

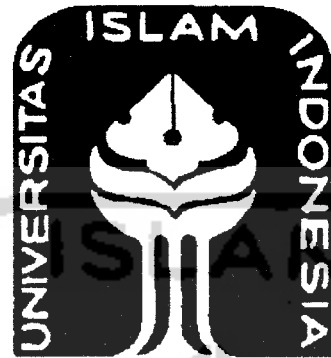
PERPUSTAKAAN FTSP UII  
HADIAH/BELI

TGL. TERIMA : 17-04-2008  
NO. JUDUL : 2819  
NO. INV. : 5100002819001  
NO. INVENTORY : 002819

LAPORAN TUGAS AKHIR

ANALISIS KERUSAKAN BANGUNAN AKIBAT GEMPA JOGJA 27 MEI

2006 : STUDI KASUS GEDUNG ADMINISTRASI STIE KERJASAMA



Penyusun

Nama : MADONA EKO. P

NIM : 03511066

Program Studi : TEKNIK SIPIL

Tahun : 2006/2007



JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2007

MILIK PERPUSTAKAAN  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN UII YOGYAKARTA

## MOTTO

*” Untuk sukses perlu waktu karena sukses adalah penghargaan alamiah atas penggunaan waktu untuk melakukan sesuatu secara sebaik-baiknya. ”*

**( Josseph Ross )**

*” Rumuskan ulang ambisi anda untuk menjadi yang terbaik dari yang bisa anda lakukan, berkembang, dan belajar ketimbang hanya mencapai posisi puncak. ”*

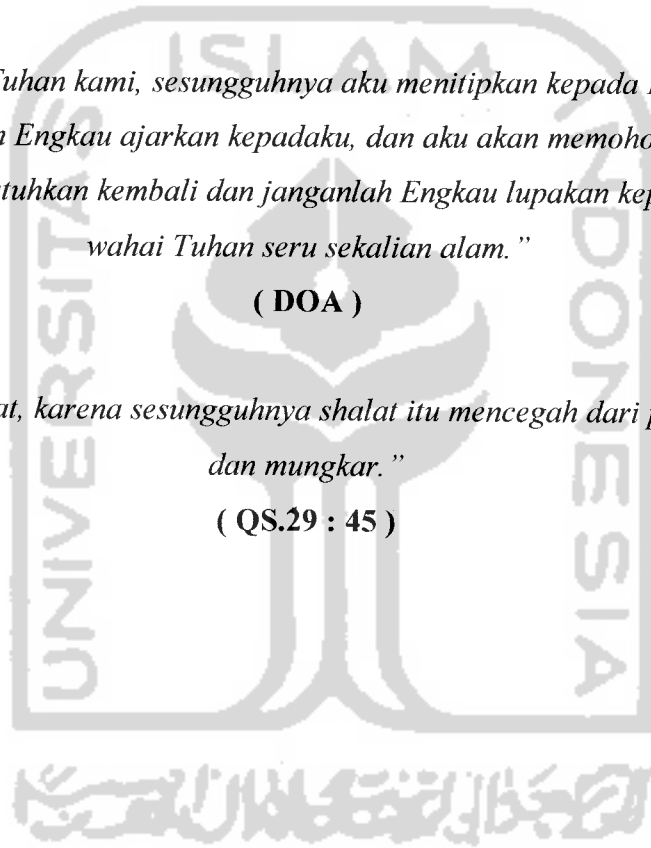
**( NN )**

*” Ya Allah ya Tuhan kami, sesungguhnya aku menitipkan kepada Engkau ilmu-ilmu yang telah Engkau ajarkan kepadaku, dan aku akan memohon kembali di saat aku membutuhkan kembali dan janganlah Engkau lupakan kepada ilmu itu, wahai Tuhan seru sekalian alam. ”*

**( DOA )**

*” Dirikanlah salat, karena sesungguhnya shalat itu mencegah dari perbuatan keji dan mungkar. ”*

**( QS.29 : 45 )**



## HALAMAN PERSEMBAHAN

*Gitar bukanlah gitar sebelum dipetik, lagu bukanlah lagu sebelum dinyanyikan*

*Cinta bukanlah cinta sebelum dipersembahkan*

*Untuk yang tercinta*

*Tugas Akhir ini aku persembahkan*

*Untukmu IBU yang telah mendukung dan menolong hidupku*

*Kepadamu BAPAK yang telah menuggu anak-anak sholeh mengharumkan surgamu*

*Hanyalah engkau Norma, Achmad adikku yang telah memberiku motivasi*

*Kenapa ya saudara-saudaraku engkau percayakan aku memimpin keluargaku*

*"tapi terima kasih untuk kepercayaan yang engkau berikan, THANK'S"*

*Semoga Aku bisa menjalankan amanah yang kalian percayakan kepadaku.*

*Tidak ada yang lebih dekat dari urat leher selain sahabat,*

*to Surya, Amrul, Adit, Yade, Nia, Tisa, Kiki, Arum, Mega, Ida, Ari engkau sahabatku*

*Hai orang-orang yang telah merusak harapanku!*

*Harapanku dan impianku tidak akan lenyap sebelum aku menyerah, ingat itu!*

*Dan aku akan berusaha lebih baik darimu!*

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL .....	i
LEMBAR PENGESAHAN .....	ii
KATA PENGANTAR.....	iii
MOTTO.....	iv
HALAMAN PERSEMBAHAN .....	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xiv
DAFTAR NOTASI .....	xviii
DAFTAR LAMPIRAN.....	xxiii
ABSTRAKSI.....	xxiv
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.3 Tujuan Penelitian.....	3
1.4 Manfaat Penelitian.....	3
1.5 Batasan Penelitian.....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Pustaka Acuan Perencanaan .....	6
2.1.1 Wiwit Budi dan Hariyanto ( 2000 ).....	6
2.1.2 Gusti Andri ( 1998 ) .....	7
2.2 Keaslian Penelitian .....	8
<b>BAB III LANDASAN TEORI</b>	
3.1 Prinsip Perencanaan Bangunan Tahan Gempa.....	9
3.2 Sistem Struktur Beton Bertulang.....	9

3.3 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa.....	9
3.3.1 Filosopi Desain Kapasitas.....	9
3.3.2 Sendi Plastis di Balok.....	10
3.4 Pembebanan Struktur .....	10
3.4.1 Beban Statik .....	10
3.4.2 Beban Gempa Ekuivalen Statik.....	11
1) PPTGIUG 1981 .....	11
2) TCPKGUBG 2002 .....	13
3.4.3 Kuat Perlu .....	16
3.4.4 Faktor Reduksi Kekuatan.....	17
3.5 Karakteristik Desain Elemen Struktur.....	19
3.5.1 Perencanaan Plat Lantai .....	19
1) Perencanaan Plat Satu Arah.....	20
2) Perencanaan Plat Dua Arah .....	24
3.5.2 Perencanaan Balok .....	27
1) Redistribusi Momen.....	27
2) Perencanaan Balok Tulangan Rangkap .....	29
3) Balok Tulangan Rangkap Dengan Baja Desak Belum Meleh dan Sudah Meleh .....	33
4) Perencanaan Momen Kapasitas Balok.....	34
5) Perencanaan Tulangan Geser Balok .....	36
6) Perbandingan Gaya Geser Balok Dengan SKSNI 1991 dan RSNI 2002 .....	39
3.6 Perencanaan Kolom.....	42
3.6.1 Momen Rencana Kolom .....	42
1) Momen rencana kolom menurut PBI 1971.....	42
2) Momen rencana kolom menurut SKSNI 1991 .....	42
3) Momen rencana kolom menurut RSNI 2002.....	44
4) Perbandingan Momen Rencana Kolom Menurut SKSNI 1991 dan RSNI 2002 .....	45

3.6.2 Gaya Aksial Rencana Kolom.....	47
1) Gaya aksial kolom menurut PBI 1971 .....	47
2) Gaya aksial kolom menurut SKSNI 1991 .....	47
3) Gaya aksial kolom menurut RSNI 2002.....	48
3.6.3 Penulangan Kolom 2 Muka .....	49
1) Kolom pendek dengan beban sentris .....	49
2) Kolom pendek dalam kondisi balance .....	50
3) Kolom pendek dalam kondisi patah desak .....	52
4) Kolom dalam kondisi patah tarik .....	53
5) Kolom dalam kondisi lentur murni .....	54
3.6.4 Gaya Geser Rencana Kolom.....	57
1) Gaya geser kolom menurut PBI 1971.....	57
2) Gaya geser kolom menurut SKSNI 1991 .....	57
3) Gaya geser kolom menurut RSNI 2002.....	60
4) Perbandingan Gaya Geser Kolom menurut SKSNI 1991 dan RSNI 2002 .....	60
3.7 Beam Column Joint.....	61
3.7.1 Gaya geser join menurut SKSNI 1991 .....	61
1) Tulangan geser horisontal.....	63
2) Tulangan geser vertikal .....	64
3.7.2 Perbandingan Gaya Geser Join menurut SKSNI 1991 dan RSNI 2002.....	65
3.8 Tabulasi Analisis Menggunakan PBI 1971, SKSNI 1991, dan RSNI 2002.....	67

#### **BAB IV METODE PENELITIAN**

4.1 Tempat Objek Penelitian.....	73
4.2 Waktu Penelitian.....	73
4.3 Inventarisasi Data .....	73
4.4 Model Struktur.....	74

4.5 Data Struktur.....	75
4.5.1 Spesifikasi Bahan .....	75
4.5.2 Dimensi Elemen Struktur.....	76
4.6 Alat .....	79
4.7 Metode Analisis .....	79
4.7.1 Pembebanan Struktur .....	79
4.7.2 Perencanaan Plat Lantai .....	79
4.7.3 Perencanaan Balok .....	80
4.7.4 Analisis Kolom .....	81
4.7.5 <i>Beam Column Joint</i> .....	82
4.7.6 Bagan Pekerjaan .....	83

## **BAB V ANALISIS dan KONTROL DESAIN**

5.1 Perencanaan Plat Lantai .....	85
5.1.1 Mutu Bahan Plat Lantai.....	85
5.1.2 Pembebanan Plat Lantai .....	85
5.1.3 Perhitungan Momen .....	86
5.1.4 Penulangan Plat Lantai.....	87
1) Tulangan Susut.....	87
2) Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X .....	87
3) Tulangan Tumpuan Arah Y .....	89
4) Tulangan Lapangan Arah Y .....	91
5.2 Pembebanan Balok Induk .....	93
5.2.1 Beban Gravitasi Pada Balok Insuk .....	93
1) Beban Akibat Plat Lantai.....	93
2) Pola Distribusi Akibat Pembebanan Plat Lantai .....	93
3) Beban Dinding.....	96
4) Beban Titik Pada Bentang Balok .....	96
5.2.2 Perencanaan Beban Gempa.....	96
1) Beban gempa menurut PPTGIUG 1981 .....	96

2) Beban gempa menurut TCPKGUBG 2002 .....	98
5.3 Beban Pada Kolom.....	103
5.3.1 Beban penutup atap .....	103
1) Beban Tetap.....	103
2) Beban Angin.....	104
5.4 Spesifikasi Bahan Material Struktur.....	104
5.5 Analisis Balok Induk B50 Lantai I .....	105
5.5.1 Analisis Momen Balok.....	105
1) Analisa Momen Negatif.....	105
2) Analisa Momen Positif.....	106
5.5.2 Analisis Momen Kapasitas.....	107
1) Momen Kapasitas Negatif.....	107
2) Momen Kapasitas Positif.....	108
5.5.3 Perencanaan Balok Induk Menggunakan PBI 1971 .....	109
1) Penulangan tumpuan balok .....	109
2) Kontrol kuat lentur balok.....	113
3) Kontrol Kuat Lentur Momen Positif.....	114
4) Penulangan lapangan balok.....	115
5) Perencanaan tulangan geser balok .....	117
5.5.4 Perencanaan balok induk menggunakan SKSNI 1991 .....	118
1) Penulangan tumpuan balok .....	118
2) Kontrol kuat lentur momen negatif balok .....	122
3) Kontrol kuat lentur momen positif balok .....	123
4) Momen kapasitas negatif balok.....	124
5) Momen kapasitas positif balok.....	125
6) Penulangan lapangan balok.....	126
7) Kontrol kuat lentur momen positif tulangan lapangan .....	128
8) Perencanaan tulangan geser balok .....	129
5.5.5 Perencanaan balok induk menggunakan RSNI 2002 .....	132
1) Penulangan tumpuan balok .....	132



2) Kontrol kuat lentur momen negatif balok .....	136
3) Kontrol kuat lentur momen positif balok .....	137
4) Momen kapasitas negatif balok.....	138
5) Momen kapasitas positif balok.....	139
6) Penulangan lapangan balok.....	141
7) Kontrol kuat lentur momen positif.....	143
8) Perencanaan tulangan geser balok .....	144
5.6 Momen Rencana dan Gaya Aksial Rencana Kolom ( $M_{u,k}$ dan $N_{u,k}$ ) ..	146
5.6.1 $M_{u,k}$ dan $N_{u,k}$ kolom menurut PBI 1971 .....	146
5.6.2 $M_{u,k}$ dan $N_{u,k}$ kolom menurut SKSNI 1991 .....	147
1) Momen ultimit kolom ( $M_{u,k}$ ) .....	147
2) Momen maksimum kolom ( $M_{u,k}$ ).....	150
3) Gaya aksial ultimit kolom ( $N_{u,k}$ ) .....	151
5.6.3 $M_{u,k}$ dan $N_{u,k}$ kolom menurut RSNI 2002 .....	153
1) Momen ultimit kolom ( $M_{u,k}$ ) .....	153
2) Gaya aksial ultimit kolom ( $N_{u,k}$ ) .....	155
5.7 Perhitungan Grafik Mn-Pn.....	156
5.7.1 Kolom dengan beban sentris.....	156
5.7.2 Kolom dalam kondisi balance.....	157
5.7.3 Kolom dalam kondisi patah desak ( $c > c_b$ ).....	159
5.7.4 Kolom dalam kondisi patah tarik ( $c < c_b$ ) .....	160
5.7.5 Kolom dalam kondisi lentur murni.....	161
5.8 Desain kebutuhan tulangan kolo.....	161
5.8.1 Kebutuhan tulangan kolom menurut PBI 1971 .....	161
5.8.2 Kebutuhan tulangan kolom menurut SKSNI 1991 .....	162
5.8.3 Kebutuhan tulangan kolom menurut RSNI 2002 .....	163
5.9 Perencanaan Gaya Geser Kolom .....	164
5.9.1 Gaya geser kolom menurut PBI 1971 .....	164
5.9.2 Gaya geser kolom menurut SKSNI 1991 .....	166
5.9.3 Gaya geser kolom menurut RSNI 2002 .....	170

## DAFTAR TABEL

- Tabel 1.1** Batasan masalah analisis dan desain gedung Administrasi STIE Kerjasama
- Tabel 3.1** Faktor reduksi kekuatan ( SKSNI T-15-1991-03 )
- Tabel 3.2** Faktor reduksi kekuatan ( RSNI 2002 )
- Tabel 3.3** Tebal minimum plat lantai satu arah berdasar *SKSNI-T-15-1991-03*
- Tabel 3.4** Analisis dan desain struktur menggunakan PBI 1971, SKSNI 1991, RSNI 2002
- Tabel 5.1** Faktor pengali momen
- Tabel 5.2** Gaya lateral portal dengan acuan PPIUG 1981
- Tabel 5.3** Gaya lateral portal dengan PPIUG 2002
- Tabel 5.4** Perhitungan waktu getar gedung
- Tabel 5.5** Momen kapasitas balok induk B50
- Tabel 5.6** Sengkang balok induk B50
- Tabel 5.7** Momen ultimit kolom (  $M_{u,k}$  )
- Tabel 5.8** Penulangan kolom
- Tabel 5.9** Gaya geser kolom
- Tabel 5.10** Gaya geser join
- Tabel 6.1** Perbedaan PPTGIUG 1981 dan TCPKGUBG 2002
- Tabel 6.2** Perbedaan hasil perhitungan PPTGIUG 1981 dan TCPKGUBG 2002

## DAFTAR GAMBAR

- Gambar 3.1** Respons spektrum gempa rencana
- Gambar 3.2** Respons spektrum gempa rencana
- Gambar 3.3** Diagram tegangan regangan pada daerah tumpuan plat
- Gambar 3.4** Diagram tegangan regangan pada daerah lapangan plat
- Gambar 3.5** (a) Penyaluran beban plat lantai dua arah pada balok, (b) distribusi
- Gambar 3.6** Distribusi tegangan regangan plat lantai
- Gambar 3.7** *Moment akibat gempa arah kanan dan kiri untuk dominasi beban*
- Gambar 3.8** *Moment hasil redistribusi untuk dominasi beban gempa*
- Gambar 3.9** a. Luas tarik efektif beton dan b. Skema penampang balok tulangan rangkap
- Gambar 3.10** Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap
- Gambar 3.11** Diagram tegangan dan regangan balok
- Gambar 3.12** distribusi gaya geser pada balok
- Gambar 3.13** Momen kapasitas pada balok dan momen ultimit pada kolom
- Gambar 3.14** Momen nominal rata-rata balok ( $M_{n,br}$ ) dan momen nominal kolom ( $M_{n,k}$ )
- Gambar 3.14** Skema distribusi gaya aksial dalam satu tingkat
- Gambar 3.15** a) Penampang kolom dan b) diagram tegangan kolom
- Gambar 3.16** a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam
- Gambar 3.17** a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam kolom
- Gambar 3.18** Gaya geser pada kolom
- Gambar 3.20** Hubungan balok kolom
- Gambar 3.21** Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi plastis pada kedua ujung balok ( disadur dari SKSNI 1991 )
- Gambar 4.1** Model struktur Gedung Administrasi STIE Kerjasama
- Gambar 4.2** Grafik tegangan dan regangan uji tarik tulangan pokok balok dan kolom
- Gambar 4.3** Dimensi penampang balok induk bentang 9 m

- Gambar 4.4** Dimensi penampang balok induk bentang 3 m
- Gambar 4.5** Penampang kolom model struktur tidak bervoid
- Gambar 4.6** Penampang kolom model struktur tidak bervoid
- Gambar 4.6** *Flow Chart* tahapan analisis dan desain
- Gambar 5.1** Area plat lantai dalam 1 panel
- Gambar 5.2** Gambar diagram tegangan dan regangan daerah tumpuan plat lantai
- Gambar 5.3** Diagram tegangan regangan pada daerah tumpuan
- Gambar 5.4** Diagram tegangan regangan pada daerah lapangan
- Gambar 5.5** Distribusi beban plat lantai
- Gambar 5.6** Pola pembebanan balok (A,14-15)
- Gambar 5.7** Pola pembebanan balok (E,14-15)
- Gambar 5.8** Pola pembebanan balok (B-E,15)
- Gambar 5.9** Pola pembebanan balok (B-E,14)
- Gambar 5.10** Pola pembebanan balok (B-E,14)
- Gambar 5.11** Pola pembebanan balok (B,3-4)
- Gambar 5.12** Respons spektrum gempa rencana
- Gambar 5.13** Gaya lateral akibat gempa
- Gambar 5.14** Respons spektrum gempa rencana
- Gambar 5.15** Gaya lateral akibat gempa
- Gambar 5.16** Grafik perbandingan gaya lateral
- Gambar 5.17** Grafik perbandingan gaya lateral
- Gambar 5.18** Penampang dan gaya balok tulangan momen negative
- Gambar 5.19** Tegangan pada balok
- Gambar 5.20** Gambar balok induk bentang 9 m
- Gambar 5.21** Potongan dan gaya kopel pada balok tulangan rangkap
- Gambar 5.22** Penulangan balok induk tipe 01 tulangan rangkap
- Gambar 5.23** Penampang dan gaya balok tulangan momen negative
- Gambar 5.24** Penampang penulangan balok daerah lapangan

- Gambar 5.25** Gambar balok tipe 01
- Gambar 5.26** Potongan dan gaya kopel pada balok tulangan rangkap
- Gambar 5.27** Penulangan balok tipe 01 tulangan rangkap acuan SKSNI 1991
- Gambar 5.28** Penulangan balok tipe 01 yang terpasang di lapangan ( proyek )
- Gambar 5.29** Penampang dan gaya balok tulangan momen negative
- Gambar 5.30** Penampang balok pada daerah tumpuan
- Gambar 5.31** Penampang penulangan balok daerah lapangan
- Gambar 5.32** Reaksi tumpuan akibat momen kapasitas balok
- Gambar 5.33** Gaya geser balok nominal akibat beban gravitasi dan gempa
- Gambar 5.34** Gambar balok B50
- Gambar 5.35** Potongan dan gaya kopel pada balok tulangan rangkap
- Gambar 5.36** Penulangan balok daerah tumpuan menurut RSNI 2002
- Gambar 5.37** Penampang dan gaya balok tulangan momen negatif
- Gambar 5.38** Penampang balok pada daerah tumpuan
- Gambar 5.39** Penulangan balok daerah lapangan
- Gambar 5.40** Gaya-gaya dalam balok daerah lapangan
- Gambar 5.41** Perencanaan geser untuk balok (SNI 03-2847-2002)
- Gambar 5.42** Gaya geser pada balok
- Gambar 5.43** Momen ultimit kolom PBI 1971
- Gambar 5.44** Momen kapasitas balok
- Gambar 5.45** Momen ultimit kolom
- Gambar 5.46** Gaya aksial ultimit kolom (  $N_{u.k}$  )
- Gambar 5.47** Momen rencana kolom (  $M_{uk}$  )
- Gambar 5.38 a** Penampang kolom, **b** Diagram tegangan dan regangan penampang kolom, **c** Gaya pada join

- Gambar 5.49** a) Penampang kolom, b) diagram tegangan kolom dengan beban sentris
- Gambar 5.50** a) penampang kolom, b) diagram regangan kolom, c) gaya dalam kolom
- Gambar 5.51** Momen ultimit kolom
- Gambar 5.52** Momen ultimit kolom
- Gambar 5.53** Portal kolom C64
- Gambar 6.1** Gaya lateral tiap tingkat akibat beban gempa
- Gambar 6.2** Momen ultimit balok di sumbu kolom akibat beban gravitasi
- Gambar 6.3** Momen ultimit balok di sumbu kolom akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa
- Gambar 6.4** Momen ultimit rencana balok
- Gambar 6.5** Momen tersedia balok
- Gambar 6.6** Gaya geser nominal balok di sendi plastis
- Gambar 6.7** Gaya geser nominal balok di luar sendi plastis
- Gambar 6.8** Gaya geser nominal terpasang dan gaya geser rencana balok
- Gambar 6.9** Momen ultimit kolom (  $M_u$  )
- Gambar 6.10** Gaya aksial ultimit kolom akibat beban gravitasi
- Gambar 6.11** Gaya aksial ultimit kolom akibat beban gravitasi dan beban gempa
- Gambar 6.12** Gaya aksial nominal desain kolom
- Gambar 6.13** Momen aktual kolom
- Gambar 6.14** Gaya geser nominal kolom
- Gambar 6.15** Gaya geser aktual kolom
- Gambar 6.16** Gaya geser nominal joint
- Gambar 6.17** Gaya geser aktual *joint*

## DAFTAR NOTASI

### 1. Perencanaan gempa

B = lebar area bangunan

C = koefisien gempa dasar

Cd = koefisien gempa dasar

di = simpangan horisontal lantai tingkat ke-i

f1 = faktor kuat lebih beban dan bahan

Fn = gaya horisontal nominal akibat gempa

H = panjang area bangunan

H = tinggi portal gedung

hi = tinggi tingkat ke-i

I = faktor keutamaan struktur

K = faktor jenis struktur

n = jumlah tingkat

R = faktor reduksi gempa

T = waktu getar gedung

T1 = waktu getar alami gedung

V = gaya geser dasar

Wi = berat bangunan tingkat ke-i

Wt = berat total bangunan

$\zeta$  = koefisien maksimum waktu getar bangunan

### 2. Perencanaan Plat Lantai

$A_s$  = luas tulangan

a = tinggi blok tegangan beton desak ekuivalen

b = lebar plat tinjauan

d = jarak titik berat tulangan tarik ke tepi beton tekan

$f_c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan

$f_y$  = tegangan leleh baja yang disyaratkan dari tulangan

h = tinggi plat

$L_y$  = panjang bentang plat lantai

$L_x$  = lebar bentang plat lantai  
 $m$  = perbandingan isi dari tulangan memanjang dari ben  
 $M_{lx}$  = momen ultimit lapangan arah x  
 $M_{ly}$  = momen ultimit lapangan arah y  
 $M_{tx}$  = momen ultimit tumpuan arah x  
 $M_{ty}$  = moemn ultimit tumpuan arah y  
 $q_D$  = beban mati terbagi rata  
 $q_L$  = beban hidup terbagi rata  
 $q_u$  = beban rencana terbagi rata  
 $R_n$  = koefisien tahanan untuk perencanaan kuat  
 $\rho_b$  = rasio tulangan dalam keadaan seimbang  
 $\rho$  = rasio tulangan

### 3. Perencanaan balok

$f'_c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan  
 $f_y$  = tegangan leleh baja yang disyaratkan dari tulangan  
 $E_s$  = modulus elastisitas tulangan  
 $\epsilon_c$  = regangan beton desak  
 $\beta_1$  = konstanta berdasar mutu beton  
 $\epsilon_y$  = regangan baja tarik  
 $\rho$  = rasio tulangan  
 $m$  = perbandingan isi dari tulangan memanjang dari ben  
 $R_b$  = koefisien tahanan untuk perencanaan kuat  
 $d_s$  = jarak titik berat tulangan tarik ke tepi beton tarik  
 $d'$  = jarak titik berat tulangan desak ke tepi beton desak  
 $d$  = jarak titik berat tulangan tarik ke tepi beton tekan  
 $M^-$  = momen negatif  
 $M^+$  = momen positif  
 $\epsilon_s'$  = regangan baja tekan  
 $C_c$  = gaya tekan beton  
 $C_s$  = gaya baja tekan  
 $T_s$  = gaya baja tarik  
 $A_s$  = luas tulangan tarik



$a$  = tinggi blok tegangan beton desak ekuivalen

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan

#### 4. Perencanaan Kolom

$a$  = tinggi blok tegangan beton desak ekuivalen

$a_b$  = tinggi blok tegangan beton desak ekuivalen kolom dalam kondisi balance

$A_s$  = luas tulangan tarik

$A_s'$  = luas tulangan desak

$A_{st}$  = luas tulangan total

$A_g$  = luas bruto penampang

$b$  = lebar penampang kolom.

$\beta_1$  = konstanta berdasarkan mutu beton

$C_c$  = gaya tekan beton

$C_s$  = gaya tekan tulangan

$C_{s1}$  = gaya tekan tulangan

$C_{s2}$  = gaya tekan tulangan

$d$  = jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik

$d'$  = jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan desak

$d_s$  = jarak dari pusat berat tulangan tarik ke tepi beton tarik

$e$  = eksentrisitas aktual

$e_b$  = eksentrisitas pada keadaan seimbang

$\epsilon_c$  = regangan beton

$E_c$  = modulus elastisitas beton

$\epsilon_s$  = regangan baja

$E_s$  = modulus elastisitas baja tulangan

$f_c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan

$f_s$  = tegangan tulangan tarik

$f_s'$  = tegangan tulangan tekan

$f_y$  = tegangan leleh baja yang disyaratkan dari tulangan non pratekan

$h$  = tinggi penampang kolom

$h_k'$  = tinggi bersih kolom

$K$  = faktor kekakuan struktur berdasarkan tingkat daktilitas struktur

$l_i$  = panjang *netto* balok kiri  
 $l_a$  = panjang *netto* balok kanan  
 $M_D$  = momen akibat beban mati  
 $M_E$  = momen akibat beban gempa  
 $M_L$  = momen akibat beban hidup  
 $M_n$  = momen nominal  
 $M_{nb}$  = momen nominal kolom dalam kondisi balance  
 $M_{u,k}$  = momen ultimit kolom  
 $M_{u,ka}$  = momen ultimit kolom atas join  
 $M_{u,kb}$  = momen ultimit kolom bawah join  
 $M_{kap,ki}$  = momen kapasitas ujung balok kiri  
 $M_{kap,ka}$  = momen kapasitas ujung balok kanan  
 $N_E$  = gaya aksial akibat beban gempa  
 $N_{u,k}$  = gaya aksial ultimit kolom  
 $N_{u,k \max}$  = gaya aksial ultimit maksimum kolom  
 $N_{g,k}$  = gaya aksial ultimit kolom akibat beban gravitasi  
 $\omega$  = dynamic magnification faktor  
 $P_b$  = gaya aksial kolom dalam keadaan balance  
 $P_D$  = gaya aksial akibat beban mati  
 $P_E$  = gaya aksial akibat beban gempa  
 $P_L$  = gaya aksial akibat beban hidup  
 $P_{n,k}$  = gaya aksial nominal kolom  
 $\phi$  = faktor reduksi kekuatan  
 $S$  = jarak sengkang  
 $T_s$  = gaya pada tulangan tarik  
 $V_{u,k}$  = gaya geser ultimit kolom  
 $V_{u,k \text{ dasar}}$  = gaya geser ultimit kolom tingkat dasar  
 $V_{n,k}$  = gaya geser nominal kolom  
 $V_{D,k}$  = gaya geser kolom akibat beban mati  
 $V_{L,k}$  = gaya geser kolom akibat beban hidup  
 $V_E$  = gaya geser kolom akibat beban gempa  
 $V_{E,k}$  = gaya geser kolom akibat beban gempa

## 5. Perencanaan Join

$A_g$  = luas bruto penampang

$A_s$  = luas tulangan sengkang

$A_{sv}$  = luas tulangan *intermediate*

$b_j$  = lebar join

$C_{ki}$  = Gaya beton desak kiri join

$C_{ka}$  = Gaya beton desak kanan join

$f'_c$  = kuat desak beton

$f_y$  = tegangan leleh baja yang disyaratkan dari tulangan non pratekan

$h_a$  = tinggi kolom atas

$h_b$  = tinggi kolom bawah

$h_c$  = tinggi penampang kolom

$L_{ba}$  = panjang balok kanan join

$L_{bi}$  = panjang balok kiri join

$L_{ni}$  = panjang *netto* balok kiri join

$L_{na}$  = panjang *netto* balok kanan join

$M_{kap,ki}$  = momen kapasitas ujung balok kiri

$M_{kap,ka}$  = momen kapasitas ujung balok kanan

$N_{u,k}$  = gaya aksial ultimit kolom

$T_{ki}$  = Gaya tulangan tarik kiri join

$T_{ka}$  = Gaya tulangan tarik kanan join

$V_{jh}$  = gaya geser horisontal pada join

$V_{ch}$  = gaya geser horisontal yang dapat disumbangkan beton

$V_{sh}$  = gaya geser yang ditahan sengkang

$V_{cv}$  = gaya geser vertikal yang dikerahkan beton

$V_{sv}$  = gaya geser yang ditahan tulangan *intermediate*

$V_{jv}$  = gaya geser vertikal pada join

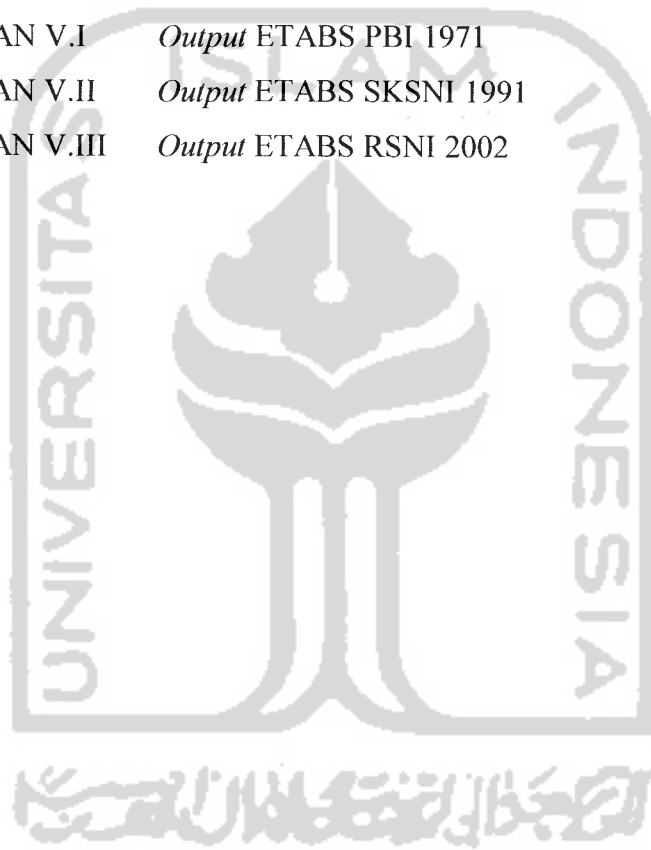
$\tau_{jh}$  = tegangan ijin pada join

$Z_i$  = lengan momen gaya desak beton ke gaya tulangan tarik kiri join

$Z_a$  = lengan momen gaya desak beton ke gaya tulangan tarik kanan join

## DAFTAR LAMPIRAN

- LAMPIRAN I Gambar zone gempa Indonesia PPTGIUG 1981 dan  
TCPKGUBG 2002
- LAMPIRAN II Tabel koefisien momen plat lantai PBI 1971  
Tabel perhitungan elemen struktur
- LAMPIRAN III Grafik Mn Pn
- LAMPIRAN IV Gambar denah bangunan
- LAMPIRAN V
- LAMPIRAN V.I *Output* ETABS PBI 1971
- LAMPIRAN V.II *Output* ETABS SKSNI 1991
- LAMPIRAN V.III *Output* ETABS RSNI 2002



## ABSTRAKSI

Tugas akhir ini meneliti mengenai kerusakan gedung Administrasi STIE Kerjasama yang rusak akibat gempa Jogjakarta tanggal 27 Mei 2006 yang mana sejarah perencanaan struktur pada saat itu ( tahun 1991 ) mengacu pada Peraturan Beton Bertulang Indonesia ( PBI, 1971 ) dan menggunakan Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung ( PPTGIUG, 1981 ). Kerusakan terjadi pada kolom dan joint. Untuk mengetahui kerusakan gedung ini, maka dilakukan analisis terhadap elemen-elemen struktur.

Peraturan perencanaan struktur yang ada hingga saat ini adalah PBI 1971, SKSNI 1991, dan RSNi 2002, sedangkan pembebanan gempa yang ada di Indonesia hingga saat ini adalah PPTGIUG 1981 dan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung ( TCPKGUBG, 2002 ). Masing-masing peraturan tersebut memiliki perbedaan ketentuan yang diberlakukan dalam mendesain struktur sehingga gaya-gaya yang dihasilkannya juga berbeda. Untuk mengetahui relevansi dari penggunaan PBI 1971, SKSNI 1991, dan RSNi 2002 sebagai acuan perencanaan, maka dilakukan perbandingan terhadap gaya-gaya yang dihasilkan. Peraturan yang menghasilkan gaya elemen struktur terbesar merupakan peraturan yang patut sebagai acuan. Analisis ketiga peraturan tersebut menggunakan pembebanan gempa dengan acuan peraturan yang sesuai dengan periodenya. PBI 1971 dan SKSNI 1991 mengacu pada PPTGIUG 1981 sedangkan RSNi 2002 mengacu pada TCPKGUBG 2002. Gaya gempa yang dihasilkan PPTGIUG 1981 dan TCPKGUBG 2002 memiliki selisih yang kecil dengan nilai base shear coefficient sebesar 0,1 dan 0,105.

Gaya elemen struktur sebagai pembanding adalah momen ultimit balok ( $M_{u,b}$ ), gaya geser balok ( $V_{u,b}$ ), momen ultimit kolom ( $M_{u,k}$ ), gaya geser kolom ( $V_{u,k}$ ), gaya geser nominal joint ( $V_{n,jh}$ ). Nilai gaya-gaya elemen struktur sebagai acuan perencanaan yang terbesar dihasilkan SKSNI 1991. Selain itu SKSNI 1991 paling lengkap dalam menjelaskan perencanaan gaya elemen struktur secara detail dan sistematis.

Kata kunci : gaya geser, gaya geser nominal, joint , momen ultimit.

AN  
S G

Na  
NI  
Prc  
Tal

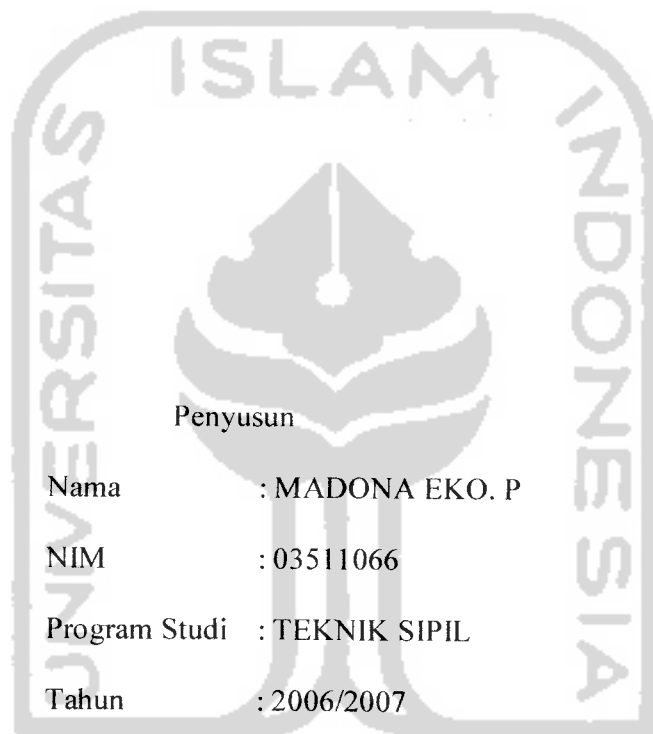
JRU  
EKT  
RSI



LAPORAN TUGAS AKHIR

ANALISIS KERUSAKAN BANGUNAN AKIBAT GEMPA JOGJA 27 MEI 2006 :

STUDI KASUS GEDUNG ADMINISTRASI STIE KERJASAMA



Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Dosen Pembimbing I dan II

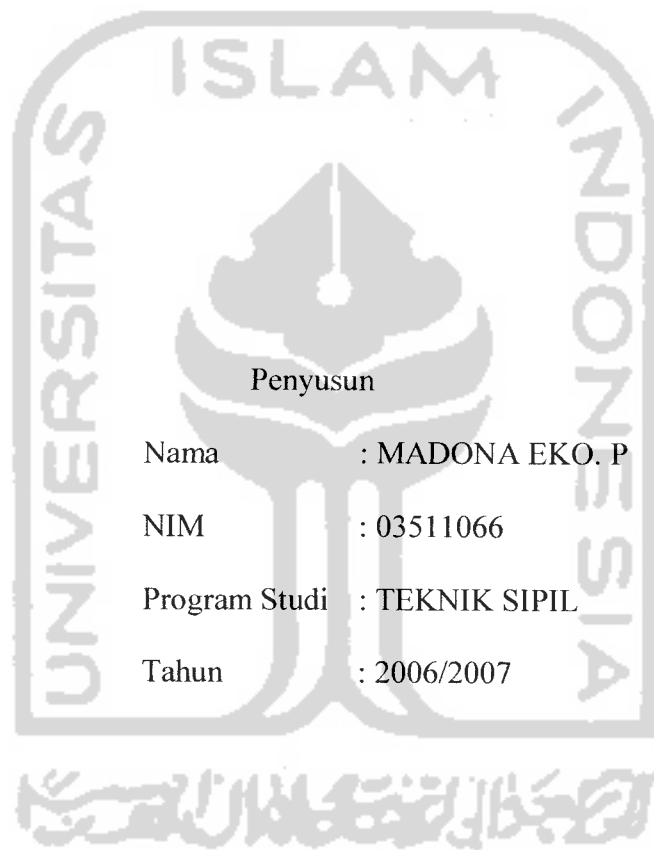
Widodo, Prof, Ir, H, MSCE, Ph.D

tanggal :

LAPORAN TUGAS AKHIR

ANALISIS KERUSAKAN BANGUNAN AKIBAT GEMPA JOGJA 27 MEI

2006 : STUDI KASUS GEDUNG ADMINISTRASI STIE KERJASAMA



JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2007



## KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb

Alhamdulillah puji syukur saya panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya kepada saya, sehingga dapat melaksanakan dan menyelesaikan tugas akhir yang berjudul " *ANALISIS KERUSAKAN BANGUNAN AKIBAT GEMPA JOGJA 27 MEI 2006 : STUDI KASUS GEDUNG ADMINISTRASI STIE KERJASAMA* " pada waktu yang telah ditentukan.

Saya mengucapkan terima kasih kepada bapak Widodo, Prof, Ir, H, MSCE, Ph.D selaku dosen pembimbing, bapak Ir. H. Faisol AM, MS selaku ketua jurusan Teknik Sipil FTSP UII, Ibu saya, keluarga besar saya, Ir. Wawan selaku direktur CV. UBED, rekan kerja PT. Partner Property, rekan kerja Bluescope Steel Indonesia Jakarta dan Bluescope Lysaght cabang Jogjakarta, owner-owner proyek di Jogja yang memberi saya proyek, teman-teman kuliah, dan pihak-pihak lain yang tidak dapat saya sebut satu-persatu.

Dalam penulisan Laporan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan sehingga saya mengharapkan saran dan kritik yang dapat menjadikan sempurna laporan Tugas Akhir ini. Saya berharap laporan Tugas Akhir ini bermanfaat untuk pedoman analisa dan perencanaan bangunan tahan gempa.

*Wassalamu'alaikum Wr. Wb*

Jogjakarta, 11 November 2007

MADONA EKO. P  
NIM : 03511066

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang Masalah

Bangunan gedung merupakan kesatuan dari elemen-elemen struktur yang berupa kolom, balok, dan plat. Estimasi kekuatan elemen struktur yang dapat dikerahkan oleh balok dan kolom sangat dipengaruhi oleh beban/ gaya yang bekerja pada balok dan kolom antara lain beban mati, beban hidup, beban dinamik. Beban mati merupakan beban akibat benda yang menetap pada satu tempat; beban hidup merupakan beban yang diakibatkan benda yang selalu bergerak; beban dinamik merupakan beban yang diakibatkan adanya getaran secara bolak-balik yang biasa diakibatkan oleh gempa dan angin. Gempa menimbulkan getaran yang dapat merambat pada permukaan tanah. Getaran yang diakibatkan oleh gempa sangat berpengaruh terhadap respon elemen-elemen struktur sehingga perlu dilakukan analisa secara akurat untuk membuat struktur tahan gempa.

Filosofi yang digunakan untuk mendesain struktur tahan gempa secara ekstrim yaitu pada saat terjadi gempa kuat, struktur utama bangunan boleh rusak tetapi bangunan tidak boleh runtuh sama sekali. "*Struktur utama bangunan boleh rusak tetapi bangunan tidak boleh runtuh sama sekali*" hal ini menyatakan bahwa kolom harus lebih kuat dari pada balok sehingga hierarki kerusakan dan disipasi energi balok dan kolom harus direncanakan secara pasti sejak awal ( Widodo, 1991 ). Desain kapasitas merupakan cara yang tepat karena desain kapasitas mengacu pada konsep mekanisme kerusakan *Strong Column and Weak Beam* , dimana sendi-sendi plastis dirancang terjadi pada ujung balok dan dasar kolom. Dengan mekanisme keruntuhan ini sejumlah besar sendi plastis terbentuk pada struktur secara duktail dan konsekuensinya energi didisipasikan melalui proses leleh lentur sangat besar sehingga diharapkan dapat menyerap energi dari gempa kuat yang terjadi. ( Bambang Budiono, 1989 )

## **1.2 Rumusan Masalah**

Dari uraian permasalahan di atas, maka masalah yang akan diteliti adalah:

1. Bagaimana perbandingan hasil desain bangunan dengan menggunakan Peraturan Beton Indonesia ( PBI, 1971 ) sebagai acuan perencanaan gedung STIE Kerjasama dengan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SKSNI 1991 dan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung RSNI 2002?
2. Apa penyebab keruntuhan struktur gedung Administrasi STIE Kerjasama Jogjakarta ?

## **1.3 Tujuan Penelitian**

Penelitian tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui relevansi penggunaan PBI 1981, SKSNI 1991, dan RSNI 2002 untuk perencanaan bangunan dengan konsep *strong column weak beam* dan mengetahui penyebab kerusakan gedung Administrasi STIE Kerjasama.

## **1.4 Manfaat Penelitian**

Manfaat penelitian ini diharapkan dapat digunakan sebagai acuan evaluasi bangunan yang rusak akibat gempa.

## **1.5 Batasan Penelitian**

1. Struktur yang dianalisis adalah gedung Administrasi STIE Kerjasama Jl Parangtritis KM 5
2. Bentuk bangunan sesuai denah lama.
3. Dimensi penampang struktur portal sesuai yang ada di proyek
4. Bahan dasar konstruksi menggunakan beton bertulang.
5. Geometri gedung dihitung 3 dimensi sedangkan arah pembebanan gempa dihitung pada arah 2 dimensi,

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Pustaka Acuan Perencanaan**

Penelitian mengenai *strong column weak beam* telah banyak memberikan referensi dalam perencanaan bangunan tahan gempa. Penggunaan bahan beton bertulang sebagai pembentuk struktur memang dibutuhkan ketepatan dalam perencanaan. Perlu pengkajian terhadap kasus-kasus pada kerusakan gedung akibat gempa. Dalam studi kasus ini digunakan tinjauan pustaka penelitian dan studi kasus sebagai berikut :

##### **2.1.1 Wiwit Budi dan Hariyanto ( 2000 )**

Wiwit Budi dan Hariyanto menyatakan bahwa bangunan bertingkat tinggi sangat rawan terhadap beban horizontal. Untuk mengantisipasi keruntuhan struktur dan efisiensi penggunaan bahan baja. Sebagai langkah untuk keamanan struktur adalah dengan cara mengatur mekanisme keruntuhan dimana struktur boleh rusak namun manusia yang ada di dalam masih dapat menyelamatkan jiwanya. Sebagai langkah efisiensi bahan kemungkinan adanya penambahan struktur yang tergolong masih ringan namun mampu mereduksi atau mendistribusikan gaya geser horizontal.

Permasalahan keamanan dan tujuan evakuasi saat terjadi bencana gempa, maka gedung direncanakan dengan prinsip kerusakan yang dinyatakan bahwa “struktur boleh rusak namun tidak boleh rusak runtuh total”, sehingga balok didesain untuk runtuh terlebih dahulu daripada kolom.

Kesetabilan struktur merupakan hal penting yang harus direncanakan. Penelitian ini memberikan alternatif untuk mengatasi permasalahan dalam mengurangi perpindahan lateral yang terjadi untuk mendapatkan kesetabilan lateral dari struktur. Hal yang sangat diperhatikan dalam penelitian ini adalah kerusakan daktail pada struktur. Struktur daktail mampu mereduksi gaya gempa. Struktur daktail mampu memencarkan energi gempa pada titik-titik plastis pada elemen yang diharapkan.

Pada struktur bangunan tingkat tinggi apabila menerima beban lateral maka gedung akan mengalami simpangan searah gaya. Apabila simpangan lateral tersebut melebihi batas tegangannya, maka konstruksi tersebut dapat runtuh. Pada portal terbuka, kekuatan, kekakuan, dan stabilitas portal dalam menahan beban lateral sangat tergantung dari kekuatan masing-masing elemen. Agar elemen-elemen mampu menahan momen akibat beban lateral, maka pada sambungan balok dan kolom haruslah kaku.

Penelitian ini menyimpulkan bahwa penggunaan pengaku pada portal baja yang dipasang hanya pada tiap tingkat ternyata tidak lagi efektif untuk bangunan yang relatif tinggi. Sehingga kedua peneliti ini menyarankan perlu dilakukan penelitian tentang analisis desain pada portal dengan penambahan pengaku yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus.

### **2.1.2 Gusti Andri ( 1998 )**

Gusti Andri menyatakan bahwa beban gempa merupakan beban yang sangat berpengaruh terhadap kekuatan struktur karena beban gempa merupakan gaya horizontal yang memiliki arah bolak-balik. Gaya horizontal bolak-balik akibat gempa mampu merusakkan struktur. Penulangan pada balok, kolom, dan join memerlukan perhitungan secara teliti dengan tujuan menyediakan kebutuhan kekuatan struktur. Struktur dapat dikatakan kuat bila struktur memiliki sifat duktail yang berarti struktur mampu berdeformasi secara inelastis saat terkena beban siklis. Untuk menjaga struktur agar tetap duktail, maka struktur dihitung dengan merencanakan momen positif balok didistribusi hingga lebih besar atau sama dengan setengah momen negatif, momen kapasitas balok digunakan untuk merencanakan momen ultimit kolom, momen ultimit kolom direncanakan lebih besar daripada momen ultimit yang dihasilkan oleh balok, merencanakan kekuatan join terhadap gaya geser yang dihasilkan elemen struktur yang merangka dalam satu join.

Penelitian ini menggunakan contoh bangunan bertingkat 5 dan bertingkat 10 dimana portalnya simetri. Bangunan direncanakan dalam kondisi daktailitas penuh

sehingga sendi-sendi plastis telah terbentuk pada elemen-elemen struktur akibat beban gempa kuat. Penampang balok dan kolom berbentuk segi empat. Bangunan direncanakan terletak di atas tanah lunak.

Penelitian ini memberikan kesimpulan bahwa untuk menjamin terbentuknya sendi plastis di balok, maka kolom harus direncanakan lebih kuat dari balok yaitu dengan memperhitungkan kapasitas momen balok sebagai momen rencana kolom. Elemen struktur join belum dijelaskan dalam penelitian ini. Konsep perencanaan struktur masih terfokus pada elemen balok dan kolom sehingga perlu adanya penelitian terhadap kekuatan join.

## **2.2 Keaslian Penelitian**

Penelitian-penelitian sebelumnya hanya membahas masalah kekuatan balok dan kolom untuk mampu mendukung gaya akibat gempa. Perencanaan struktur harus dilakukan secara menyeluruh meliputi perencanaan balok, kolom, dan joint. Studi kasus yang akan dilakukan adalah untuk mengetahui penyebab kegagalan struktur gedung Administrasi STIE Kerjasama Jogjakarta dengan meninjau elemen-elemen struktur meliputi balok, kolom, dan join. Penelitian dilakukan menggunakan tiga acuan desain struktur beton bertulang meliputi PBI 1971, SKSNI 1991, dan RSNI 2002. Ketiga peraturan tersebut digunakan untuk membandingkan hasil analisis terhadap kerusakan gedung Administrasi STIE Kerjasama. Dalam hal ini belum dilakukan oleh peneliti-peneliti sebelumnya, dengan demikian keaslian penelitian ini dapat dipercaya.

### 3.4.2 Beban Gempa Ekuivalen Statik

#### 1) PPTGIUG 1981

Perencanaan bangunan sebelum tahun 1991 menggunakan dua peraturan yaitu PBI 1971 untuk peraturan struktur beton dan PPTGIUG 1981 untuk perencanaan pembebanan gempa. Setiap gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ( $V$ ) dalam arah-arah yang ditentukan dengan persamaan sebagai berikut

$$V = C_d \cdot W_t \quad (3.1)$$

$$C_d = C \cdot I \cdot K \quad (3.2)$$

Dengan  $C_d$  adalah koefisien gempa dasar yang dimodifikasikan sehubungan dengan keutamaan struktur ( $I$ ) dan faktor jenis struktur ( $K$ ), dan  $C$  adalah koefisien gempa dasar.

Waktu ulang dari kerusakan struktur akibat gempa akan diperpanjang dengan faktor keutamaan yang lebih besar dari 1,0. Faktor keutamaan untuk berbagai gedung terdapat dalam *Tabel 3-1 PPTGIUG 1981*.

Sistem struktur dalam gedung yang dominan menentukan factor jenis struktur ( $K$ ). Faktor jenis struktur diambil dari *Tabel 3-2 PPTGIUG 1981*.

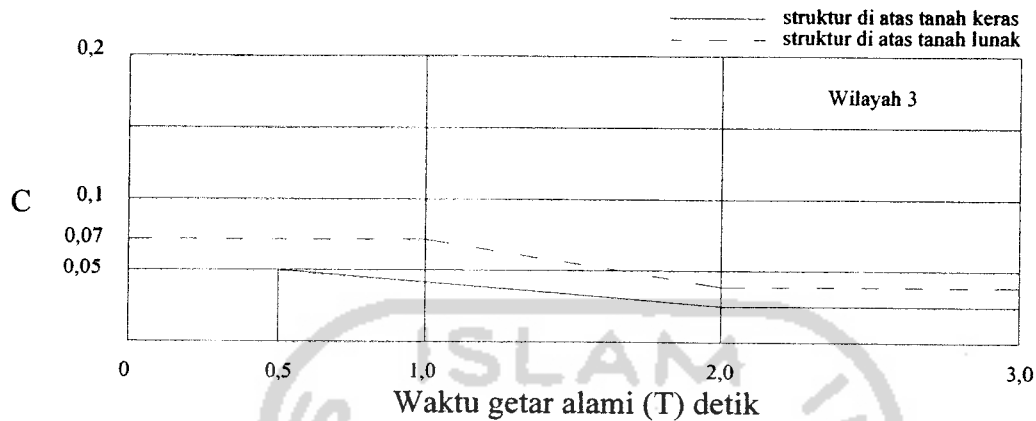
Waktu getar gedung ditentukan persamaan 3.3 dan 3.4 berikut :

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \text{ untuk portal baja} \quad (3.3)$$

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} \text{ untuk portal beton} \quad (3.4)$$

yang mana  $T$  adalah waktu getar gedung dan  $H$  adalah tinggi dari bagian utama struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral ( dalam m ).

Daerah gempa dapat dilihat dalam Gambar 1 pada Lampiran 1. Koefisien gempa dasar ( $C$ ) ditentukan dari Gambar 3.1 dengan menghubungkan grafik interaksi waktu getar alami gedung ( $T$ ) dengan nilai koefisien gempa dasar sesuai dengan keadaan tanah di bawah gedung. Nilai  $I$ ,  $K$ , dan  $C$  dimasukkan dalam persamaan 3.2.



**Gambar 3.1** Respons spektrum gempa rencana

Distribusi beban gempa nominal statik ekuivalen akibat gempa ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur ( $H$ ) terhadap lebar struktur ( $B$ ) pada arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut ini :

- Struktur yang memiliki  $H/B < 3$ , maka gaya horisontal nominal akibat beban gempa ( $F_n$ ) untuk masing-masing lantai dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_n = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.5)$$

- Struktur yang memiliki  $H/B > 3$ , maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horisontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = 0,1 \cdot V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 \cdot V \quad (3.6)$$

- Untuk  $H/B > 3$ , gaya lateral lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :



pada buku *SNI 03-1726-2002*.  $W_t$  adalah berat total struktur kombinasi beban mati ditambah beban hidup yang sesuai.

Distribusi beban gempa nominal statik ekuivalen akibat gempa ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur ( $H$ ) terhadap lebar struktur ( $B$ ) pada arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut ini :

- a. Struktur yang memiliki  $H/B < 3$ , maka gaya horisontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.15)$$

- b. Struktur yang memiliki  $H/B > 3$ , maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horisontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = 0,1 \cdot V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 \cdot V \quad (3.16)$$

- c. untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 \cdot V \quad (3.17)$$

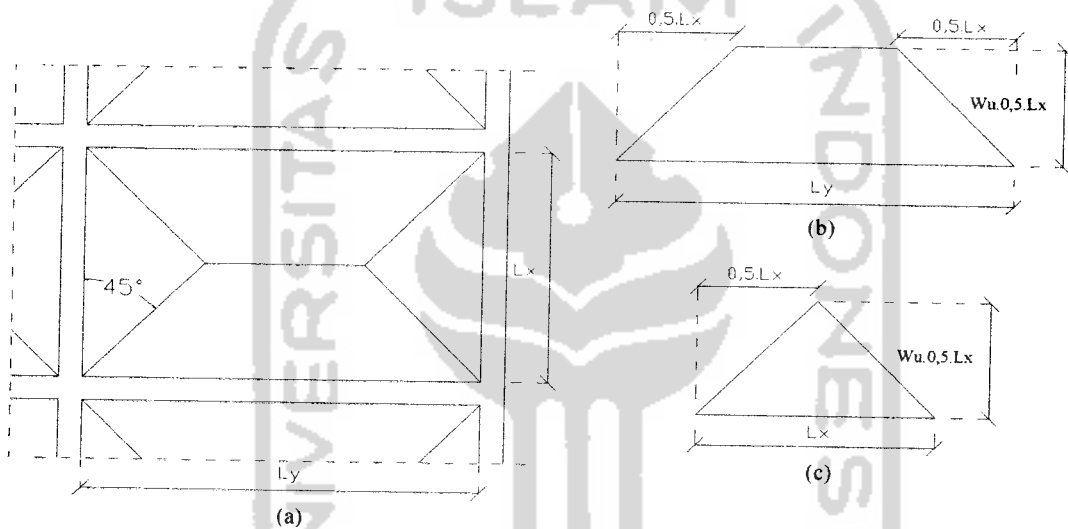
dengan  $F_i$  adalah gaya horisontal akibat gempa tingkat ke- $i$ ,  $h_i$  adalah tinggi lantai ke- $i$ ,  $W_i$  adalah berat lantai ke- $i$ , dan  $V$  adalah gaya geser dasar sesuai persamaan 3.14.

### 3.4.3 Kuat Perlu

Prinsip bahwa struktur dapat aman bila kuat rencana lebih besar daripada kuat perlu struktur. Kuat perlu struktur adalah kekuatan elemen struktur yang dapat dikerahkan untuk menahan beban terfaktor dengan berbagai kombinasi efek beban.

### 1) Perencanaan Plat Satu Arah

Desain plat satu arah menurut pasal 13.4 ayat (2) PBI 1971 adalah bila rasio antara lebar plat ( $L_y$ ) dengan bentang plat ( $L_x$ ) lebih dari 2,5 (dua setengah).  $L_y$  dan  $L_x$  dapat dilihat pada Gambar 3.5. Plat satu arah memiliki sistem tulangan utama sejajar dengan bentang pendek plat lantai dan tulangan susut sejajar dengan arah memanjang plat lantai. Plat satu arah menumpu pada dua tumpuan sehingga dihitung sebagai balok.



**Gambar 3.5** (a) Penyaluran beban plat lantai dua arah pada balok, (b) distribusi beban trapesium pada balok, (c) distribusi beban segitiga pada balok

Berdasarkan pasal 13.3 ayat 9 PBI 1971, pada plat dengan  $L_y/L_x > 2,5$  harus diperhitungkan adanya momen lapangan positif di arah bentang yang panjang dengan persamaan :

$$M_{ly} = 0,2.M_{lx} \quad (3.27)$$

apabila tepi plat terletak terjepit elastis atau terjepit penuh pada bentang pendek diperhitungkan adanya momen tumpuan sebesar persamaan :

$$M_{ty} = 0,6.M_{lx} \quad (3.28)$$

$$h \leq \frac{L_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9, \beta} \quad (3.32)$$

dengan h adalah tebal plat lantai,  $L_n$  adalah panjang netto plat dalam sisi pendek ( $L_x$ ) yang dapat dilihat dalam Gambar 3.5,  $\beta$  adalah rasio antara panjang netto plat pada sisi panjang dengan sisi pendek ( $L_y/L_x$ ). Tabel 3.3 menunjukkan tebal plat minimum yang disyaratkan SKSNI 1991.

Tulangan susut dapat dihitung dengan persamaan

$$A_{sst} = 0,002.b.h \quad (3.33)$$

**Tabel 3.3** Tebal minimum plat lantai satu arah berdasar *SKSNI-T-15-1991-03*

Komponen struktur	Dua tumpuan	satu ujung menerus	kedua ujung menerus	kantilever
Plat	L/20	L/24	L/28	L/10
Balok	L/16	L/18,5	L/21	L/8

Momen ultimit ( $M_u$ ) yang bekerja pada plat dapat dihitung dengan persamaan 3.34 sebagai berikut :

$$M_u = 0,001.q.L_x^2.x \quad (3.34)$$

dimana  $M_u$  adalah momen ultimit yang bekerja, q adalah beban terbagi rata,  $L_x$  adalah lebar plat lantai yang dapat dilihat dalam Gambar 3.5, dan x adalah faktor pengali distribusi momen sesuai dengan *Tabel 13.3.1* dan *Tabel 13.3.2* yang dapat dilihat dalam Tabel 1 di Lampiran 2.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (3.35)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (3.48)$$

dengan  $b$  adalah lebar plat yang ditinjau dalam 1 meter,  $d$  adalah tinggi efektif plat lantai,  $a$  adalah tinggi beton desak.

Nilai  $a$  dapat dihitung dengan mensubstitusikan persamaan 3.48 ke dalam persamaan 3.47. Sebagaimana yang telah ditampilkan dalam Gambar 3.3, maka keseimbangan gaya dalam dapat dituliskan dalam persamaan 3.49 sebagai berikut :

$$T_s = C_c \quad (3.49)$$

dengan  $T_s$  adalah gaya tarik baja tulangan dan  $C_c$  adalah gaya beton desak. Jika baja tulangan tarik dianggap telah leleh, maka persamaan 3.49 dapat ditulis menjadi persamaan 3.50 sebagai berikut :

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (3.50)$$

dengan  $A_s$  adalah luas tulangan tarik,  $f_y$  adalah tegangan leleh baja tulangan tarik,  $f'_c$  adalah tegangan beton desak,  $b$  adalah lebar pelat, dan  $a$  adalah tinggi beton desak. Luas tulangan yang dibutuhkan oleh plat dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad (3.51)$$

Jarak tulangan dapat dihitung dengan persamaan :

$$S = \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} \quad (3.52)$$

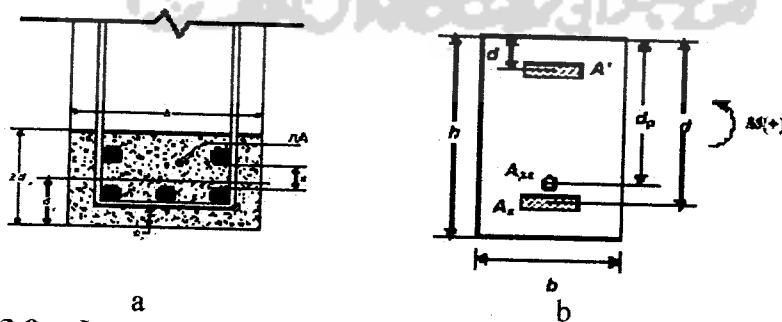
dengan  $A_{1D}$  adalah luas tulangan satu tulangan pokok yang dipakai, 1000 adalah lebar plat yang ditinjau dalam satu meter.

Penurunan moment dibatasi maksimal 30% moment awal. Hal ini dimaksudkan agar tidak terjadi penurunan secara signifikan yang dapat mengakibatkan terjadinya "premature failure".

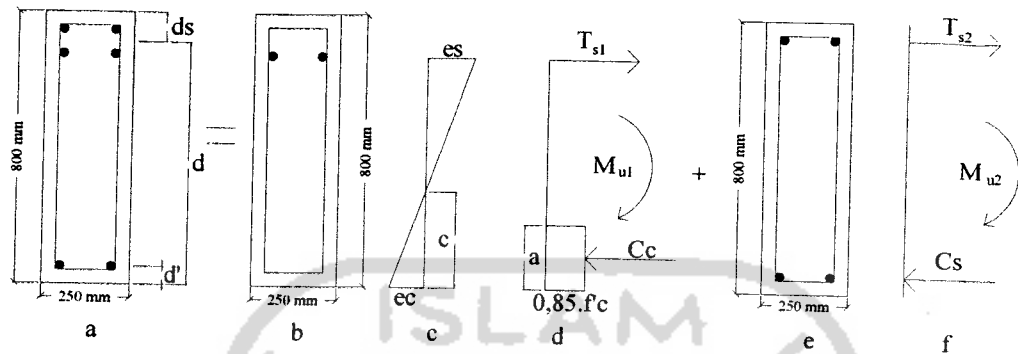
Distribusi momen bertujuan untuk mengurangi momen maksimum absolute (M) dan mengkompensasikan ke uncritical beam moment ( $M^+$ ) sehingga "beam's required strength" akan mengecil. Apabila required strength balok menurun maka required strength kolom pada daerah kritik (M) akan mengecil. Hal tersebut menjadikan dimensi kolom menjadi ekonomis.

## 2) Perencanaan Balok Tulangan Rangkap

Suatu penampang balok direncanakan bertulangan lentur rangkap apabila penampang balok tersebut dikehendaki untuk menopang beban yang lebih besar dari kapasitasnya, sedangkan di lain pihak sering kali pertimbangan teknis pelaksanaan dan arsitektur membatasi dimensi balok sehingga diperlukan usaha-usaha untuk memperbesar kuat momen penampang balok yang sudah ditentukan. Dalam hal ini SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.3 ayat 4 memperbolehkan penambahan tulangan baja tarik lebih dari batas nilai  $\rho_{max}$  bersamaan dengan penambahan tulangan baja di daerah tekan penampang balok. Gaya-gaya dalam balok merupakan reaksi terhadap beban yang diterima balok. Penggambaran gaya-gaya dalam seperti pada Gambar 3.11 dapat menjelaskan lokasi terjadinya tegangan internal balok.



Gambar 3.9 a. Luas tarik efektif beton dan b. Skema penampang balok tulangan rangkap



**Gambar 3.10** Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap

Gambar 3.10 a, b, c, d, e, f secara berturut-turut adalah penampang balok tulangan rangkap, penampang balok tulangan sebelah, diagram regangan balok, kopel momen beton tekan dengan tulangan tarik, penampang balok tulangan tekan dan baja tulangan tarik, dan kopel momen tulangan tekan dengan tulangan tarik.

Seperti yang tergambar pada Gambar 3.10 d maka intensitas tegangan beton tekan rata-rata ditentukan sebesar  $0,85.f_c$  dan dianggap bekerja pada daerah tekan dari penampang balok selebar  $b$  dan sedalam  $a$ , besarnya  $a$  dapat diperoleh melalui persamaan :

$$a = \beta_1.c \quad (3.55)$$

yang mana  $c$  adalah jarak serat tekan terluar ke garis netral dan  $\beta_1$  adalah konstanta yang merupakan fungsi dari kekuatan beton. Untuk beton dengan kuat beton rencana  $f_c \leq 30$  MPa maka nilai  $\beta_1$  adalah 0,85 dan untuk beton dengan kuat tekan beton rencana  $f_c > 30$  MPa maka nilai  $\beta_1$  adalah  $(0,85 - 0,008.(30 - f_c))$  nilai  $\beta_1$  diantara 0,65 dan 0,85. Besarnya gaya dalam tekan  $C_c$  dan gaya tarik  $T_{s1}$  yang bekerja pada suatu penampang balok dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$$C_c = 0,85.f_c.b.a \quad (3.56)$$

$$T_{s1} = A_s \cdot f_y \quad (3.57)$$

yang mana  $C_c$  adalah gaya tekan dalam,  $T_{s1}$  adalah gaya tarik dalam,  $f'_c$  adalah kuat tekan beton,  $b$  adalah lebar penampang beton,  $f_y$  adalah tegangan luluh baja tulangan.

Banyak sedikitnya luasan tulangan pada penampang balok akan mempengaruhi pola keruntuhan yang terjadi pada balok. Bila penampang balok beton bertulang mengandung tulangan tarik lebih banyak dari yang diperlukan untuk mencapai keseimbangan regangan ( over reinforced ) maka akan terjadi keruntuhan getas yaitu regangan beton maksimum 0,003 dicapai lebih dahulu sebelum tulangan baja tarik luluh. Sebaliknya bila penampang beton memiliki jumlah tulangan baja tarik kurang dari yang diperlukan untuk mencapai keseimbangan regangan ( under reinforced ), maka keruntuhan daktail yang terjadi, yaitu tulangan baja tarik mencapai batas luluh terlebih dahulu sebelum beton mencapai regangan maksimum 0,003. Dalam perencanaan portal beton bertulang tahan gempa, keruntuhan yang diinginkan adalah keruntuhan daktail dengan maksud agar sebelum elemen struktur lentur tersebut runtuh, peringatan awal sudah diberikan terlebih dahulu berupa retak-retak pada balok sehingga dapat diambil tindakan preventif.

Keruntuhan getas dapat diatasi dengan membatasi tulangan tarik. *SKSNI T-15-1991-03* pasal 3.3.3. mensyaratkan bahwa jumlah luasan tulangan baja tarik tidak boleh melebihi 0,75 dari jumlah tulangan baja tarik yang diperlukan untuk mencapai keseimbangan regangan

$$A_s < 0,75 \cdot A_{sb} \quad (3.58)$$

Sehingga *bila* pembatasan berdasarkan pada rasio penulangan, maka :

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.59)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_c \cdot E_s}{\epsilon_c \cdot E_s + f_y} \quad (3.60)$$

yang mana  $\rho_b$  adalah rasio penulangan pada kondisi penulangan seimbang,  $\epsilon_c$  adalah regangan desak beton.

Kekuatan yang dapat dikerahkan oleh material adalah sebesar  $R_n$  sesuai dalam persamaan

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot (1 - 0,5 \cdot \rho \cdot m) \quad (3.61)$$

Dimana nilai  $m$  dapat diketahui melalui persamaan berikut :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.62)$$

Kebutuhan kekuatan material dapat dihitung dengan dua langkah yaitu

- a. Kondisi penampang dengan tulangan tarik dan beton desak
- b. Kondisi penampang dengan tulangan tarik dan tulangan desak

Untuk langkah pertama, kekuatan material beton desak dan baja tarik mendapat bagian dari nilai  $R_n$  sebesar  $R_{n1}$  dengan ketentuan berikut:

$$R_{n1} = (0,3 \text{ s/d } 0,8) \cdot R_n \quad (3.63)$$

sehingga momen yang dapat dikerahkan adalah sebesar  $M_{n1}$

$$M_{n1} = R_{n1} \cdot b \cdot d^2 \quad (3.64)$$

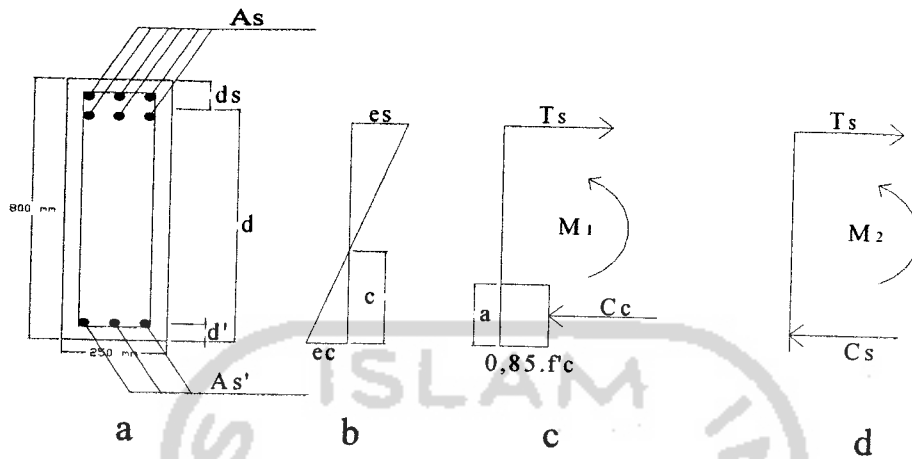
Sisa kekuatan yang harus disediakan dapat dihitung dengan mengurangi kekuatan yang diperlukan dengan kekuatan yang dapat disediakan dalam langkah pertama sebesar  $M_{n2}$

$$M_{n2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{n1} \quad (3.65)$$

Dengan menganggap tulangan desak telah leleh, maka jumlah tulangan rangkap dapat dihitung dengan persamaan

$$A_{s2} \cdot f_y = \frac{M_{n2}}{(d - d)} \quad (3.66)$$





**Gambar 3.11** Diagram tegangan dan regangan balok

Rumus 3.74 dapat dijabarkan dalam persamaan

$$(A_s \cdot f_y) \cdot \phi_0 = A_s' \cdot f_y + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.75)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y \cdot \phi_0 - A_s' \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.76)$$

$$c = a \cdot \beta_1 \quad (3.77)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot \varepsilon_c \quad (3.78)$$

bila  $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$  maka baja desak telah leleh sehingga  $f_s' = f_y$  dan bila  $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$  maka baja desak belum leleh sehingga persamaan keseimbangan gaya dapat dinyatakan dalam persamaan

$$A_s \cdot f_y \cdot \phi_0 = A_s' \cdot \left( \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot E_s \cdot \varepsilon_c + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.79)$$

Nilai a dapat dihitung melalui persamaan kwadrat pada persamaan 3.79. Jika baja desak ternyata belum leleh, maka tegangan leleh baja desak adalah sebagai persamaan 3.80 berikut :

$$f_s' = \left( \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \quad (3.80)$$

yang mana  $f_s'$  adalah kuat leleh baja desak dalam kondisi struktur dengan baja desak belum leleh,  $a$  adalah tinggi beton desak,  $\varepsilon_c$  adalah regangan beton desak,  $E_s$  adalah modulus elastisitas baja.

Momen kapasitas dapat dihitung berdasarkan momen kopel gaya desak beton dan gaya baja tulangan desak dengan lengan momen terhadap gaya baja tulangan tarik yang ada pada Gambar 3.11 c dan d dapat dinyatakan dalam persamaan 3.81 dan 3.82 berikut :

$$M_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - 0,5 \cdot a) \quad (3.81)$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \quad (3.82)$$

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \quad (3.83)$$

yang mana  $M_1$  adalah momen nominal akibat gaya beton desak,  $M_2$  adalah momen nominal akibat gaya baja desak,  $A_s'$  adalah luas tulangan desak,  $M_{kap}^-$  adalah momen kapasitas balok saat balok mengalami momen negatif.

Perhitungan momen kapasitas positif balok ( $M_{kap}^+$ ) sama dengan perhitungan momen kapasitas negatif balok dengan asumsi bahwa tulangan tarik saat perhitungan momen kapasitas negatif menjadi tulangan desak saat perhitungan momen kapasitas positif balok.

## 5) Perencanaan Tulangan Geser Balok

Dasar perencanaan tulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih besar (Devid dan Arif, 2005). Perencanaan geser untuk komponen struktur lentur dilaksanakan berdasarkan anggapan bahwa beton menahan sebagian gaya geser dan selebihnya dilimpahkan pada tulangan geser.

$$V_{ub} = \frac{M_{kap}^- + M_{kap}^+}{L_b} + 1,0.(V_D + V_L) \quad (3.87)$$

Dasar perencanaan tulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih besar (Devid dan Arif, 2005). Gaya geser ditahan oleh dua komponen yaitu beton dan baja tulangan. Baja tulangan menahan sisa gaya geser yang tidak dapat ditahan beton. Dalam *SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.4.3 ayat 1* maupun *RSNI 2002 pasal 13.3 ayat 1* menyatakan bahwa kuat geser yang ditahan beton adalah sesuai persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.88)$$

yang mana  $V_c$  adalah gaya geser yang dapat ditahan oleh beton,  $f'_c$  adalah kuat desak beton,  $b_w$  adalah lebar penampang balok,  $d$  adalah jarak pusat berat tulangan tarik ke tepi beton desak terluar.

Mekanisme gaya geser balok digambarkan dalam Gambar 3.12 Pada Gambar 3.12 b dijelaskan bahwa momen kapasitas balok merupakan unsur pokok untuk merencanakan gaya geser balok. Hubungan antara suplai gaya geser dan kebutuhan gaya geser menurut *SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.4.1. (1)* adalah sebagai berikut :

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.89)$$

yang mana kuat geser nominal ( $V_n$ ) balok merupakan gabungan antara kuat geser nominal beton ( $V_{cn}$ ) dan kuat geser nominal tulangan sengkang ( $V_{sn}$ ),  $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami gaya geser. Hubungan kedua gaya geser tersebut dituliskan dalam persamaan 3.90 berikut :

$$V_{cn} + V_{sn} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.90)$$

Kuat geser sengkang dalam daerah sendi plastis (2.h) adalah:

$$V_{sn1} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.91)$$

Kuat geser sengkang diluar daerah sendi plastis dapat diperoleh dengan interpolasi linear yang mana hasilnya ditunjukkan dalam Gambar 3.12 dengan notasi  $V_{sn2}$ . Gaya geser di luar sendi plastis ditahan oleh kuat geser beton dan kuat geser sengkang, maka persamaan geser di luar sendi plastis adalah seperti persamaan 3.92 berikut :

$$V_{sn2} = \frac{V_u}{\phi} - V_{cn} \quad (3.92)$$

tetapi gaya geser yang harus ditahan oleh baja tulangan tidak boleh lebih dari persamaan 3.93 berikut :

$$V_{sn} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{b_w \cdot h} \quad (3.93)$$

yang mana  $V_{sn1}$  adalah gaya geser yang terjadi di daerah sendi plastis,  $V_{sn2}$  adalah gaya geser yang terjadi di luar sendi plastis,  $h$  adalah tinggi balok.

Jarak antar tulangan sengkang menurut *SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.4.5.6.(2)* adalah seperti persamaan berikut :

$$S = \frac{n \cdot A_{LD} \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.94)$$

yang mana  $n$  adalah jumlah kaki sengkang (minimal 2 kaki),  $S$  adalah jarak sengkang, dan  $d$  adalah tinggi efektif beton.

#### 6) Perbandingan Gaya Geser Balok dengan SKSNI 1991 dan RSNI 2002

Berdasarkan Gambar 3.12, maka persamaan 3.84 merupakan ketentuan SKSNI 1991 yang mana dapat diuraikan menjadi persamaan-persamaan berikut