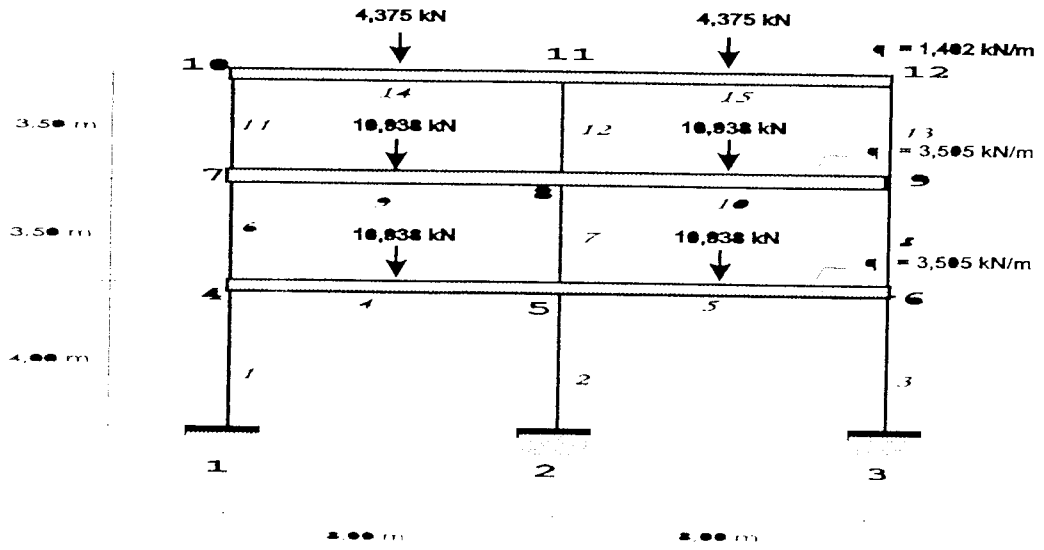


Denah Perkantoran

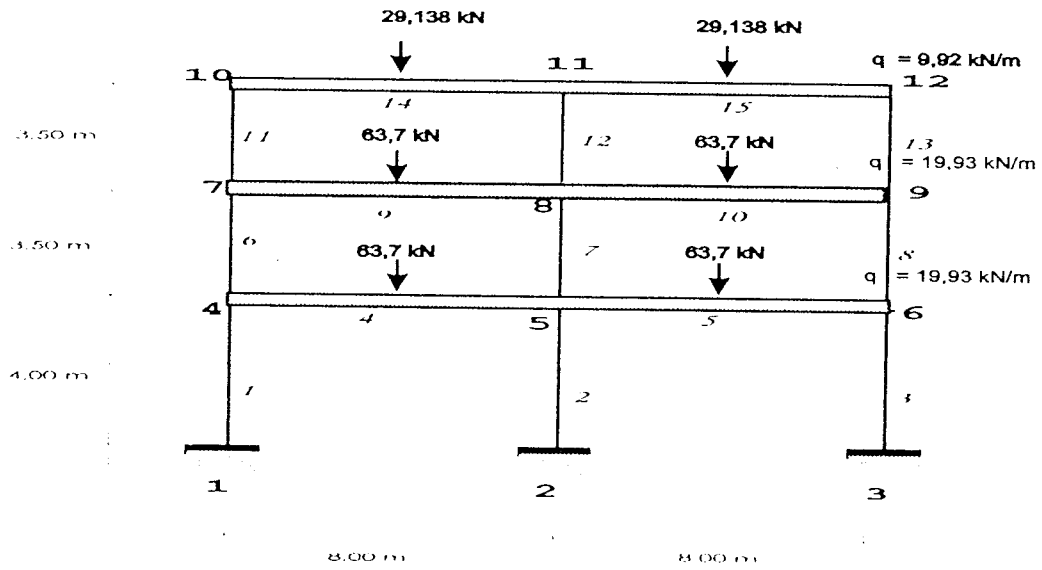


Gambar. Portal C-C

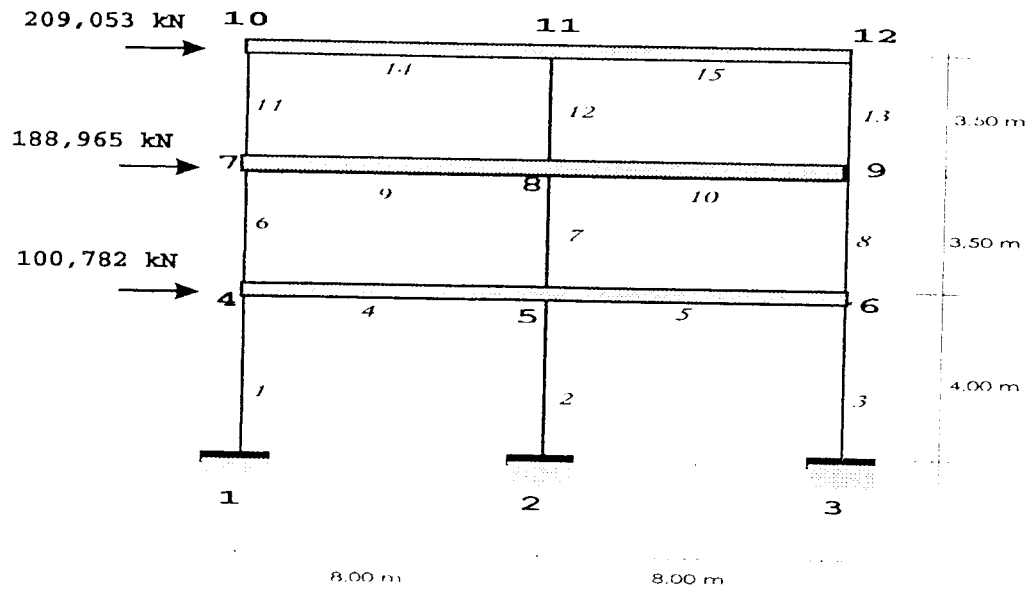
1. BEBAN HIDUP



2. BEBAN MATI



3. BEBAN GEMPA



CONTOH INPUT DATA ANALISIS STRUKTUR

DATA STRUKTUR DAN JENIS BEBAN

FILE :AAS3

15 12 3

DATA BOUNDARY DAN MATERIAL

1	1	4	0.4	0.6	25
2	2	5	0.4	0.6	25
3	3	6	0.4	0.6	25
4	4	5	0.35	0.55	25
5	5	6	0.35	0.55	25
6	4	7	0.4	0.6	25
7	5	8	0.4	0.6	25
8	6	9	0.4	0.6	25
9	7	8	0.35	0.55	25
10	8	9	0.35	0.55	25
11	7	10	0.4	0.6	25
12	8	11	0.4	0.6	25
13	9	12	0.4	0.6	25
14	10	11	0.35	0.55	25
15	11	12	0.35	0.55	25

DATA DUKUNGAN

1	1
1	2
1	3
2	1
2	2
2	3
3	1
3	2
3	3
0	0

DATA KOORDINAT

1	0.0	0.0
2	8.0	0.0
3	16.0	0.0
4	0.0	4.0
5	8.0	4.0
6	16.0	4.0
7	0.0	7.5
8	8.0	7.5
9	16.0	7.5
10	0.0	11.0
11	8.0	11.0
12	16.0	11.0

1. BEBAN HIDUP

----- BEBAN JOINT

0 0 0.0

BEBAN TITIK BATANG

4 -10.938 4.0

5 -10.938 4.0

9 -10.938 4.0

10 -10.938 4.0

14 -4.375 4.0

15 -4.375 4.0

0 0.0 0.0

BEBAN MERATA BATANG

4 -3.505

5 -3.505

9 -3.505

10 -3.505

14 -1.402

15 -1.402

0 0.0

2. BEBAN MATI

----- BEBAN JOINT

0 0 0.0

BEBAN TITIK BATANG

4 -63.7 4.0

5 -63.7 4.0

9 -63.7 4.0

10 -63.7 4.0

14 -29.138 4.0

15 -29.138 4.0

0 0.0 0.0

BEBAN MERATA BATANG

4 -19.31

5 -19.31

9 -19.31

10 -19.31

14 -9.92

15 -9.92

0 0.0

3. BEBAN GEMPA

----- BEBAN JOINT

4 1 100.782

7 1 188.965

10 1 209.053

0 0 0.0

BEBAN TITIK BATANG

0 0.0 0.0

BEBAN MERATA BATANG
0 0.0

CONTOH INPUT DATA BALOK

DATA MATERIAL

25.00 400.00 22.00 10.00

DATA STRUKTUR DAN JENIS BEBAN

15 12 6 3 3

NOMOR DAN DIMENSI BALOK

4 350.00 550.00 8000.00 20.

5 350.00 550.00 8000.00 20.

9 350.00 550.00 8000.00 20.

10 350.00 550.00 8000.00 20.

14 350.00 550.00 8000.00 25.

15 350.00 550.00 8000.00 25.

CONTOH INPUT DATA KOLOM

DATA MATERIAL

25.0 400.0 25.0 10.0 30.0

DATA STRUKTUR DAN JENIS BEBAN

15 12 9 3 6 3 3

NOMOR DAN DIMENSI STRUKTUR

1 400. 600. 4000.

2 400. 600. 4000.

3 400. 600. 4000.

4 350. 550. 8000.

5 350. 550. 8000.

6 400. 600. 3500.

7 400. 600. 3500.

8 400. 600. 3500.

9 350. 550. 8000.

10 350. 550. 8000.

11 400. 600. 3500.

12 400. 600. 3500.

13 400. 600. 3500.

14 350. 550. 8000.

15 350. 550. 8000.

DATA KEKAUAN RELAYIF BATANG

1 0 4 0 0 6 0

2 4 5 0 0 7 0

3 5 0 0 0 8 0

6 0 9 0 4 11 1

7 9 10 4 5 12 2

8 10 0 5 0 13 3

11 0 14 0 9 0 6

12 14 15 9 10 0 7

13 15 0 10 0 0 8

DATA UNTUK PEMBESARAN MOMEN

1 1

2 1

3 1

6 2

7 2

8 2

11 3

12 3

13 3

KONDISI BEBAN : 1 (BEBAN HIDUP)

DEFORMASI JOINT

JOINT	HORISONTAL m	VERTIKAL m	ROTASI m
1	.000E+00	.000E+00	.000E+00
2	.000E+00	.000E+00	.000E+00
3	.000E+00	.000E+00	.000E+00
4	-.816E-05	-.324E-04	-.608E-04
5	-.586E-10	-.680E-04	.299E-10
6	.816E-05	-.324E-04	.608E-04
7	.379E-05	-.489E-04	-.514E-04
8	-.158E-09	-.103E-03	.325E-10
9	-.379E-05	-.489E-04	.514E-04
10	.117E-04	-.536E-04	-.326E-04
11	-.238E-09	-.112E-03	.170E-10
12	-.117E-04	-.536E-04	.326E-04

GAYA BATANG

BATANG	AKSIAL-1 kNm	GESER-1 kNm	MOMEN-1 kNm	AKSIAL-2 kNm	GESER-2 kNm	MOMEN-2 kNm
1	-.456E+02	-.412E+01	.566E+01	-.456E+02	-.412E+01	-.108E+02
2	-.959E+02	.422E-07	.118E-05	-.959E+02	.422E-07	.135E-05
3	-.456E+02	.412E+01	-.566E+01	-.456E+02	.412E+01	.108E+02
4	.462E+01	.189E+02	-.265E+02	.462E+01	-.200E+02	-.310E+02
5	.462E+01	.200E+02	-.310E+02	.462E+01	-.189E+02	-.265E+02
6	-.267E+02	-.873E+01	.157E+02	-.267E+02	-.873E+01	-.148E+02
7	-.558E+02	.468E-06	-.694E-06	-.558E+02	.468E-06	.945E-06
8	-.267E+02	.873E+01	-.157E+02	-.267E+02	.873E+01	.148E+02
9	-.214E+01	.191E+02	-.273E+02	-.214E+01	-.199E+02	-.305E+02
10	-.214E+01	.199E+02	-.305E+02	-.214E+01	-.191E+02	-.273E+02
11	-.760E+01	-.659E+01	.124E+02	-.760E+01	-.659E+01	-.106E+02
12	-.160E+02	.308E-06	-.129E-05	-.160E+02	.308E-06	-.212E-06
13	-.760E+01	.659E+01	-.124E+02	-.760E+01	.659E+01	.106E+02
14	-.659E+01	.760E+01	-.106E+02	-.659E+01	-.799E+01	-.122E+02
15	-.659E+01	.799E+01	-.122E+02	-.659E+01	-.760E+01	-.106E+02

REAKSI DUKUNGAN

DUKUNGAN	HORISONTAL kNm	VERTIKAL kNm	MOMEN kNm
1	.412E+01	.456E+02	.566E+01
2	-.422E-07	.959E+02	.118E-05
3	-.412E+01	.456E+02	-.566E+01

MOMEN MAKSIMUM LAPANGAN

BATANG	MOMEN MAKSIMUM kNm	JARAK DARI JOINT-1 m
4	.212E+02	4.000
5	.212E+02	4.000
9	.210E+02	4.000
10	.210E+02	4.000
14	.858E+01	4.000
15	.858E+01	4.000

KONDISI BEBAN : 2 (BEBAN MATI)

DEFORMASI JOINT

JOINT	HORISONTAL m	VERTIKAL m	ROTASI m
1	.000E+00	.000E+00	.000E+00
2	.000E+00	.000E+00	.000E+00
3	.000E+00	.000E+00	.000E+00
4	-.447E-04	-.188E-03	-.344E-03
5	-.233E-09	-.396E-03	.161E-09
6	.447E-04	-.188E-03	.344E-03
7	.130E-04	-.287E-03	-.274E-03
8	-.779E-09	-.604E-03	.206E-09
9	-.130E-04	-.287E-03	.274E-03
10	.728E-04	-.320E-03	-.257E-03
11	-.141E-08	-.673E-03	.132E-09
12	-.728E-04	-.320E-03	.257E-03

GAYA BATANG

BATANG	AKSIAL-1 kNm	GESER-1 kNm	MOMEN-1 kNm	AKSIAL-2 kNm	GESER-2 kNm	MOMEN-2 kNm
1	-.265E+03	-.232E+02	.319E+02	-.265E+03	-.232E+02	-.610E+02
2	-.559E+03	.281E-05	.118E-05	-.559E+03	.281E-05	.124E-04
3	-.265E+03	.232E+02	-.319E+02	-.265E+03	.232E+02	.610E+02
4	.253E+02	.106E+03	-.149E+03	.253E+02	-.112E+03	-.174E+03
5	.253E+02	.112E+03	-.174E+03	.253E+02	-.106E+03	-.149E+03
6	-.159E+03	-.485E+02	.883E+02	-.159E+03	-.485E+02	-.815E+02
7	-.334E+03	.458E-05	-.585E-05	-.334E+03	.458E-05	.102E-04
8	-.159E+03	.485E+02	-.883E+02	-.159E+03	.485E+02	.815E+02
9	-.734E+01	.107E+03	-.154E+03	-.734E+01	-.111E+03	-.171E+03
10	-.734E+01	.111E+03	-.171E+03	-.734E+01	-.107E+03	-.154E+03
11	-.525E+02	-.412E+02	.729E+02	-.525E+02	-.412E+02	-.712E+02
12	-.112E+03	-.183E-05	-.375E-06	-.112E+03	-.183E-05	-.676E-05
13	-.525E+02	.412E+02	-.729E+02	-.525E+02	.412E+02	.712E+02
14	-.412E+02	.525E+02	-.712E+02	-.412E+02	-.560E+02	-.856E+02
15	-.412E+02	.560E+02	-.856E+02	-.412E+02	-.525E+02	-.712E+02

REAKSI DUKUNGAN

DUKUNGAN	HORISONTAL kNm	VERTIKAL kNm	MOMEN kNm
1	.232E+02	.265E+03	.319E+02
2	-.281E-05	.559E+03	.118E-05
3	-.232E+02	.265E+03	-.319E+02

MOMEN MAKSIMUM LAPANGAN

BATANG	MOMEN MAKSIMUM kNm	JARAK DARI JOINT-1 m
4	.120E+03	4.000
5	.120E+03	4.000
9	.119E+03	4.000
10	.119E+03	4.000
14	.592E+02	4.000
15	.592E+02	4.000

KONDISI BEBAN : 3 (BEBAN GEMPA)

DEFORMASI JOINT

JOINT	HORISONTAL m	VERTIKAL m	ROTASI m
1	.000E+00	.000E+00	.000E+00
2	.000E+00	.000E+00	.000E+00
3	.000E+00	.000E+00	.000E+00
4	.124E-01	.119E-03	-.376E-02
5	.123E-01	-.592E-06	-.308E-02
6	.122E-01	-.118E-03	-.371E-02
7	.265E-01	.178E-03	-.304E-02
8	.263E-01	-.770E-06	-.269E-02
9	.262E-01	-.177E-03	-.302E-02
10	.361E-01	.199E-03	-.184E-02
11	.358E-01	-.790E-06	-.139E-02
12	.357E-01	-.198E-03	-.184E-02

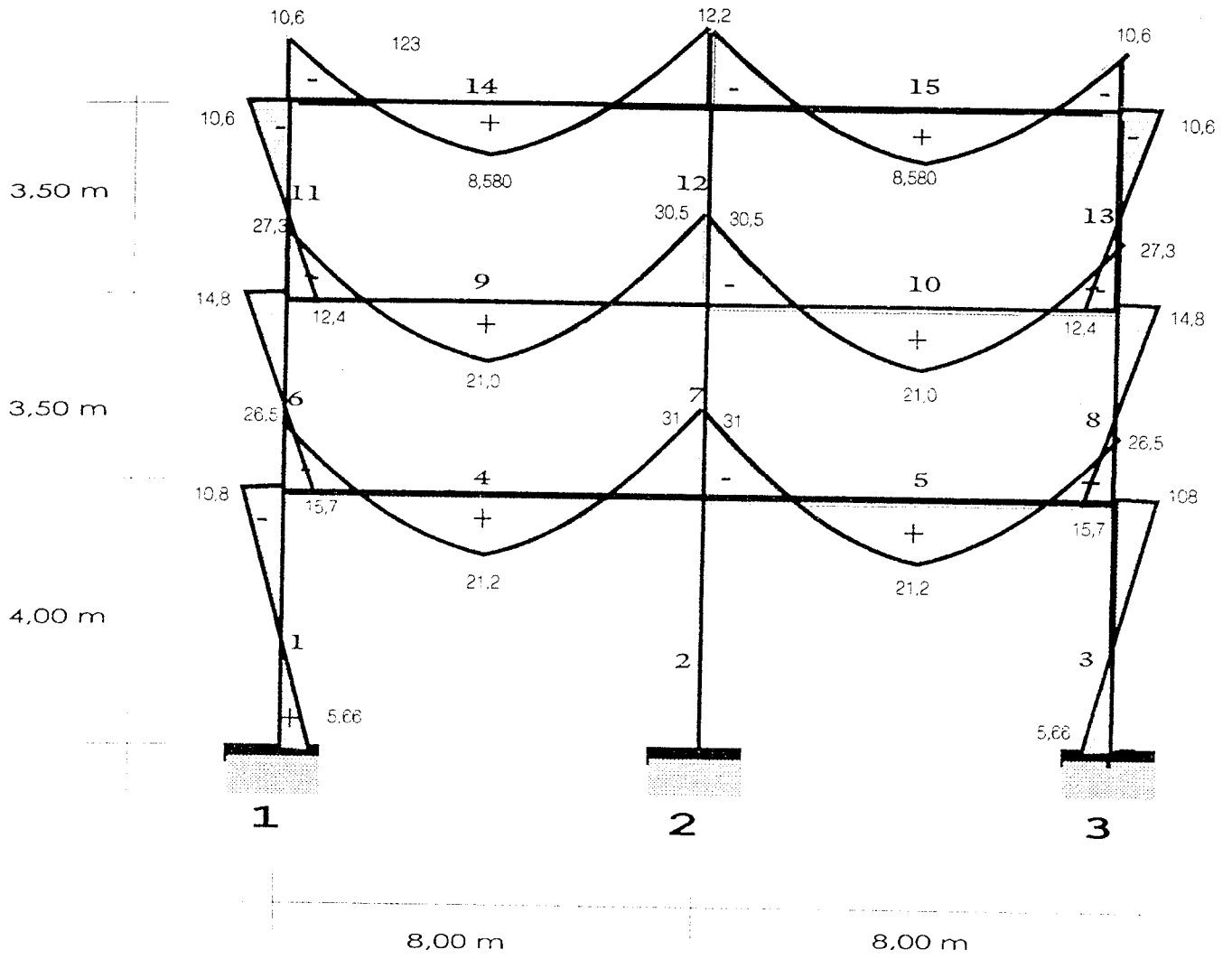
GAYA BATANG

BATANG	AKSIAL-1 kNm	GESER-1 kNm	MOMEN-1 kNm	AKSIAL-2 kNm	GESER-2 kNm	MOMEN-2 kNm
1	.168E+03	.154E+03	-.467E+03	.168E+03	.154E+03	.149E+03
2	-.835E+00	.194E+03	-.518E+03	-.835E+00	.194E+03	.257E+03
3	-.167E+03	.151E+03	-.460E+03	-.167E+03	.151E+03	.146E+03
4	-.539E+02	-.728E+02	.301E+03	-.539E+02	-.728E+02	-.282E+03
5	-.456E+02	-.723E+02	.280E+03	-.456E+02	-.723E+02	-.298E+03
6	.948E+02	.107E+03	-.152E+03	.948E+02	.107E+03	.222E+03
7	-.286E+00	.185E+03	-.305E+03	-.286E+00	.185E+03	.343E+03
8	-.946E+02	.106E+03	-.152E+03	-.946E+02	.106E+03	.219E+03
9	-.130E+03	-.608E+02	.248E+03	-.130E+03	-.608E+02	-.238E+03
10	-.571E+02	-.606E+02	.238E+03	-.571E+02	-.606E+02	-.247E+03
11	.340E+02	.483E+02	-.265E+02	.340E+02	.483E+02	.142E+03
12	-.326E-01	.112E+03	-.133E+03	-.326E-01	.112E+03	.259E+03
13	-.340E+02	.487E+02	-.283E+02	-.340E+02	.487E+02	.142E+03
14	-.161E+03	-.340E+02	.142E+03	-.161E+03	-.340E+02	-.130E+03
15	-.487E+02	-.340E+02	.130E+03	-.487E+02	-.340E+02	-.142E+03

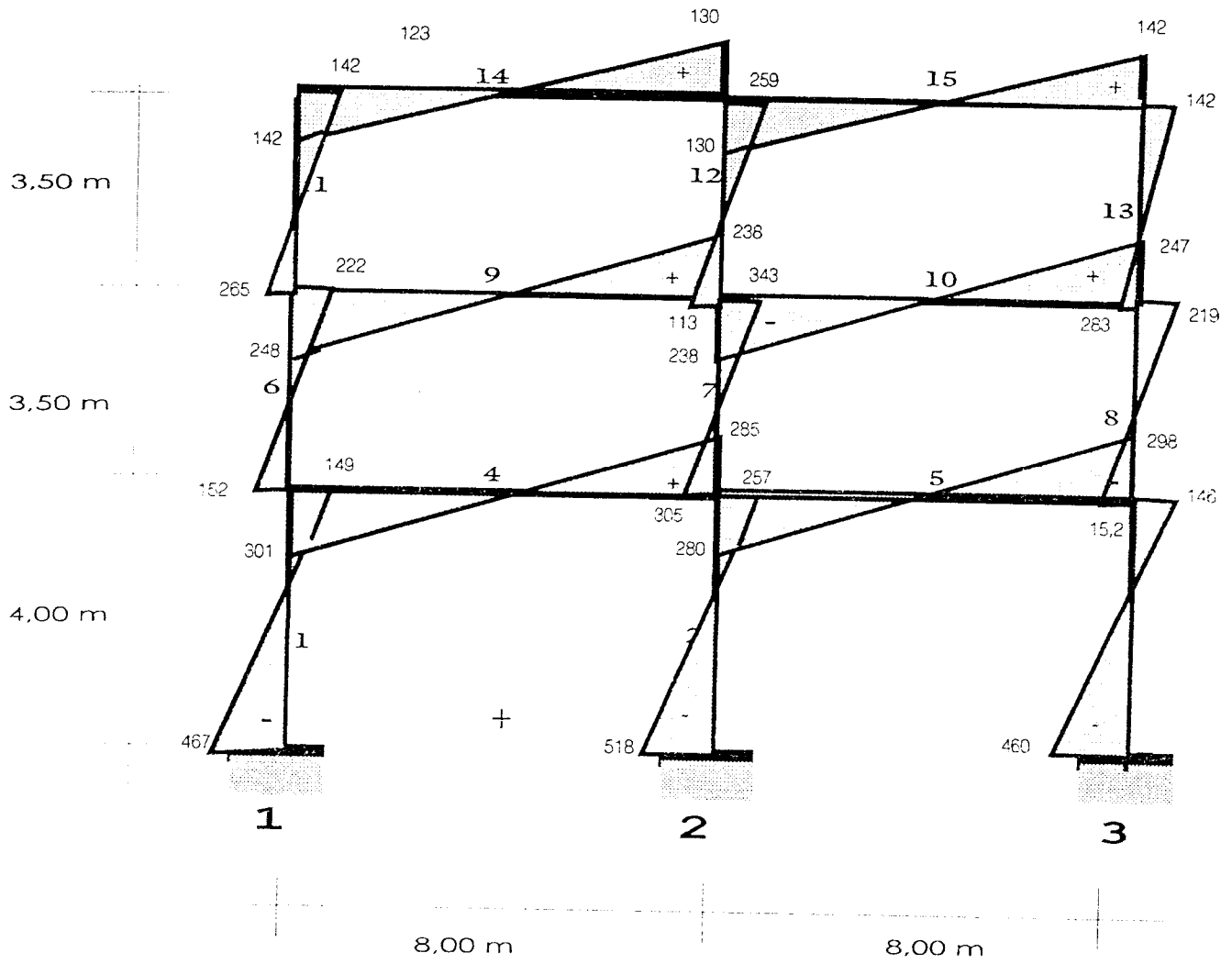
REAKSI DUKUNGAN

DUKUNGAN	HORISONTAL kNm	VERTIKAL kNm	MOMEN kNm
1	-.154E+03	-.168E+03	-.467E+03
2	-.194E+03	.835E+00	-.518E+03
3	-.151E+03	.167E+03	-.460E+03

Gambar Bidang Momen Akibat Beban Hidup
satuan kNm



Gambar Bidang Momen Akibat Beban Gempa
satuan kNm



OUTPUT DESAIN DAN ANALISA BALOK

NO. BALOK = 4

* TULANGAN LAPANGAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .1779E+09
 - MOMEN AKTUAL (Nmm) : .2277E+09
 - As PERLU (mm²) : 1164.
 - As` (mm²) : 0.
 - GESER DESAIN (Nmm) : .2066E+06

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	0.	4.	10.	172.

* TULANGAN TUMPUAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .4983E+09
 - MOMEN AKTUAL (Nmm) : .4984E+09
 - As PERLU (mm²) : 3570.
 - As` (mm²) : 1497.
 - GESER DESAIN (Nmm) : .2066E+06

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	10.	4.	10.	172.

NO. BALOK = 5

* TULANGAN LAPANGAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .1779E+09
 - MOMEN AKTUAL (Nmm) : .2277E+09
 - As PERLU (mm²) : 1164.
 - As` (mm²) : 0.
 - GESER DESAIN (Nmm) : .1991E+06

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	0.	4.	10.	184.

* TULANGAN TUMPUAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .4860E+09
 - MOMEN AKTUAL (Nmm) : .4984E+09
 - As PERLU (mm²) : 3484.
 - As` (mm²) : 1410.
 - GESER DESAIN (Nmm) : .1991E+06

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	10.	4.	10.	184.

NO. BALOK = 9

* TULANGAN LAPANGAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .1764E+09
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .2277E+09
- As PERLU (mm²) : 1153.
- As` (mm²) : 0.
- GESER DESAIN (Nmm) : .1929E+06

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.ATAS TUL.BAWAH DIA.SENG(mm) SENKANG(mm)

350. 550. 22. 0. 4. 10. 196.

* TULANGAN TUMPUAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .4487E+09
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .5018E+09
- As PERLU (mm²) : 3221.
- As` (mm²) : 1148.
- GESER DESAIN (Nmm) : .1929E+06

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.ATAS TUL.BAWAH DIA.SENG(mm) SENKANG(mm)

350. 550. 22. 9. 4. 10. 196.

NO. BALOK = 10

* TULANGAN LAPANGAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .1764E+09
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .2277E+09
- As PERLU (mm²) : 1153.
- As` (mm²) : 0.
- GESER DESAIN (Nmm) : .1880E+06

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.ATAS TUL.BAWAH DIA.SENG(mm) SENKANG(mm)

350. 550. 22. 0. 4. 10. 206.

* TULANGAN TUMPUAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .4382E+09
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .4495E+09
- As PERLU (mm²) : 3125.
- As` (mm²) : 1036.
- GESER DESAIN (Nmm) : .1880E+06

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.ATAS TUL.BAWAH DIA.SENG(mm) SENKANG(mm)

350. 550. 22. 9. 3. 10. 206.

NO. BALOK = 14

* TULANGAN LAPANGAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .8477E+08
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .1176E+09
- As PERLU (mm2) : 617.
- As` (mm2) : 0.
- GESER DESAIN (Nmm) : .9953E+05

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	0.	2.	10.	275.

* TULANGAN TUMPUAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .2341E+09
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .2753E+09
- As PERLU (mm2) : 1585.
- As` (mm2) : 0.
- GESER DESAIN (Nmm) : .9953E+05

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	5.	0.	10.	275.

NO. BALOK = 15

* TULANGAN LAPANGAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .8477E+08
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .1176E+09
- As PERLU (mm2) : 617.
- As` (mm2) : 0.
- GESER DESAIN (Nmm) : .9561E+05

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	0.	2.	10.	275.

* TULANGAN TUMPUAN *

- MOMEN DESAIN (Nmm) : .2305E+09
- MOMEN AKTUAL (Nmm) : .2753E+09
- As PERLU (mm2) : 1559.
- As` (mm2) : 0.
- GESER DESAIN (Nmm) : .9561E+05

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.ATAS	TUL.BAWAH	DIA.SENG(mm)	SENGKANG(mm)
350.	550.	22.	5.	0.	10.	275.

OUTPUT DESAIN DAN ANALISA KOLOM

NO. KOLOM = 1

 - AKSIAL DESAIN (N) : .3910E+06
 - AKSIAL AKTUAL (N) : .3216E+07
 - MOMEN (D+L) (Nmm): .9048E+02
 - MOMEN (D+L+G) (Nmm): .1564E+03
 - AS Perlu (mm2) : 3285.00
 - PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.

NO. KOLOM = 2

 - AKSIAL DESAIN (N) : .8242E+06
 - AKSIAL AKTUAL (N) : .8078E+06
 - MOMEN (D+L) (Nmm): .1704E-04
 - MOMEN (D+L+G) (Nmm): .2698E+03
 - AS Perlu (mm2) : 3285.00
 - PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.

NO. KOLOM = 3

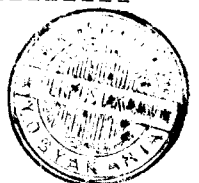
 - AKSIAL DESAIN (N) : .4823E+06
 - AKSIAL AKTUAL (N) : .2739E+07
 - MOMEN (D+L) (Nmm): .9048E+02
 - MOMEN (D+L+G) (Nmm): .1533E+03
 - AS Perlu (mm2) : 3285.00
 - PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.

NO. KOLOM = 6

 - AKSIAL DESAIN (N) : .2335E+06
 - AKSIAL AKTUAL (N) : .6374E+07
 - MOMEN (D+L) (Nmm): .1311E+03
 - MOMEN (D+L+G) (Nmm): .1596E+03
 - AS Perlu (mm2) : 3285.00
 - PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.



NO. KOLOM = 7

- AKSIAL DESAIN (N) : .4901E+06
- AKSIAL AKTUAL (N) : .3269E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .1375E-04
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .3203E+03
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.

NO. KOLOM = 8

- AKSIAL DESAIN (N) : .2831E+06
- AKSIAL AKTUAL (N) : .6577E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .1311E+03
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .2299E+03
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.

NO. KOLOM = 11

- AKSIAL DESAIN (N) : .7516E+05
- AKSIAL AKTUAL (N) : .9321E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .1073E+03
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .2782E+02
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.

NO. KOLOM = 12

- AKSIAL DESAIN (N) : .1600E+06
- AKSIAL AKTUAL (N) : .4189E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .8451E-05
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .1396E+03
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm)	H(mm)	DIA.POKOK	TUL.KOLOM	DIA.SENGK(mm)	SENGKANG(mm)
400.	600.	25.	7.	10.	300.

NO. KOLOM = 7

- AKSIAL DESAIN (N) : .4901E+06
- AKSIAL AKTUAL (N) : .3269E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .1375E-04
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .3203E+03
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.KOLOM DIA.SENGK(mm) SENGKANG(mm)

400. 600. 25. 7. 10. 300.

NO. KOLOM = 8

- AKSIAL DESAIN (N) : .2831E+06
- AKSIAL AKTUAL (N) : .6577E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .1311E+03
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .2299E+03
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.KOLOM DIA.SENGK(mm) SENGKANG(mm)

400. 600. 25. 7. 10. 300.

NO. KOLOM = 11

- AKSIAL DESAIN (N) : .7516E+05
- AKSIAL AKTUAL (N) : .9321E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .1073E+03
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .2782E+02
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.KOLOM DIA.SENGK(mm) SENGKANG(mm)

400. 600. 25. 7. 10. 300.

NO. KOLOM = 12

- AKSIAL DESAIN (N) : .1600E+06
- AKSIAL AKTUAL (N) : .4189E+07
- MOMEN (D+L) (Nmm): .8451E-05
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .1396E+03
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.KOLOM DIA.SENGK(mm) SENGKANG(mm)

400. 600. 25. 7. 10. 300.

O. KOLOM = 13

- AKSIAL DESAIN (N) : .9561E+05
- AKSIAL AKTUAL (N) : .1456E+08
- MOMEN (D+L) (Nmm): .1073E+03
- MOMEN (D+L+G) (Nmm): .1491E+03
- AS Perlu (mm2) : 3285.00
- PENUTUP BETON (mm) : 30.

B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.KOLOM DIA.SENGK(mm) SENGKANG(mm)

400. 600. 25. 7. 10. 300.

```

      READ(2,'(A79)')CA
C -----
      NR=0
C -----
35 READ(2,*)JNUM,JDIR
C -----
      IF(JNUM.NE.0)THEN
          JCODE(JDIR,JNUM)=0
          NR=NR+1
          IF(NR.EQ.1) THEN
              JMM=1
              JN(JMM)=JNUM
              GO TO 11
          END IF
C
          IF(NR.NE.1) THEN
c           JN(JK)=JNUM
              JK=NR-1
              IF(JNUM.EQ.JN(JK)) THEN
                  NR=NR-1
              ELSE
                  JMM=JMM+1
                  JN(JMM)=JNUM
                  JK=JK+1
                  JN(JK)=JN(JMM)
C
              END IF
          END IF
11  GO TO 35
      ELSE
          NEQ=0
          DO 50 J=1,NJ
              DO 60 L=1,3
                  IF(JCODE(L,J).NE.0)THEN
                      NEQ=NEQ+1
                      JCODE(L,J)=NEQ
                  END IF
60  CONTINUE
50  CONTINUE
C
      DO 70 I=1,NE
          J=MINC(1,I)
          K=MINC(2,I)
          DO 80 L=1,3

```

```

        MCODE(L,I)=JCODE(L,J)
        MCODE(L+3,I)=JCODE(L,K)
80    CONTINUE
70    CONTINUE
C
        MBD=0
        DO 90 II=1,NE
            DO 90 IJ=1,6
                DO 90 IK=IJ+1,6
                    K=MCODE(IJ,II)
                    L=MCODE(IK,II)
                    IF(K.NE.0.AND.L.NE.0)THEN
                        MT=IABS(K-L)
                        END IF
                        IF(MT.GT.MBD)MBD=MT
90    CONTINUE
C -----
        READ(2,'(A79)')CA
        READ(2,'(A79)')CA
C -----
        DO 100 K=1,NJ
C -----
        READ(2,*)I,X(1,I),X(2,I)
C -----
100    CONTINUE
        DO 110 I=1,NE
            J=MINC(1,I)
            K=MINC(2,I)
            EL1=X(1,K)-X(1,J)
            EL2=X(2,K)-X(2,J)
            ELENG(I)=(EL1**2+EL2**2)**.5
            C1(I)=EL1/ELENG(I)
            S2(I)=EL2/ELENG(I)
110    CONTINUE
            END IF
            END IF

            DO 120 K=1,NEQ
                Q(K)=0.
120    CONTINUE
C
        DO 130 I=1,NE
            NA(I)=0
            DO 140 L=1,6

```

```

      F(L,I)=0.
140  CONTINUE
130  CONTINUE
C
C -----
      READ(2,'(A79)')CA
      READ(2,'(A79)')CA
      READ(2,'(A79)')CA
      READ(2,'(A79)')CA
C -----
135  READ(2,*)JNUM,JDIR,FORCE
C -----
      IF(JNUM.NE.0)THEN
          K = JCODE(JDIR,JNUM)
          Q(K) = FORCE
          GO TO 135
      END IF

      NK=0
      MK=0
      J=0
C -----
      READ(2,'(A79)')CA
C -----
150  READ(2,*)MN,ACT,DIST
C -----
      IF(MN.NE.0)THEN
          J=J+1
          MM(J)=MN
          NA(MN)=NA(MN)+1
          A=DIST/ELENG(MN)
          F(1,MN)=F(1,MN)
          F(2,MN)=F(2,MN)+ACT*(-1.-A**2*(2.*A-3))
          F(3,MN)=F(3,MN)+ACT*(-DIST*(1.-A)**2)
          F(4,MN)=F(4,MN)
          F(5,MN)=F(5,MN)+ACT*(A**2*(2.*A-3.))
          F(6,MN)=F(6,MN)+ACT*(ELENG(MN)*A**2*(1.-A))

          NK=NK+1
          MM(NK)=MN
          X1(MM(NK),NK)=DIST
          PI(MM(NK),NK)=ACT
          GO TO 150
      END IF

```

```

C
  READ(2,'(A79)')CA
C -----
151 READ(2,*)MN,ACT
C -----

  IF(MN.NE.0)THEN
    MK=MK+1
    ML(MK)=MN
    F(1,MN)=F(1,MN)
    F(2,MN)=F(2,MN)+(.5*ACT*ELENG(MN))
    F(3,MN)=F(3,MN)+(-ACT/12)*ELENG(MN)**2
    F(4,MN)=F(4,MN)
    F(5,MN)=F(5,MN)+(.5*ACT*ELENG(MN))
    F(6,MN)=F(6,MN)+(ACT/12)*ELENG(MN)**2
    Q1(MN)=ACT

    GO TO 151
  END IF

C
C STATEMENT FUNCTION
C
  DO 160 I=1,NE

  IF(NA(I).NE.0)THEN
    DO 170 L=1,6
      K=MCODE(L,I)
      IF(K.NE.0)THEN
        IF(L.EQ.1)THEN
          Q(K)=Q(K)-FG(C1(I),-S2(I),F(1,I),F(2,I))
        ELSE
          IF(L.EQ.2)THEN
            Q(K)=Q(K)-FG(S2(I),C1(I),F(1,I),F(2,I))
          ELSE
            IF(L.EQ.3)THEN
              Q(K)=Q(K)-F(3,I)
            ELSE
              IF(L.EQ.4)THEN
                Q(K)=Q(K)-FG(C1(I),-S2(I),F(4,I),F(5,I))
              ELSE
                IF(L.EQ.5)THEN
                  Q(K)=Q(K)-FG(S2(I),C1(I),F(4,I),F(5,I))
                ELSE
                  Q(K)=Q(K)-F(6,I)
                
```

```

                END IF
                END IF
                END IF
                END IF
                END IF
            END IF
170    CONTINUE
        END IF
160    CONTINUE
C
    IF(LC.EQ.1)THEN
C
        M=MBD+1
        DO 180 J=1,NEQ
            DO 181 I=1,M
                SS(I,J)=0.0
181    CONTINUE
180    CONTINUE
C
        DO 190 N=1,NE

            ALPA(N)=EMOD(N)*EZI(N)/(ELENG(N)**3)
            BETA(N)=AREA(N)*ELENG(N)**2/EZI(N)
            G(1)=ALPA(N)*((BETA(N)*C1(N)**2)+(12.*S2(N)**2))
            G(2)=ALPA(N)*C1(N)*S2(N)*(BETA(N)-12.)
            G(3)=ALPA(N)*((BETA(N)*S2(N)**2)+(12.*C1(N)**2))
            G(4)=-ALPA(N)*6.*ELENG(N)*S2(N)
            G(5)=ALPA(N)*6.*ELENG(N)*C1(N)
            G(6)=ALPA(N)*4.*ELENG(N)**2
            G(7)=ALPA(N)*2.*ELENG(N)**2

            DO 200 JE=1,6
                J=MCODE(JE,N)
                IF(J.NE.0) THEN
                    DO 210 IE=JE,6
                        I=MCODE(IE,N)
                        IF(I.NE.0) THEN
                            K=I-J+1
                            L=IABS(INDEX(IE,JE))
                            LL=INDEX(JE,IE)/L
                            SS(J,K)=SS(I,K)+G(L)*FLOAT(LL)
                        END IF
                    END DO
210    CONTINUE
                END IF
            END DO
        END IF
    END IF

```



```

200 CONTINUE
190 CONTINUE
END IF
C
IF( LC.NE.1) GO TO 800
HBW=MBD+1
DO 790 N=1,NEQ
DO 780 L=2,HBW
IF(SS(N,L).EQ.0.)GO TO 780
I=N+L-1
SUS=SS(N,L)/SS(N,1)
J=0
DO 750 K=L,HBW
J=J+1
SS(I,J)=SS(I,J)-SUS*SS(N,K)
750 CONTINUE
SS(N,L)=SUS
780 CONTINUE
790 CONTINUE
800 DO 830 N=1,NEQ
DO 820 L=2,HBW
IF(SS(N,L).EQ.0.)GO TO 820
I=N+L-1
Q(I)=Q(I)-SS(N,L)*Q(N)
820 CONTINUE
Q(N)=Q(N)/SS(N,1)
830 CONTINUE
DO 860 M=2,NEQ
N=NEQ+1-M
DO 850 L=2,HBW
IF(SS(N,L).EQ.0.)GO TO 850
K=N+L-1
Q(N)=Q(N)-SS(N,L)*Q(K)
850 CONTINUE
860 CONTINUE
C
C
DO 220 J=1,NJ
DO 220 L=1,3
P(L,J)=0.0
220 CONTINUE
C
DO 230 I=1,NE
C

```

```

C
DO 240 L=1,6
  K=MCODE(L,1)
  IF(K.NE.0)THEN
    D(L)=Q(K)
  ELSE IF(K.EQ.0)THEN
    D(L)=0.
  END IF
240 CONTINUE
C
DK(1)=C1(I)*D(1)+S2(I)*D(2)
DK(2)=-S2(I)*D(1)+C1(I)*D(2)
DK(3)=D(3)
DK(4)=C1(I)*D(4)+S2(I)*D(5)
DK(5)=-S2(I)*D(4)+C1(I)*D(5)
DK(6)=D(6)
C
A=EMOD(I)*EZI(I)/(ELENG(I)**3)
B=EMOD(I)*AREA(I)/ELENG(I)
F1=B*(DK(1)-DK(4))
F2=A*(12.*(DK(2)-DK(5))+6.*ELENG(I)*(DK(3)+DK(6)))
F3=A*(6.*ELENG(I)*(DK(2)-DK(5))+2.*ELENG(I)**2*(2.*DK(3)+
S DK(6)))
C
F(1,I)=F(1,I)+F1
F(2,I)=F(2,I)+F
F(3,I)=F(3,I)+F3
F(4,I)=F(4,I)-F1
F(5,I)=F(5,I)-F2
F(6,I)=F(6,I)+F2*ELENG(I)-F3
c
J=MINC(1,I)
C
DO 109 L=1,JMM
  IF(J.EQ.JN(L)) THEN
    P(1,J)=P(1,J)+FG(C1(I),-S2(I),F(1,I),F(2,I))
    P(2,J)=P(2,J)-FG(S2(I),C1(I),F(1,I),F(2,I))
    P(3,J)=P(3,J)+F(3,I)
  END IF
109 CONTINUE
C
230 CONTINUE

DO 707 J=1,MK

```

```

        LJ(ML(J))=0
C        ML(MK)=MN
707    CONTINUE
C
        JL=1
        JJ =1
        DO 1100 J=1,NK
        IF(J.EQ.1) THEN
            X1(MM(J),JJ)=X1(MM(J),J)
            P1(MM(J),JJ)=P1(MM(J),J)
            LJ(MM(J))=JJ
            GO TO 1100
        END IF

        L=J-1
        IF(MM(J).EQ.MM(L)) THEN
            JJ=JJ+1
            X1(MM(J),JJ)=X1(MM(J),J)
            P1(MM(J),JJ)=P1(MM(J),J)
            LJ(MM(J))=JJ
            IF(J.EQ.NK) THEN
                LJ(MM(J))=JJ
            ENDIF
        ELSE
            M=J-1
            LJ(MM(M))=JJ
            JJ=1
            JL=JL+1
            X1(MM(J),JJ)=X1(MM(J),J)
            P1(MM(J),JJ)=P1(MM(J),J)
            IF(J.EQ.NK) THEN
                LJ(MM(J))=JJ
            ENDIF
        ENDIF
1100 CONTINUE
C
        DO 29 J=1,MK
            K=0
            IF(LJ(ML(J)).EQ.3) THEN
                K=K+1
                EA=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*X1(ML(J),K)

                IF (EA.LT.0) THEN

```

```

EBX(ML(J))=F(2,ML(J))/(F(2,ML(J))-EA)*X1(ML(J),K)
EM(ML(J))=F(3,ML(J))+F(2,ML(J))*EBX(ML(J))+
$ (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
ELSE
EA=EA+P1(ML(J),K)
IF(EA.LT.0) THEN

EBX(ML(J))=X1(ML(J),K)
EM(ML(J))=F(3,ML(J))+F(2,ML(J))*EBX(ML(J))+
$ (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
ELSE
K=K+1
EB=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*X1(ML(J),K)+P1(ML(J),K-1)
C
IF(EB.LT.0) THEN
EBX(ML(J))=(EA/(EA-EB))*(X1(ML(J),K)-X1(ML(J),K-1))
EBX(ML(J))=EBX(ML(J))+X1(ML(J),K-1)
EM(ML(J))=F(3,ML(J))+F(2,ML(J))*EBX(ML(J))+
$ (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)+
$ P1(ML(J),K)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K))

ELSE
EB=EB+P1(ML(J),K)
IF(EB.LT.0) THEN
EBX(ML(J))=X1(ML(J),K)
EM(ML(J))=F(3,ML(J))+F(2,ML(J))*EBX(ML(J))+
$ (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)+
$ (P1(ML(J),K-1)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1)))
ELSE
K=K+1
C=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*X1(ML(J),K)+P1(ML(J),K-1)+
$ P1(ML(J),K-2)

IF(C.LT.0) THEN
EBX(ML(J))=(EB/(EB-C))*(X1(ML(J),K)-
$ X1(ML(J),K-1))
EBX(ML(J))=EBX(ML(J))+X1(ML(J),K-1)
EM(ML(J))=F(3,ML(J))+F(2,ML(J))*EBX(ML(J))+
$ (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
$ +P1(ML(J),K-1)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1))
$ +P1(ML(J),K-2)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-2))
ELSE
C=C+P1(ML(J),K)

```

```

IF(C.LT.0) THEN
  EBX(ML(J))=X1(ML(J),K)
  EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$   (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
$   +P1(ML(J),K-2)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-2))
$   +P1(ML(J),K-1)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1))
ELSE
  CD=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*ELENG(ML(J))+
$   P1(ML(J),K)
$   +P1(ML(J),K-2)+P1(ML(J),K-3)
  IF(CD.LT.0)THEN
    EBX(ML(J))=(CD/(CD-F(5,ML(J))))*
$   (ELENG(ML(J))-X1(ML(J),K))
    EBX(ML(J))=EBX(ML(J))+X1(ML(J),K)
    EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$   (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
$   +P1(ML(J),K)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K))
$   +P1(ML(J),K-1)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1))
$   +P1(ML(J),K-2)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-2))
  END IF
  END IF
  END IF
  END IF
  END IF
  END IF
  END IF
  END IF
C
IF (LJ(ML(J)).EQ.2) THEN
  K=K+1
  EA=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*X1(ML(J),K)
C
  IF(EA.LT.0) THEN
    EBX(ML(J))=(F(2,ML(J))/(F(2,ML(J))-EA))*X1(ML(J),K)
    EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$   (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
  ELSE
    EA=EA+P1(ML(J),K)
    IF(EA.LT.0) THEN
      EBX(ML(J))=X1(ML(J),K)
      EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$   (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
    ELSE
      K=K+1

```

```

EB=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*X1(ML(J),K)+P1(ML(J),K-1)
  IF(EB.LT.0)THEN
    EBX(ML(J))=(EA/(EA-EB))*(X1(ML(J),K)-X1(ML(J),K-1))
    EBX(ML(J))=EBX(ML(J))+X1(ML(J),K-1)
    S1=F(2,ML(J))*EBX(ML(J))
    S2=0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J))**2
    S3=P1(ML(J),K)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1))
    EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$      (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J))**2)+
$      P1(ML(J),K-1)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1))
  ELSE
    EB=EB+P1(ML(J),K)
    IF(EB.LT.0)THEN
      EBX(ML(J))=X1(ML(J),K)
      EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$      (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J))**2)+
$      P1(ML(J),K-1)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1))
    ELSE
      C=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*ELENG(ML(J))+P1(ML(J),K)+
$      P1(ML(J),K-1)
      IF(C.LT.0)THEN
        EBX(ML(J))=(EB/(EB-C))*(ELENG(ML(J))-
$      X1(ML(J),K))
        EBX(ML(J))=EBX(ML(J))+X1(ML(J),K)
        EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$      (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J))**2)
$      +P1(ML(J),K)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K))
$      +P1(ML(J),K-1)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K-1))
      END IF
    END IF
  END IF
END IF
END IF
END IF
END IF
END IF

IF (LJ(ML(J)).EQ.1) THEN
  K=K+1
  EA=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*X1(ML(J),K)
  IF (EA.LT.0) THEN
    EBX(ML(J))=(F(2,ML(J))/(F(2,ML(J))-EA))*X1(ML(J),K)
    EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$      (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J))**2)
  ELSE

```

```

      EA=EA+P1(ML(J),K)
C
      IF(EA.LT.0) THEN
        EBX(ML(J))=X1(ML(J),K)
      EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$      (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)

      ELSE
        K=K+1
        EB=F(2,ML(J))+Q1(ML(J))*ELENG(ML(J))+P1(ML(J),K)
        IF(EB.LT.0) THEN
          EBX(ML(J))=(EA/(EA-EB))*(ELENG(ML(J))-X1(ML(J),K))
          EBX(ML(J))=EBX(ML(J))+X1(ML(J),K)
          EM(ML(J))=-F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$          (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)+
$          P1(ML(J),K)*(EBX(ML(J))-X1(ML(J),K))
        END IF
      END IF
    END IF
  END IF
C
  IF(LJ(ML(J)).EQ.0) THEN
    F2=ABS(F(2,ML(J)))
    F5=ABS(F(5,ML(J)))
    EBX(ML(J))=(F2/(F2+F5))*ELENG(ML(J))
    EM(ML(J))=F(3,ML(J))+(F(2,ML(J))*EBX(ML(J)))+
$    (0.5*Q1(ML(J))*EBX(ML(J)**2)
  END IF
29 CONTINUE
C
C-----
C  OUTPUT KE LAYAR DAN FILE TEXT
C-----
      IF (LC.EQ.1) THEN
        WRITE(3,'(44X,A,\)')'FILE DATA : '
        WRITE(3,'(A)')NMFILE
        WRITE(3,'(44X,A,\)')'FILE HASIL : '
        WRITE(3,'(A)')NMHAS
        WRITE(3,901)
      ELSE IF (LC.EQ.2) THEN
        WRITE(3,902)
      ELSE IF (LC.EQ.3) THEN
        WRITE(3,903)
      END IF

```

```

901     FORMAT(/,6X,'KONDISI BEBAN : 1 (BEBAN HIDUP)',/)
902     FORMAT(///,6X,'KONDISI BEBAN : 2 (BEBAN MATI)',/)
903     FORMAT(///,6X,'KONDISI BEBAN : 3 (BEBAN GEMPA)',/)

        WRITE(3,1000)
        WRITE(3,5000)
        WRITE(3,2000)
        WRITE(3,6000)
        WRITE(3,6003)
        WRITE(3,1000)
        DO 260 I=1,NJ
        DO 270 J=1,3
            K=JCODE(J,I)
            IF(K.NE.0.)THEN
                DJ(J,I)=Q(K)
            ELSE IF(K.EQ.0)THEN
                DJ(J,I)=0.
            END IF
270     CONTINUE
C
        WRITE(3,111)I,DJ(1,I),DJ(2,I),DJ(3,I)
260     CONTINUE
        WRITE(3,1000)
        WRITE(3,333)
C
        WRITE(3,3000)
        WRITE(3,7000)
        WRITE(3,4000)
        WRITE(3,8000)
        WRITE(3,8005)
        WRITE(3,3000)
        DO 280 K=1,NE
            WRITE(3,222)K,F(1,K),F(2,K),F(3,K),F(4,K),F(5,K),F(6,K)
280     CONTINUE
        WRITE(3,3000)
        WRITE(3,333)
C
        WRITE(3,1000)
        WRITE(3,9000)
        WRITE(3,2000)
        WRITE(3,6001)
        WRITE(3,6004)
        WRITE(3,1000)
        DO 290 J=1,JMM

```



```

        WRITE(3,111)J,P(1,J),P(2,J),P(3,J)
290 CONTINUE
        WRITE(3,1000)
        WRITE(3,333)
        IF(LC.NE.3) THEN
            WRITE(3,1000)
            WRITE(3,896)
            WRITE(3,1000)
            WRITE(3,899)
            WRITE(3,1899)
            WRITE(3,1000)
            DO 299 N=1,MK
                WRITE(3,897)ML(N),EM(ML(N)),EBX(ML(N))
299 CONTINUE
            WRITE(3,1000)
        END IF
C
        WRITE(*,'(24(/))')
        IF (LC.EQ.1) THEN
            WRITE(*,901)
        ELSE IF (LC.EQ.2) THEN
            WRITE(*,902)
        ELSE IF (LC.EQ.3) THEN
            WRITE(*,903)
        END IF
        WRITE(*,1000)
        WRITE(*,5000)
        WRITE(*,2000)
        WRITE(*,6000)
        WRITE(*,6003)
        WRITE(*,1000)
        DO 1011 I=1,NJ
            DO 1012 J=1,3
                K=JCODE(J,I)
                IF(K.NE.0.)THEN
                    DJ(J,I)=Q(K)
                ELSE IF(K.EQ.0)THEN
                    DJ(J,I)=0.
                END IF
1012 CONTINUE
C
        WRITE(*,111)I,DJ(1,I),DJ(2,I),DJ(3,I)
        IF(MOD(I,18).EQ.0) THEN
            PAUSE

```

```

        WRITE(*,'(24(/))')
        WRITE(*,1000)
        WRITE(*,5000)
        WRITE(*,2000)
        WRITE(*,6000)
        WRITE(*,6003)
        WRITE(*,1000)
    END IF
1011 CONTINUE
    WRITE(*,1000)
    WRITE(*,333)
    PAUSE
C
    WRITE(*,3000)
    WRITE(*,7000)
    WRITE(*,4000)
    WRITE(*,8000)
    WRITE(*,8005)
    WRITE(*,3000)
    DO 1013 K=1,NE
        WRITE(*,222)K,F(1,K),F(2,K),F(3,K),F(4,K),F(5,K),F(6,K)
        IF(MOD(k,18).EQ.0) THEN
            PAUSE
            WRITE(*,3000)
            WRITE(*,7000)
            WRITE(*,4000)
            WRITE(*,8000)
            WRITE(*,8005)
            WRITE(*,3000)
        END IF
1013 CONTINUE
    WRITE(*,3000)
    WRITE(*,333)
    PAUSE
C
    WRITE(*,'(24(/))')
    WRITE(*,1000)
    WRITE(*,9000)
    WRITE(*,2000)
    WRITE(*,6001)
    WRITE(*,6004)
    WRITE(*,1000)
    DO 1014 J=1,JMM
        WRITE(*,111)J,P(1,J),P(2,J),P(3,J)

```

```

        write(*,'(24(/))')
        WRITE(*,1000)
        WRITE(*,9000)
        WRITE(*,2000)
        WRITE(*,6001)
        WRITE(*,6004)
        WRITE(*,1000)
        END IF
1014 CONTINUE
        WRITE(*,1000)
        WRITE(*,333)
        PAUSE
    IF(LC.NE.3) THEN
        WRITE(*,'(24(/))')
        WRITE(*,1000)
        WRITE(*,896)
        WRITE(*,1000)
        WRITE(*,899)
        WRITE(*,1899)
        WRITE(*,1000)
    DO 1015 N=1,MK
        WRITE(*,897)ML(N),EM(ML(N)),EBX(ML(N))
        IF(MOD(N,18).EQ.0) THEN
            PAUSE
            WRITE(*,'(24(/))')
            WRITE(*,1000)
            WRITE(*,896)
            WRITE(*,1000)
            WRITE(*,899)
            WRITE(*,1899)
            WRITE(*,1000)
        END IF
    1015 CONTINUE
        WRITE(*,1000)
        PAUSE
    END IF
10 CONTINUE

896  FORMAT(20X,'MOMEN MAKSIMUM LAPANGAN')
899  FORMAT(6X,'BATANG',4X,'MOMEN MAKSIMUM ',3X,'JARAK DARI JOINT'-
1899 FORMAT(14X,' kNm ',3X,' m ')
897  FORMAT(6X,I3,9X,E10.3,9X,F6.3)
1000 FORMAT(6X,47('-'))
2000 FORMAT(13X,40('-'))

```

```

3000 FORMAT(6X,73('-'))
4000 FORMAT(14X,65('-'))
5000 FORMAT(23X,'DEFORMASI JOINT')
6000 FORMAT(6X,'JOINT HORIZONTAL VERTIKAL ROTASI')
6003 FORMAT(6X,'      m      m      m')
6001 FORMAT(6X,'DUKUNGAN HORIZONTAL VERTIKAL MOMEN')
6004 FORMAT(6X,'      kNm      kNm      kNm')
7000 FORMAT(37X,'GAYA BATANG')
8000 FORMAT(6X,'BATANG ',2X,'AKSIAL-1',3X,'GESER-1',4X,'MOMEN-1',3X
  $ ',AKSIAL-2',3X,'GESER-2',4X,'MOMEN-2')
8005 FORMAT(15X,' kNm ',3X,' kNm ',4X,' kNm ',3X
  $ ', kNm ',3X,' kNm ',4X,' kNm ')
9000 FORMAT(23X,'REAKSI DUKUNGAN')
111 FORMAT(6X,I4,3(4X,E10.3))
222 FORMAT(6X,I5,6(1X,E10.3))
333 FORMAT(' ')
C
  END IF
  END

```



```

WRITE(*, '(17X,A)')3   1[ 1[ 1[[[[ 1[[[[ 1[[[[ 1[ 1[ 1[   3'
WRITE(*, '(17X,A)')3                               3'
WRITE(*, '(17X,A)')3   SKSNI T-15-1991-03         3'
WRITE(*, '(17X,A)')3                               3'

```

```

WRITE(*, '(17X,A)')'CDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDD4'

```

```

WRITE(*, '(2(/))')

```

```

PAUSE'ENTER TO CONTINUE'

```

C

```

CALL HAPUS

```

```

WRITE(*, '(6X,A)')'NAMA FILE '

```

```

WRITE(*, '(6X,A)')'-----'

```

c

```

WRITE(*, '(6X,A,\)')'DATA KOLOM      : '

```

```

READ(*, '(A11)')NMKOL

```

```

OPEN(2, FILE=NMKOL)

```

```

WRITE(*, '(6X,A,\)')'DATA ANALIS STRUKTUR : '

```

```

READ(*, '(A11)')NMAS

```

```

OPEN(3, FILE=NMAS)

```

```

WRITE(*, '(6X,A,\)')'FILE HASIL      : '

```

```

READ(*, '(A11)')NMHAS

```

```

OPEN(1, FILE=NMHAS, STATUS='NEW')

```

```

OPEN(4, FILE='K', STATUS='NEW')

```

c

```

-----
READ(2, '(A76)')CA

```

```

READ(2, *)FC, FY, TP, PB, SENGGK

```

c

```

-----
IF(FC.GE.55) THEN

```

```

    BETA=.65

```

```

    ELSE IF(FC.LE.30) THEN

```

```

        BETA=.85

```

```

    ELSE IF(FC.GT.30.AND.FC.LT.55) THEN

```

```

        BETA=.85-(((FC-30)/(55-30))*(.85-.65))

```

```

    END IF

```

c

```

-----
READ(2, '(A76)')CA

```

```

READ(2, '(A76)')CA

```

```

READ(2, *)NE, NJ, NKOL, NTINGK, NBAL, NLC, NDUK

```

```

READ(2, '(A76)')CA

```

```

READ(2, '(A76)')CA

```



```

READ(3,*)MN,F1(MN),F2(MN),F3(MN),F4(MN),F5(MN),F6(MN)
c -----
IF(N.EQ.1) THEN
  BML13(MN)=F3(MN)
  BML16(MN)=F6(MN)
  IF(BML13(MN).GT.BML16(MN)) THEN
    BML(MN)=BML13(MN)
  ELSE
    BML(MN)=BML16(MN)
  END IF
  PUL11(MN)=F1(MN)
  PUL14(MN)=F4(MN)
END IF
IF(N.EQ.2) THEN
  BMD23(MN)=F3(MN)
  BMD26(MN)=F6(MN)
  IF(BMD23(MN).GT.BMD26(MN)) THEN
    BMD(MN)=BMD23(MN)
  ELSE
    BMD(MN)=BMD26(MN)
  END IF
WRITE(4,*)'BMD(',MN,')=',BMD(MN)

  PUD21(MN)=F1(MN)
  PUD24(MN)=F4(MN)
END IF
IF(N.EQ.3) THEN
  BMs33(MN)=F3(MN)
  BMs36(MN)=F6(MN)
  IF(BMs33(MN).GT.BMs36(MN)) THEN
    BM2s(MN)=ABS(1.05*BMs33(MN))
  ELSE
    BM2s(MN)=ABS(1.05*BMs36(MN))
  END IF

  PUE31(MN)=F1(MN)
  PUE34(MN)=F4(MN)
END IF
40 CONTINUE
READ(3, '(A76)')CA
READ(3, '(A76)')CA

READ(3, '(A76)')CA

```



```

      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
PAUSE'2'
      DO 50 L=1,NDUK
c -----
      READ(3,*)JE,D1,D2,D3
c -----
50  CONTINUE

      IF(N.NE.3) THEN
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA

      DO 60 NL=1,NBAL
c -----
      READ(3,*)MNN,EMLP,BX
c -----
60  CONTINUE
      END IF
      READ(3,'(A76)')CA
20  CONTINUE

      READ(2,'(A76)')CA
      READ(2,'(A76)')CA

      DO 80 I=1,NKOL
c -----
      READ(2,*)KOL,KIBTAS(KOL),KABTAS(KOL),KIBWAH(KOL),KABWAH(KOL),
$      KOLAT(KOL),KOWAH(KOL)
c -----

c  KEKAKUAN KOLOM
c -----
      EC=4700*((FC)**.5)

```

$$Bd = (1.2 * BMd(KOL)) / (1.2 * BMd(KOL) + 1.6 * BML(KOL))$$

IF(Bd.GT.1) THEN

$$Bd = 1$$

END IF

$$EIg(KOL) = (B(KOL) * H(KOL) ** 3) / 12$$

IF(KOLAT(KOL).NE.0) THEN

$$EIgKOA(KOL) = (B(KOLAT(KOL)) * H(KOLAT(KOL)) ** 3) / 12$$

ELSE

$$EIgKOA(KOL) = 0$$

END IF

IF(KOWAH(KOL).NE.0) THEN

$$EIgKOB(KOL) = (B(KOWAH(KOL)) * H(KOWAH(KOL)) ** 3) / 12$$

ELSE

$$EIgKOB(KOL) = 0$$

END IF

C

$$EIk(KOL) = (Ec * EIg(KOL)) / (2.5 * (1 + Bd))$$

IF(EIgKOA(KOL).NE.0) THEN

$$EIkKOA(KOL) = (Ec * EIgKOA(KOL)) / (2.5 * (1 + Bd))$$

ELSE

$$EIkKOA(KOL) = 0$$

END IF

IF(EIgKOB(KOL).NE.0) THEN

$$EIkKOB(KOL) = (Ec * EIgKOB(KOL)) / (2.5 * (1 + Bd))$$

ELSE

$$EIkKOB(KOL) = 0$$

END IF

IF(KIBTAS(KOL).NE.0) THEN

$$EIBAKI(KOL) = .5 * (((B(KIBTAS(KOL)) * H(KIBTAS(KOL)) ** 3) / 12)$$

ELSE

$$EIBAKI(KOL) = 0$$

END IF

IF(KABTAS(KOL).NE.0) THEN

$$EIBAKA(KOL) = .5 * (((B(KABTAS(KOL)) * H(KABTAS(KOL)) ** 3) / 12)$$

ELSE

$$EIBAKA(KOL) = 0$$

END IF

IF(KIBWAH(KOL).NE.0) THEN

$$EIBBKI(KOL) = .5 * (((B(KIBWAH(KOL)) * H(KIBWAH(KOL)) ** 3) / 12)$$

```
ELSE
  EIBBKI(KOL)=0
END IF
IF(KABWAH(KOL).NE.0) THEN
  EIBBKA(KOL)=.5*(((B(KABWAH(KOL))*H(KABWAH(KOL)))**3)/12)
ELSE
  EIBBKA(KOL)=0
END IF

EIZ=EIK(KOL)/ELENG(KOL)
IF(EIKKOA(KOL).NE.0) THEN
  EIKOAZ=EIKKOA(KOL)/ELENG(KOLAT(KOL))
ELSE
  EIKOAZ=0
END IF

IF(EIKKOB(KOL).NE.0) THEN
  EIKOBZ=EIKKOB(KOL)/ELENG(KOWAH(KOL))
ELSE
  EIKOBZ=0
END IF

IF(EIBAKI(KOL).NE.0) THEN
  EIAKIZ=EIBAKI(KOL)/ELENG(KIBTAS(KOL))
ELSE
  EIAKIZ=0
END IF

IF(EIBAKA(KOL).NE.0) THEN
  EIAKAZ=EIBAKA(KOL)/ELENG(KABTAS(KOL))
ELSE
  EIAKAZ=0
END IF
IF(EIBBKI(KOL).NE.0) THEN
  EIBKIZ=EIBBKI(KOL)/ELENG(KIBWAH(KOL))
ELSE
  EIBKIZ=0
END IF
IF(EIBBKA(KOL).NE.0) THEN
  EIBKAZ=EIBBKA(KOL)/ELENG(KABWAH(KOL))
ELSE
  EIBKAZ=0
END IF
```

```

EIKOTA(KOL)=EIZ+EIKOAZ
EIKOBA(KOL)=EIZ+EIKOBZ
EIBATA(KOL)=EIAKIZ+EIAKAZ
EIBWAH(KOL)=EIBKIZ+EIBKAZ

```

```

c MOMEN INERSIA BALOK DI KANAN & KIRI
c -----
c dengan menganggap momen inersia penampang retak
c balok sebesar 1/2 dari momen inersia bruto

```

```

c FAKTOR KEKANGAN UJUNG KOLOM
IF(EIBATA(KOL).EQ.0) THEN
  WA(KOL)=0
ELSE
  WA(KOL)=EIKOTA(KOL)/(EC*EIBATA(KOL))
END IF
IF(EIBWAH(KOL).EQ.0) THEN
  WB(KOL)=0
ELSE
  WB(KOL)=EIKOBA(KOL)/(Ec*EIBWAH(KOL))
END IF

```

```

Wavg(KOL)=0.5*(WA(KOL)+WB(KOL))

```

```

IF (Wavg(KOL).LT.2) THEN
  FKEL(KOL)=((20-Wavg(KOL))/20)*((1+Wavg(KOL))**.5)
ELSE
  FKEL(KOL)=0.9*((1+Wavg(KOL))**.5)
. ENDIF

```

```

C
80 CONTINUE

```

```

READ(2,'(A76)')CA
READ(2,'(A76)')CA
DO 100 KK=1,NKOL

```

```

c -----
  READ(2,*)KKOL(KK),KTING(KKOL(KK))
c -----

```

```

PU1=1.6*PUL11(KKOL(KK))+1.2*PUD21(KKOL(KK))
PU2=1.6*PUL14(KKOL(KK))+1.2*PUD24(KKOL(KK))

```

```

PU1=ABS(PU1)
PU2=ABS(PU2)
IF(PU1.GT.PU2) THEN
  PUg=PU1
ELSE
  PUg=PU2
END IF

```

```

BM2b1=1.6*BML13(KKOL(KK))+1.2*BMD23(KKOL(KK))
BM2b2=1.6*BML16(KKOL(KK))+1.2*BMD26(KKOL(KK))
BM2b1=ABS(BM2b1)
BM2b2=ABS(BM2b2)

```

```

IF(BM2b1.GT.BM2b2) THEN
  BM2b(KKOL(KK))=BM2b1
ELSE
  BM2b(KKOL(KK))=BM2b2
END IF

```

```

PUT1=1.05*(0.6*PUL11(KKOL(KK))+PUD21(KKOL(KK))+
S   PUE31(KKOL(KK)))
PUT2=1.05*(0.6*PUL14(KKOL(KK))+PUD24(KKOL(KK))+
S   PUE34(KKOL(KK)))
PUT1=ABS(PUT1)
PUT2=ABS(PUT2)
IF(PUT1.GT.PUT2) THEN
  PGEMP=PUT1
ELSE
  PGEMP=PUT2
END IF

```

```

IF(PGEMP.GT.PUg) THEN
  PU(KKOL(KK))=PGEMP*1000
ELSE
  PU(KKOL(KK))=PUg*1000
END IF

```

```

100 CONTINUE

```

```

PPU=0
PCR=0
K=1
DO 44 J=1,NKOL

```

```

PC(KKOL(J))=(3.14**2*Eik(KKOL(J)))/
$ ((FKEL(KKOL(J))*ELENG(KKOL(J)))**2)

```

```

IF(KTING(KKOL(J)).EQ.1) THEN
  PCR=PCR+PC(KKOL(J))
  JTINGK=KTING(KKOL(J))
  EPCR(JTINGK)=PCR
  PPU=PPU+PU(KKOL(J))
  EPU(JTINGK)=PPU
  GO TO 44
END IF

```

```

L=J-1
IF(KTING(KKOL(J)).EQ.KTING(KKOL(L))) THEN
  PCR=PCR+PC(KKOL(J))
  JTINGK=KTING(KKOL(J))
  EPCR(JTINGK)=PCR
  PPU=PPU+PU(KKOL(J))
  EPU(JTINGK)=PPU
  GO TO 44
ELSE
  PCR=0
  PPU=0
  PCR=PCR+PC(KKOL(J))
  JTINGK=KTING(KKOL(J))
  EPCR(JTINGK)=PCR
  PPU=PPU+PU(KKOL(J))
  EPU(JTINGK)=PPU
  GO TO 44
END IF

```

```

44 CONTINUE

```

```

c *

```

```

DO 45 NT=1,NTINGK
  ds(NT)=1/(1-(EPU(NT)/(.7*EPCR(NT))))
IF(ds(NT).LT.1) THEN
  ds(NT)=1
ENDIF

```

```

45 CONTINUE

```

```

DO 210 N=1,NKOL

```

```

R(KKOL(N))=0.3*H(KKOL(N))
eKEL(KKOL(N))=(FKEL(KKOL(N))*ELENG(KKOL(N)))/R(KKOL(N))
db(KKOL(N))=1/(1-(PU(KKOL(N))/.7*PC(KKOL(N))))

IF (eKEL(KKOL(N)).GT.22) THEN
  EMc(KKOL(N))=(db(KKOL(N))*BM2b(KKOL(N)))+
$      (ds(KTING(KKOL(N)))*BM2s(KKOL(N)))
ELSE
  EMu(KKOL(N))=BM2b(KKOL(N))*1000000
ENDIF

e(KKOL(N))=EMu(KKOL(N))/Pu(KKOL(N))

C  KOLOM PENDEK
c  -----
C
  d(KKOL(N))=H(KKOL(N))-PB-SENGK-.5*TP
  Ro(KKOL(N))=.014
777 Ro(KKOL(N))=Ro(KKOL(N))+.001

  As(KKOL(N))=Ro(KKOL(N))*B(KKOL(N))*d(KKOL(N))
  AsDES(KKOL(N))=As(KKOL(N))
  ATUL=.25*3.14*TP**2

  eNTUL(KKOL(N))=As(KKOL(N))/ATUL
  eNTULA(KKOL(N))=NINT(eNTUL(KKOL(N)))
  SPAC=B(KKOL(N))-(eNTULA(KKOL(N))*TP)-(2*PB)-((eNTULA(KKOL(N))
S  -1)*30.)-(2*SENGK)

IF(SPAC.LT.30.)THEN
  ENROW=(B(KKOL(N))-(2*PB)-(2*SENGK))/(TP+30.)
  ENROW=ENROW-.49
  ENROW=NINT(ENROW)
  ENLAY=eNTULA(KKOL(N))/ENROW
  ENLAY=ENLAY+.49
  ENLAY=NINT(ENLAY)

IF(ENLAY.EQ.2) THEN

TA=eNTULA(KKOL(N))-ENROW
TB=(TA/eNTULA(KKOL(N)))*(TP+30.)
d(KKOL(N))=H(KKOL(N))-PB-TB-.5*TP-SENGK
ENDIF

```

ELSE

ENLAY=1.

END IF

ASELI(KKOL(N))=eNTULA(KKOL(N))*ATUL

ASELDE(KKOL(N))=ASELI(KKOL(N))

Cb(KKOL(N))=600*d(KKOL(N))/(600+FY)

ab(KKOL(N))=BETA*Cb(KKOL(N))

DD=PB+SENGK+.5*TP

FSAKS(KKOL(N))=600*((Cb(KKOL(N))-DD)/Cb(KKOL(N)))

IF (FSAKS(KKOL(N)).GT.FY) THEN

FSAKS(KKOL(N))=FY

END IF

PNb(KKOL(N))=(0.85*FC*B(KKOL(N))*ab(KKOL(N)))+(ASELDE(KKOL(N))*
 \$ FSAKS(KKOL(N)))-(ASELI(KKOL(N))*FY)
 BMNb(KKOL(N))=(.85*FC*B(KKOL(N))*ab(KKOL(N))*
 \$ (.5*H(KKOL(N))-5*ab(KKOL(N))))+
 \$ (ASELDE(KKOL(N))*FSAKS(KKOL(N))*(.5*H(KKOL(N))-DD))+
 \$ (ASELI(KKOL(N))*FY*(d(KKOL(N))-5*H(KKOL(N))))

eb(KKOL(N))=BMNb(KKOL(N))/PNb(KKOL(N))

c

IF (e(KKOL(N)).GT.eb(KKOL(N))) THEN

C

C KERUNTUHAN YANG TERJADI ADALAH TARIK '

C -----'

C

Roas=ASELI(KKOL(N))/(B(KKOL(N))*d(KKOL(N)))

IF(Roas.GT.Ro(kkol(n)))THEN

Ro(KKOL(N))=Roas

END IF

em=FY/(0.85*FC)

P1=.85*FC*B(KKOL(N))*d(KKOL(N))

P2=(H(KKOL(N))-2*e(KKOL(N)))/(2*d(KKOL(N)))

P3=2*em*Roas*(1-(DD/d(KKOL(N))))

Pn(KKOL(N))=P1*(P+((P2**2)+P3)**.5)

a(KKOL(N))=Pn(KKOL(N))/(0.85*FC*B(KKOL(N)))

c=a(KKOL(N))/BETA

FSAKS(KKOL(N))=600*(c-PB)/c


```

ELSE
C
C  KERUNTUHAN YANG TERJADI ADALAH TEKAN '
C  -----'
C
      ASEL1(KKOL(N))=ASELDE(KKOL(N))

      P1=(ASELDE(KKOL(N))*FY)/((e(KKOL(N))/(d(KKOL(N))-PB))+.5)
      P2=(B(KKOL(N))*H(KKOL(N))*FC)/(((3*H(KKOL(N))*e(KKOL(N)))/
$    d(KKOL(N)))+1.18)
      Pn(KKOL(N))=P1+P2

      ENDIF
C

      IF(FSAKS(KKOL(N)).LT.FY) THEN
        GO TO 700
      END IF

      Pr(KKOL(N))=.7*Pn(KKOL(N))
      PO1=.1*B(KKOL(N))*H(KKOL(N))*FC

      IF(Pr(KKOL(N)).LT.PO1)THEN
        GO TO 777
      END IF

c  SENGKANG KOLOM
c  -----
C
700 X1=16*TP
      X2=48*SENGK
      X3=B(KKOL(N))
      IF(X1.GT.X2.AND.X1.GT.X3) THEN
        X1=X1+.5
        X(KKOL(N))=NINT(X1)
      ELSE
        IF(X2.GT.X1.AND.X2.GT.X3) THEN
          X2=X2+.5
          X(KKOL(N))=NINT(X2)
        ELSE
          X3=X3+.5
          X(KKOL(N))=NINT(X3)
        END IF
      END IF

```



```

      WRITE(*,293)B(KKOL(K)),H(KKOL(K)),TP,eNTULA(KKOL(K))
$      ,SENGK,X(KKOL(K))
      WRITE(*,199)
      WRITE(*,*)
      IF(MOD(L,2).EQ.0) THEN
        PAUSE
        CALL HAPUS
      ENDIF
999 CONTINUE

```

```

C-----
C  OUTPUT PROGRAM KE LAYAR
C-----
C

```

```

      WRITE(1,(15X,A))'ZDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDD
      DDDDDDDDD?'

```

```

      WRITE(1,(15X,A))'3  OUTPUT DESAIN DAN ANALISA KOLOM  3'

```

```

      WRITE(1,(15X,A))'@DDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDD
      DDDDDDDDDY'

```

```

DO 988 I=1,NKOL

```

```

WRITE(1,*)

```

```

  WRITE(1,(2X,A,2X,I3))'NO. KOLOM = ',KKOL(I)

```

```

  WRITE(1,(2X,A))'-----'

```

```

  WRITE(1,(2X,A,\))' - AKSIAL DESAIN (Nmm) : '

```

```

  WRITE(1,(2X,E12.4))Pu(KKOL(I))

```

```

  WRITE(1,(2X,A,\))' - AKSIAL AKTUAL (Nmm) : '

```

```

  WRITE(1,(2X,E12.4))Pn(KKOL(I))

```

```

  WRITE(1,(2X,A,\))' - MOMEN (D+L) (Nmm) : '

```

```

  WRITE(1,(2X,E12.4))BM2b(KKOL(I))

```

```

  WRITE(1,(2X,A,\))' - MOMEN (D+L+G) (Nmm) : '

```

```

  WRITE(1,(2X,E12.4))BM2s(KKOL(I))

```

```

  WRITE(1,(2X,A,\))' - PENUTUP BETON (mm) : '

```

```

  WRITE(1,(2X,F4.0))SENGK

```

```

  WRITE(1,199)

```

```

  WRITE(1,192)

```

```

  WRITE(1,199)

```

```

      WRITE(1,293)B(KKOL(I)),H(KKOL(I)),TP,eNTULA(KKOL(I))

```

```

$      ,SENGK,X(KKOL(I))

```

```

      WRITE(1,199)

```

```

WRITE(1,*)

```

```
WRITE(1,*)  
WRITE(1,*)  
WRITE(1,*)  
WRITE(1,*)  
WRITE(1,*)  
WRITE(1,*)  
988 CONTINUE
```

```
STOP  
END
```



```

DO 10 I=1,NBAL
  READ(2,*)ME,B(ME),HT(ME),ELENG(ME),PB(ME)
10 CONTINUE

  RB=BETA*(600/(600+FY))*((.85*FC)/FY)

C -----
C E.NAWY RHO DISARANKAN 0,5 * RB
C -----
RHOMAX=.5*RB
W=(RHOMAX*FY)/FC
RNO=FC*W*(1-.59*W)
C -----
DO 20 N=1,NLC
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA

  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  DO 30 J=1,NJ

c -----
  READ(3,*)JE,D1,D2,D3
c -----
30 CONTINUE
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA

  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  READ(3,'(A76)')CA
  DO 40 NN=1,NE

c -----
  READ(3,*)MN,F1(MN),F2(MN),F3(MN),
$   F4(MN),F5(MN),F6(MN)
  IF(N.EQ.1) THEN
    EMTPI3(MN)=1.6*F3(MN)

```

```

IF(N.EQ.1) THEN
  EMLP1(MNN(NL))=1.6*EMLP(MNN(NL))
END IF

IF(N.EQ.2) THEN
  EMLP2(MNN(NL))=1.2*EMLP(MNN(NL))
END IF
60 CONTINUE
  READ(3,'(A76)')CA
  WRITE(4,*)CA
  END IF
20 CONTINUE
  PAUSE 'SUKSES'

DO 70 M=1,NBAL
  EA1(MNN(M))=EMTP13(MNN(M))+EMTP23(MNN(M))
  EA1(MNN(M))=ABS(EA1(MNN(M)))
  EA2(MNN(M))=EMTP16(MNN(M))+EMTP26(MNN(M))
  EA2(MNN(M))=ABS(EA2(MNN(M)))
  EA3(MNN(M))=1.05*((0.6*EMTP13(MNN(M))/1.6)+
$   (EMTP23(MNN(M))/1.2)+EMTP33(MNN(M)))
  EA3(MNN(M))=ABS(EA3(MNN(M)))
  EA4(MNN(M))=1.05*((0.6*EMTP16(MNN(M))/1.6)+
$   (EMTP26(MNN(M))/1.2)+EMTP36(MNN(M)))
  EA4(MNN(M))=ABS(EA4(MNN(M)))

  IF(EA1(MNN(M)).GT.EA2(MNN(M)).AND.EA1(MNN(M)).GT.EA3(MNN(M)).
$   AND.EA1(MNN(M)).GT.EA4(MNN(M))) THEN
    EMTP(MNN(M))=EA1(MNN(M))
  END IF
  IF(EA2(MNN(M)).GT.EA1(MNN(M)).AND.EA2(MNN(M)).GT.EA3(MNN(M)).
$   AND.EA2(MNN(M)).GT.EA4(MNN(M))) THEN
    EMTP(MNN(M))=EA2(MNN(M))
  END IF
  IF(EA3(MNN(M)).GT.EA1(MNN(M)).AND.EA3(MNN(M)).GT.EA2(MNN(M)).
$   AND.EA3(MNN(M)).GT.EA4(MNN(M))) THEN
    EMTP(MNN(M))=EA3(MNN(M))
  ELSE
    EMTP(MNN(M))=EA4(MNN(M))
  END IF

C MOMEN LAPANGAN
c-----
  EMLP(MNN(M))=EMLP1(MNN(M))+EMLP2(MNN(M))

```


C GESER

```

c-----
EV1=VU12(MNN(M))+VU22(MNN(M))
EV2=VU15(MNN(M))+VU25(MNN(M))
EV3=1.05*((0.6*VU12(MNN(M))/1.6)+(VU22(MNN(M))/1.2)+
$   VU32(MNN(M)))
EV4=1.05*((0.6*VU15(MNN(M))/1.6)+(VU25(MNN(M))/1.2)+
$   VU35(MNN(M)))

IF(EV1.GT.EV2.AND.EV1.GT.EV3.AND.EV1.GT.EV4) THEN
  VU(MNN(M))=EV1
ELSE IF(EV2.GT.EV1.AND.EV2.GT.EV3.AND.EV2.GT.EV4) THEN
  VU(MNN(M))=EV2
ELSE IF(EV3.GT.EV1.AND.EV3.GT.EV2.AND.EV3.GT.EV4) THEN
  VU(MNN(M))=EV3
ELSE
  VU(MNN(M))=EV4
END IF
70 CONTINUE

```

```

c
DO 90 J=1,NBAL
DO 81 I=1,2
  IF(I.EQ.1) THEN

    EMULT(MNN(J),I)=EMLP(MNN(J))
  ELSE
    EMULT(MNN(J),I)=EMTP(MNN(J))
  END IF
  D=PB(MNN(J))
  EMNLAP(MNN(J),I)=EMULT(MNN(J),I)*1000000/.8

  H(MNN(J))=HT(MNN(J))-D-.5*TP-SENGK
  eMNO=B(MNN(J))*H(MNN(J))**2*RNO

  IF(EMNLAP(MNN(J),I).LT.eMNO) THEN
    RHOMIN=1.4/FY

```

```

  KK=0
5000  KK=KK+1

```

```

c
RN=EMNLAP(MNN(J),I)/(B(MNN(J))*H(MNN(J))**2)
AM=FY/(.85*FC)
ERHO=(1/AM)*(1-(1-((2*AM*RN)/FY))**.5)
IF(ERHO.LT.RHOMIN) THEN

```



```

HT(MN
    ERHO=RHOMIN
ENDIF
    AS=ERHO*B(MNN(J))*H(MNN(J))
    ASTARIK(MNN(J),I)=AS
    ATUL=.25*3.14*TP**2
    BTUL=AS/ATUL
    BTUL=BTUL+.49
    BTULAT(MNN(J),I)=NINT(BTUL)

    ASELI(MNN(J),I)=BTULAT(MNN(J),I)*ATUL
    A=(ASELI(MNN(J),I)*FY)/(.85*FC*B(MNN(J)))
    Z=H(MNN(J))-(A/2)

    EMNL(MNN(J),I)=ASELI(MNN(J),I)*FY*Z
C
    ASL1(MNN(J),I)=ASELI(MNN(J),I)
    ASL2(MNN(J),I)=0
    BTTLAT(MNN(J),I)=BTULAT(MNN(J),I)
    IF(BTTLAT(MNN(J),I).LT.2) THEN
        BTTLAT(MNN(J),I)=2
    ENDIF
    BTDLAT(MNN(J),I)=0
C
    IF(KK.EQ.2) THEN
        ENROW=(B(MNN(J))-(2*D)-(2*SENGK))/(TP+30.)
        ENROW=NINT(ENROW)

        ENLAY=BTTLAT(MNN(J),I)/ENROW
        ENLAY=ENLAY+.49
        ENLAY=NINT(ENLAY)
        GOTO 80
    END IF
C
    SPAC=B(MNN(J))-(BTTLAT(MNN(J),I)*TP)-(2*D)-((BTTLAT(MNN(J),I)
    $ -1)*30.)-(2*SENGK)

    IF(SPAC.LT.30.)THEN
        ENROW=(B(MNN(J))-(2*D)-(2*SENGK))/(TP+30.)
        ENROW=NINT(ENROW)
        ENLAY=BTTLAT(MNN(J),I)/ENROW
        ENLAY=ENLAY+.49
        ENLAY=NINT(ENLAY)

        TA=BTTLAT(MNN(J),I)-ENROW
        TB=(TA/BTTLAT(MNN(J),I))*(TP+30.)

```

```

IF(SPAC.LT.30.)THEN

  ENROW=(B(MNN(J))-(2*D)-(2*SENGK))/(TP+30.)
  ENROW=ENROW-.5
  ENROW=NINT(ENROW)

  ENLAY=BTTLAT(MNN(J),I)/ENROW
  ENLAY=ENLAY+.49
  ENLAY=NINT(ENLAY)
C
  IF(ENLAY.EQ.2) THEN

    TA=BTTLAT(MNN(J),I)-ENROW
    TB=(TA/BTTLAT(MNN(J),I))*(TP+30.)
    H(MNN(J))=HT(MNN(J))-D-TB-sengk-0.5*TP

  END IF
  IF(ENLAY.EQ.3) THEN

    TA=BTTLAT(MNN(J),I)-(2*ENROW)
    TB=((TA*(2*TP+2*30.))+(ENROW*(TP+30)))/BTTLAT(MNN(J),I)
    H(MNN(J))=HT(MNN(J))-D-TB-SENGK-.5*TP
  END IF
C
  ELSE
    ENLAY=1.
  END IF

C  BANYAK TUL DESAK
5200  BTD=AS2/ATUL
      BTD=BTD+.49
      BTDLAT(MNN(J),I)=NINT(BTD)
      IF(BTDLAT(MNN(J),I).LT.2) THEN
        BTDLAT(MNN(J),I)=2.
      ENDIF
C
      ASL2(MNN(J),I)=BTDLAT(MNN(J),I)*ATUL
      SPAC=B(MNN(J))-(BTDLAT(MNN(J),I)*TP)-(2*D)-((BTDLAT(MNN(J),I)
$ -1)*30.)-(2*SENGK)

IF(SPAC.LT.30.)THEN

  ENLAD=BTDLAT(MNN(J),I)/ENROW
  ENLAD=ENLAD+.49

```

```

ENLAD=NINT(ENLAD)
IF(ENLAD.EQ.2) THEN

TA=BTDLAT(MNN(J),I)-ENROW
TC=(TA/BTDLAT(MNN(J),I))*(TP+30.)
DD=TC
IF(KK.EQ.2) THEN
  GOTO 80
END IF
GO TO 6000
END IF
IF(ENLAY.EQ.3) THEN

TA=BTDLAT(MNN(J),I)-(2*ENROW)

TC=((TA*(2*TP+2*30.))+(ENROW*(TP+30)))/BTDLAT(MNN(J),I)
DD=TC
IF(KK.EQ.2) THEN
  GOTO 80
END IF
GO TO 6000
END IF
C
ELSE
  ENLAD=1.
  IF(KK.EQ.2) THEN
    GOTO 80
  END IF
  GO TO 6000
END IF
END IF
c Cek: jika  $E_s' \geq E_y \rightarrow F_s' = F_y$  (baja luluh dulu)
c      $E_s' < E_y \rightarrow F_s' = F_y \rightarrow$  akibat tul. Tarik berlebihan
c     (baja telah luluh tekan belum)
  FS=FY
80  DDD=TC+D+SENGK+.5*TP
     ESAKSEN=((C-DDD)/C)*0.003
     ES=((H(MNN(J))-C)/C)*.003
     EBAJA=200000
     EY=FY/EBAJA

  IF(ESAKSEN.LT.EY) THEN
C ***** KONDISI II *****
  RUMA=.85*FC*B(MNN(J))*BETA

```

```

RUMB=((600*ASL2(MNN(J),I)-(ASL1(MNN(J),I)*FY))
RUMC=600*D*ASL2(MNN(J),I)

```

```

C=(-RUMB+(RUMB**2+(4*RUMA*RUMC)**.5)/(2*RUMA)

```

```

FS=((C-DDD)/C)*600
A=BETA*C

```

```

ELSE IF(ESAKSEN.GT.EY) THEN
C ***** KONDISI I *****

```

```

FS=FY
END IF

```

```

EMNR1=.85*FC*A*B(MNN(J))*(H(MNN(J))-(A/2))

```

```

EMNR2=ASL2(MNN(J),I)*FS*(H(MNN(J))-DDD)
EMNL(MNN(J),I)=EMNR1+EMNR2

```

```

81 CONTINUE

```

```

H(MNN(J))=HT(MNN(J))-D-.5*SENGK
VC=0.1667*FC**.5*B(MNN(J))*H(MNN(J))

```

```

VCC=.5*0.6*VC

```

```

VU(MNN(J))=VU(MNN(J))*1000
SMAX=.5*HT(MNN(J))

```

```

IF (VU(MNN(J)).LE.VCC) THEN
S(MNN(J))=600
IF (S(MNN(J)).GT.SMAX) THEN
S(MNN(J))=SMAX
END IF
GO TO 777

```

```

END IF
C DI DUKUNGAN

```

```

VS=(VU(MNN(J))/.6)-VC
IF(VS.LT.0.)THEN
S(MNN(J))=600
IF (S(MNN(J)).GT.SMAX) THEN
S(MNN(J))=SMAX
END IF
GO TO 777
END IF

```

```

VSMAX=0.67*FC**.5*B(MNN(J))*H(MNN(J))
IF(VS.GT.VSMAX) THEN
ENDIF
C DG. SENGGANG TUNGGAL
  AV=2*(.25*3.14*SENGK**2)

C SENGGANG VERTIKAL(90)
  S(MNN(J))=(AV*FY*H(MNN(J)))/VS
  IF (S(MNN(J)).GT.600) THEN
    S(MNN(J))=600
  END IF
  IF(S(MNN(J)).GT.SMAX) THEN
    S(MNN(J))=SMAX
  END IF
90 CONTINUE

C-----
C OUTPUT PROGRAM
C-----
DO 999 K=1,NBAL
  WRITE(4,(2X,A,2X,I3))'NO. BALOK = ',MNN(K)
  WRITE(4,(2X,A))'-----'
  DO 888 I=1,2
    IF(I.EQ.1) THEN
      WRITE(4,(2X,A))'* TULANGAN LAPANGAN *'
      WRITE(4,(2X,F2.0)) ENLAY

    ELSE
      WRITE(4,(2X,A))'* TULANGAN TUMPUAN *'
      WRITE(4,(2X,F2.0)) ENLAY

    END IF
    WRITE(4,(2X,A,\))' - MOMEN DESAIN (Nmm) :'
    WRITE(4,(2X,E12.4))EMNLAP(MNN(K),I)
    WRITE(4,(2X,A,\))' - MOMEN AKTUAL (Nmm) :'
    WRITE(4,(2X,E12.4))EMNL(MNN(K),I)
    WRITE(4,(2X,A,\))' - As PERLU (mm2) :'
    WRITE(4,(2X,F12.0))ASTARIK(MNN(K),I)

    WRITE(4,(2X,A,\))' - GESER DESAIN (Nmm) :'
    WRITE(4,(2X,E12.4))VU(MNN(K))

    WRITE(4,(2X,A,\))' - As (mm2) :'
    WRITE(4,(2X,F12.0))ASDESAK(MNN(K),I)

```

```
WRITE(4,199)
WRITE(4,192)
WRITE(4,199)
IF(I.EQ.1) THEN
  WRITE(4,193)B(MNN(K)),HT(MNN(K)),TP,BTDLAT(MNN(K),I),
$  BTTLAT(MNN(K),I),SENGK,S(MNN(K))
  ELSE
  WRITE(4,193)B(MNN(K)),HT(MNN(K)),TP,BTTLAT(MNN(K),I),
$  BTDLAT(MNN(K),I),SENGK,S(MNN(K))
  ENDIF
  WRITE(4,199)
888 CONTINUE
  WRITE(4,*)
999 CONTINUE

199 FORMAT(3X,73('-'))
192 FORMAT(4X,' B(mm) H(mm) DIA.POKOK TUL.ATAS TUL.BAWAH DIA.SE
  SNG(mm) SENKANG(mm)')
193 FORMAT(3X,F6.0,3X,F6.0,3X,F4.0,5X,F4.0,7X,F4.0,7X,F4.0,
  S 6X,F4.0)

STOP
END
```

```

      EMTP16(MN)=1.6*F6(MN)

      VU12(MN)=1.6*F2(MN)
      VU15(MN)=1.6*F5(MN)
    END IF
    IF(N.EQ.2) THEN
      EMTP23(MN)=1.2*F3(MN)
      EMTP26(MN)=1.2*F6(MN)
      VU22(MN)=1.2*F2(MN)
      VU25(MN)=1.2*F5(MN)
    END IF
    IF(N.EQ.3) THEN
      EMTP33(MN)=F3(MN)
      EMTP36(MN)=F6(MN)
      VU32(MN)=F2(MN)
      VU35(MN)=F5(MN)
    END IF
40  CONTINUE
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA

      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      DO 50 L=1,NDUK
c -----
      READ(3,*)JE,EF1,EF2,EF3
c -----
50  CONTINUE
      IF(N.NE.3)THEN

      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA

      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA
      READ(3,'(A76)')CA

      DO 60 NL=1,NBAL
c -----
      READ(3,*)MNN(NL),EMLP(MNN(NL)),BX(MNN(NL))

```



```

H(MNN(J))=HT(MNN(J))-D-TB
GO TO 5000
ELSE
  ENLAY=1.
END IF

```

```

ELSE

```

```

C TULANGAN RANGKAP

```

- c ket : karena $R_{min} < R < R_{max}(0.75 \times R_b)$
- c maka, R diambil 0.9 R_{max}
- c untuk mencegah tulangan berdesakan

```

RHO1=.9*RHOMAX
WI=(RHO1*FY)/FC
RNO1=FC*WI*(1-.59*WI)
DD=D
KK=0

```

```

6000 KK=KK+1

```

```

c TULANGAN TARIK

```

```

AS1=RHO1*B(MNN(J))*H(MNN(J))
ASTARIK(MNN(J),I)=AS1

```

```

c MOMEN HARUS DIPIKUL TUL. RANGKAP
EMNR2=EMNLAP(MNN(J),I)-EMNR1

```

```

c TULANGAN DESAK

```

```

AS2=EMNR2/(FY*(H(MNN(J))-DD-SENGK-0.5*TP))
ASDESAK(MNN(J),I)=AS2
A=(AS1*FY)/(0.85*FC*B(MNN(J)))
C=A/BETA

```

```

c LUAS TUL. TARIK TOTAL

```

```

AS=AS1+AS2

```

```

c BANYAK TUL TARIK

```

```

ATUL=.25*3.14*TP**2
BTT=AS/ATUL
BTT=BTT+.49
BTTLAT(MNN(J),I)=NINT(BTT)

```

```

ASLI(MNN(J),I)=BTTLAT(MNN(J),I)*ATUL

```

```

C

```

```

SPAC=B(MNN(J))-(BTTLAT(MNN(J),I)*TP)-(2*D)-((BTTLAT(MNN(J),I)
$ -1)*30.)-(2*SENGK)

```