

SKRIPSI

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER
UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**



Disusun Oleh:

ADÃO DA SILVA MARTINS RIBEIRO

11.21.001

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2015**

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER UNIVERSITAS
BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**

*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang*

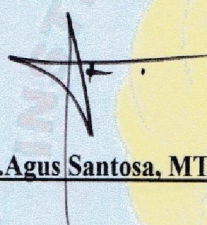
Disusun Oleh :

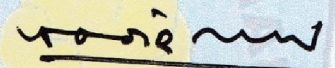
**ADÃO DA SILVA MARTINS RIBEIRO
1121001**

Disetujui Oleh :

Pembimbing I

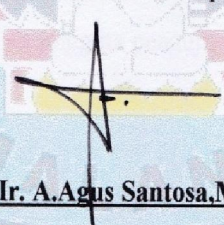
Pembimbing II


(Ir. A. Agus Santosa, MT)


(Ir. H. Sudirman Indra, MS)

Mengetahui

Ketua Prodi Teknik Sipil S-1


(Ir. A. Agus Santosa, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2015

LEMBAR PENGESAHAN

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER UNIVERSITAS
BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**

SKRIPSI

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi
Jenjang Strata Satu (S-1)*

Pada hari: Senin

Tanggal : 16 Februari 2015

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil*

Disusun Oleh :

ADÃO DA SILVA MARTINS RIBEIRO

1121001

Disahkan Oleh :

Ketua

Sekretaris

(Ir. A. Agus Santosa, MT)

(Lila Ayu Ratna W., ST, MT)

Anggota penguji:

Penguji I

Penguji II

(Ir. Togi H. Nainggolan, MS)

(Ir. Eding Iskak, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2015



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1
JL, Bendungan Sigura-Gura No.2 Tlpn.551951 – 551431
MALANG

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : **Adão Da Silva Martins Ribeiro**
NIM : **1121001**
Program Studi : **Teknik Sipil S-1**
Fakultas : **Teknik Sipil dan Perencanaan**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER UNIVERSITAS
BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**

Adalah hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur dari hasil karya orang lain kecuali disebutkan sumbernya.

Malang,..... Maret 2015

Yang membuat pernyataan



(Adão Da Silva Martins Ribeiro)

ABSTRAKSI

Adao Da Silva Martins Ribeiro (1121001) “ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE) PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG (MIPA) UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN PENAMPANG KO LOM BULAT” Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil S-1 ITN Malang.

Dosen Pembimbing I: Ir. A. Agus Santosa, MT, Dosen Pembimbing II : Ir. H. Sudirman Indra, Msc

Indonesia yang semakin rawan akan terjadinya gempa merupakan salah satu pendorong para ilmuwan-ilmuwan sipil dalam mengeluarkan peraturan-peraturan baru dalam perencanaan suatu struktur agar tahan terhadap gaya akibat gempa. Struktur diharapkan mampu memberikan kapasitas tertentu untuk tetap bertahan dan berperilaku duktail pada saat terjadi gempa kuat.

SNI 03-2847-2002 yang memberikan hal baru dalam bidang sipil memberikan sistem dan tata cara tersendiri dalam merencanakan struktur tahan gempa yang disebut dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sehingga peraturan ini sangat diperlukan sosialisasinya dalam masyarakat, baik dari kalangan akademisi, konsultan maupun pelaksana agar apa yang diharapkan dalam standarisasi bisa tercapai dengan baik.

Sehubungan dengan hal diatas direncanakan ulang Gedung (MIPA) Universitas Brawijaya Malang, yang meliputi: Balok, Kolom, hubungan balok kolom. Dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) seperti yang terdapat dalam SNI 03-2847-2002 dan SNI 03 -1726-2002. Hal ini karena daerah yang ditinjau merupakan zona gempa 6 dan struktur itu merupakan gedung bertingkat tinggi sehingga harus direncanakan sebagai bangunan tahan gempa. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1987, dan analisa statiknya menggunakan STAAD PRO 2004.

Dengan sistem ini struktur diharapkan mempunyai ketahan terhadap gaya gempa. Selain itu SRPMK juga mengharapakan agar struktur mempunyai pola keruntuhan yang aman yaitu pada saat struktur runtuh, diharapkan agar komponen balok hancur lebih dahulu dari komponen lainnya seperti kolom ataupun hubungan balok kolom. Sehingga sebelum runtuh mampu memberikan waktu plastisitas yang cukup untuk keamanan tersebut.

Dari hasil perencanaan struktur atas pada portal line 9 momen yang terjadi sebesar 202,772 KNm dan sebesar 3988,688 KN. Balok yang mempunyai penulangan paling banyak balok lantai 2 dan 3, yaitu dengan spesifikasi : Dimensi balok 30/70 cm: untuk tulangan tumpuan kiri = atas 6D19, bawah 4D19, tulangan lapangan = atas 4D19, bawah 6D19, tulangan tumpuan kanan = atas 6D19, bawah 4D19, untuk tulangan geser: daerah sendi plastis = Ø 10 - 100, daerah luar sendi plastis = Ø 10 - 250, Kolom pada portal ini menggunakan diameter 800 mm 18 D 25, penulangan geser untuk daerah sendi plastis = Ø 10 - 75, daerah diluar sendi plastis = Ø 10 - 150.

Kata kunci: Struktur Portal Beton Bertulang, Tahan gempa, SRPMK

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan Berkah dan Rahmat-Nya, sehingga TUGAS AKHIR ini dapat terselesaikan dengan baik.

Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang.

Pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang.
2. Bapak Ir. A.Agus Santosa, MT, selaku Ketua program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang dan Dosen Pembimbing I.
3. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST,MT, selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
4. Bapak Ir. H. Sudirman Indra,MS selaku Dosen Pembimbing II.
5. Bapak Ir. Togi H. Nainggolan, MS selaku Dosen Penguji I.
6. Bapak Ir. Eding Iskak,MT selaku Dosen Penguji II.
7. Bapak / Ibu dosen Program Studi Teknik Sipil S-1.
8. Kedua orangtuaku tercinta Crispin Da Silva Martins dan Jacinta Ribeiro serta saudara-saudaraku yang selalu membantu dan mendoakan saya dalam proses belajar saya di ITN Malang.
9. Pacar saya Leopoldina Estalia Carvalho Costa atas dorongan dan motivasi yang telah diberikan

10. Seluruh rekan – rekan mahasiswa Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang.

Penyusun menyadari bahwa Penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya maka penyusun sangat mengharapkan segala masukan dan koreksi guna penyempurnaan Tugas Akhir ini. Dan akhir kata semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, Maret 2015

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERYETAAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAKSI	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR NOTASI BETON	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Tinjauan Umum.....	1
1.2 Latar Belakang	2
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Tujuan	4
1.5 Batasan Pembahasan	4
BAB II LANDASAN TEORI	5
2.1. Uraian Umum	5
2.2. Bangunan Tahan Gempa	7
2.3. Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat	10
2.4. Pengertian Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM).....	12
2.5. Ketentuan Perencanaan Pembebanan	13
2.5.1 Pembebanan	14
2.5.2 Deskripsi Pembebanan	14
2.5.2.1 Beban Mati	14
2.5.2.2 Beban Hidup.....	15
2.5.2.3 Beban Angin	15
2.5.2.4 Beban Gempa	15
2.5.2.5 Arah Pembebanan Gempa	19

2.5.3	Kombinasi Pembebanan	20
2.5.4	Faktor Reduksi Gempa Rencana (R).....	24
2.5.5	Faktor Respon Gempa (C1)	25
2.6.	Dasar Perencanaan Balok.....	37
2.6.1	Perencanaan Balok dengan Tulangan Tekan dan tarik (Rangkap)	38
2.6.2	Perencanaan Balok T.....	44
2.6.3	Perhitungan Tulangan Geser	51
2.7.	Tinjauan Umum Struktur Kolom	54
2.7.1	Tipe Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan	55
2.7.2	Tipe Kolom Berdasarkan Pembebanan	58
2.7.3	Dasar Perencanaan Struktur Kolom.....	60
2.7.4	Kolom Berpenampang Bundar Dengan Beban Eksentris	61
2.7.5	Diagram Iteraksi Momen – Beban Aksial.....	65
2.7.6	Batas Tulangan Komponen Struktur	67
2.7.7	Penulangan Spiral dan Penempatan Tulangan Memanjang.....	67
2.7.8	Pengaruh Kelangsingan.....	69
2.7.9	Analisa Kekuatan Kolom Panjang	73
2.8.	Perencanaan Struktur Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	76
2.7.1	Perencanaan Komponen Lentur Pada sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.....	76
2.7.2	Perencanaan Komponen Terkena beban lentur dan aksial pada (SRPMK)..	81
2.7.3	Hubungan Balok – Kolom (HBK) pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.....	84

2.7.4 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	86
BAB III DATA PERENCANAAN	89
3.1 Data perencanaan	89
3.1.1 Data Bangunan	89
3.2 Data pembebanan.....	89
3.2.1 Data beban mati	89
3.2.2 Data beban hidup.....	90
3.3 Data Material.....	90
3.4 Perencanaan Dimensi Portal.....	91
3.4.1 Dimensi Balok Portal Memanjang	91
3.4.2 Dimensi Balok Portal Melintang.....	91
3.4.3 Dimensi Kolom..	91
3.5 Dimensi Plat	97
3.6 Dimensi Plat Atap.....	99
3.7 Pembebanan	99
3.7.1 Perhitungan Pembebanan plat	99
3.8 Perhitungan Pembebanan Struktur.....	100
3.8.1 Lantai 8.....	100
3.8.2 Lantai 7	104
3.8.3 Lantai 6	108
3.8.4 Lantai 5	111
3.8.5 Lantai 4	114
3.8.2 Lantai 3	118
3.8.2 Lantai 2	122
3.9 Langkah-Langkah Pemdimensian Struktur 3D Pada Staad Pro 2004	126

3.10	Perhitungan Pusat Massa (Center Of Mass)	132
3.11	Gambar dan Perhitungan Pusat Massa Lantai	134
3.12	Gambar dan Perhitungan Pusat Kekakuan	146
3.13	Perhitungan Eksentrisitas Rencana ed.	157
3.15	Perhitungan Kekakuan Struktur (CR)	161
3.16	Perhitungan kekakuan kolom	162
3.17	Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit (Δ_m)	164
BAB IV DESAIN PENULANGAN STRUKTUR		171
4.1	Perhitungan Penulangan Balok	171
4.1.1	Perencanaan Penulangan Lentur Balok	171
4.1.2	Perhitungan Penulangan Geser	194
4.2	Perhitungan Penulangan Kolom	204
4.2.1	Perhitungan Penulangan Lentur Kolom	232
4.2.2	Penulangan Geser Kolom	237
4.2.3	Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom	238
4.3	Perhitungan Pendetailan Tulangan	241
BAB V PENUTUP		245
5.1	Kesimpulan	245
5.2	Saran	246

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan I Untuk berbagai kategori Gedung dan Bangunan	18
Tabel 2.2 Parameter Daktilitas Struktur Gedung	25
Tabel 2.3 Jenis-Jenis Tanah	26
Tabel 2.4 Faktor Daktilitas Maksimum,Faktor Reduksi Gempa Maksimum,Faktor Tahanan Lebih Struktur dan Faktor Tahanan Lebih Total beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur gedung	27
Tabel 2.5 Koefisien ζ Yang Membatasi Waktu Getar alami Fundamental Struktur Gedung.....	36
Tabel 3.1 Beban gempa Dinamik Arah X,Z,dan Y	128
Tabel 3.2 Berat dan Koordinat lantai 2	134
Tabel 3.3 Berat dan Koordinat Lantai 3	135
Tabel 3.4 Berat dan Koordinat Lantai 4	136
Tabel 3.5 Berat dan Koordinat Lantai 5	137
Tabel 3.6 Berat dan Koordinat Lantai 6	138
Tabel 3.7 Berat dan Koordinat Lantai 7	139
Tabel 3.8 Berat dan Koordinat Lantai 8	140
Tabel 3.9 Berat dan Koordinat Lantai 9	141
Tabel 3.10 Koordinat Per Lantai	142
Tabel 3.11 Berat Bangunan Per Lantai	143
Tabel 3.12 Koefisien Wilayah Gempa	144
Tabel 3.13 Koordinat Per Lantai	146
Tabel 3.14 Koordinat Lantai 2	147

Tabel 3.15 Koordinat Lantai 3	148
Tabel 3.16 Koordinat Lantai 4	149
Tabel 3.17 Koordinat Lantai 5	150
Tabel 3.18 Koordinat Lantai 6	151
Tabel 3.19 Koordinat Lantai 7	152
Tabel 3.20 Koordinat Lantai 8	153
Tabel 3.21 Koordinat Lantai 9	154
Tabel 3.22 Hasil Running StaadPro Pusat Kekakuan Tiap Lantai	155
Tabel 3.23 Pusat Massa (CM).....	157
Tabel 3.24 Pusat Kekakuan (CR).....	157
Tabel 3.25 Eksentrisitas Rencana (e_d).....	161
Tabel 3.26 Analisa Δs akibat gempa	166
Tabel 3.27 Penimpangan Lateral (Drift).....	169
Tabel 4.1 Diagram Interaksi Kolom No 194.....	232
Tabel 5.1 Kontrol Drift Struktur Dengan Adanya Perubahan Penampang Kolo.....	246
Tabel 5.2 Data Perbandingan Tulangan Eksisting Dengan Redesign Kolom Bulat,Portal Line 9 Yang Ditinjau	247
Tabel 5.3 Data Pembanding Senggang Diluar Daerah Sendi Plastis.....	247
Tabel 5.4 Data Pembanding Senggang Daerah Sendi Plastis	247

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Respons Spektrum Gempa Rencana	17
Gambar 2.2 kombinasi Arah Beban Gempa	20
Gambar 2.3 Kolom Kuat Balok Lemah	22
Gambar 2.4 Wilayah Gempa Indonesia Dengan percepatan Puncak Batuan Dasar dengan Periode Ulang 500 Tahun.....	23
Gambar 2.5 Diagram Regangan Tegangan	38
Gambar 2.6 Penampang Potongan Balok Persegi.....	44
Gambar 2.7 Penampang Balok T	45
Gambar 2.8 Balok T Dengan $a \leq hf$	46
Gambar 2.9 Balok T Dengan $a > hf$	48
Gambar 2.10 Diagram Geser.....	53
Gambar 2.11 Jenis-Jenis Kolom	57
Gambar 2.12 Kolom menerima Beban Dengan Eksentrisitas yang Terus Diperbesar ...	59
Gambar 2.13 Tegangan dan Regangan Kolom Persegi	62
Gambar 2.14 Tegangan dan regangan Kolom Bundar.....	64
Gambar 2.15 Diagram Interaksi M-N Suatu Penampang Kolom Bulat.....	65
Gambar 2.16 Kolom Dengan Tulangan Spiral.....	69
Gambar 2.17 Susunan Sambungan Tulangan Dalam Kolom.....	69
Gambar 2.18 Nomogram Faktor Panjang Efektif Kolom	71
Gambar 2.19 Persyaratan Penulangan Komponen lentur pada SRPMK	78
Gambar 2.20 Tipikal Sambungan Lewatan (SL)	79
Gambar 2.21 Sambungan Lewatan dan Sengkang Tertutup pada SRPM.....	80

Gambar 2.22 Penulangan Transversal Untuk Komponen Lentur Pada SRPMK.....	80
Gambar 2.23 “Strong Column Weak Beam”Persyaratan Rangka Pada SRPMK.....	81
Gambar 2.24 Tipikal Detail Sambungan Lewatan Kolom Pada SRPMK	83
Gambar 2.25 Syarat Pengekangan Ujung-Ujung Kolom Penulangn Hoops	84
Gambar 2.26 Luas Efektif Dari HBK	86
Gambar 2.27 Geser Horizontal Dalam HBK	85
Gambar 2.28 Desain Gaya Geser Balok	87
Gambar 2.29 Gaya Geser Rencana Untuk Kolom Pada SRPMK.....	88
Gambar 3.1 Denah Balok Lantai 2 & 3.....	92
Gambar 3.2 Denah Balok Lantai 4.....	93
Gambar 3.3 Denah Balok Lantai 5 & 7.....	94
Gambar 3.4 Denah Balok Lantai 8.....	95
Gambar 3.5 Denah Balok Atap.....	96
Gambar 3.6 Penampang Atas Plat.....	97
Gambar 3.7 Beban Gempa.....	127
Gambar 3.8 Beban Gempa dan Spectrum Parameter.....	129
Gambar 3.9 Beban Gempa dan Defini Spectrum Pairs.....	130
Gambar 3.10 Portal 3D dalam bentuk isometric.....	132
Gambar 3.11 Render Portal 3D Tampak Samping Kanan.....	133
Gambar 3.12 Potongan Lantai 2.....	134
Gambar 3.13 Potongan Lantai 3.....	135
Gambar 3.14 Potongan Lantai 4.....	136

Gambar 3.15 Potongan Lantai 5.....	137
Gambar 3.16 Potongan Lantai 6.....	138
Gambar 3.17 Potongan Lantai 7.....	139
Gambar 3.18 Potongan Lantai 8.....	140
Gambar 3.19 Potongan Lantai 9.....	141
Gambar 3.20 Renspons Spectrum Gempa Rencana.....	145
Gambar 3.21 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 2.....	147
Gambar 3.22 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 3.....	148
Gambar 3.23 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 4.....	149
Gambar 3.24 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 5.....	150
Gambar 3.25 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 6.....	151
Gambar 3.26 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 7.....	152
Gambar 3.27 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 8.....	153
Gambar 3.28 Potongan Pusat Kekakuan Lantai 9.....	154
Gambar 3.29 Letak Pusat Massa dan Pusat Kekakuan.....	156
Gambar 3.30 Perpindahan Titik Kumpul Portal 2D.....	170
Gambar 3.31 Definisi Story Drift.....	170

DAFTAR NOTASI BETON

- A Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.
- A_m Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- A_o Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- A_r Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- b Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
- c Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
- C Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- C_v Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.
- C_1 Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
- d Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.

- d_i Simpangan horisontal lantai tingkat i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
- D_n Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- e Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
- e_d Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
- E_c Modulus elastisitas beton
- E_n Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas struktur gedung μ yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.
- E_s Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)
- f Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
- f_1 Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.
- f_2 Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh

struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.

- F_b Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.
- F_i Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- i struktur atas gedung.
- F_p Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
- g Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
- i Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
- I Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
- I_1 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- I_2 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.
- k Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.
- K_p Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.
- L_n Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- m Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
- M Momen lentur secara umum.

- M_{gm} Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
- M_n Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- M_y Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
- $M_{y,d}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
- $M_{y,k}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.
- n Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.
- N Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
- N_i Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke- i .
- \bar{N} Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- p Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- P Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.
- PI Indeks Plastisitas tanah lempung.
- Q_n Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.

- Q_u Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.
- R Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.
- R_m Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.
- R_n Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.
- R_u Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.
- R_x Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.
- R_y Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.
- s Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.
- S_u Kuat geser niralir lapisan tanah.
- S_{ui} Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.
- \bar{S}_u Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- t_i Tebal lapisan tanah ke-i.
- T Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- T_1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.

- T_c Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- u Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
- v_s Kecepatan rambat gelombang geser.
- \bar{v}_s Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- v_{si} Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke-i.
- V Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
- V_e Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
- V_m Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung.
- V_n Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- V_s Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
- V_t Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang

didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.

- V_x^0 Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_y^0 Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_1 Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
- w_n Kadar air alami tanah.
- W_b Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_i Berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_p Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- W_t Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- x Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
- y Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
- z_i Ketinggian lantai tingkat ke-i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_n Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.

- z_p Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
- β (beta) Indeks kepercayaan (*reliability index*), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran $\ln(R_u/Q_u)$, kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
- γ (gamma) Faktor beban secara umum.
- γ_D (gamma-D) Faktor beban untuk beban mati nominal.
- γ_E (gamma-E) Faktor beban untuk beban gempa nominal.
- γ_L (gamma-L) Faktor beban untuk beban hidup nominal.
- δ_m (delta-m) : Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
- δ_y (delta-y) : Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- ζ (zeta) : Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.
- η (eta) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- μ (mu) : Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- μ_m (mu-m) Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.

- ξ (ksi) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
- σ (sigma) Deviasi standar distribusi besaran $\ln (R_u/Q_u)$, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
- Σ (sigma) Tanda penjumlahan.
- ϕ (phi): Faktor reduksi kekuatan secara umum.
- ψ (psi): Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Tinjauan Umum

Seiring dengan pesatnya perkembangan pembangunan yang sudah menyebar hampir di seluruh kota-kota besar di Indonesia, banyak didirikannya bangunan-bangunan bertingkat sebagai penunjang dalam proses peningkatan kekuatan dalam persaingan global dibidang IPTEK maupun industry, baik yang dilakukan oleh pihak pemerintah maupun dari pihak swasta. Dilihat dari letak geografis Indonesia termasuk daerah dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena wilayah Indonesia berada diantara empat sistem tektoni yang aktif, yakni tapal batas lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Filipina dan lempeng Pasifik. Oleh sebab itu, dalam merencanakan gedung-gedung bertingkat hendaknya direncanakan agar dapat menahan beban lateral gempa.

Dalam perencanaan bangunan bertingkat masalah yang timbul adalah kemampuan struktur tersebut sebagai kesatuan sistem bangunan untuk menahan beban lateral, disamping berat sendiri dari struktur tersebut. Oleh karena itu diperlukan pengetahuan dalam perencanaan struktur yang tahan terhadap beban gravitasi dan beban gempa.

Perencanaan stuktur bangunan tidak hanya memperhitungkan keamanan dan ketahanan sturuktur itu sendiri untuk menahan beban-beban yang bekerja pada stuktur tersebut. Tapi juga harus memberikan rasa aman dan nyaman bagi orang yang berada pada bangunan tersebut. Maka disini perencana tidak hanya memperhitungkan keamanan dan kenyamanan struktur saja tapi juga harus

mengutamakan asas kemanusiaan, yaitu bila bangunan terkena gempa yang kuat melampaui batas rencana, bangunan tidak langsung runtuh sehingga tidak memakan korban jiwa. Tapi bangunan sekunder seperti kaca, kusen dan lain-lain boleh rusak, karena bangunan sekunder tersebut tidak mempengaruhi struktur utama. Disini kita sebagai perencana dituntut agar bisa merencanakan bangunan tahan gempa yang tidak hanya bisa tahan terhadap gempa tapi juga memberikan keamanan bagi manusia, asset-aset penting dan lain sebagainya yang ada didalam bangunan tersebut.

1.2 Latar Belakang

Pada umumnya suatu perencanaan struktur di Indonesia terutama gedung 8 lantai seperti gedung perkantoran, gedung sekolah, gedung hunian dan lain sebagainya, menggunakan desain kolom persegi untuk menahan kekuatan balok-balok utamanya. Berbagai macam desain kolom persegi yang digunakan menggunakan dimensi yang berbeda-beda sesuai dengan fungsi bangunan dan beban yang dipikul pada bangunan tersebut. Akan tetapi terdapat beberapa elemen struktur yang menggunakan desain kolom bulat atau lingkaran.

Adanya perbedaan yang mendasar dari desain kolom persegi dan kolom bulat/lingkaran dimana kolom bulat yang berpenampang spiral lebih efektif dibandingkan dengan sengkang persegi dalam hal meningkatkan kekuatan kolom (*Jack C McCormac, 2003:278*). Selain itu kolom bulat dengan tulangan spiral mempunyai daktilitas lebih baik dibandingkan kolom persegi yang mempunyai bentuk sengkang tunggal dengan jarak antara yang relatif besar, sehingga adanya spiral ini mempengaruhi baik beban batas maupun keruntuhan

dibandingkan dengan kolom yang sama tetapi memakai sengkang (*George Winter dan Arthur H Nielson, 2003:313*).

Dalam proposal skripsi ini penulis ingin mengetahui bagaimana kekuatan kolom bulat yang bisa menahan beban gedung beton bertulang 8 lantai ini. Gedung fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam Pascasarjana Universitas Brawijaya merupakan bangunan bertingkat delapan lantai, dimana fungsi gedung ini adalah sebagai gedung perkuliahan, pada pelaksanaan pekerjaannya gedung ini menggunakan kolom persegi.

Pada penyusunan tugas skripsi ini penulis merubah desain kolom persegi menjadi kolom bulat/lingkaran, dengan tidak merubah desain lain yang telah ada pada gedung ini seperti desain balok, tebal plat, mutu beton, mutu baja, pondasi, tangga, dan sebagainya. Perubahan yang dilakukan dengan mendasari perencanaan awal dengan tidak merubah desain awal gedung, dimana analisa ini hanya merubah desain kolom persegi menjadi kolom bulat sehingga diperoleh bagaimana kekuatan gedung tersebut dengan aplikasi kolom bulat.

1.3 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang akan di bahas dalam tugas skripsi ini antara lain:

- a) Berapa dimensi kolom bulat dan balok yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja dan formasi penulangan pada elemen struktur kolom bulat?
- b) Kontrol drift struktur dengan adanya perubahan penampang kolom?
- c) Bagaimana gambar detail penulangan kolom bulat?

1.4 Tujuan

Adapun tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini antara lain:

- a. Untuk mengetahui ukuran penampang balok dan kolom yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja dan formasi penulangan pada elemen struktur kolom.
- b. Untuk mengontrol besarnya simpangan antar lantai (drift) bangunan.
- c. Untuk mengetahui jumlah tulangan balok dan kolom yang dibutuhkan.

1.5 Batasan Pembahasan

Ruang lingkup pembahasan Proposal Skripsi ini dibatasi pada:

- a) struktur yang ditinjau hanya struktur atas (upper structure) saja;
- b) meninjau kolom berpenampang bulat dengan tulangan longitudinal dan tulangan spiral
- c) Design tulangan hanya meliputi perhitungan balok dan kolom;
- d) Portal yang dihitung hanya line 9
- e) Menggunakan analisa gempa dinamis

Dalam penyusunan ini sepenuhnya berpedoman pada peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia. Peraturan dan metode yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2002) dilengkapi penjelasan (S-2002).
2. Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI-1726-2002)
3. Perhitungan statika menggunakan program STAAD Pro 3 dimensi.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Uraian Umum

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktur yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuhnya) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*ultimate total collapse*) seluruh strukturnya.

Keruntuhan kolom struktur merupakan hal yang sangat berarti ditinjau dari segi ekonomi maupun segi manusiawi. Oleh karena itu dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi dari pada yang dilakukan pada balok dan elemen struktur horizontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas. (*sumber Dr. Edward G. Nawy, P.E. Beton Bertulang*)

Peraturan ACI mensyaratkan faktor reduksi kekuatan yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan faktor-faktor dalam desain lentur, geser, maupun torsi. Kemungkinan gagal (*probability of failure*) dan keandalan tampilan (*reliability of performance*) memberikan tambahan bahwa dalam desain batang tekan diperlukan kekuatan cadangan yang jauh lebih besar.

Keserasian tegangan dan regangan yang digunakan dalam analisis (atau

desain) yang dapat diterapkan juga pada kolom. Akan tetapi, di sini ada suatu faktor baru (selain momen lentur) yang ikut masuk dalam perhitungan, yaitu adanya gaya tekan. Karena itu, perlu ada penyesuaian dalam menyusun persamaan-persamaan keseimbangan penampang dengan meninjau kombinasi gaya tekan dan momen lentur.

Banyaknya penulangan dalam hal balok telah dikontrol agar balok dapat berperilaku daktail. Dalam hal kolom, beban aksial biasanya dominan sehingga keruntuhan berupa keruntuhan tekan sulit dihindari.

Apabila beban pada kolom bertambah, maka retak akan banyak terjadi di seluruh tinggi kolom pada lokasi-lokasi tulangan sengkang atau spiral. Dalam keadaan batas keruntuhan (*limit state of failure*) selimut beton di luar sengkang (pada kolom bersengkang) atau di luar spiral (pada kolom berspiral) akan lepas sehingga tulangan memanjangnya akan mulai kelihatan. Apabila beban terus bertambah, maka terjadi keruntuhan dan tekuk lokal (*local buckling*) tulangan memanjang pada panjang tak tertumpu sengkang atau spiral. Dapat dikatakan bahwa dalam keadaan batas keruntuhan, selimut beton lepas dahulu sebelum lekatan baja beton hilang.

Seperti halnya balok, kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar sebagai berikut:

1. Distribusi regangannya linier di seluruh tebal kolom
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya)
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal

4. (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003 mm
5. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

2.2 Bangunan Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh gempa rencana, sehingga struktur yang direncanakan tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan beban gempa yang kecil atau sedang dan tidak akan mengalami keruntuhan yang fatal ketika terjadi gempa yang kuat. Struktur yang direncanakan harap mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur.

Daktilitas juga dapat diartikan kemampuan suatu struktur gedung yang untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali di bolak-balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup,

sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi ambang keruntuhan.

Perencanaan bangunan gedung pada tugas akhir ini adalah struktur yang direncanakan mampu berperilaku daktail dengan tingkat daktilitas parsial (daktilitas dua dengan $\mu = 1,5 - 5$). Untuk mendapatkan suatu struktur yang mampu berperilaku dektail dengan tingkat daktilitas parsial maka dalam skripsi ini perencanaan struktur gedung “ Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam Pascasarjana Universitas Brawijaya Malang” direncanakan ulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan desain suatu struktur diantaranya:

1. Kemampuan Layan

dalam perencanaan, struktur yang di desain tersebut harus dapat menahan beban tanpa kelebihan tegangan pada material dan mempunyai deformasi yang masih dalam batas-batas yang diijinkan. Pemilihan ukuran dan elemen yang dipilih merupakan penentu utama dalam menahan kemampuan layan tersebut

2. Efisiensi

Prinsip utama perencanaan desain struktur dalam bidang konstruksi adalah bagaimana mendesain bangunan yang kuat dan aman namun dengan biaya yang relative murah (ekonomis).

3. Daktilitas

Kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastis yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelemahan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekuatan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

4. Konstruksi

Tinjauan konstruksi sering dipengaruhi struktural dimana penggunaan elemen-elemen struktural akan efisien apabila material yang digunakan mudah didapat dan dibuat.

Desain struktur harus mencakup:

a. Keamanan

Struktur yang didesain harus aman dan kuat pada struktur akan mencakup beban-beban yang bekerja padanya yaitu beban mati (berat sendiri), beban hidup (manusia, angin, dll) dan beban gempa.

b. Kekakuan

dalam perencanaan suatu gedung perlu diperhitungkan kekuatannya agar didapat struktur yang kaku dan dapat memperkuat struktur saat terjadi gempa. Kekuatan merupakan syarat mutlak yang harus sangat dipikirkan oleh perencana dan

merencanakan suatu bangunan struktur. Karena suatu struktur tidak akan dapat diterima jika bangunan tersebut tidak kaku walaupun sangat kuat.

2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap *resultant* beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat (e) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- Untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b$$

dan pilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang di tinjau :

– Untuk $e > 0,3 b$

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1 b$$

dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjau.

Dimana :

e = Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.

e_d = Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.

b = ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antar pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi. (*sumber : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002*)

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris menyebabkan Pusat Massa (Center of Mass) terhadap Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) cenderung kemungkinan berimpit maka, akan tetapi efek eksentrisitas perlu ditinjau untuk mengetahui apakah diperlukan suatu eksentrisitas rencana. Dan

perlu dianalisa apakah puntir yang mungkin ditimbulkan oleh efek eksentrisitas rencana tadi berpengaruh terhadap dinding geser.

2.4 Pengertian Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Yang dimaksud dengan sistem rangka pemikul momen menurut buku “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa” oleh Prof. Ir. Raohmat Purwono, M.Sc adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Ada 3 jenis sistem rangka pemikul momen yaitu SRPMB, SRPMM, SRPMK yang dapat diterapkan dalam perencanaan struktur gedung yang ditinjau dari Wilayah Gempa (WG) dan Resiko Gempa (RG) struktur tersebut, pembagiannya adalah sebagai berikut:

a. WG 1 dan 2 atau RG Rendah

Suatu struktur yang berada di WG 1 dan 2 dapat direncanakan dengan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) dan harus memenuhi persyaratan desain SNI -2847-2002 pasal 3 s/d 4, yaitu: khusus pendetailan.

b. WG 3 dan 4 atau RG Menengah

Untuk memikul gaya-gaya akibat gempa didaerah dengan resiko menengah, yaitu Wilayah Gempa (WG) 3 dan 4 menurut SNI -2847-2002 pasal 23.2 (1(3)), harus digunakan:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

- Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) atau Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

c. WG 5 dan 6 RG Tinggi

Daerah dengan resiko gempa tinggi yaitu WG 5 dan 6, sesuai SNI -2847-2002 pasal 23.2 (1(4)) untuk memikul gaya akibat gempa harus menggunakan :

- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Sistem Dinding Struktur Khusus(SDSK) dan diafragma serta rangka batang sesuai pasal 23.2 sampai dengan pasal 23.8.

Karena gedung “ Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam Pascasarjana Universitas Brawijaya” berada di kota malang yang menurut SNI-1726-2002 gambar 2.1 berada diwilaya 3 dan 4. Namun dalam penyusunan tugas akhir ini penulis akan meredesign ulang dan di bangun di wilayah gempa 6 yang mempunyai resiko gempa sangat tinggi, maka gedung “ Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam Pascasarjana Universitas Brawijaya”digunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Hal ini dimaksudkan agar kami dapat merencanakan struktur dengan syarat-syarat pendetailan secara khusus dan lebih teliti dalam perencanaannya dibandingkan dengan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) sehingga akan didapat suatu struktur yang mampu berperilaku daktail secara penuh ketika menahan gaya gempa.

2.5 Ketentuan Perencanaan Pembebanan

Perencanaan pembebanan ini digunakan beberapa acuan standar sebagai berikut:

- 1) Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2002);
- 2) Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktu bangunan gedung (SNI 1726-2002);
- 3) Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SKBI - 1987);

2.5.1 Pembebanan

Berdasarkan peraturan-peraturan diatas, struktur sebuah gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap beban-beban berikut:

1. Beban Mati (*Dead Load*), dinyatakan dengan lambang DL;
2. Beban Hidup (*Live Load*), dinyatakan dengan lambang LL;
3. Beban Gempa (*Earthquake Load*), dinyatakan dengan lambang E;
4. Beban Angin (*Wind Load*), dinyatakan dengan lambang W.

2.5.2 Deskripsi Pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan ini adalah sebagai berikut:

2.5.2.1 Beban Mati (DL)

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur gedung bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural menahan beban. Beban dari berat sendiri elemen-elemen tersebut diantaranya sebagai berikut:

- Beton = 2400 kg/m³
- Berat keramik 1.2 cm tebal = 21 kg/m²
- Plafond + penggantung = 18 kg/m²
- Berat Pasangan batu merah = 1700 kg/m³

Beban tersebut harus disesuaikan dengan volume elemen struktur yang akan digunakan. Karena analisa dilakukan dengan program STAAD Pro, maka berat sendiri akan dihitung secara langsung.

2.5.2.2 Beban Hidup (LL)

Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban hidup selama masa layan. Beban hidup selama masa konstruksi tidak diperhitungkan karena diperkirakan beban hidup masa layan lebih besar daripada bebah hidup pada masa kontruksi. Beban hidup yang direncanakan adalah sebagai berikut:

a) Beban Hidup Pada lantai Gedung

Beban hidup yang yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada yaitu sebesar 250 kg/m²

b) Beban Hidup Pada Atap Gedung

beban hidup yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada yaitu sebesar 100 kg/m²

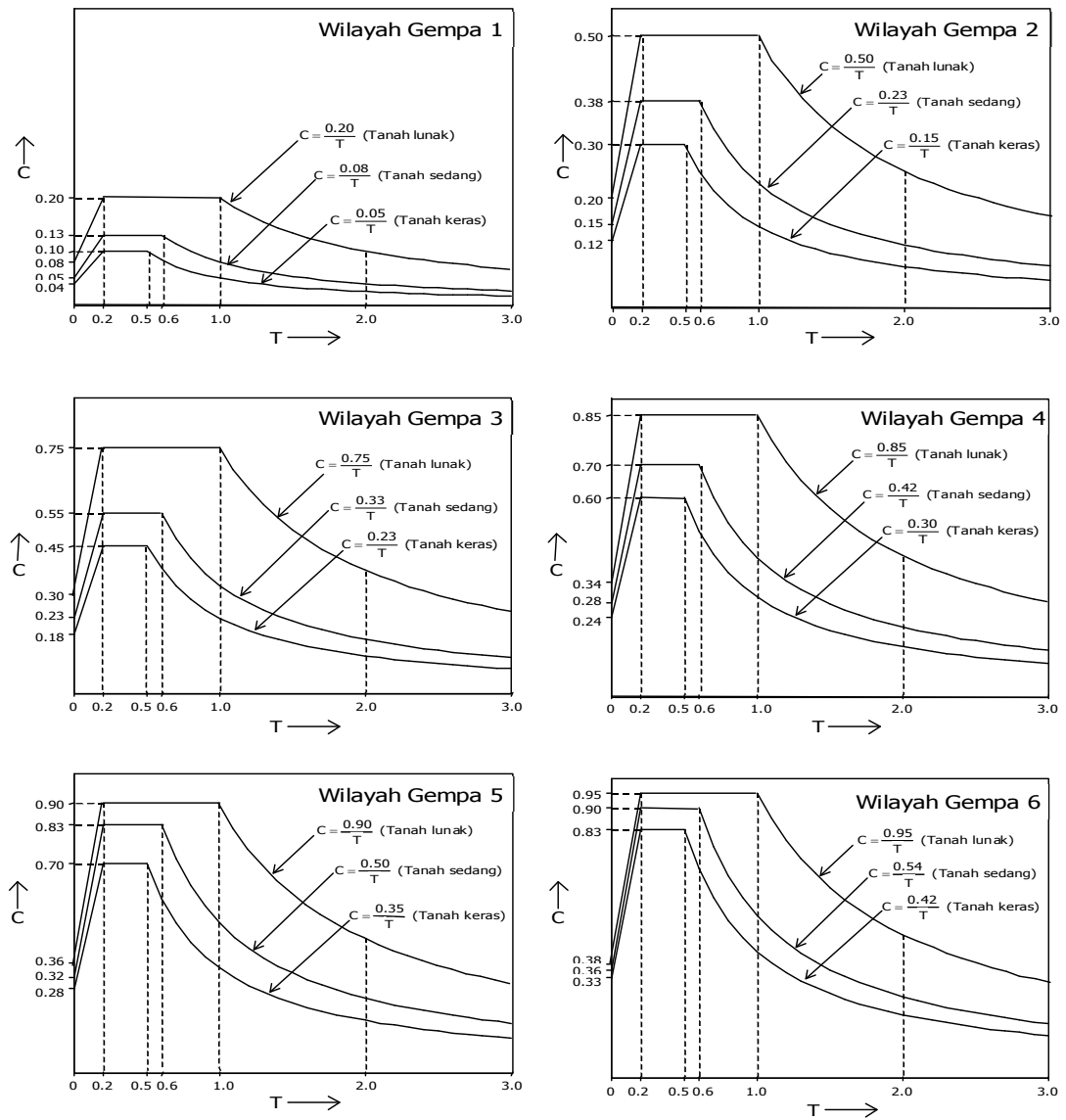
2.5.2.3 Beban Angin

Beban agin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

2.5.2.4 Beban Gempa (E)

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat percepatan getaran tanah pada saat gempa terjadi. Untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, perlu diketahui percepatan yang terjadi pada batuan dasar. Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, wilayah Indonesia dapat dibagi ke dalam 6 wilayah zona gempa.

Struktur bangunan yang akan direncanakan terletak pada wilayah gempa 6. Berikut ini adalah grafik dan table Respons Spektra pada wilayah gempa zona 6 untuk kondisi tanah lunak, sedang, dan keras.



Gambar 2.1 Respons Spektrum Gempa Rencana

(sumber: SNI 1726-2002 hal. 21)

Menurut peraturan SNI-03-1726-2002 untuk menentukan beban gempa diperlukan data-data antara lain :

1. Faktor keutamaan (I)

$$I = I_1 \cdot I_2$$

dimana :

I = faktor keutamaan

I_1 = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur gedung.

I_2 = faktor keutamaan untuk menyelesaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.

Adapun faktor-faktor keutamaan I_1 , I_2 , I sebagai berikut :

Tabel 2.1: Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan, dan perkantoran	1.0	1.0	1.0
Momen dan bangunan monumental	1.0	1.6	1.6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televise	1.4	1.0	1.4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1.6	1.0	1.6
Cerobong, tangki diatas menara	1.5	1.0	1.5

Catatan :

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.

Sumber Tabel 2.1 : SNI 03-1726-2002 hal 7

Analisa yang digunakan dalam perencanaan gempa ini adalah metode analisis gempa dinamik yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

Menurut pedoman perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung di Indonesia (1987), analisa dinamis harus dilakukan untuk gedung-gedung berikut:

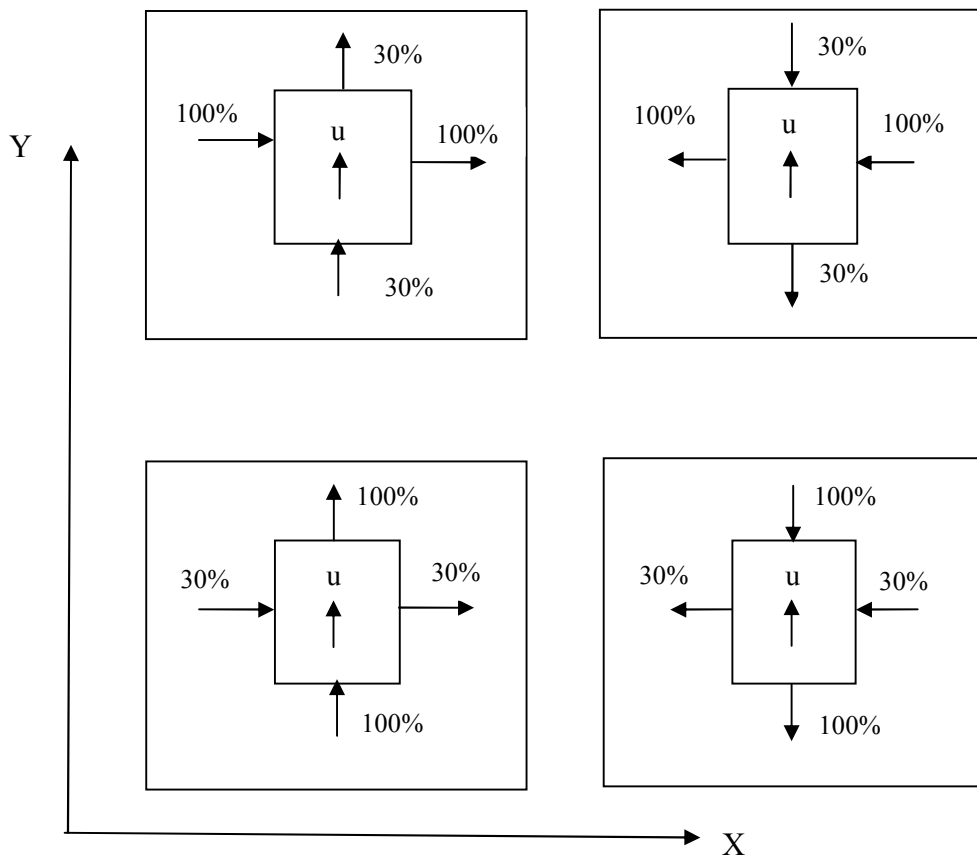
1. Gedung-gedung yang strukturnya tidak beraturan
2. Gedung-gedung dengan loncatan-loncatan bidang muka besar,
3. Gedung-gedung dengan kekakuan yang tidak merata,
4. Gedung-gedung yang tingginya lebih dari 40 m,
5. Gedung-gedung yang bentuk, ukuran dan penggunaannya tidak umum.

2.5.2.5 Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan system struktur secara keseluruhan.

Untuk menstimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitasnya hanya 30%. Hal ini telah ditetapkan pada SNI 1726-2002 pasal 5.8.2

Berikut adalah 4 kombinasi gempa



Gambar 2.2 Kombinasi Arah Beban Gempa

2.5.3 Kombinasi Pembebanan

Sesuai dengan yang tertera dalam (SNI 03-2847-2002 pasal 11.2), bahwa struktur dan komponen struktur harus direncanakan

hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan:

- Kuat perlu U untuk beban mati D paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,4 D$$

- Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujra R , paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

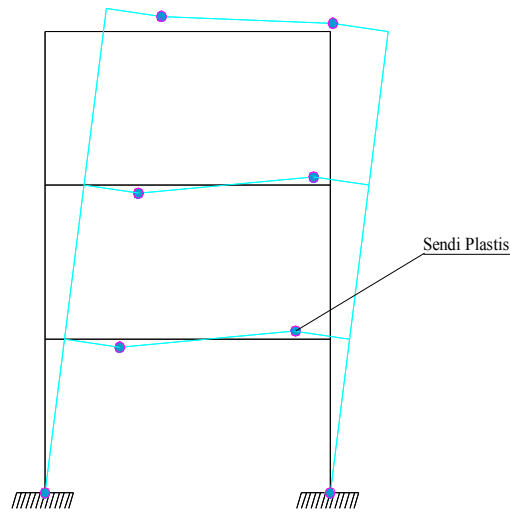
- Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

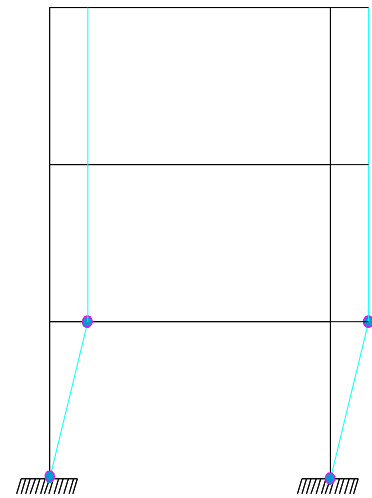
Atau

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E$$

Untuk struktur beton bertulang yang berada di wilayah rawan gempa harus didesain khusus sebagai struktur *strong column weak beam* (gambar 2.3). Yang bertujuan agar kolom yang didesain harus lebih kuat dari balok, agar jika saat terjadi gempa yang cukup kuat, walaupun balok mengalami kerusakan yang cukup parah, kolom masih tetap berdiri dan mampu menahan beban-beban yang bekerja.



Gambar 2.3a *Strong column weak beam column*



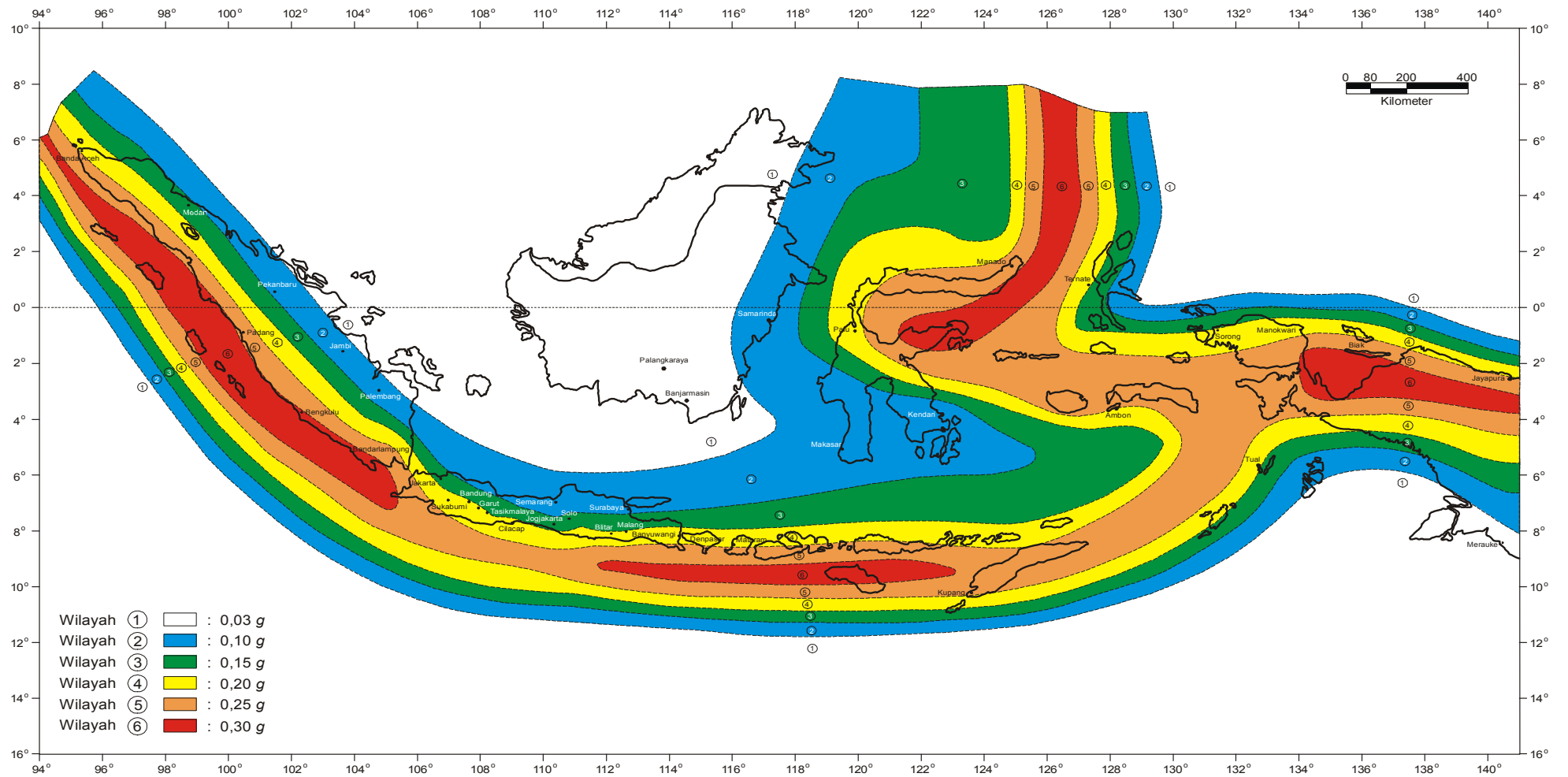
Gambar 2.3b *Strong beam weak column*

Gambar 2.3a diatas menunjukkan keruntuhan Global dimana balok leleh terlebih dahulu sebelum kolom, sedangkan *gambar 2.3b* menunjukkan keruntuhan lokal dimana kolom leleh lebih dahulu sebelum balok.

Dan dalam perencanaan proposal skripsi ini yang direncanakan adalah gambar 2.3a dimana pada saat bangunan dilanda oleh gempa dengan kekuatan yang melebihi kekuatan struktur namun sebelum bangunan itu roboh penghuni masih bisa menyelamatkan diri, karena desain tersebut lebih mengutamakan nyawa manusia (*Humanism Concept Design*).

Menurut peraturan SNI-03-1726-2002 sub bab 4.7.1 Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa, dimana wilayah gempa 1 & 2 adalah wilayah dengan rasio gempa paling rendah, 3 & 4 adalah wilayah dengan rasio gempa sedang dan wilayah gempa 5 & 6 adalah wilayah

dengan rasio gempa paling tinggi. Dibawah ini adalah gambar peta lokasi gempa di Indonesia:



Gambar 2.4. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun

2.5.4 Faktor Reduksi Gempa Rencana (R)

Faktor Reduksi Gempa adalah rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gempa elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi representative struktur gedung tidak beraturan. Faktor Reduksi Gempa dapat diambil menurut tabel 2:

$$1,6 \leq R = \mu \cdot f_l \leq R_m$$

Dimana:

R = faktor reduksi gempa

μ = faktor daktilitas untuk struktur gedung

f_l = faktor kuat lebih beban beton dan bahan 1,6

R_m = faktor reduksi gempa maksimum

Nilai R dan μ ditetapkan berdasarkan tabel :

Tabel 2.2 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf Kinerja Struktur Gedung	μ	R
Elastik Penuh	1.0	1.6
Daktail Parsial	1.5	2.4
	2.0	3.2
	2.5	4.0
	3.0	4.8
	3.5	5.6
	4.0	6.4
	4.5	7.2
5.0	8.0	
Daktail Penuh	5.3	8.5

2.5.5 Faktor Respon Gempa (C_1)

Nilai respon gempa didapat dari spektrum respon gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung. Nilai tersebut bergantung pada:

1. Waktu getar alami struktur (T), dinyatakan dalam detik

$$T = 0,06 H^{3/4}$$

Dimana:

H = tinggi struktur bangunan (m)

2. Nilai respons gempa juga tergantung dari jenis tanah. Berdasarkan SNI- 03-1726-2002, jenis tanah dibagi menjadi tiga bagian yaitu tanah keras, sedang dan lunak.

Tabel 2.3 Jenis – jenis tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, V_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata N	Kuat geser nalarir rata-rata S_u (kPa)
Tanah Keras	$V_s \geq 350$	$N \geq 350$	$S_u \geq 350$
Tanah Sedang	$175 \leq V_s < 350$	$15 \leq N < 350$	$50 \leq S_u < 100$
Tanah Lunak	$V_s < 175$	$N < 15$	$S_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $W_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 nilai respons gempa bergantung pada waktu getar alami struktur dan kurvanya ditampilkan dalam spektrum respons gempa.

Tabel 2.4. Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung.

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> • Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Betong bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
a. Baja	2,7	4,5	2,8	

melalui mekanisme lentur)	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
<ul style="list-style-type: none"> Sistem ganda <p>Terdiri dari:</p> <p>1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi;</p> <p>2) Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral;</p> <p>3) kedua sistem harus direncanakan untuk</p>	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) memperhatikan interaksi /sistem ganda) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<p>• Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)</p>	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sumber Tabel 2.2. SNI 03-1726-2002 hal 16

Keterangan tabel :

- μ_m adalah faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelepasan pertama.
- R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis atau subsistem struktur gedung.
- f adalah kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.

Tabel 2.5. Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami

Fundamental struktur gedung

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber Tabel 2.3. SNI 03-1726-2002 hal 26

2.6 Dasar Perencanaan Balok

metode perkiraan yang digunakan baik untuk balok T murni maupun persegi pada pelaksanaannya dilakukan dengan memperkirakan nilai z yang kemudian digunakan untuk menentukan nilai AS . Cara tersebut dapat digunakan untuk berbagai macam bentuk balok karena bagaimanapun perkiraan rencana tersebut selalu diikuti dan diperiksa dengan proses analisis. Tetapi secara khusus metode tersebut bekerja dengan baik untuk perencanaan balok- T yang bentuk dasarnya sedemikian sehingga titik pusat balok tegangan tekan berlokasi di tempat yang tidak jauh dari tengah-tengah flens sehingga mudah untuk memperkirakan nilai z .

(Istimawan Dipohusodo, Struktur beton bertulang hal :83)

Dalam tugas akhir ini balok didesain dengan menggunakan balok T. adapun beban-beban yang bekerja pada balok tersebut berdasarkan pada peraturan pembebanan yaitu 1983 yang dimodelkan dalam suatu mekanika pembebanan .

➤ Dimensi Balok

- Tinggi balok (h) = $\frac{1}{10}l - \frac{1}{15}l$

- Tinggi balok (b) = $\frac{1}{2}h - \frac{2}{3}h$

- Tinggi efektif balok (d) $d =$ tinggi balok – selimut balok – $\frac{1}{2}\phi$

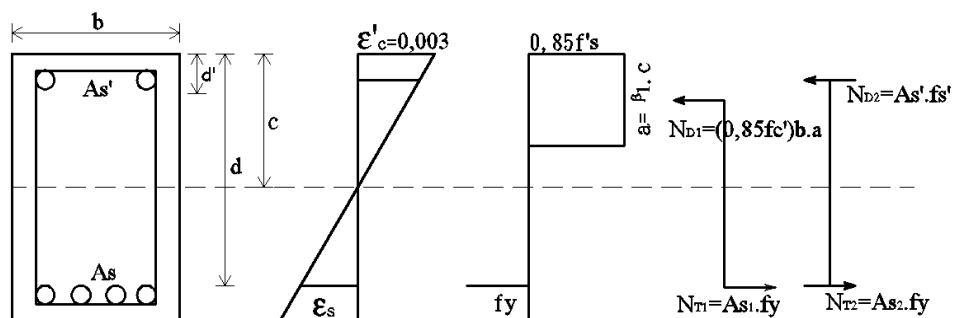
(sumber Ir. Gideon H. Kusuma M. Eng, dasar-dasar perencanaan beton bertulang hal : 104)

2.6.1 Perencanaan Balok dengan Tulangan Tekan dan Tarik (Rangkap)

apabila pengamatan menunjukkan bahwa penampang balok persegi pertulangan tarik saja tidak kuat untuk menahan beban tertentu dan ukurannya tidak memungkinkan untuk diperbesar karena alasan tertentu. Bila saja tulangan ditambah, balok akan mendapatkan tulangan tambahan dengan resiko bahwa baja tidak akan melampaui batas leleh. Hal ini berarti, bila beban pada balok ditingkatkan dapat terjadi keruntuhan tiba-tiba karena hancurnya beton pada daerah tekan, resiko ini dapat diatasi dengan memasang tulangan tambahan baik pada daerah tekan, maupun daerah tarik (tulangan rangkap).

Bila $\rho > \rho_{max}$ maka terdapat dua alternative

- Sesuaikan ukuran penampang balok
- Bila tidak memungkinkan, maka dipasang tulangan rangkap.



Gambar 2.5 Diagram Regangan Tegangan

➤ Analisa penampang balok bertulangan rangkap

Langka-langka analisa balok bertulangan rangkap (beton bertulang, Istimawan Dipohusodo, hal 95)

1. Anggap bahwa segenap penulangan meluluh, maka $f_s = f_s' = f_y$,
dan $As_2 = As'$. 2.1

2. Dengan menggunakan persamaan pasangan kopel beton tekan dan tulangan baja tarik, dan $As_1 = As - As'$, hitunglah tinggi balok

$$\text{tegangan tekan } a = \frac{(As - As')f_y}{(0,85 f_c')b} = \frac{As \cdot f_y}{(0,85 f_c')b} \quad 2.2$$

3. Tentukan letak garis netral, $c = \frac{a}{\beta_1}$ 2.3

4. dengan menggunakan diagram regangan memeriksa regangan tulangan baja tekan maupun tarik, untuk membuktikan apakah anggapan pada langka awal benar.

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} (0,003) \quad 2.4$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} (0,003)$$

Dengan menganggap $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$, yang berarti tulangan baja tarik leleh meluluh, akan timbul salah satu dari dua kondisi berikut:

- a. Kondisi I : $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langka awal betul dan tulangan baja tekan leleh.
- b. Kondisi II : $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langka awal tidak betul dan tulangan baja tekan belum leleh.

Harap dicatat bahwa masih ada dua kemungkinan lagi, salah satunya ialah apabila $\epsilon_s < \epsilon_y$, yang berarti tulangan baja tarik masih belum melampaui tegangan luluh. Keadaan tersebut termasuk jarang terjadi tetapi terkadang juga timbul pada balok atau plat bertulang rangkap dengan penulangan berlebihan.

❖ **Kondisi I**

1. Apabila ϵ_s' dan ϵ_s keduanya melampaui ϵ_y , hitunglah kapasitas momen teoritis Mn_1 dan Mn_2 .

Untuk pasangan kopel gaya tekan dan tarik

$$Mn_2 = As' fy(d - d')$$

Untuk pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik: $Mn_1 = As_1 fy(d - 1/2a)$ dengan demikian

$$Mn = Mn_1 - Mn_2$$

2. $M_R = \phi Mn$
3. Pemeriksaan syarat daktilitas dengan membuktikan bahwa rasio penulangan (ρ) pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja

tarik tidak melampaui $0,75 \rho_b$, atau membuktikan bahwa luas

penampang tulangan baja tarik tidak lebih dari $AS_{(maxs)}$

❖ **Kondisi II**

1. jika $\epsilon_s' < \epsilon_y$, dan $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, untuk mendapatkan nilai c

digunakan persamaan sebagai berikut:

$$(0,85fc' b \beta_1)c^2 + (600.As' - As.fy)c - 600.d'.As' = 0 \quad 2.5$$

Dapatkan nilai c dari persamaan kuadrat baik dengan cara biasa maupun pendekatan

2. menghitung tegangan pada tulangan baja tekan,

$$fs' = \frac{c - d'}{c} (600) \quad 2.6$$

3. dapatkan a dengan menggunakan persamaan $a = \beta_1.c$

4. menghitung gaya-gaya tekan $N_{D1} = (0,85.fc')b.a$.

$$N_{D2} = As'.fs' \quad 2.7$$

Kemudian diperiksa dengan menghitung gaya tarik,

$$N_T = As.fy \text{ dimana } N_T \text{ harus sama dengan } N_{D1} + N_{D2}$$

5. menghitung kuat momen tahanan ideal untuk masing-masing kopel,

$$Mn_1 = N_{D1}(d - 1/2a)$$

$$Mn_2 = N_{D2}(d - d') \quad 2.8$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

6. $M_R = \phi.Mn$

7. Pemeriksaan syarat daktilitas dengan membuktikan bahwa rasio penulangan pasangan kopel gaya beton bertulang tidak melampaui $0,75 \rho_b$ dan A_{s1} dihitung berdasarkan keadaan bahwa tekanan pada tulangan baja tekan belum mencapai f_y ,

$$A_{s1} = A_s' - \frac{A_s' F_s'}{f_y} \text{ dan } \rho_{aktual} = \frac{A_{s1}}{b.d} \quad 2.9$$

Atau pesyaratan daktilitas diperiksa dengan membandingkan A_s dengan A_s (maxs), dimana dilakukan penyelidikan apakah kondisi seimbang tercapai.

➤ Langkah-langka perencanaan balok bertulang rangkap adalah sebagai berikut (*beton bertulang, Istimawan Dipohusodo, hal 100*)

Ukuran balok penampang sudah ditentukan:

1. Anggap bahwa $d = h - 100$
2. Menghitung momen rencana total M_u ,
3. Menghitung rasio penulangan pasang kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik, $\rho = 0,90(\rho_{maks}) = 0,90(0,75.\rho_b)$. Nilai ρ tersebut digunakan untuk mencapai k pada tabel
4. Menentukan kapasitas momen dari pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik. $Mu = \phi.b.a^2.k$ menghitung tulangan baja tarik diperlukan untuk pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik $A_{s1}perlu = \rho.b.d$

5. Menghitung selisih momen, atau momen yang harus ditahan oleh pasangan gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan,

$$M_{R2} = Mu - M_{R1}.$$

6. Dengan berdasarkan pada pasangan gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan, hitung gaya tekan pada tulangan yang diperlukan

(anggap bahwa $d' + 70\text{mm}$).
$$N_D = \frac{M_{R2}}{\phi(d - d')}$$

7. Dengan $N_D = A_s' \cdot f_s'$ hitung f_s' sedemikian sehingga A_s' dapat ditentukan. Hal tersebut dapat dilakukan dengan menggunakan letak garis netral dari pasangan gaya beton tekan dan tulangan baja tarik kemudian memeriksa ϵ_s' pada tulangan tekan, sedangkan nilai ϵ_y'

didapat dari
$$a = \frac{A_s l \cdot f_y}{(0,85 f_c') b} \quad 2.10a$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad 2.10b$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} (0,003) \quad 2.10c$$

Apabila $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$ tulangan baja tekan meluluh pada momen ultimit dan $f_s' = f_y$ sedangkan apabila $\epsilon_s' < \epsilon_y$ hitunglah $f_s' = \epsilon_s' E_s$ dan digunakan tegangan tersebut untuk langka berikutnya.

8. Karena $N_{D2} = A_s' \cdot f_s'$ maka $A_{s(perlu)} = \frac{N_{D2}}{f_s'}$

9. Menghitung $A_{s2perlu}$, $A_{s2(perlu)} = \frac{f_s' \cdot A_s'}{f_y}$

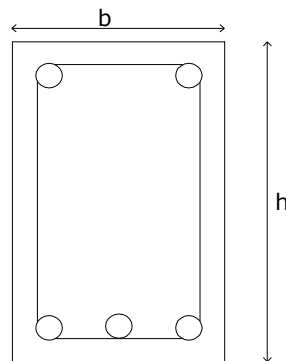
10. Menghitung jumlah luas tulangan baja tarik total yang diperlukan,

$$As = As_1 + As_2$$

11. Memilih batang tulangan baja tekan As'

12. Memilih batang tulangan baja tarik (As) periksa lebar balok dengan mengusahakan agar tulangan dapat dipasang dalam satu lapis saja.

13. Memeriksa d_{aktual} dan bandingkan dengan d teoritis. Apabila d_{aktual} sedikit lebih besar, berarti rancangan agak konservatif (lebih aman). Apabila d_{aktual} lebih kecil yang berarti perencanaan kurang aman, dilakukan perencanaan ulang.

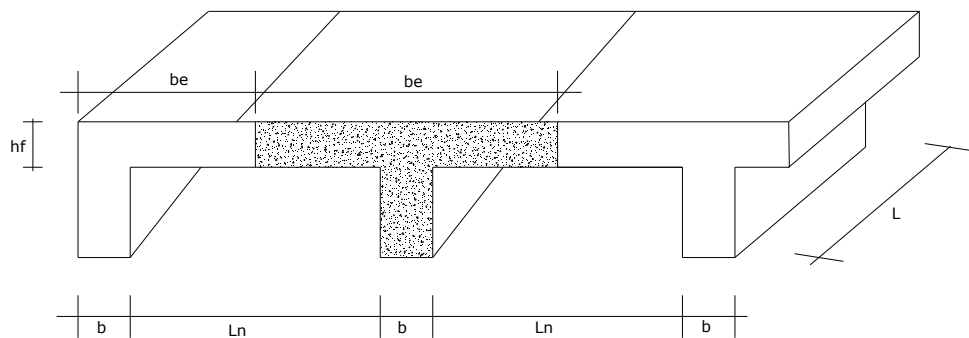


Gambar 2.6 Penampang Potongan Balok Persegi

2.6.2 Perencanaan Balok T

Balok yang dicor menjadi satu kesatuan monolit dengan plat lantai atau atap, didasarkan pada anggapan bahwa plat dan balok terjadi interaksi saat menahan momen lentur positif yang bekerja pada balok. Interaksi antara pelat dan balok tersebut membentuk huruf T sehingga

disebut balok T akan berlaku sebagai sayap (flens) dan balok akan berlaku sebagai badan (web)



Gambar 2.7 Penampang Balok T

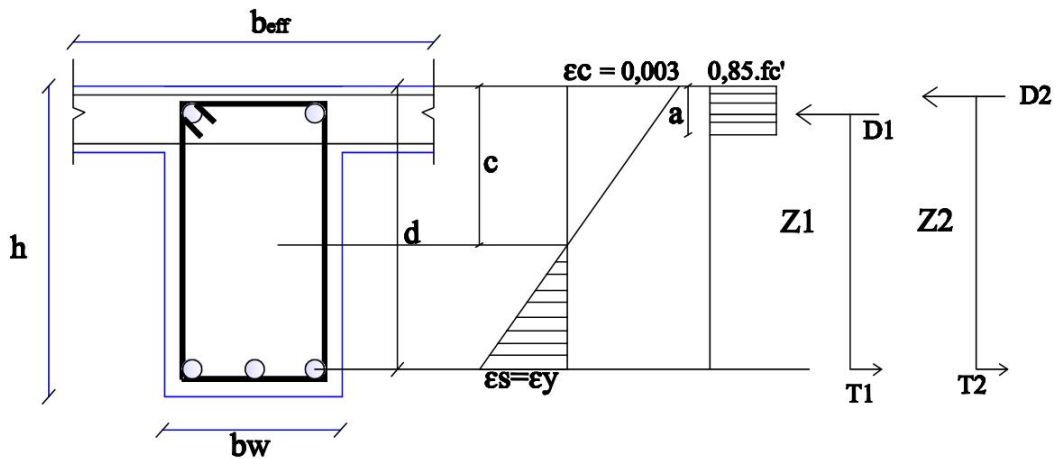
Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 10.10 memberikan batasan lebar flens efektif (b_e) balok T seperti pada gambar 2.3 adalah sebagai berikut:

1. Lebar plat efektif sebagai bagian dari sayap balok T tidak boleh melebihi:
 - $b_e \leq 1/4$ bentang balok (1/4.1)
 - $b_e \leq b_w + 8h_f_{kiri} + 8h_f_{kanan}$
 - $b_e \leq b_w + 1/2Ln_{kiri} + 1/2Ln_{kanan}$
2. Untuk balok yang mempunyai plat hanya pada satu sisi, lebar efektif sayap tidak boleh lebih dari:
 - $b_e \leq b_w + 1/12L$

- $b_e \leq b_w + 6hf$
- $b_e \leq b_w + 1/2Ln$

Dalam merencanakan balok T, pada langkah awal disarankan untuk menentukan apakah balok tersebut berperilaku sebagai balok T persegi atau balok T murni. Apabila $M_R > M_u$ ($a \leq hf$), balok berperilaku sebagai balok T murni.

a. $a \leq hf$ (balok T persegi)



Gambar 2.8 Diagram regangan yang bekerja pada balok persegi

Dengan demikian analisis momen kapasitas sesuai dengan gambar 2.8 dapat dijelaskan sebagai berikut:

Rasio penulangan adalah berkisar antara harga dibawah ini:

$$\frac{1,4}{f_y} < \rho < 0,75 \rho_b \quad 2.11$$

Gaya tarik T pada keadaan batas dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$T_1 = A s_1 \cdot f_y \quad 2.12$$

$$T_2 = A s_2 \cdot f_y \quad 2.13$$

$$2.14$$

$$A_s = A_{s1} \cdot A_{s2}$$

Gaya D harus seimbang dengan gaya T sehingga:

$$D_2 = A_{s'} \cdot f_y$$

2.15

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot e + A_{s'} \cdot f_y = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{(A_s - A_{s'}) \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot e} = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c} \rightarrow \omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f'c} \rightarrow \rho = \frac{\omega \cdot f'c}{f_y}$$

$$a = \omega \frac{d}{0,85} \quad 2.16$$

$$k = f'c \cdot \omega (1 - 0,59\omega) \quad 2.17$$

Menghitung k_{perlu} , $k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$, dan k adalah koefisien tahanan, setelah nilai k

diketahui maka dapat dicari nilai ω yang kemudian dapat ditentukan nilai ρ

, nilai ρ dapat dicari dengan melihat tabel appendiks A (*Struktur Beton*

Bertulang, Istimawan D.)

Luas tulangan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

kontrol ρ

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

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_{aktual} harus lebih besar dari ρ_{\min}

Momen kapasitas dalam nominal dapat ditentukan:

2.18

$$Mn_1 = As_1 \cdot fy \cdot (d - 0,5a)$$

$$Mn_2 = As_2 \cdot fy \cdot (d - d')$$

2.19

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

2.20

Dengan demikian momen kapasitas M_R adalah:

$$M_R = \phi Mn$$

2.21

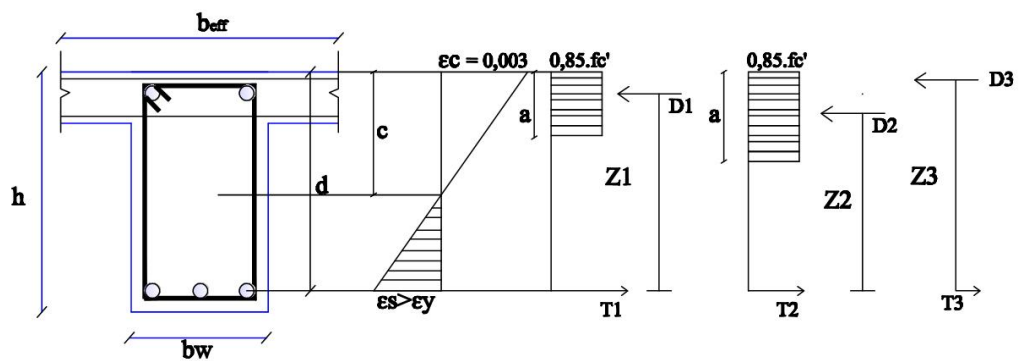
Periksa persyaratan daktilitas

$$As_{(maks)} = 0,0319 \cdot hf \left\{ b + b_w \left(\frac{0,150 \cdot a}{hf} - 1 \right) \right\}$$

2.22

$As_{(maks)}$ harus lebih besar dari As_{perlu}

b. $a > hf$ (balok T murni)



Gambar 2.9 Diagram yang bekerja pada balok T

Analisa momen kapasitas total dapat dijelaskan berdasarkan gambar 2.9 adalah sebagai berikut:

Sayap : $D_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot c \cdot hf (b_e - b_w)$

$$T_1 = As_1 \cdot fy$$

2.23

Dengan $D_1 = T_1$

Maka: $As_1 \cdot fy = 0,85 \cdot f'c \cdot hf (b_e - b_w)$ 2.24

$$As_1 = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot hf (b_e - b_w)}{fy}$$

$Mn_1 = T_1 \cdot Z_1 = As_1 \cdot fy \cdot (d - 0,5a)$ 2.25

Badan :

$$D_2 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_w$$

$$T_2 = As_2 \cdot fy$$

$$Mn_2 = T_2 \cdot Z_2 = As_2 \cdot fy \cdot (d - 0,5a)$$

Tulangan: $D_3 = As' \cdot fy$

$$T_3 = As_3 \cdot fy$$

$$Mn_3 = T_3 \cdot Z_3 = As_3 \cdot fy (d - d')$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2 + Mn_3$$

Maka: $M_R = \phi \cdot Mn$

Dengan menganggap seluruh flens tertekan maka, letak batas tepi bawah

balok tekan di daerah badan dibawah flens

$$N_T - N_D = (0,85 \cdot f'c) b_w (a - hf)$$

$$a = \frac{N_T - N_D}{(0,85 \cdot f'c) b_w} + hf$$

Dimana:

N_T = gaya tarik total dimana tulangan baja tarik dianggap telah meleleh.

$$= A_s \cdot f_y$$

N_D = gaya tekan yang ada dimana seluruh flens dianggap sebagai daerah tekan

$$= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot h_f + A_s' \cdot f_y$$

b_w = lebar badan

h_f = tebal plat

Periksa ρ_{\min}

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

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_{aktual} harus lebih besar dari ρ_{\min}

Letak titik pusat daerah tekan total

$$Y = \frac{\sum (Ay)}{\sum A}$$

Dimana: Y = letak titik pusat daerah tekan (mm)

A = luas daerah tekan (mm^2)

Perkiraan jarak dengan lengan kopel dalam

$$z = d - 1/2hf = d - y$$

Dimana: d = kedalaman efektif (mm)

$$hf = \text{tebal pelat (mm)}$$

Periksa persyaratan daktilitas

$$A_{S(maks)} = 0,0319.hf \left\{ b + b_w \left(\frac{0,150.d}{hf} - 1 \right) \right\}$$

$A_{S(maks)}$ harus lebih besar dari $A_{S(perlu)}$

$$A_{S(perlu)} = \frac{M_u}{\phi.fy.z}$$

Dimana: M_u = momen ultimit

ϕ = faktor reduksi kekuatan

z = perkiraan jarak dengan lengan kopel dalam

(Istimawan Dipohusodo, struktur beton bertulang. Hal 75)

2.6.3 Perhitungan Tulangan Geser

Komponen struktur yang mengalami lentur akan mengalami juga kehancuran geser, selain kehancuran tarik/tekan. Sehingga dalam perencanaan struktur yang mengalami lentur selain direncanakan tulangan lentur selain direncanakan tulangan lentur, juga harus direncanakan tulangan geser.

$$\phi V_u \geq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana:

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada penampang yang ditinjau .

V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada penampang yang ditinjau

V_n = kuat geser nominal pada penampang yang ditinjau

Gaya geser terfaktor (V_u) ditinjau pada penampang sejarak (d) dari muka tumpuan dan untuk penampang yang jaraknya kurang dari d dapat direncanakan sama dengan penampang yang sejarak d .

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton sesuai dengan SNI 2002 pasal 13.3.1 adalah:

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

Dimana:

b_w = lebar badan balok

d = jarak dari serat terkena terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

ada dua keadaan :

bila $V_u > 1/2 \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser minimum dengan luas tulangan:

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

Dan bila $V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser, sedangkan besar gaya geser yang disumbangkan oleh tulangan adalah:

$$A_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Diaman:

A_v = luas tulangan geser dalam daerah sejarak s

$$A_v = 2.1 / 4\pi \cdot d^2$$

S = spasi tulangan geser dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal sedangkan untuk spasi sengkang adalah:

$$S \leq 1/2d$$

$$S \leq 600mm$$

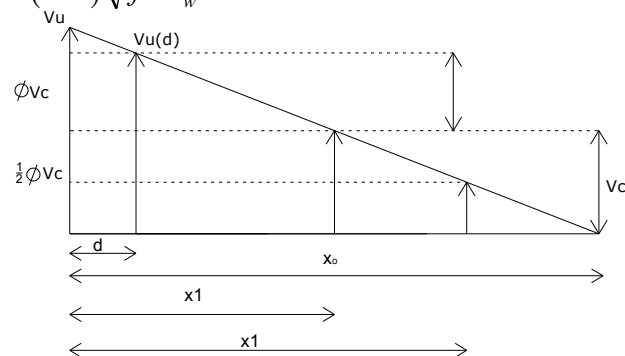
Sedangkan bila $V_s > \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{3}\right) b_w \cdot d$ maka spasi tulangan adalah:

$$S \leq 1/4d$$

$$S \leq 300mm$$

Dalam hal ini V_s tidak boleh lebih besar dari $(2/3) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$

$$V_s \leq (2/3) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$



Gambar 2.10 Diagram Geser

$X_0 = \frac{1}{2}$ bentang atau jarak dari perletakan kesuatu titik dimana $V_u = 0$

$X_1 =$ daerah harus dipasang tulangan geser yang diperlukan

$X_2 =$ daerah yang harus dipasang tulangan geser .

2.7 Tinjauan Umum Struktur Kolom

SNI 03-2847-2002 memberikan definisi kolom adalah komponen struktur bangunan dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melebihi tiga kali yang digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan.

Dalam kenyataannya, unsur struktur tekan dengan beban aksial murni (eksentrisitas sama dengan nol) merupakan hal yang sangat mustahil, karena penggunaan dalam praktek umum nya kolom tidak hanya bertugas menahan beban aksial vertikal saja, maka definisi kolom diperluas mencakup menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Atau dengan kata lain, kolom harus diperhitungkan untuk menyangga beban aksial tekan dengan eksentrisitas tertentu. Oleh karena itu dalam merencanakan struktur kolom harus memperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi dari pada komponen struktur lainnya.

Struktur kolom menurut SNI-03-2002 pasal 10.8 harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- 1) Kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum

yang berasal dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Kombinasi pembebanan yang menghasilkan rasio maksimum dari momen terdapat beban aksial juga harus diperhitungkan.

- 2) Pada konstruksi rangka atau struktur menerus, pengaruh dari adanya beban yang tidak seimbang pada lantai atau atap terhadap kolom luar ataupun dalam harus diperhitungkan. Demikian pula pengaruh dari beban eksentris karena sebab lainnya juga harus diperhitungkan.
- 3) Dalam menghitung momen akibat beban gravitasi yang bekerja pada kolom, ujung-ujung terjauh kolom dapat dianggap terjepit, selama ujung-ujung tersebut menyatu (monolit) dengan komponen struktur lainnya.
- 4) Momen-momen yang bekerja pada setiap level lantai atau atap harus didistribusikan pada kolom di atas dan di bawah lantai tersebut berdasarkan kekuatan relative kolom dengan juga memperhatikan kondisi kekangan pada kolom.

2.7.1 Tipe Kolom Berdasarkan Bentuk Dan Susunan Tulangan

Dalam buku struktur beton bertulang (*Istimawan dipohusodo*, 1994) ada tiga jenis kolom beton bertulang yaitu :

- a Kolom ikat (*tie column*)
- b. Kolom spiral (*spiral column*)

c. Kolom komposit (*composite column*)

Adapun penjelasan dari masing-masing kolom diatas sebagai berikut :

a. Kolom menggunakan pengikat sengkang lateral

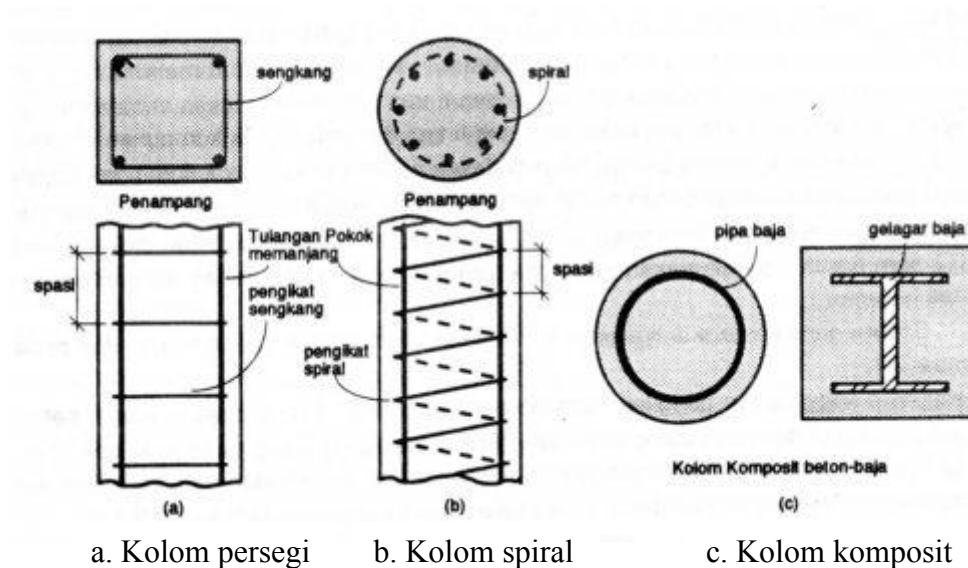
Kolom ini merupakan kolom beton yang ditulangi dengan batang tulangan pokok memanjang, yang pada jarak spasi tertentu diikat dengan pengikat sengkang ke arah lateral. Tulangan ini berfungsi untuk memegang tulangan pokok memanjang agar tetap kokoh pada tempatnya. Terlihat dalam gambar 2.4 .(a).

b. Kolom menggunakan pengikat spiral

Bentuknya sama dengan yang pertama hanya saja sebagai pengikat tulangan pokok memanjang adalah tulangan spiral yang dililitkan keliling membentuk heliks menerus di sepanjang kolom. Fungsi dari tulangan spiral adalah memberi kemampuan kolom untuk menyerap deformasi cukup besar sebelum runtuh, sehingga mampu mencegah terjadinya kehancuran seluruh struktur sebelum proses redistribusi momen dan tegangan terwujud. Seperti pada gambar 2.4.(b).

c. Struktur kolom komposit

seperti tampak pada gambar 2.4.(c). Merupakan komponen struktur tekan yang diperkuat pada arah memanjang dengan gelagar baja profil atau pipa, dengan atau tanpa diberi batang tulangan pokok memanjang.



Gambar 2.11 Jenis-Jenis Kolom.

Kolom beton bertulang akan meningkat kekuatannya apabila dilakukan pengekanan. Pada umumnya pengekanan dilakukan menggunakan sengkang (tulangan transversal), baik itu yang berbentuk segi empat maupun yang berbentuk spiral. Hasil pengujian dari berbagai peneliti sebelumnya telah menunjukkan bahwa pengekanan oleh tulangan transversal sangat mempengaruhi karakteristik atau perilaku tegangan-regangan beton (*Park-Paulay, 1933*). Pengekanan kolom dengan tulangan berbentuk spiral sangat rapat (kolom spiral) memiliki perilaku yang lebih daktail daripada pengekanan kolom dengan sengkang biasa ataupun pengekanan kolom dengan spiral kurang rapat. Kolom spiral akan dapat bertahan lebih lama (daktail) sebelum mengalami keruntuhan dibandingkan dengan kolom yang diberi pengekanan dengan sengkang

biasa ataupun dengan spiral kurang rapat (kurang daktil).

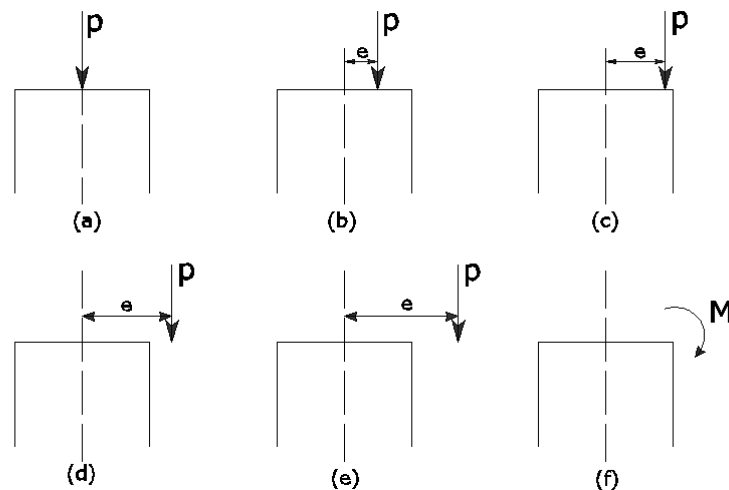
2.7.2 Tipe Kolom Berdasarkan Pembebanan

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya kolom mengalami beban aksial yang besar, tetapi pada kenyataannya beban aksial tersebut tidak mungkin memiliki eksentrisitas sebesar nol. Oleh karena adanya eksentrisitas maka timbulah momen yang mengakibatkan beban lentur. Besarnya momen berbanding lurus dengan eksentrisitas, pada keadaan maksimum tertentu akhirnya beban aksial diabaikan. Maka dapat diketahui tipe kolom berdasarkan pembebanannya, yaitu:

1. Mengalami beban aksial yang besar dan memiliki eksentrisitas sebesar nol sehingga tidak mengalami momen. Untuk kondisi ini, keruntuhan akan terjadi oleh hancurnya betin dan semua tulangan dalam kolom mencapai tegangan leleh dalam getakn (gambar 2.12 (a)).
2. Mengalami beban aksial besar dan memiliki eksentrisitas yang kecil maka timbul momen yang kecil dengan seluruh penampang tertekan tetapi tekanan di satu sisi akan lebih besar dari sisi lainnya. Tegangan tekan maksimum dalam kolom akan sebesar $0,85f'_c$ dan keruntuhan akan terjadi oleh runtuhnya beton dan semua tulangan tertekan (gambar 2.12(b)).
3. Eksentrisitas membesar sehingga tarik mulai terjadi pada satu sisi kolom. Jika eksentrisitas ditingkatkan dari kasus sebelumnya, gaya tarik akan mulai terjadi pada satu sisi kolom dan baja tulangan

pada sisi tersebut akan menerima gaya tarik yang lebih kecil dari tegangan leleh. Pada sisi yang lain tulangan mendapat gaya tekan (gambar 2.12 (c)).

4. Kondisi beban berimbang. Saat eksentrisitas terus ditambah, akan dicapai suatu kondisi dimana tulangan pada sisi tarik mencapai leleh dan pada saat yang bersamaan, beton pada sisi lainnya mencapai tekan maksimum $0,85f'c$. kondisi ini disebut kondisi pada beban berimbang, balanced (Gambar 2.12 (d))
5. Mengalami momen yang besar dan beban aksial yang kecil. Jika eksentrisitas terus ditambah, keruntuhan terjadi akibat tulangan meleleh sebelum hancurnya beton (Gambar 2.12 (e)).
6. Momen lentur besar. Pada kondisi ini, keruntuhan terjadi seperti halnya pada sebuah balok (Gambar 2.12 (f)).



Gambar 2.12 kolom Menerima Beban Dengan Eksentrisitas Yang Terus

Diperbesar

2.7.3 Dasar Perencanaan Struktur Kolom

Dalam perencanaan kolom didasarkan pada asumsi sebagai berikut:

- 2) Regangan dalam tulangan dan beton harus berbanding langsung dengan jarak dari sumbu netral,
- 3) Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada selat beton tekan terluar harus diambil sama dengan 0,003,
- 4) Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil dari karet leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan f_y , tegangan pada tulangan harus diambil sama dengan f_y
- 5) Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan,
- 6) Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton dianggap bentuk persegi,
- 7) Distribusi tegangan beton persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut:
 - a) Tegangan tekan sebesar $0,85 f_c'$ harus di asumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekoivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral secara $a = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
 - b) Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut,
 - c) Factor β_1 harus diambil 0,85 untuk kuat tekan beton f_c' hingga sama dengan 30 MPa. Untuk kekuatan di atas 30 MPa, β_1 harus direduksi

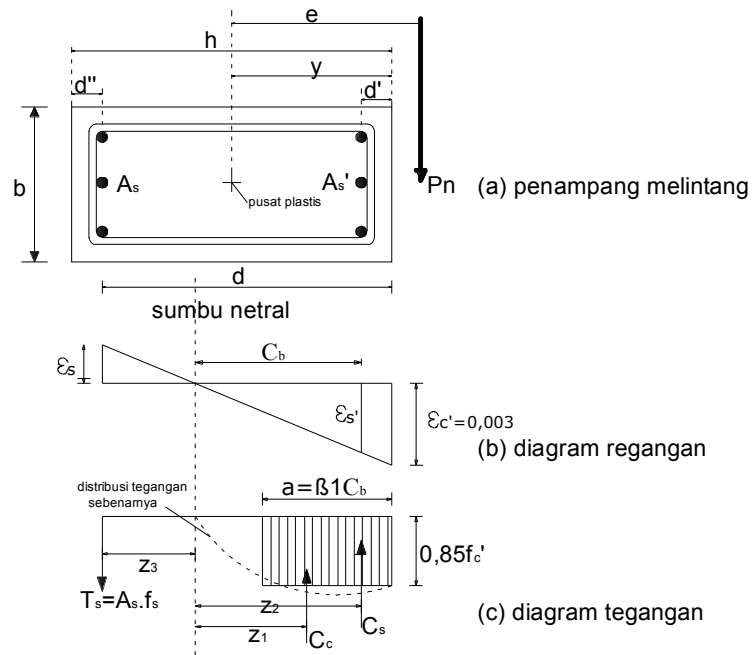
secara menerus sebesar 0.008 untuk setiap kelebihan 1 MPa di atas 30 MPa, tetapi β_1 tidak boleh kurang dari 0,65, ketentuan ini dapat didefinisikan sebagai berikut:

- Jika $f_c' \leq 30MPa$; $\beta_1 = 0,85$
- $30 < f_c' < 55MPa$; $\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30)$
- Jika $f_c' \geq 55MPa$; $\beta_1 = 0,65$

2.7.4 Kolom berpenampang Bundar dengan Beban Eksentris

Kolom berpenampang bundar tidak mengenal istilah beban biaksial yaitu beban yang bekerja secara bersamaan terhadap sumbu lentur x dan y, seperti halnya pada kolom penampang persegi. Dalam hal ini digunakan istilah beban eksentris yaitu beban yang bekerja pada suatu eksentrisitas tertentu, tanpa membedakan arah x maupun y. karena dimanapun letak beban tersebut maka penampang beton selalu membentuk daerah beton tertekan yang sama yaitu berbentuk tembereng lingkaran serta garis netralnya selalu sejajar dengan sumbu lentur yang terjadi akibat beban yang bekerja.

Seperti pada kolom persegi, kolom bundar juga menggunakan keseimbangan momen dan gaya mencari gaya tahanan nominal P_n untuk suatu eksentrisitas yang diberikan. Persmaan keseimbangan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:



Gambar 2.13 Tegangan dan Regangan Kolom Persegi

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

$$P_n = c_c + c_s + c_s \dots\dots\dots 2.26$$

Karena

$$c_s = 0.85.f'_c.b.a ;$$

$$c_s = A_s'.f'_s ;$$

$T_s = A_s.f_s$, maka persamaan dapat ditulis sebagai berikut:

$$p_n = 0.85.f'_c.b.a + A_s'.f'_s - A_s.f_s \dots\dots\dots 2.27$$

Perlu ditekankan disini bahwa gaya aksial P_n tidak boleh melebihi kuat tekan aksial maksimum $P_{n(maks)}$ yang ditentukan SNI 03-2847-2002 yaitu:

Untuk kolom bersengkang:

$$P_{n(maks)} = 0,80 \left[0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \right] \dots\dots\dots 2.28$$

dan untuk kolom berspiral;

$$P_{n(maks)} = 0,85 \left[0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \right] \dots\dots\dots 2.29$$

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

$$M_n = p_n \cdot e$$

$$= C_c = \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T (d - y) \dots\dots\dots 2.30$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \left(y - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_c' (y - d') + A_s \cdot f_s (d - y) \dots\dots\dots 2.31$$

Tegangan f_s' pada baja dapat mencapai f_y apa bila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton. Apabila keruntuhan berupa lelehnya tulangan baja, besarnya f_s harus didistribusikan dengan f_y . Apabila f_s atau f_s' lebih kecil daripada f_y , maka yang dipakai tegangan actualnya (f_s atau f_s' itu sendiri), yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari

segitiga sebangun dengan distribusi regangan di seluruh tinggi penampang berdasarkan gambar 2.19.

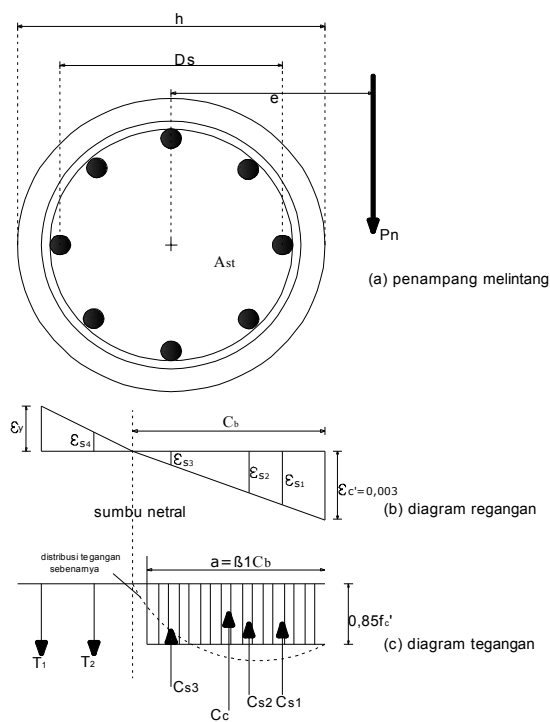
$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' = E_s \frac{0,003(c - d')}{c} \leq f_y \dots\dots\dots 2.32$$

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \frac{0,003(d - c')}{c} \leq f_y \dots\dots\dots 2.33$$

Perbedaan kolom persegi dengan kolom bundar hanya dalam hal:

1. Bentuk luas yang tertekan yang merupakan elemen lingkaran, dan
2. Tulangan-tulangan tidak dikelompokkan ke dalam kelompok tekan dan tarik yang sejajar.

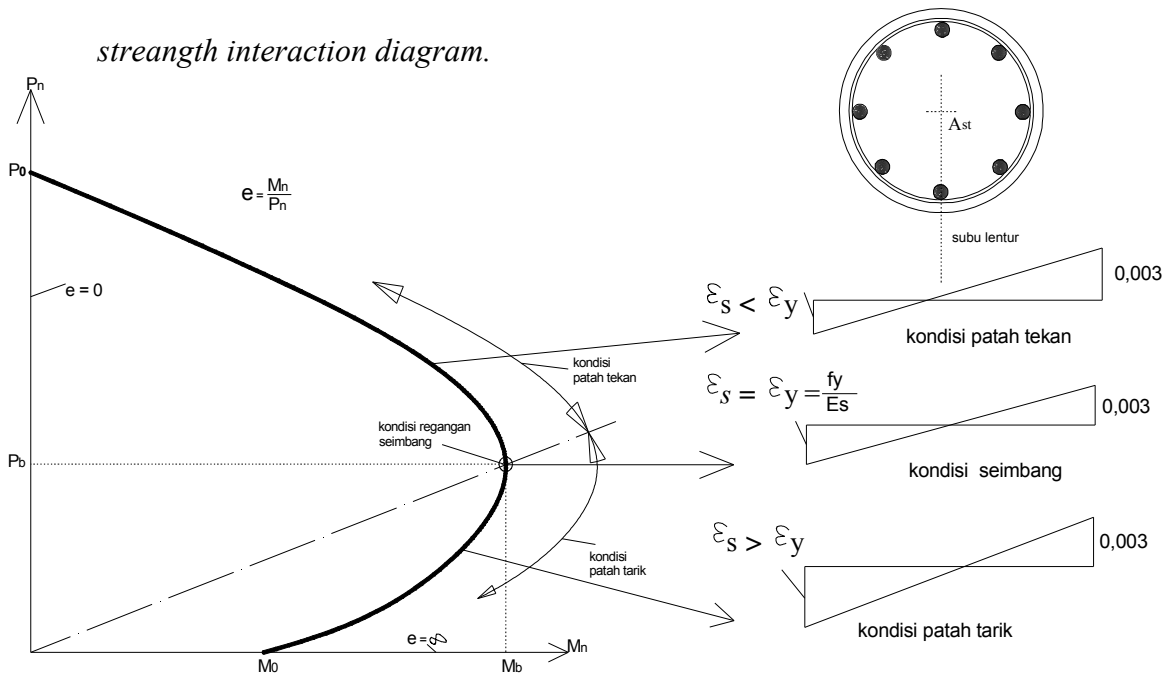
Dengan demikian gaya dan tegangan masing-masing tulangan harus ditinjau sendiri-sendiri. Luas dan titik berat segmen lingkaran yang tertekan harus dihitung dengan menggunakan persamaan matematis. Untuk lebih jelasnya bisa dilihat gambar berikut:



Gambar 2.14 Tegangan dan Regangan Kolom Bundar

2.7.5 Diagram Interaksi Momen – beban aksial

Kolom yang dibebani oleh beban dengan suatu eksentrisitas tertentu, ekuivalen dengan suatu struktur yang dibebani secara kombinasi dari beban aksial dan momen lentur. Kombinasi kekuatan ini dapat digambarkan pada suatu kurva seperti pada gambar 2.10 yang sebagai diagram interaksi M-N *streangth interaction diagram*.



Gambar 2.15 Diagram Interaksi M-N Suatu Penampang Kolom bulat

Dimana pada sumbu x menyatakan momen lentur dan pada sumbu y menyatakan gaya aksial/gaya normal. Apabila pada penampang kolom hanya bekerja beban aksial (momen = 0), maka dikatakan penampang menderita beban konsentris dan mempunyai kapasitas beban sentries maksimum p_0 .

Sedangkan apabila pada penampang bekerja suatu beban aksial dengan eksentrisitas yang tak terhingga, maka dapat dikatakan penampang tersebut hanya mengalami momen lentur (beban aksial = 0).

Berdasarkan titik-titik koordinat M_n dan p_n akibat kombinasi momen lentur dan beban aksial yang bekerja pada penampang, maka secara garis besar dapat digambarkan diagram interaksi M-N.

Dari diagram tersebut dapat dilihat bahwa pada suatu saat penampang mengalami keadaan berimbang (*kondisi balanced*) dimana : $p_n < p_{nb}$;

Dan $e = e_b$ dan secara bersamaan regangan tarik baja tulangan mencapai titik leleh $\varepsilon = f_y / E_s$. Regangan serat tepi terluar yang tertekan mencapai regangan batas $\varepsilon_c = 0,003$. Pada keadaan ini memberikan titik pembagian daerah yaitu:

- 1) Daerah kondisi patah tarik adalah keadaan dimana; $p_n < p_{nb}$ dan $e > e_b$ sehingga regangan tulangan tarik melampaui regangan lelehnya sebelum atau ketika regangan tekan beton mencapai 0,003, pada keadaan ini $c = c_b$
- 2) Daerah kondisi pata tekan adalah keadaan dimana; $p_n > p_{nb}$ dan $e < e_b$ sehingga regangan beton mencapai 0,003 sebelum tulangan tarik leleh, pada keadaan ini garis netral $c >$ garis netral c_b

Whitney mengasumsikan bahwa kolom bundar dapat ditransformasikan menjadi kolom segiempat ekuivalen untuk keadaan *balanced* atau keruntuhan tekan (Nawy, 1990). Tetapi untuk keruntuhan tarik, tetap digunakan kolom actual namun masih memakai pengelompokan tulangan tekan dan tarik.

2.7.6. Batas Tulangan Komponen Struktur

Luas tulangan komponen struktur tekan dibatasi oleh ketentuan berikut:

- 1) Luas tulangan longitudinal non komposit tidak boleh kurang dari 0,01 dan lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang ($1\% - 8\% A_g$)
- 2) Jumlah minimum batang tulangan longitudinal adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang ikat segiempat dan lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang ikat segitiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dikelilingi oleh spiral
- 3) Rasio tulangan spiral ρ_s tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh

persamaan:
$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

Dengan f_y adalah kuat leleh tulangan spiral tidak boleh lebih dari 400Mpa

2.7.7. Penulangan Spiral dan Penempatan Tulangan Memanjang

SNI 03-2847-2002 pasal 9.6 mensyaratkan bahwa batasan jarak bersih antar tulangan longitudinal untuk komponen struktur tekan yang diberi tulangan-tulangan spiral tidak boleh kurang dari 1,5 diameter nominal

tulangan d_b atau 40 mm, pembatasan jarak bersih antar batang tulangan ini juga berlaku untuk jarak bersih antara suatu sambungan lewatan dengan sambungan lewatan lainnya atau dengan batang tulangan yang berdekatan.

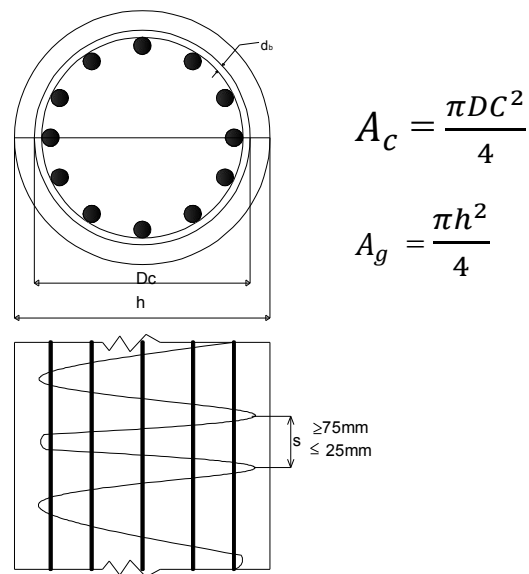
SNI 03-2847-2002 pasal 9.7 memberikan batasan tebal selimut beton untuk kolom dengan lilitan spiral sebesar 40mm

SNI 03-2847-2002 pasal 9.10 mensyaratkan bahwa tulangan spiral harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

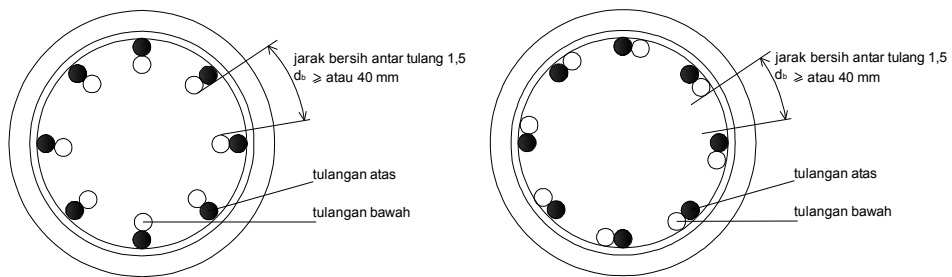
- 1) Spiral terdiri dari batang tulangan yang menerus atau kawat dengan ukuran yang sedemikian dan dipasang dengan spasi yang sama sehingga dapat diangkat dan diletakkan tanpa menimbulkan penyimpangan dari ukuran yang telah direncanakan
- 2) Untuk konstruksi yang dicor di tempat, ukuran diameter batang spiral tidak boleh kurang dari 10 mm
- 3) Jarak bersih antar tulangan spiral tidak boleh melebihi 75 mm dan juga tidak kurang dari 25 mm
- 4) Penjangkaran tulangan atau kawat spiral harus disediakan dengan memberikan 1 ½ lilitan ekstra pada tiap ujung dari unit spiral
- 5) Tulangan spiral harus menerus mulai dari tepi atas pondasi telapak atau pelat pada setiap tingkat bangunan hingga ketinggian dari tulangan horizontal terendah dari komponen yang ditumpu di atasnya,
- 6) Pada kolom dengan kepala kolom, tulangan spiral harus mencapai ketinggian dimana diameter atau lebar kepala kolom adalah dua kali diameter atau lebar kolom tersebut

- 7) Spiral harus diikat dengan baik di tempatnya, dan benar-benar terletak pada posisi rencananya dengan menggunakan pengatur jarak vertical.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 2.14 dan gambar 2.15



Gambar 2.16 Kolom Dengan Tulangan Spiral



Gambar 2.17 Susunan Sambungan Tulangan Dalam Kolom

2.7.8. Pengaruh Kelangsingan

SNI 03-2847-2002 pasal 12 mensyaratkan pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila:

- 1) $\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right)$; untuk komponen struktur tekan pada rangka tak bergoyang
- 2) $\frac{kl_u}{r} < 22$; untuk komponen struktur tekan pada rangka bergoyang

Diaman: k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan

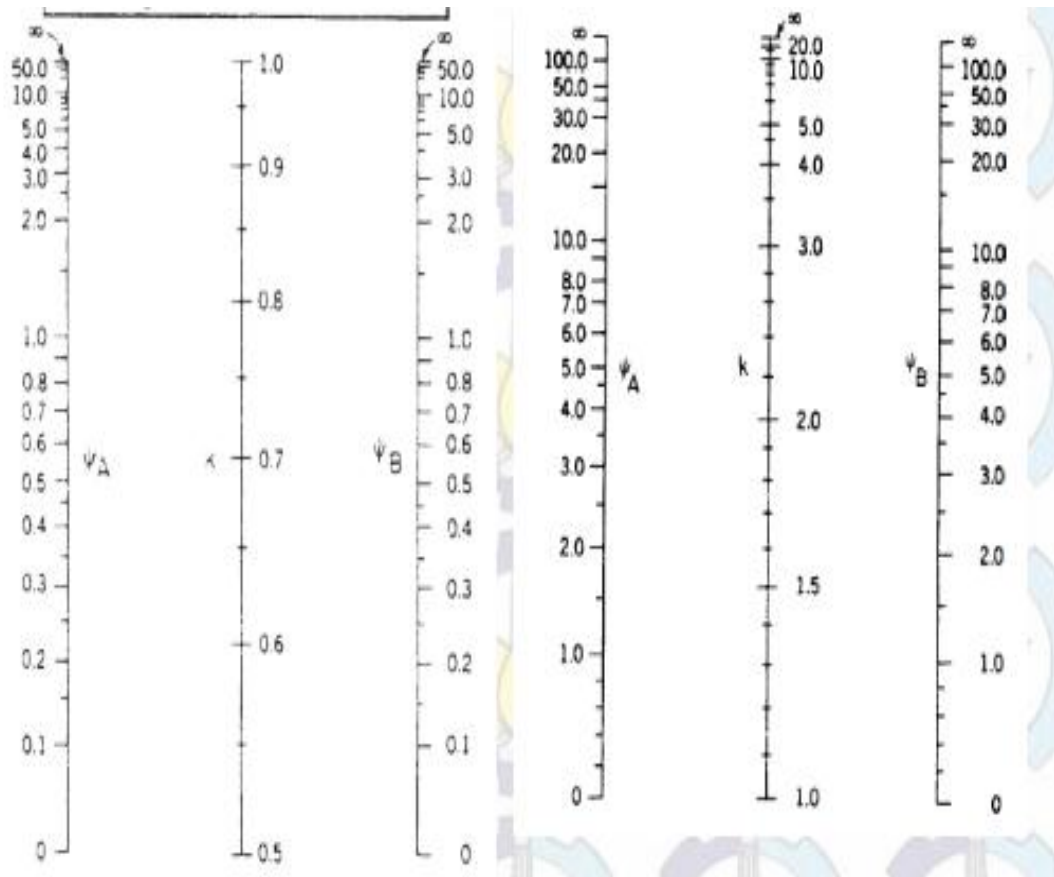
l_u = panjang bebas, dari sebuah komponen tekan harus diambil sama dengan jarak bersih antara pelat lantai, balok, atau komponen lain yang mampu memberikan tahanan lateral dalam arah yang ditinjau. Bila terdapat kepala kolom atau pembesaran balok, maka panjang bebas harus diukur terhadap posisi terbawah dari kepala kolom atau perbesaran balok dan bidang yang ditinjau.

r = jari-jari putaran = $\sqrt{\frac{I}{A}}$; ditetapkan $0,30h$ diaman h ukuran dimensi kolom persegi pada arah bekerjanya momen; $0,25D$ dimana D adalah diameter kolom bulat

M_{1b}, M_{2b} = momen batas pada ujung kolom yang tidak menimbulkan goyangan $M_{1b} < M_{2b}$,

Harga k ditentukan dari diagram nomogram factor panjang efektif kolom. Nilai-nilai factor panjang efektif k tersebut ditunjukkan dalam hubungan garis nomogram atau grafik alignment, seperti pada gambar 2.16. apabila kekakuan relatif ψ pada masing-masing ujung kolom A dan B

sudah didapat yaitu ψ_A dan ψ_B , hubungkan kedua nilai tersebut dengan suatu garis lurus yang akan memotong garis skala nilai nilai k yang berada di tengah, sehingga didapat nilai k .



Gambar 2.18 Nomogram Faktor Panjang Efektif Kolom

faktor panjang efektif merupakan fungsi dari factor kekangan ujung ψ_A dan ψ_B untuk masing-masing titik ujung atas dan bawah, yang didefinisikan sebagai:

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l_u} \right)_{kolom}}{\sum \left(\frac{EI}{l_n} \right)_{balok}} \dots\dots\dots 2.56$$

Kondisi ujung sendiri memberikan $\psi = \infty$ dan ujung jepit $\psi = 0$. Oleh karena sendi tanpa gesekan tidak ada dalam praktek, ψ harus diambil sebesar 10 untuk ujung yang dalam analisis dimisalkan sebagai sendi (wang, 1986).

Untuk kolom yang merupakan komponen rangka yang dikenal sebagai portal balok-kolom, tahanan ujungnya terletak di antara kondisi sendi dan jepit. Harga k dapat ditentukan dengan persamaan-persamaan berikut:

1. Batang tekan tanpa pengaku, dapat diambil dari harga terkecil dari

$$k = 0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \dots\dots\dots 2.57$$

$$k = 0,85 + 0,05\psi_{\min} \leq 1,0 \dots\dots\dots 2.58$$

Dimana: ψ_A dan ψ_B adalah ψ pada kedua ujung kolom dan ψ_{\min} adalah yang terkecil dari kedua harga tersebut.

2. Batang tekan tanpa pengaku yang dikekang pada kedua ujungnya:

$$\psi_{rata-rata} < 2 \rightarrow k = \frac{20 - \psi_{rata-rata}}{20} \sqrt{1 + \psi_{rata-rata}} \dots\dots\dots 2.59$$

$$\psi_{rata-rata} \geq 2 \rightarrow k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_{rata-rata}} \dots\dots\dots 2.60$$

$\psi_{rata-rata}$ adalah haruga ψ rata-rata pada kedua ujung unsur

3. Batang tekan tanpa pengaku yang kedua ujungnya sendi

$$k = 2,0 + 0,3\psi \dots\dots\dots 2.61$$

Dimana: ψ harga pada ujung yang tertahan

(Edwar G. Nawy, Beton Bertulang, hal 365-366)

Pada struktur kolom tanpa balok yaitu kolom tertahan langsung oleh pelat lantai maka struktur tersebut tetap merupakan suatu portal dengan pelat-pelat sebagai penghubung antar kolom pengganti balok selebar jalur kolom dan setebal pelat lantai tersebut. Sehingga harga k dapat diperoleh dengan grafik alignment atau garis nomogram

2.6.9. Analisa Kekuatan kolom Panjang

Apabila angka kelangsingan kl_u / r melebihi persyaratan yang tercantum pada sub bab 2.6.8 maka digunakan metode analisis stabilitas:

c. Metoda Pembesaran Momen

Metoda analisis ini didasarkan atas momen yang diperbesar yang dinyatakan sebagai:

$$M_c = \delta_b.M_2 = \delta_b.M_{2b} + \delta_b.M_{2b} \dots\dots\dots 2.62$$

Dimana:

M_c = momen terfaktor yang diperbesar, digunakan hanya untuk perencanaan komponen struktur tekan beton bertulang.

δ = faktor pembesaran momen

Indeks bawah 2 menunjukkan nilai yang terbesar dari kedua momen ujung pada unsur tekan, indeks bawah b menyatakan “dengan pengaku” atau

“goyangan samping tidak berarti” dan indeks bawah s menyatakan momen yang berkaitan dengan “goyangan”

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1 \dots\dots\dots 2.63$$

$$\delta_b = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75\sum P_c}} \geq 1 \dots\dots\dots 2.64$$

P_c adalah beban tekuk euler;

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \dots\dots\dots 2.65$$

Dengan nilai EI yang lebih konservatif:

$$EI = \frac{0,2E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots 2.66$$

Dimana: $E_c = 4700\sqrt{f_c'}$

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

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

$$\beta_d = \frac{\text{momen beban mati rencana}}{\text{momen total rencana}} = \frac{1,2M_D}{1,2M_D + 1,6M_L} \leq 1$$

P_u =beban rencana aksial terfaktor,

$\sum P_u$ dan $\sum P_c$ = jumlah gaya tekan untuk semua kolom dalam satu tingkat,

- a) Untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping, nilai δ_b dan δ_s harus dihitung, serta nilai k harus lebih besar dari 1.
- b) Sedangkan untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan samping nilai δ_s harus diambil sebesar 0 dan nilai k lebih kecil dari 1
- c) Untuk komponen struktur yang ditahan terhadap goyangan ke samping dan tanpa beban transversal di antara tumpuannya, C_m boleh diambil:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \dots\dots\dots 2.67$$

Dimana: $M_{1b} \leq M_{2b}$, untuk kelengkungan tunggal $M_{1b} / M_{2b} > 0$

- d) Dan untuk kasus lain C_m harus diambil sebesar 1.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.12.3.2 apabila perhitungannya menunjukkan momen yang bekerja pada kedua ujung komponen struktur tekan yang tertahan tidak terdapat momen atau eksentrisitas ujung dari perhitungan kurang dari $(15+0,03h)$. M_{2b} pada persamaan 2.62 harus didasarkan pada eksentrisitas minimum $(15+0,0h)$. Rasio M_{1b} / M_{2b} pada persamaan 2.66 harus ditentukan dari salah satu ketentuan berikut:

- 1) Apabila eksentrisitas ujung yang di dapat dari perhitungan kurang dari $(15 + 0,03h)$, momen ujung dari perhitungan boleh digunakan untuk menghitung M_{1b} / M_{2b}

2) Apabila perhitungan menunjukkan bahwa pada dasarnya di kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan tidak terdapat momen, rasio $M_{1b}.M_{2b}$ harus di ambil sama dengan 1.

d. Analisa Orde Kedua

Pendekatan matematis orde kedua diperlukan apabila angka kelangsingan kl_u / r melebihi 100. Pada analisis efek defleksi harus diperhitungkan. Menurut pengamatan *Nawy (1990)*, bahwa kebanyakan kolom pada bangunan beton bertulang tidak memerlukan orde kedua karena biasanya kolom-kolom mempunyai angka kelangsingan dibawah 100. Berdasarkan keadaan ini, maka dalam penulisan ini tidak membahas analisis orde kedua.

2.8 Perencanaan Struktur Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

2.8.1 Perencanaan Komponen Lentur Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Kuat lentur pada komponen lentur adalah M_u harus ditentukan dengan kombinasi sebagai berikut:

$$M_u = 1,4M_D$$

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_D$$

$$M_u = 1,2M_D + 1,0M_D \pm 1,0M_E$$

$$M_{ub} = 0,9M_{Db} \pm M_{Eb}$$

Dimana:

M_D = momen lentur komponen portal akibat beban mati tak terfaktor

M_{Lb} = momen lentur komponen portal akibat beban hidup tak terfaktor

M_{Eb} = momen lentur komponen portal akibat beban gempa tak terfaktor

Selain penentuan kuat lentur, tiap komponen-komponen struktur yang menerima beban lentur dalam SRPMK sesuai SNI-2847-2002 pasal 23.3(1(1)) sampai dengan 23.3 (1(4)) harus memenuhi kondisi berikut:

1. Beban aksial tekan $\leq A_g f'_c / 10$
2. Bentang bersih $\geq 4d$
3. $b_w / h \geq 0,3$
4. $b_w \geq 250mm$

Dimana : A_g = luas bruto penampang (mm^2)

d = tinggi efektif penampang (mm)

b_w = lebar badan (mm)

h = tinggi total komponen struktur (mm)

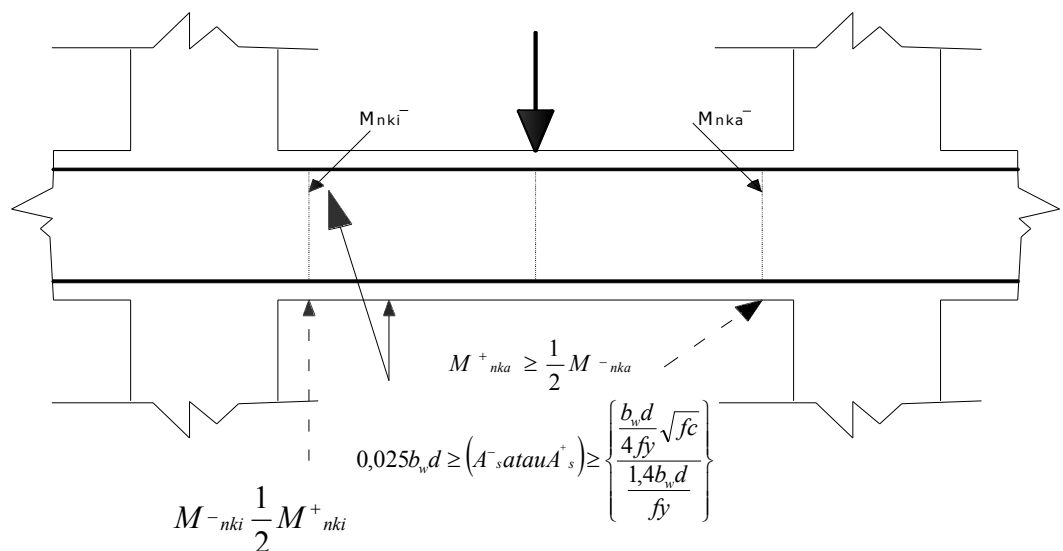
persyaratan penulangan untuk komponen lentur pada SRPMK menurut SNI-2847-2002 pasal 23.3(2(1)) dan pasal 23.3 (2(2)) adalah sebagai berikut:

- Tulangan minimum baik atas maupun bawah harus sedikitnya:

$$\frac{b_w \cdot d}{4f_y} \sqrt{f'_c} \text{ dan } \frac{1,4b_w \cdot d}{4f_y}$$

- Rasio tulangan $\leq 0,025$

- Kuat momen positif dimuka kolom $\geq 1/2$ kuat momen negatif dimana kolom.
- Sedikitnya dipasang dua tulangan diatas dan dibawah ditiap potongan secara menerus
- Ditiap potongan disepanjang komponen tidak boleh ada kuat momen negatif maupun positif yang kurang dari $1/4$ kuat momen maksimum yang terpasang di kedua muka kolom

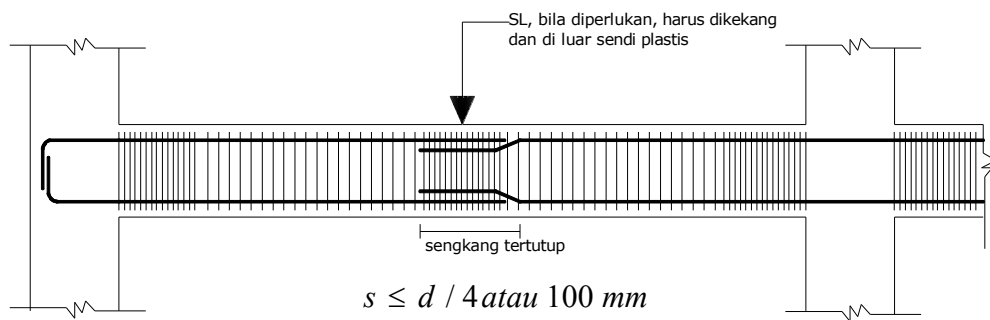


Gambar 2.19 persyaratan penulangan komponen lentur pada SRPMK

Sementara untuk sambungan lewatan (SL) harus diletakan diluar daerah sendi plastis. Bila dipakai SL, maka sambungan itu harus didesain sebagai SL tarik dan harus dikekeng sebaik-baiknya. Munurut SNI-2847-2002 pasal 23.3(2(3)) dan pasal 23.3(2(4)) pesyaratannya adalah:

- SL diijinkan bila dipasang hoops atau spiral sepanjang SL

- Spasi sengkang yang mengikat daerah SL tidak boleh melebihi $d/4$ atau 100mm
- SL tidak boleh dipasang dalam HBK, jarak $2d$ dari muka kolom dan dilokasi kemungkinan terjadi sendi plastis .

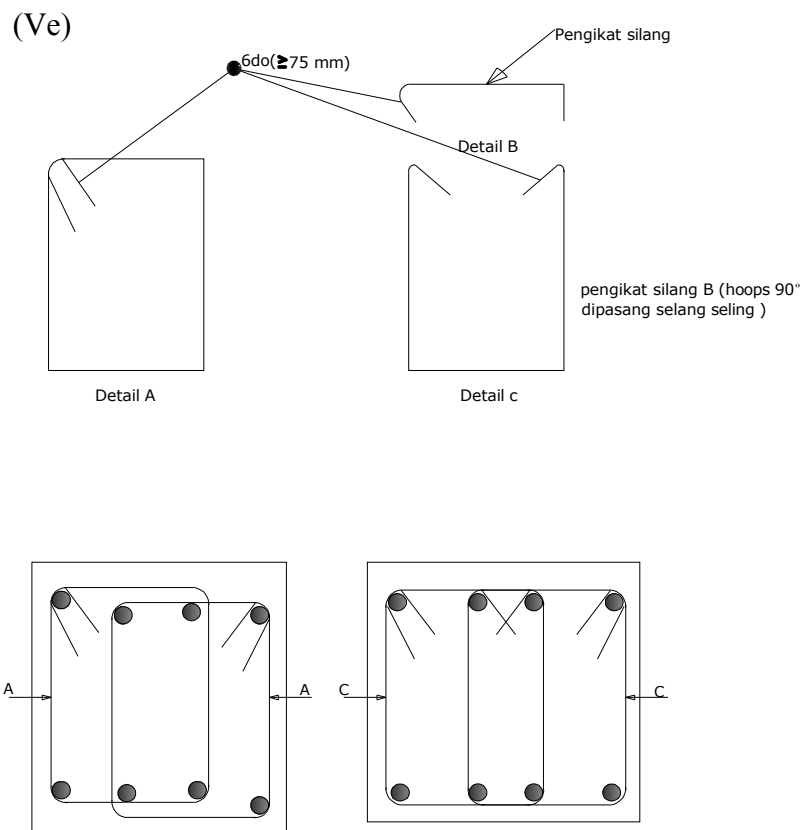


Gambar 2.20 tipikal sambungan lewatan (SL)

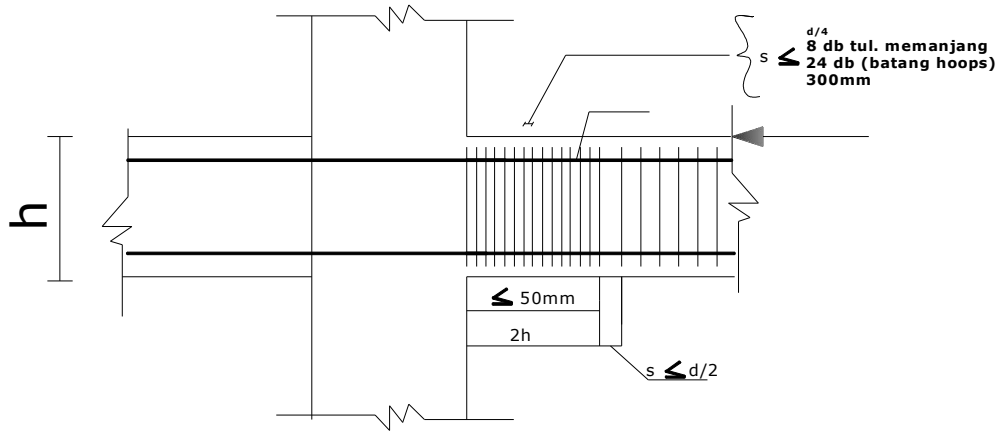
Pengekangan yang cukup disyaratkan harus ada ujung-ujung komponen lentur yang kemungkinan besar akan terjadi sendi plastis untuk menjamin kemampuan daktilitas struktur tersebut, bila terkena beban bolak-balik persyaratan tulangan pengekan disyaratkan di SNI-2847-2002 pada pasal 23.3 (3(1)) sampai dengan pasal 23.3(3(4))

- Hoops diperlukan sepanjang $2d$ dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur dengan meletakkan hoops pertama sejarak 50 mm dari muka kolom.
- Hoops juga diperlukan sepanjang $2 \times d$ di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan lateral displacement inelastic dari rangka.

- Hoops disyaratkan s harus tidak melebihi $d/4$, 8 x tulangan memanjang terkecil, 24 x tulangan hoops atau 300 mm.
- Dimana hoops tidak disyaratkan, begel dengan hoops gempu di dua ujung harus dipasang dengan $s \leq d/2$ sepanjang komponen.
- Tulangan transversal harus pula dipasang untu menahan gaya geser



Gambar 2.21 sambungan lewatan dan sengkang tertutup pada SRPM



Gambar 2.22 penulangan transversal untuk komponen lentur pada SRPMK

2.8.2 Perencanaan Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial pada Struktur Rangka Pemikul Khusus (SRPMK)

Berdasarkan prinsip “Capacity Design” dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom-kolom tidak leleh lebih dahulu sebelum balok. Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom akan menyebabkan kerusakan berat, karena itu harus dihindarkan. Oleh sebab itu kolom-kolom selalu didesain 20% lebih kuat dari balok-balok di suatu hubungan balok kolom (HBK)

Komponen rangka yang termasuk dalam klasifikasi komponen struktur yang terkena beban lentur dan aksial dalam SRPMK harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- Beban aksial tekan berfaktor $\leq A_g \cdot f'c / 10$
- Dimensi terkecil penampang $\geq 300\text{mm}$

- Ratio dimensi terkecil penampang terhadap dimensi tegalurusnya
 $\geq 0,4$

Kuat lentur komponen strukturnya dapat ditentukan dengan menggunakan rumus:

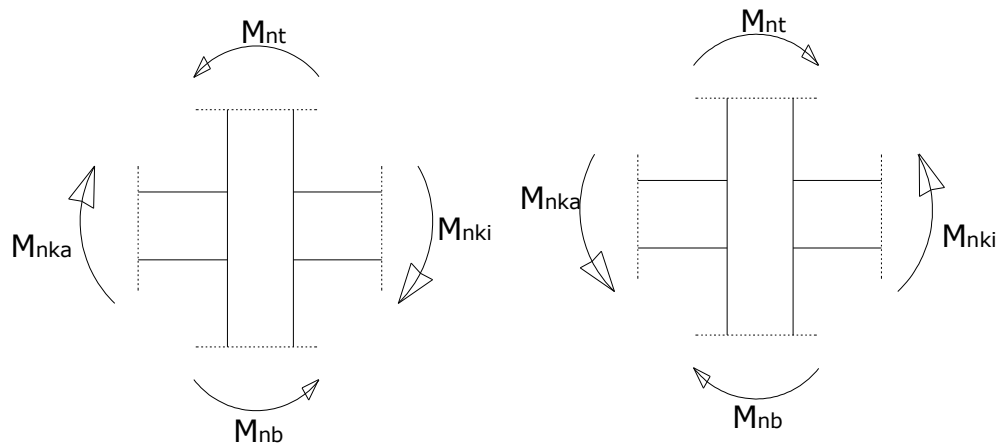
$$\sum Me \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum Mg$$

Dimana:

$\sum Me$ = jumlah momen dimuka HBK sesuai dengan desain kuat lentur

$\sum Mg$ = jumlah momen dimuka HBK sesuai dengan desain kuat lentur

nominal balok-balok

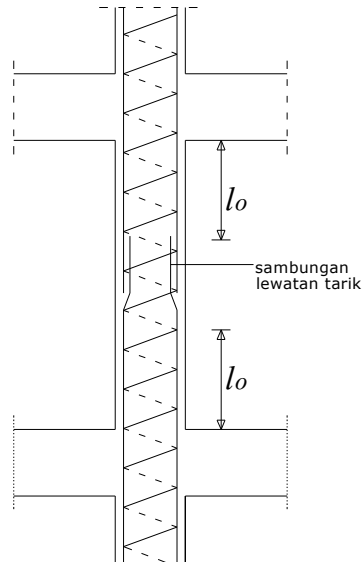


Gambar 2.23 “strong column weak beam” persyaratan rangka pada SRPMK

Keterangan : ka, ki, t dan b adalah kanan, kiri, top dan bawah

Rasio tulangan (ρ_g) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06.

SL hanya diijinkan di sekitar tengah panjang komponen, harus sebagai sambungan tarik, yang harus dikenal tulangan transversal sepanjang penyalurannya.



Gambar 2.24 tipikal detail sambungan lewatan kolom pada SRPMK

Persyaratan tulangan transversal (TT) perlu dipasang sepanjang l_o dari muka HBK dikedua ujung kolom dimana lentur leleh kemungkinan dapat terjadi l_o harus tak boleh lebih kecil dari:

- Tinggi penampang komponen
- 1/6 panjang bentang bersih
- 500 mm

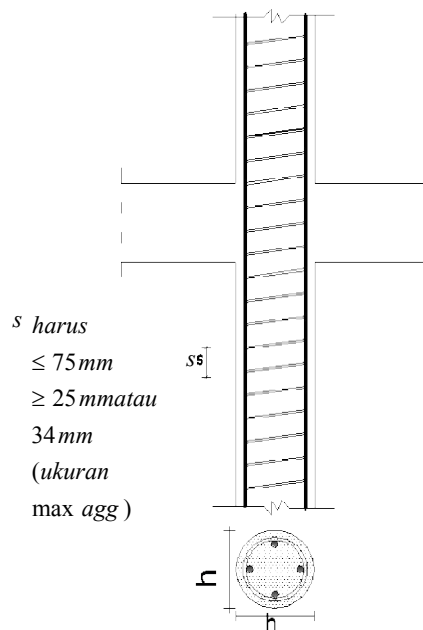
Total luas penampang tulangan hoops persegi panjang untuk pengeangan harus tidak boleh kurang dari nilai dua persamaan ini:

$$A_{sh} = 0,3 \left(s h_c f_c' / f_{yh} \right) \left[\left(A_g / A_{ch} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(s h_c f_c' / f_{yh} \right)$$

s untuk tulangan transversal pengekangan harus tak boleh lebih dari $h/4,6 \times \phi$ tulangan longitudinal, $s_x \leq 150 \leq 100$.

Pengikat silang atau sengkang rangkap dari hoops tumpu tidak boleh punya s lebih dari 300 mm diarah tegak lurus tulangan memanjang komponen struktur. Tulangan vertical tidak boleh berjarak bersih lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral. Bila TT untuk pengekangan tidak lagi disyaratkan maka sisa panjang kolom harus terpasang tulangan hoops dengan jarak s tak melebihi 6 x diameter tulangan memanjang atau 150mm.



Gambar 2.25 syarat pengekangan ujung-ujung kolom penulangan hoops (sengkang tertutup) persegi

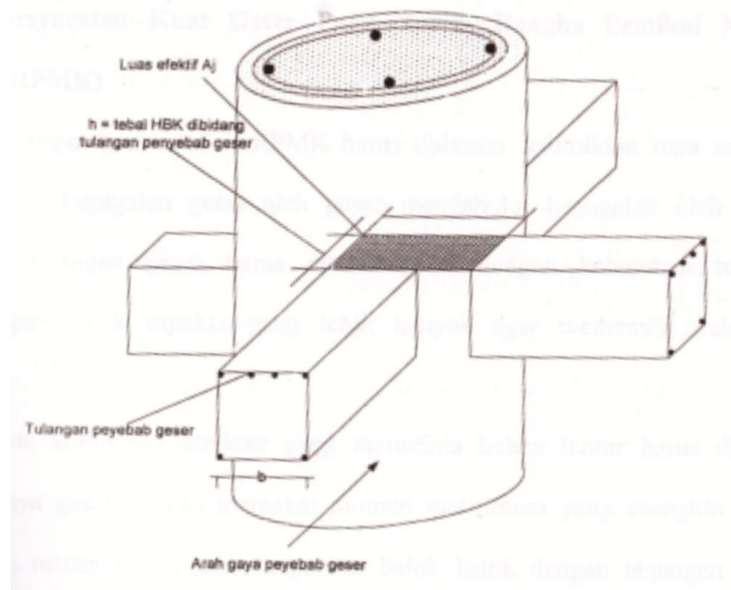
2.8.3 Hubungan Balok-Kolom (HBK) Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Penulangan harus menerus menembus HBK dan dijangkar sebagai batang tarik atau tekan dengan panjang penyaluran yang benar dalam suatu dalam suatu inti kolom terkekang. Lekatan antara tulangan memanjang dan beton tidak boleh sampai lepas atau slip didalam HBK yang berakibat menambah rotasi dalam HBK. Menurut SNI-2827-2002 pasal 23.5((4)) persyaratan ukuran minimum harus dipenuhi agar mengurangi kemungkinan kegagalan dan kehilangan lekatan pada waktu terjadi beban berbalik diatas tegangan leleh tulangan.

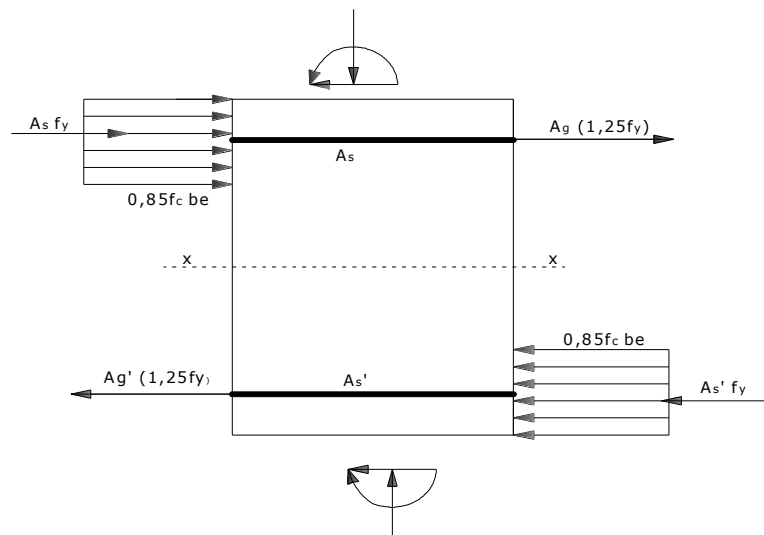
Bila tulangan memanjang balok menerus melewati HBK. Maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih kecil dari 20 kali diameter terbesar tulangan memanjang.

Factor paling penting dalam menentukan kuat geser nominal HBK adalah luas efektif (A_j) dari HBK. Untuk HBK yang dikekang oleh balok-balok dikeempat mukanya, maka kapasitas atau kuat geser nominal HBK adalah sebesar $1,7 A_j \sqrt{f_c'}$. Untuk hubungan yang terkekang ditiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan, maka kapasitasnya hanya $1,25 A_j \sqrt{f_c'}$. Penting untuk dipahami bahwa kapasitas geser adalah hanya fungsi dari kekuatan beton dan luas A_j .

Dalam menghitung gaya geser di HBK gaya dalam tulangan memanjang balok dimuka HBK, harus dianggap mempunyai tegangan tarik sebesar $1,25f_y$.



Gambar 2.26 Luas Efektif Dari HBK



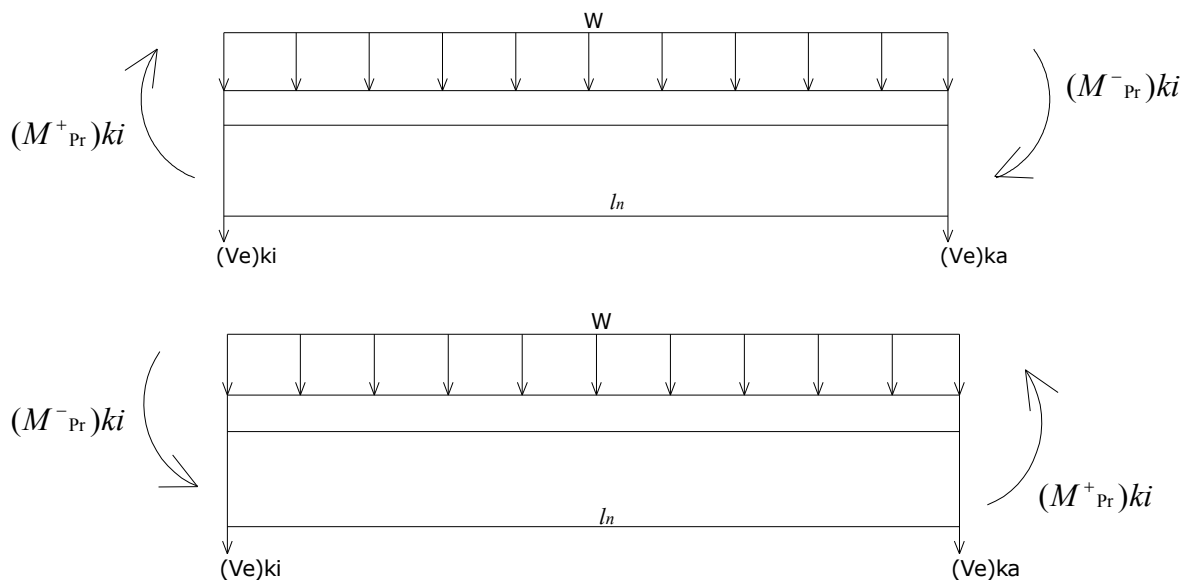
Gambar 2.27 Geser Horizontal Dalam HBK

2.8.4 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Tulangan geser pada SRPMK harus didesain sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kegagalan getas oleh geser mendahului kegagalan oleh lentur. Kebutuhan tulangan geser harus dibandingkan dengan kebutuhan tulangan pengekangan untuk dipakai yang lebih banyak agar memenuhi kebutuhan keduanya.

Pada komponen struktur yang menerima beban lentur harus didesain dengan gaya geser dengan memakai momen maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr}). M_{pr} merupakan momen kapasitas balok balok

dengan tulangan sebesar $f_s = 1,25f_y$ dan $\phi = 1$, ditamba beban gravitasi dibalok.

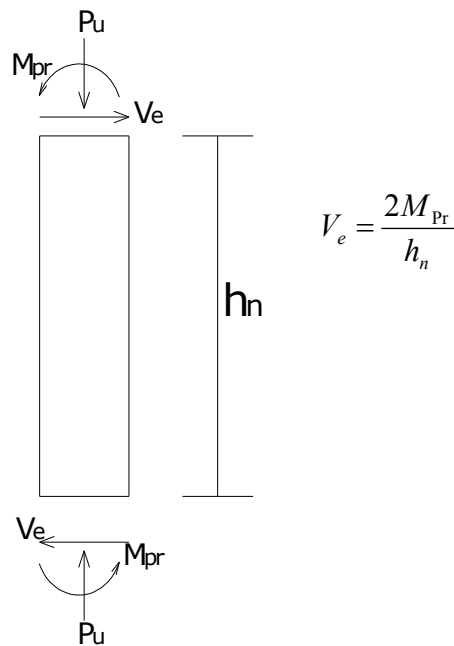


Gambar 2.28 desain gaya geser balok.

$$\text{maksimum } Ve = \frac{(M_{Pr}^{\pm})_{ki} + (M_{Pr}^{\pm})_{ka}}{l_n} + \frac{wl_n}{2}$$

Bila gaya geser akibat saja $\geq 0,5$ maksimum kuat geser rencana, dan gaya aksial tekan terfaktor termasuk efek gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$ maka kontribusi kuat geser beton V_c boleh di ambil sama dengan nol.

Untuk komponen struktur yang kena beban aksial dan lentur pada SRPMK, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di HBK ditiap ujung komponen kolom oleh M_{pr} maksimum terkait dengan beban-baban aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur yang bersangkutan V_e yang didapat tak perluh lebih besar dari gaya melintang HBK yang diperoleh dari M_{pr} komponen transversal dan boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur.



Gambar 2.29. gaya geser rencana untuk kolom pada SRPMK

BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data Perencanaan

3.1.1 Data Bangunan

Nama Gedung : Fakultas Matematika dan Ilmu Pengatahuan Alam
(MIPA) Universitas Brawijaya Malang

Lokasi Gedung : Jl. Veteran, Kampus Universitas Brawijaya
Malang

Fungsi Bangunan : Gedung Perkantoran dan Perkuliahan

Jenis Struktur : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Jumlah Lantai : 8 Lantai + Atap

Tinggi Bangunan : 36,4 meter

Panjang Bangunan : 59,4 meter

Lebar Bangunan : 29,4 meter

Zona Gempa : Zona 6

3.2 Data Pembebanan

3.1.2 Data Beban Mati

Sesuai dengan peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987 maka beban mati adalah sebagai berikut :

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m²
- Berat ubin keramik per cm tebal = 22 kg/m²

- Berat plafond + rangka penggantung = $(11+ 7) = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat jenis pasangan bata merah = 1700 kg/m^3
- Berat jenis beton bertulang = 2400 kg/m^3

3.2.2 Data Beban Hidup

Sesuai dengan peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987 maka beban mati adalah sebagai berikut :

- Beban hidup ruang kuliah lantai 2 – lantai 8 = 250 kg/m^2
- Ruang rapat dan ruang serbaguna = 400 kg/m^2
- Beban untuk tangga dan bordes ruang kuliah = 300 kg/m^2
- Beban guna atap = 100 kg/m^2
- Berat jenis air hujan = 1000 kg/m^3

3.3 Data Material

Dalam perencanaan gedung Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam (MIPA) Universitas Brawijaya Malang, mutu bahan yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Tegangan leleh tulangan ulir f_y = 390 Mpa
- Tegangan leleh tulangan polos f_y = 240 Mpa
- Kuat tekan beton f_c' = 35 Mpa
- Modulus Elastisitas baja (E baja) = 200000 Mpa

3.4 Perencanaan Dimensi Portal

3.4.2 Dimensi balok portal memanjang

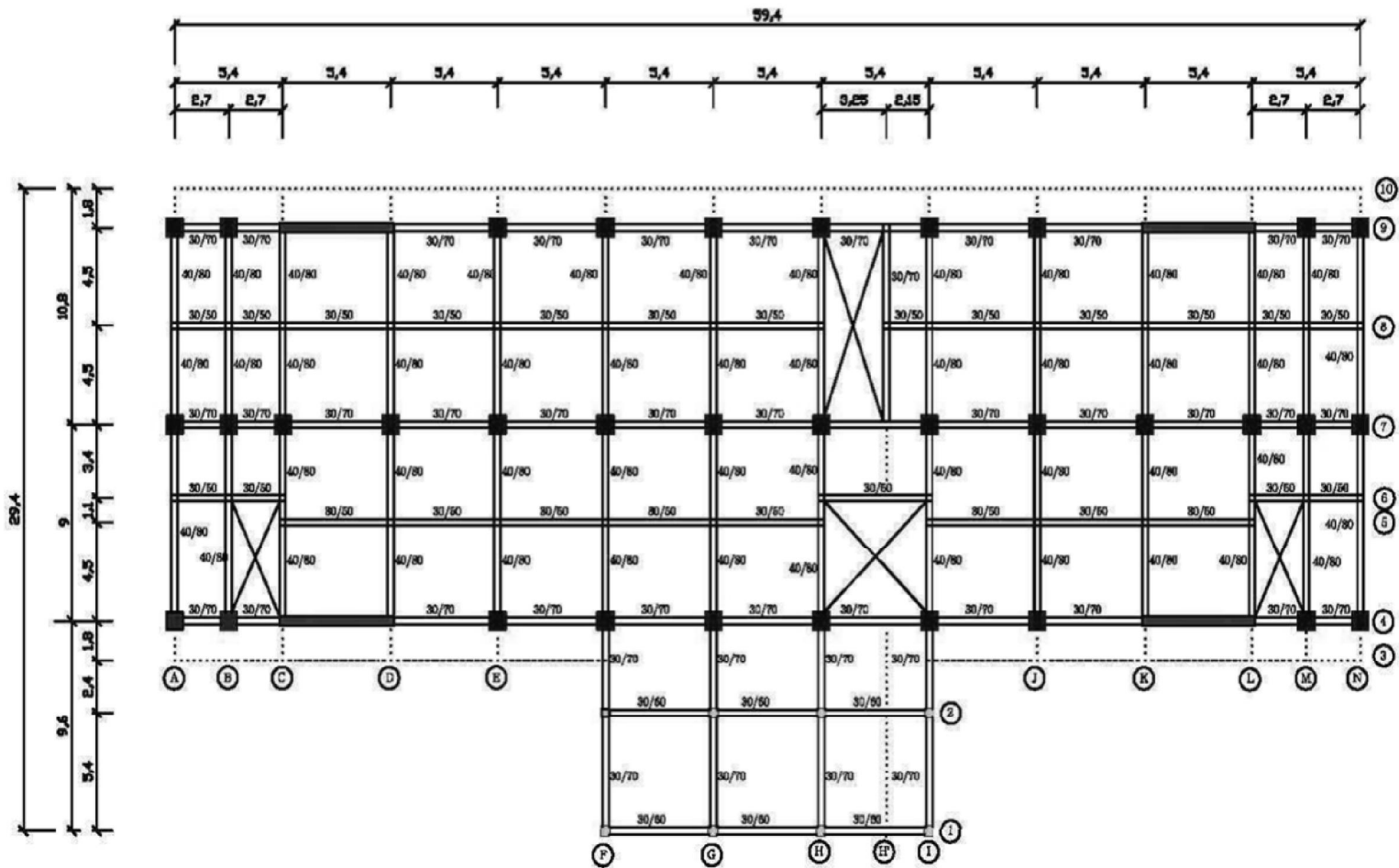
- Balok induk 30/70
- Balok induk 30/40
- Balok anak 20/40
- Balok anak 30/50

3.4.3 Dimensi balok portal melintang

- Balok induk 40/80
- Balok induk 30/70
- Balok induk 35/50
- Balok anak 30/70

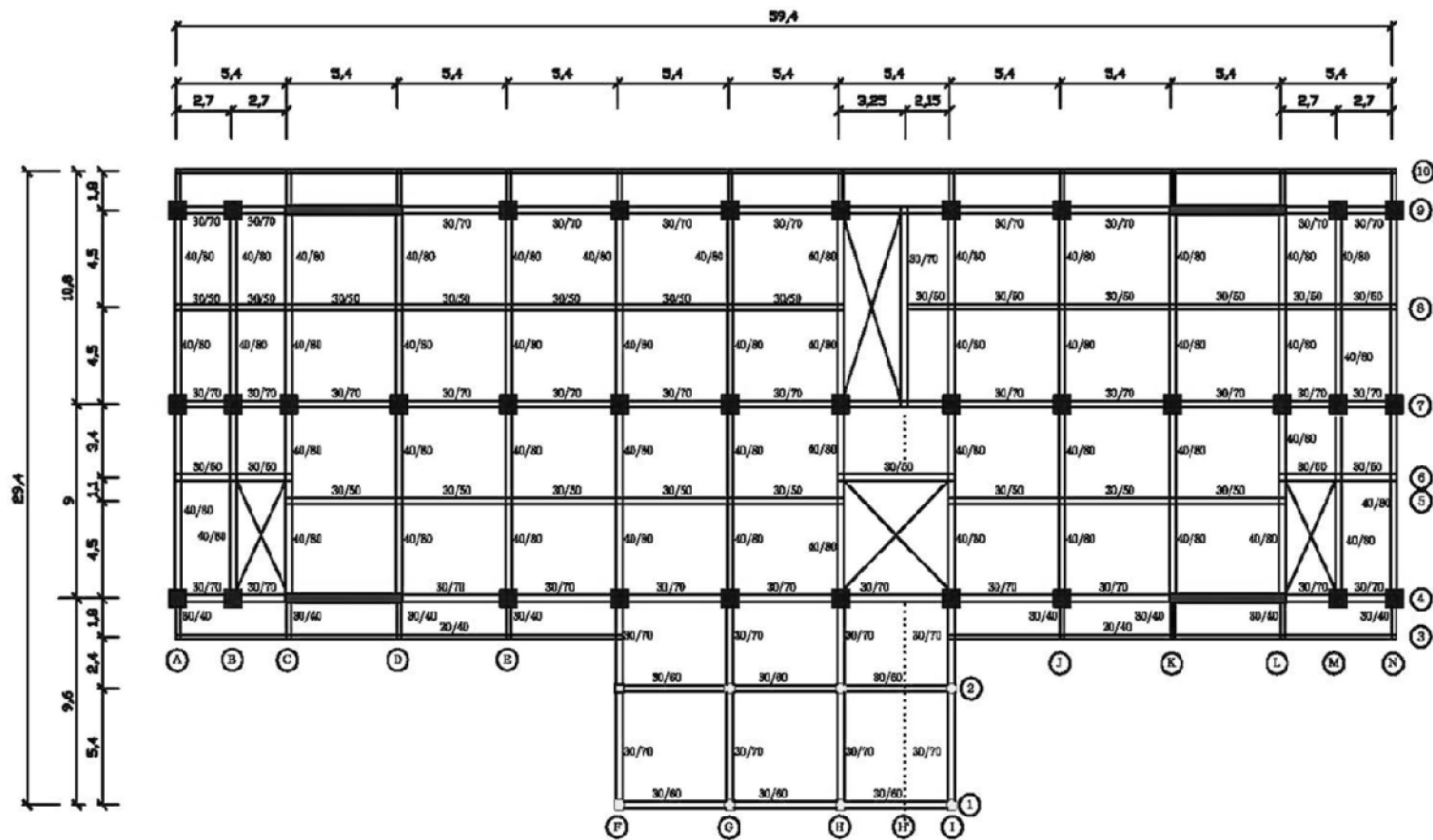
3.4.4 Dimensi kolom

- Kolom $D = 80$
- Kolom $D = 40$
- Kolom $D = 50$



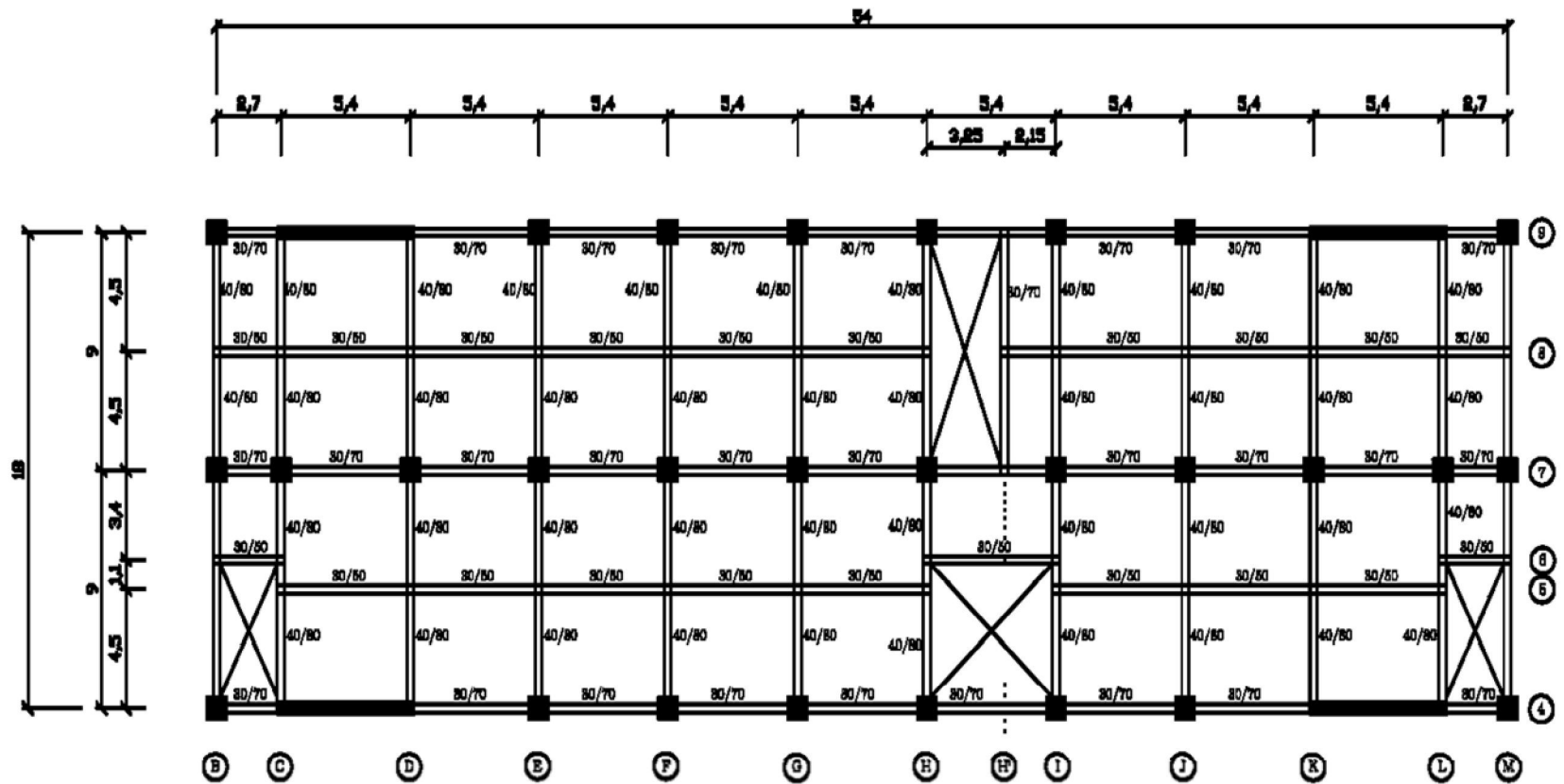
Gambar 3.1 Denah Balok Lantai

2 & 3

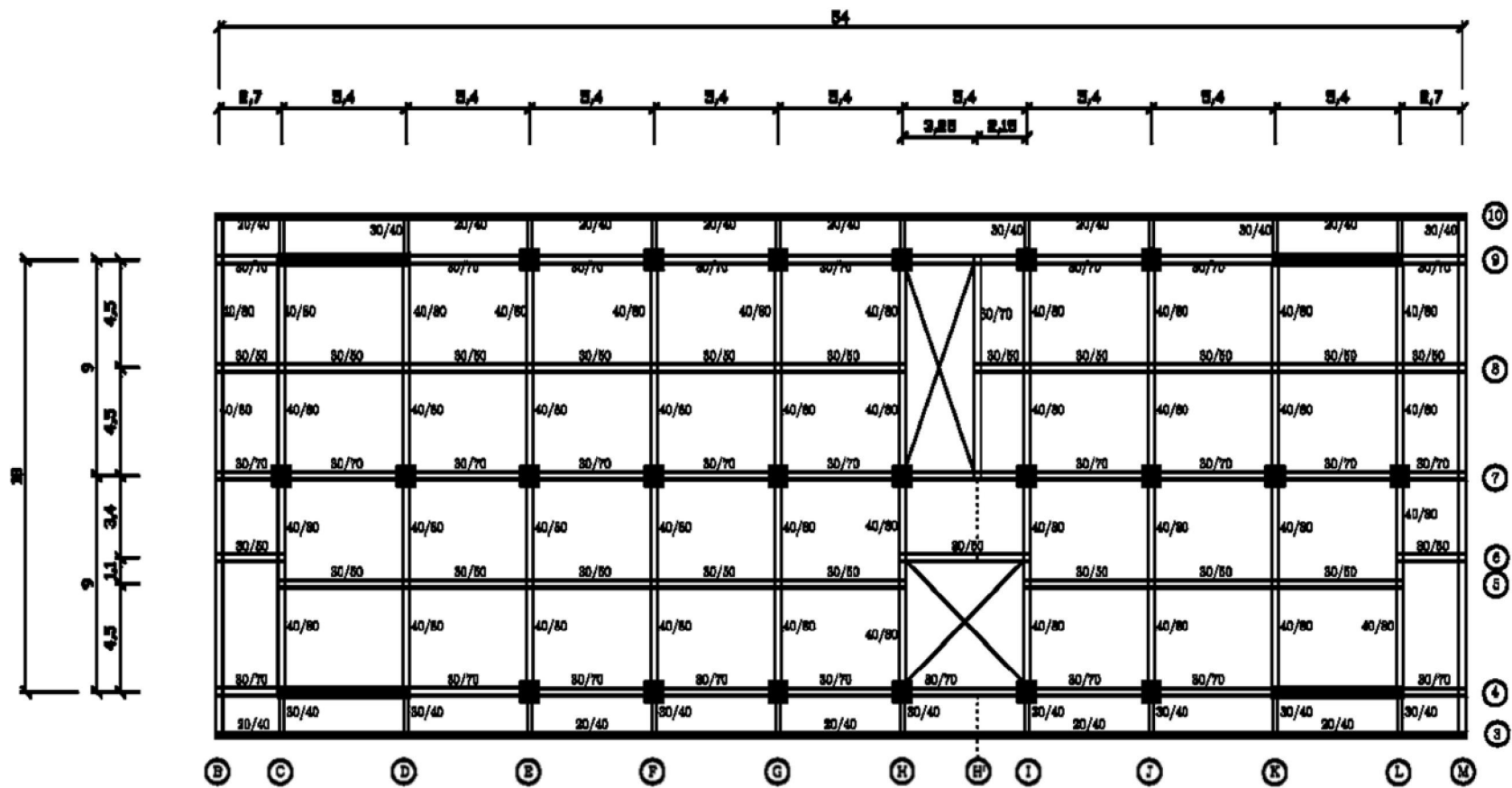


Gambar 3.2 Denah Balok

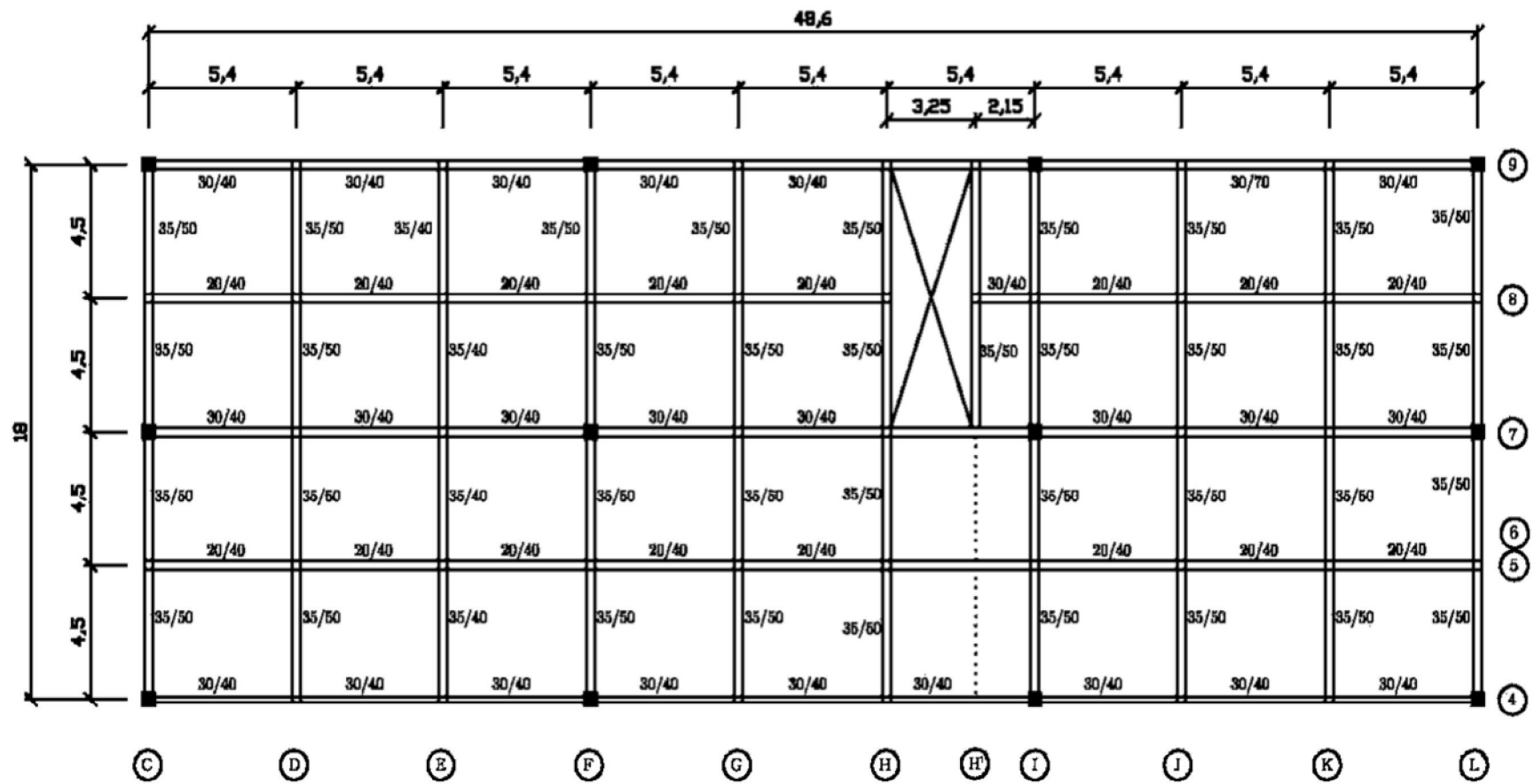
Lantai 4



Gambar 3.3 Denah Balok Lantai
5 & 7



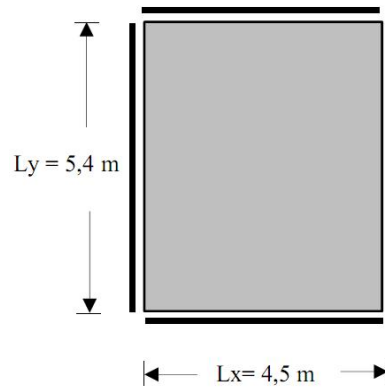
Gambar 3.4 Denah Balok Lantai 8



Gambar 3.5 Denah Balok Atap

3.5 Dimensi Plat

- Bentang terpanjang (L_y) : 5,4 m
- Bentang terpendek (L_x) : 4,5 m



Gambar 3.6 Penampang atas plat

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{5,4}{4,5} = 1,2 \leq 2, \text{ maka digunakan plat 2 arah}$$

Kontro nilai α_m :

Momen inersia balok (Ibalok) pada bentang 5,4 m yang dimensinya direncanakan 30/70

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} x b x h^3 = \frac{1}{12} x 30 x 70^3 = 857500 \text{ cm}^4$$

Momen inersia balok (Ibalok) pada bentang 4,5 m yang dimensinya direncanakan 40/80

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} x b x h^3 = \frac{1}{12} x 40 x 80^3 = 857500 \text{ cm}^4$$

Direncanakan $h_{\text{plat}} = 12 \text{ cm}$, maka :

$$I_{\text{plat}} = \frac{1}{12} x b x h^3 = \frac{1}{12} x 540 x 12^3 = 77760 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = \frac{1}{12} x b x h^3 = \frac{1}{12} x 450 x 12^3 = 64800 \text{ cm}^4$$

Direncanakan Modulus Elastisitas balok (E_{cb}) dan Modulus Elastisitas

Plat (E_{cp}) besarnya sebesar : $4700\sqrt{f_c} = 4700\sqrt{35} = 27805,57$ Mpa

Untuk besaran α pada balok bentang 5,4 m adalah =

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p} \text{ maka ;}$$

$$\alpha_1 = \frac{27805,57 \times 857500}{27805,57 \times 77760} = 11,03$$

Untuk besaran α pada balok bentang 4,5 m adalah =

$$\alpha_2 = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p} \text{ maka ;}$$

$$\alpha_2 = \frac{27805,57 \times 1706667}{27805,57 \times 64800} = 26,34$$

Maka besaran α_m adalah :

$$\alpha_m = \frac{(2 \times \alpha_1) + (2 \times \alpha_2)}{4} = \frac{(2 \times 11,03) + (2 \times 26,34)}{4} = 18,68$$

Jadi nilai $\alpha_m = 18,68$ karena $>$ maka ketebalan plat minimum boleh

kurang dari : $h = \frac{Ln\left[0,8 + \frac{fy}{1500}\right]}{36 + 9\beta}$ dan tidak boleh $<$ 0,9 cm

$$L_n = 540 - \left(2 \times \frac{1}{2} \times 40\right) = 500 \text{ cm}$$

Untuk tebal plat minimum (h_{min}) yaitu :

$$h = \frac{Ln\left[0,8 + \frac{fy}{1500}\right]}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{500\left[0,8 + \frac{400}{1500}\right]}{36 + 9 \times 1,20} = 11,39 \text{ cm} < 12 \text{ cm, maka tebal plat minimum}$$

dipakai 12 cm

Untuk tebal plat maximum (h_{max}) yaitu :

$$h = \frac{500 \left[0,8 + \frac{400}{1500} \right]}{36} = 14,8 \text{ cm} = 148 \text{ mm}$$

Maka tebal plat yang digunakan : 12 cm = 120 mm.

3.6 Pendimensionian Plat Atap

$$\begin{aligned} H_{\min} &= \frac{L}{10} x \left(0,40 + \frac{fy}{700} \right) = \frac{1000}{10} x \left(0,40 + \frac{400}{700} \right) \\ &= 40 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil tebal plat atap = 100 mm

3.7 Pembebanan

3.7.1 Perhitungan Pembebanan Plat

1. Plat atap

a. Beban mati

- Berat sendiri Plat $= 0,10 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$
- Berat Plafon + penggantung $= 11 + 7 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 18 \text{ kg/m} +$
 $q_d = 258 \text{ kg/m}^2$

b. Beban Hidup

- Beban guna atap $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Berat air hujan $= 0,05 \times 1000 = 50 \text{ kg/m}^2 +$
 $q_l = 150 \text{ kg/m}^2$

2. Plat lantai

a. Beban mati

- Berat sendiri Plat lantai = $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Plafon + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat spesi per cm = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Berat tegel per cm = $1 \times 22 = 22 \text{ kg/m}^2 +$
- $$qd = 370 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban Hidup

- Beban hidup untuk ruang kantor = 250 kg/m^2
- Berat hidup untuk ruang pertemuan dan perpustakaan = 400 kg/m^2

3. Berat sendiri balok

- Balok induk 40/80 = $0,4 \times (0,8 - 0,12) \times 2400 = 652,8 \text{ kg/m}^2$
- Balok induk 30/70 = $0,3 \times (0,7 - 0,12) \times 2400 = 417,6 \text{ kg/m}^2$
- Balok induk 30/60 = $0,3 \times (0,6 - 0,12) \times 2400 = 345,6 \text{ kg/m}^2$
- Balok induk 35/50 = $0,35 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 = 319,2 \text{ kg/m}^2$
- Balok induk 30/40 = $0,3 \times (0,4 - 0,12) \times 2400 = 201,6 \text{ kg/m}^2$

3.8 Perhitungan Pembebanan Struktur

3.8.1 Lantai 8

3.8.1a Pembebanan Plat

Pada lantai 8 difungsikan sebagai ruang kelas dan ruang laboratorium

Pembebanan untuk plat lantai

- Beban mati (qd)

- Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/m²
 - Berat spesi (2 cm) = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Berat Ducting AC = 15 kg/m²
 - Berat tegel (1 cm) = 1 x 22 = 22 kg/m²+
- qd = 97 kg/m²**

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Masing, sehingga berat sendiri plat tidak di hitung karena sudah diperhitungkan pada Seltweight (Program bantu computer : StaadPro)

- Beban mati tangga (qd)

- Berat spesi (2 cm) = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Berat tegel (1 cm) = 1 x 22 = 22 kg/m² +
- ql = 64 kg/m²**

- Beban hidup tangga (ql)

- Beban hidup tangga dan bordes untuk ruang kuliah ql = 300 kg/m²

- Beban Lift (ql)

Beban Lift dikategorikan Beban hidup (ql) karena beban yang bergerak.

- Lift Merek YUNDAI dengan kapasitas muat 12 orang (3 lift) = 1000 kg

3.8.1b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line H' merupakan

Balok dengan dimensi (30/70)

Bentang (4,5 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 8 = 3,3 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,3 \times 0,15 \times 1700 \\ &= 841,5 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line B dan M merupakan

Balok dengan dimensi (40/80)

Bentang (9,0 m dan 4,5 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 8 = 3,2 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,2 \times 0,15 \times 1700 \\ &= 816,0 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 5 dan 8 merupakan

Balok dengan dimensi (30/50)

Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 8 = 3,5m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,5 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{892,5 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 3 dan 10 merupakan

Balok dengan dimensi (20/40)

Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding balkon = 1,5 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 1,5 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{382,5 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 4 dan 9 merupakan Balok dengan dimensi (30/70)
Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 8 = 3,3 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,3 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{841,5 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

3.8.2 Lantai 7

3.8.2a Pembebanan Plat

Pada lantai 7 difungsikan sebagai ruang serbaguna (Aula), ruang Dekan dan ruang Rapat.

Pembebanan untuk plat lantai.

- Beban mati (ql)
 - Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/m²
 - Berat spesi (2 cm) = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Berat Ducting AC = 15 kg/m²
 - Berat tegel (1 cm) = 1 x 22 = 22 kg/m² +
- $$\mathbf{ql = 97 \text{ kg/m}^2}$$

Ket. Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada Selfweight (program bantu computer : StaadPro)

- Beban hidup (ql)

- Beban guna lantai $\underline{\hspace{10em}} = 250 \text{ kg/m}^2$
 $\mathbf{ql = 250 \text{ kg/m}^2}$

Beban hidup (ql) menurut pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12)

- Ruang Pertemuan dan Perpustakaan = 400 $\hspace{10em} = 400 \text{ kg/m}^2$

3.8.2b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line H' merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (4,5 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 7 $\hspace{10em} = 3,8\text{m}$
- Lebar dinding $\hspace{10em} = 0.15 \text{ m}$
- Panjang dinding $\hspace{10em} = 1 \text{ m}$ (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah $\hspace{5em} = 1700 \text{ kg/m}^3$

Jadi beban untuk balok (qd) $\hspace{10em} = 3,8 \times 0,15 \times 1700$
 $\hspace{10em} = \mathbf{969,0 \text{ kg/m}}$

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line B, D dan M

Balok dengan dimensi (40/80) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5,6 m, 4,5 m dan 9,0 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 7 = 3,7 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,7 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{943,5 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 8 merupakan

Balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (2,7 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 7 = 4,0 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 4,0 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{1020,0 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 5 dan 8 merupakan Balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding Bentang (5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 7 = 4,0 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 4,0 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{1020,0 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 4 = 7 = 9 merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 7 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,8 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{969,0 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Keterangan : Berat kaca untuk struktur = 50 % dari berat dinding

$$= 0,5 \times 969,0$$

$$= \mathbf{484,5 \text{ Kg/m}}$$

3.8.3 Lantai 6

3.8.3a Pembebanan Plat

Pada lantai 6 difungsikan sebagai ruang serbaguna (Aula), ruang logistik dan ruang pertemuan akademik.

Pembebanan untuk plat lantai.

- Beban mati (ql)

- Berat plafond + penggantung $= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$

- Berat spesi (2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Berat Ducting AC $= 15 \text{ kg/m}^2$

- Berat tegel (1 cm) $= 1 \times \underline{22} = 22 \text{ kg/m}^2 +$

$$\mathbf{ql = 97 \text{ kg/m}^2}$$

Ket. Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada Selfweight (program bantu computer : StaadPro)

- Beban hidup (ql)

- Beban guna lantai $\underline{\hspace{2cm}} = 250 \text{ kg/m}^2$

$$\mathbf{ql = 250 \text{ kg/m}^2}$$

Beban hidup (ql) menurut pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987

(Tabel 3.1 hal 12)

- Ruang Pertemuan dan Perpustakaan = 400 = 400 kg/m²

3.8.3b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line H' merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (4,5 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 6 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0,15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,8 \times 0,15 \times 1700 \\ &= 969,0 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line B, D dan M Balok dengan dimensi (40/80) yang ditumpu oleh dinding Bentang (5,6 m, 4,5 m dan 9,0 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 6 = 3,7 m
- Lebar dinding = 0,15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)

- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,7 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{943,5 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 5 dan 8 merupakan

Balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 6 = 4,0 m

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)

- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 4,0 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{1020,0 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 4 = 7 = 9 merupakan

Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 6 = 3,8 m

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)

- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

Jadi beban untuk balok (qd) = $3,8 \times 0,15 \times 1700$
= 969,0 kg/m

Keterangan : Berat kaca untuk struktur = 50 % dari berat dinding

= $0,5 \times 969,0$

= 484,5 Kg/m

3.8.4 Lantai 5

3.8.4a Pembebanan Plat

Pada lantai 5 difungsikan sebagai ruang serbaguna (Aula), ruang Dosen dan ruang Lab. Komputer.

Pembebanan untuk plat lantai.

- Beban mati (ql)

- Berat plafond + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$

- Berat spesi (2 cm) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Berat Ducting AC = 15 kg/m^2

- Berat tegel (1 cm) = $1 \times \underline{22} = 22 \text{ kg/m}^2 +$

ql = 97 kg/m²

Ket. Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada Selfweight (program bantu computer : StaadPro)

- Beban hidup (ql)

- Beban guna lantai = 250 kg/m^2

$$q_l = 250 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup (q_l) menurut pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987
(Tabel 3.1 hal 12)

- Ruang Pertemuan dan Perpustakaan = 400 = 400 kg/m²

3.8.4b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line H' merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (4,5 m)

Beban mati (q_d)

- Tinggi dinding lantai 5 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0,15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

Jadi beban untuk balok (q_d) = 3,8 x 0,15 x 1700
= **969,0 kg/m**

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line B, D, I dan M Balok dengan dimensi (40/80) yang ditumpu oleh dinding Bentang (5,6 m, 4,5 m dan 9,0 m)

Beban mati (q_d)

- Tinggi dinding lantai 5 = 3,7 m

- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,7 \times 0,15 \times 1700 \\ &= 943,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 5 dan 8 merupakan Balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding Bentang (5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 5 = 4,0 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 4,0 \times 0,15 \times 1700 \\ &= 1020,0 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 4 = 7 = 9 merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 5 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,8 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{969,0 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Keterangan : Berat kaca untuk struktur = 50 % dari berat dinding

$$\begin{aligned} &= 0,5 \times 969,0 \\ &= \mathbf{484,5 \text{ Kg/m}} \end{aligned}$$

3.8.5 Lantai 4

3.8.5a Pembebanan Plat

Pada lantai 4 difungsikan sebagai ruang Perkuliahan dan terhadap garden roof / taman.

Pembebanan untuk plat lantai.

• Beban mati (ql)

- Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/m²
- Berat spesi (2 cm) = 2 x 21 = 42 kg/m²
- Berat Ducting AC = 15 kg/m²
- Berat tegel (1 cm) = 1 x 22 = 22 kg/m² +

$$\mathbf{ql = 97 \text{ kg/m}^2}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung

karena sudah diperhitungkan pada Selfweight (program bantu computer : StaadPro)

- Beban hidup (ql)

- Beban guna lantai $\frac{\quad}{\quad} = 250 \text{ kg/m}^2$
 $ql = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (ql) menurut pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12)

- Ruang Pertemuan dan Perpustakaan = 400 $= 400 \text{ kg/m}^2$

3.8.5b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line H' merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (4,5 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 4 $= 3,8 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0,15 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$

**Jadi beban untuk balok (qd) $= 3,8 \times 0,15 \times 1700$
 $= 969,0 \text{ kg/m}$**

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line B, C, D, E, I, J, K, L dan M

Balok dengan dimensi (40/80) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5,6 m dan 9,0 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 4 = 3,7 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,7 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{943,5 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 5 dan 8 merupakan

Balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 4 = 4,0 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 4,0 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{1020,0 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 3 dan 10 merupakan

Balok dengan dimensi (20/40) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding teras = 1,5 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 1,5 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{382,5 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 4 = 7 = 9 merupakan

Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 4 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,8 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{969,0 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Keterangan : Berat kaca untuk struktur = 50 % dari berat dinding

$$= 0,5 \times 969,0$$

$$= \mathbf{484,5 \text{ Kg/m}}$$

3.8.6 Lantai 3

3.8.6a Pembebanan Plat

Pada lantai 3 difungsikan sebagai ruang Serbaguna dan ruang Perkuliahan.

Pembebanan untuk plat lantai.

- Beban mati (ql)

- Berat plafond + penggantung $= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$

- Berat spesi (2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Berat Ducting AC $= 15 \text{ kg/m}^2$

- Berat tegel (1 cm) $= 1 \times \underline{22} = 22 \text{ kg/m}^2 +$

$$\mathbf{ql = 97 \text{ kg/m}^2}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada Selfweight (program bantu computer : StaadPro)

- Beban hidup (ql)

- Beban guna lantai $\underline{\hspace{2cm}} = 250 \text{ kg/m}^2$

$$\mathbf{ql = 250 \text{ kg/m}^2}$$

Beban hidup (ql) menurut pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987

(Tabel 3.1 hal 12)

- Ruang Pertemuan dan Perpustakaan = 400 = 400 kg/m²

3.8.6b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line H' merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (4,5 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 3 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0,15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\begin{aligned}\text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,8 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{969,0 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line A, B, C, D, E, I, J, K, L, M& N

Balok dengan dimensi (40/80) yang ditumpu oleh dinding Bentang (5,6 m dan 9,0 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 3 = 3,7 m

- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³
- Jadi beban untuk balok (qd) = 3,7 x 0,15 x 1700**
- = 943,5 kg/m**

- **Pembebanan Balok Induk Melintang Line F = G = H = I**
Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding
Bentang (4,2 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 3 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³
- Jadi beban untuk balok (qd) = 3,8 x 0,15 x 1700**
- = 969,0 kg/m**

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- **Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 5 dan 8** merupakan
Balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding
Bentang (5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding untuk ruang kamar mandi = 4,0 m

- Lebar dinding = 0.15 m
 - Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
 - Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³
- Jadi beban untuk balok (qd) = 4,0 x 0,15 x 1700**
- = 1020,0 kg/m**

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 4 = 7 = 9 merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 3 = 3,8 m
 - Lebar dinding = 0.15 m
 - Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
 - Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³
- Jadi beban untuk balok (qd) = 3,8 x 0,15 x 1700**
- = 969,0 kg/m**

Keterangan : Berat kaca untuk struktur = 50 % dari berat dinding

$$= 0,5 \times 969,0$$

$$= 484,5 \text{ Kg/m}$$

3.8.7 Lantai 2

3.8.7a Pembebanan Plat

Pada lantai 2 difungsikan sebagai ruang Serbaguna dan ruang

Perkuliahan.

Pembebanan untuk plat lantai.

- Beban mati (ql)

- Berat plafond + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat spesi (2 cm) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Ducting AC = 15 kg/m^2
 - Berat tegel (1 cm) = $1 \times 22 = 22 \text{ kg/m}^2 +$
- ql = 97 kg/m²**

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada Selfweight (program bantu computer : StaadPro)

- Beban hidup (ql)

- Beban guna lantai = $\frac{\quad}{\quad} = 250 \text{ kg/m}^2$
- ql = 250 kg/m²**

Beban hidup (ql) menurut pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12)

- Ruang Pertemuan dan Perpustakaan = 400 = 400 kg/m^2

3.8.6b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line H' merupakan

Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (4,5 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 2 = 3.8 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,8 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{969,0 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line A, B, C, D, E, I, J, K, L, M & N

Balok dengan dimensi (40/80) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5,6 m dan 9,0 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 2 = 3,7 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,7 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{943,5 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line F = G = H = I

Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (4,2 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 2 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 3,8 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{969,0 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 5 dan 8 merupakan

Balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding untuk ruang kamar mandi = 4,0 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 4,0 \times 0,15 \times 1700 \\ &= \mathbf{1020,0 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 4 = 7 = 9 merupakan Balok dengan dimensi (30/70) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (2,7 m dan 5,4 m)

Beban mati (qd)

- Tinggi dinding lantai 3 = 3,8 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Berat jenis Pasangan Bata merah = 1700 kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3,8 \times 0,15 \times 1700$$

$$= \mathbf{969,0 \text{ kg/m}}$$

Keterangan : Berat kaca untuk struktur = 50 % dari berat dinding

$$= 0,5 \times 969,0$$

$$= \mathbf{484,5 \text{ Kg/m}}$$

3.9 Langkah – Langkah Pendimensian Struktur 3D Pada Staad Pro 2004:

Pemodelan Struktur:

Open Staad Pro 2004 → Space kemudian (isi file name, lokasi penyimpanan file, Title/judul tugas) → Pilih Unit (Meter, Kilogram) kemudian pilih Next → Yes → Add Beam → finish, Digambar dengan menggunakan sumbu global X,Z kemudian gambar denah sesuai ukuran bangunan pake Snap Node/Beam → Geometri: Intersect selected members → Enter tolerance = 0 → kemudian Okey → Yes → Untuk menggambar stuktur lantai atas di pilih menu Translational repeat → Global direction pilih Y → Default step spacing = 5 m (sesuai tinggi lantai dari lantai dasar ke lantai berikutnya) → Number of step (diisi sesuai dengan jumlah tingkat yang ada dalam struktur) → pilih Link Steps → Ok → Kemudian dihapus batang pada lantai dasar

Pendimensian:

Pilih menu commands → member property → Prismatic → pilih Rectangle untuk kolom / balok yang berbentuk persegi, pilih Circle untuk kolom/balok yang berbentuk bulat, diisi sesuai ukuran: $YD = h$, $ZD = b$ untuk balok dan untuk kolom bulat pilih circle masukan nilai $YD = \text{Diameter}$ → Assign → close.

Tumpuan:

Pilih menu commands → support specifications → fixed (untuk tumpuan jepit) → Assign → close.

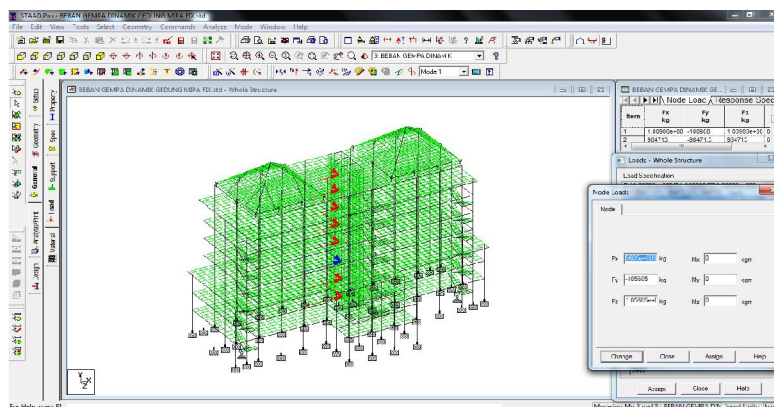
Pembebanan:

Pilih menu commands → loading primary load → create new primary load case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) → pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Factor/nilai = -1 → Assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan, Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang/balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

New Load: diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (q_l) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987(Tabel 3.1 hal. 12)

New Load: diisi nama beban **Ke-3** (beban gempa) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan berat sendiri tiap lantai yang akan dibebankan pada pusat massa yaitu arah sumbu X dan Z, kemudian diatur nilai *Response Spectrum Load* Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 6 untuk tanah Sedang. Langkah pembebanan gempa seperti dihalaman berikut ini:

1. Mengisi nilai beban gempa



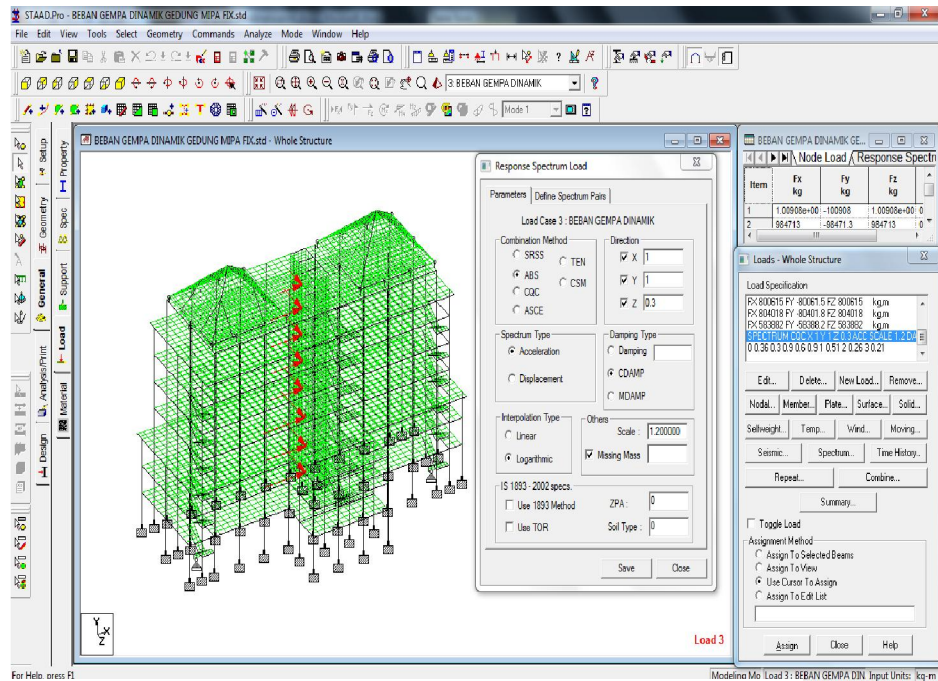
Gambar 3.7 Beban Gempa

Tabel 3.1 Beban Gempa Dinamik Arah X, Z dan Y

Lantai	FX (kg)	FZ (kg)	FY (kg)
			Wi * 10%
2	1009079.94	1009079.94	100907.99
3	984713.38	984713.38	98471.34
4	1056054.75	1056054.75	105605.48
5	810746.81	810746.81	81074.68
6	810746.81	810746.81	81074.68
7	800615.19	800615.19	80061.52
8	804018.81	804018.81	80401.88
9	583882.75	583882.75	58388.28

Diisi nilai gaya geser gempa yang telah dihitung tiap lantai pada kotak Fx, Fy dan Fz, dimana Fx dan Fz adalah gaya lateral gempa sedangkan Fy adalah beban gravitasi bumi efeknya hanya $\pm 10\%$ akibat gempa

2. Mengatur Response Spectrum Load → Parameter



Gambar 3.8 Beban Gempa dan Spectrum parameter

Klik pada Menu Spectrum akan tampil seperti diatas, kemudian kita mengisi parameter-parameter tersebut sesuai dengan peraturan gempa yang kita gunakan di Indonesia.

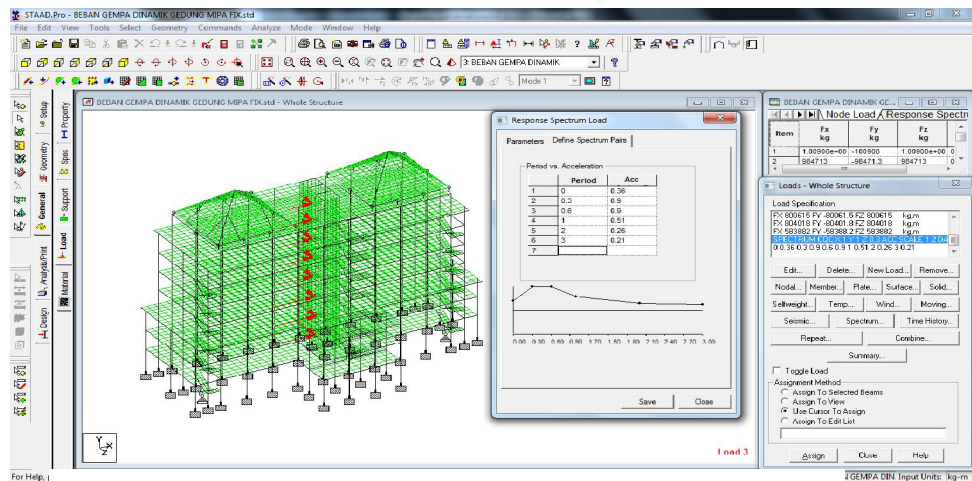
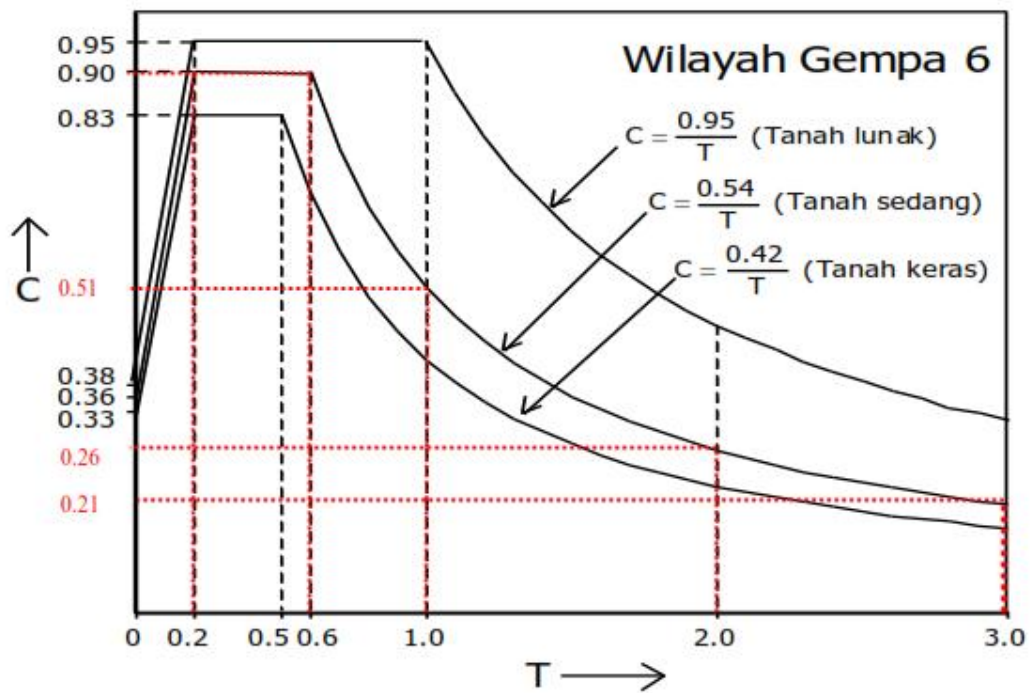
Parameter: Combination Method → CQC, Spectrum Type → *Acceleration*, Interpolation Type → *Linear*, Direction: $X = 1$, $Y = 1$, $Z = 0$, 3 Damping → $0,05$ Scale → 1.2

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2002 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama

pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Sehingga dalam parameter Spectrum Load Direction diisi: X = 1, Y = 1 dan Z = 0, 3

3. Mengatur Response Spectrum Load → Define Spectrum Pairs



Gambar 3.9 Beban Gempa dan Define Spectrum Pairs

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 6 tanah sedang, dengan perhitungan Response Spectrum Gempa Rencana didapat nilai $C = 0, 51$ (SNI 1726 – 2002 pasal 4.7.6)

New Load Combination:

Load comb 4 kombinasi 1

1 1.2 2 1.6 → (1, 2 D + 1, 6 L)

Load comb 5 kombinasi 2

1 1.2 2 1 3 1 → (1, 2 DL + 1 LL + 1 EQ)

Design:

Pilih Concrete design karena struktur portal yang di desain menggunakan material beton → **Select parameter:** diisi nilai parameter desain (f'_c dan f_y) sesuai dengan data perencanaan → Assign. **Define parameter:** diisi nilai f_c dan f_y sesuai dengan data perencanaan. **Design Command:** dipilih Design Beam=desain balok → Assign. Design Column = desain kolom → Assign, Design Slab/Element = desain elemen/plat → Assign. **Take off:** menampilkan berat volume beton → Assign...

Untuk menghitung berat struktur perlintai

Command → Post, Analysis Print → CG → Yes

Untuk menghitung Drift

Command → Post, Analysis Print → Story Drift → Yes

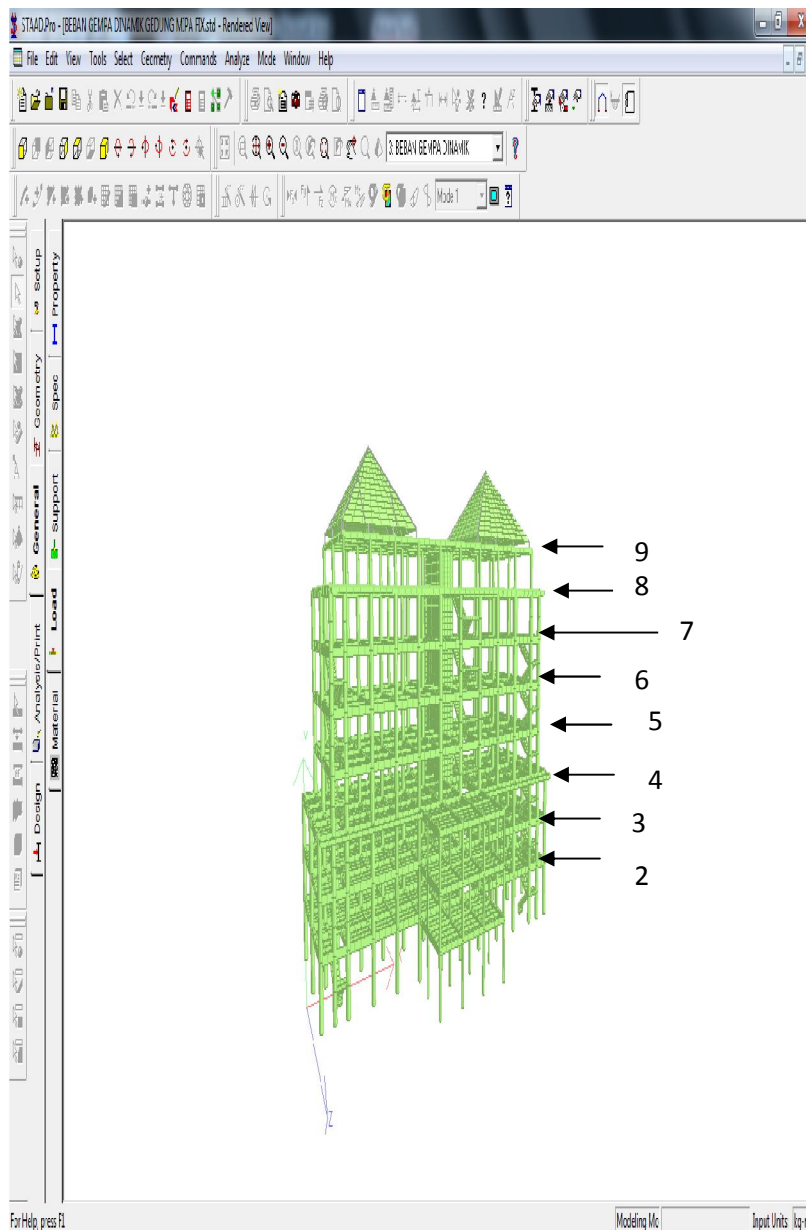
Analysis:

Command → Analysis → perform Analysis → No Print → Add → Close

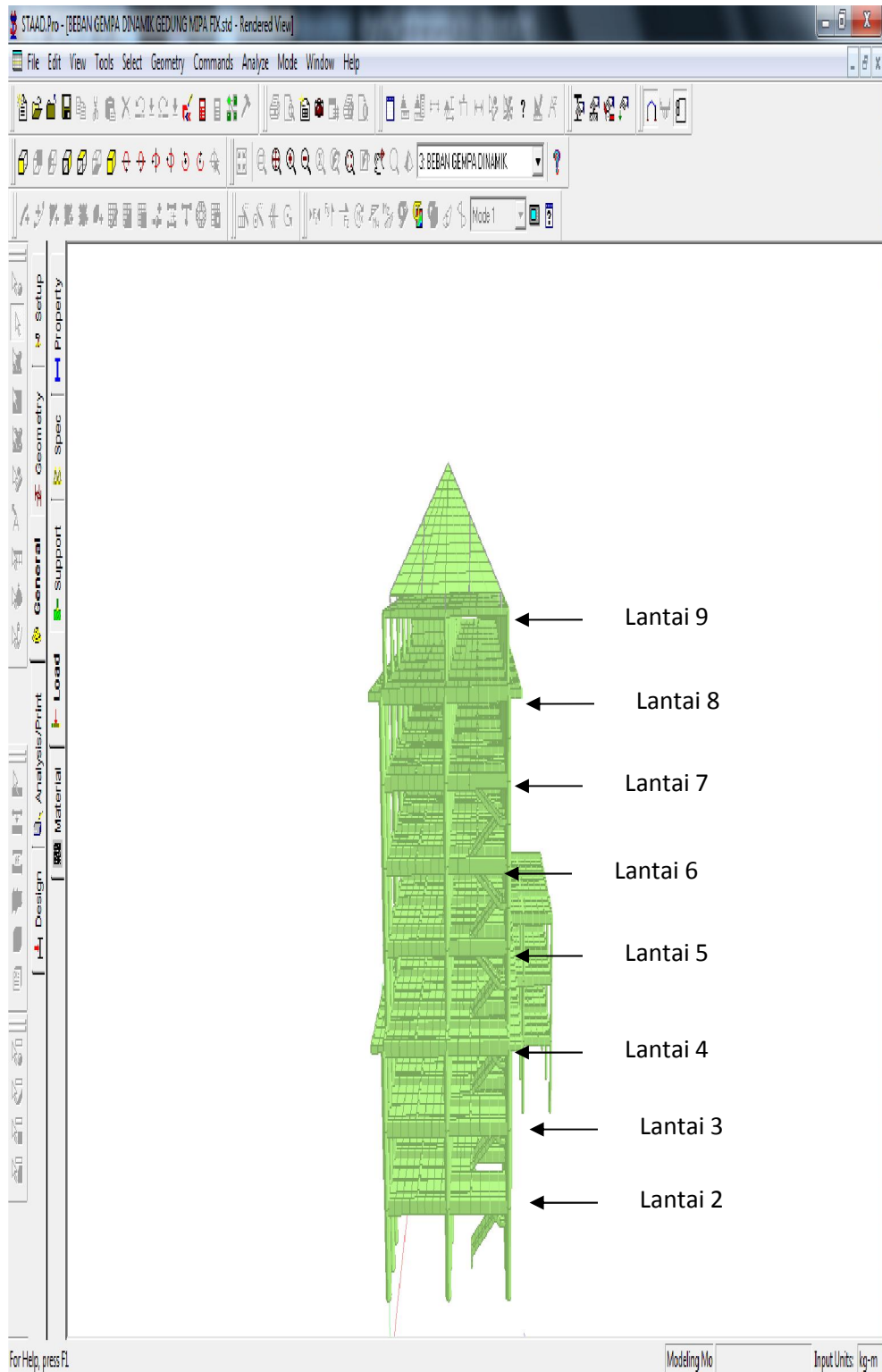
Run Analysis:

Analyze → Run Analysis → Staad Analisis → Run analisis → Save.

3.10 Perhitungan Pusat Masa (center of mass) dan Pusat Kekakuan (center of rigidity) Struktur.



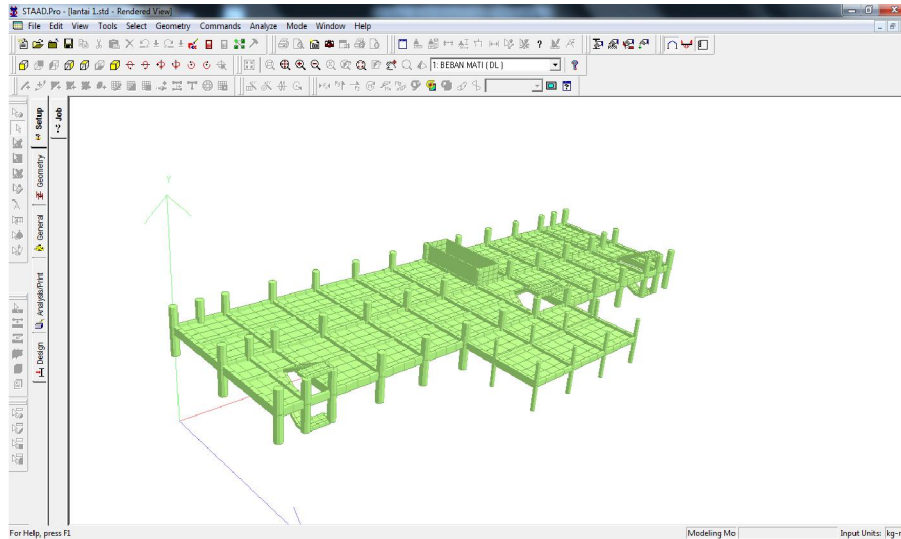
Gambar 3.10 portal 3D dalam bentuk isometric



Gambar 3.11 Render portal 3D tampak Samping Kanan

3.6 Gambar dan perhitungan pusat massa Lantai

➤ Gambar potongan lantai 2

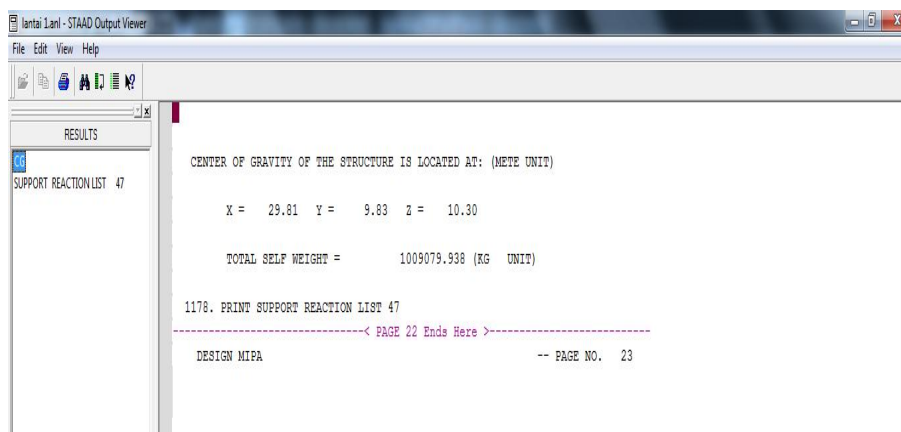


Gambar 3.12 Potongan Lantai 2

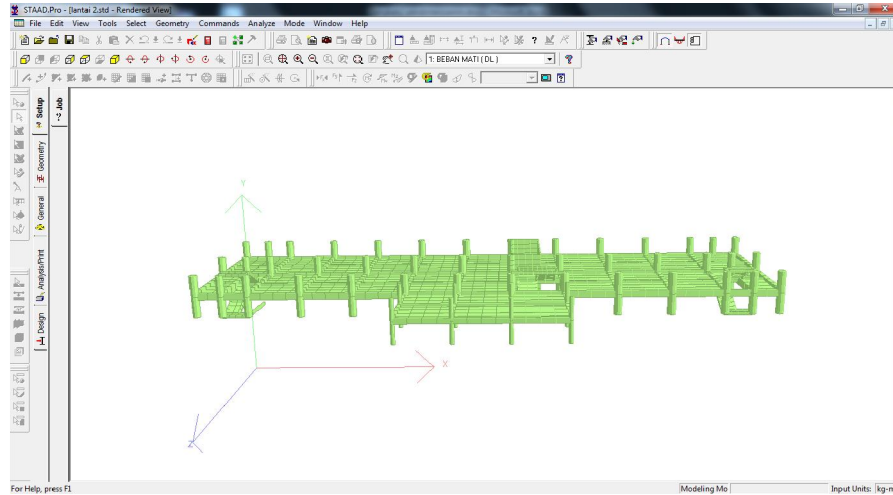
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 2 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.2 Berat dan Koordinat Lantai 2

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
1009079.938	29.81	10.30



➤ **Gambar potongan lantai 3**

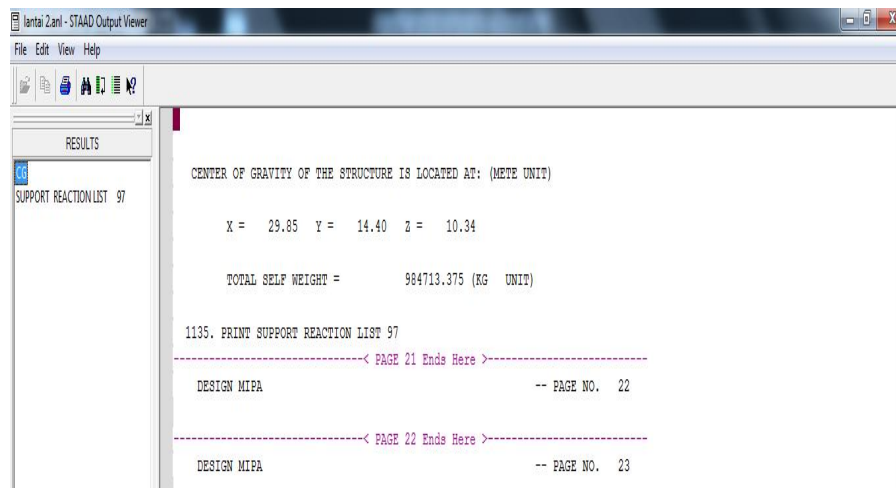


Gambar 3.13 Potongan Lantai 3

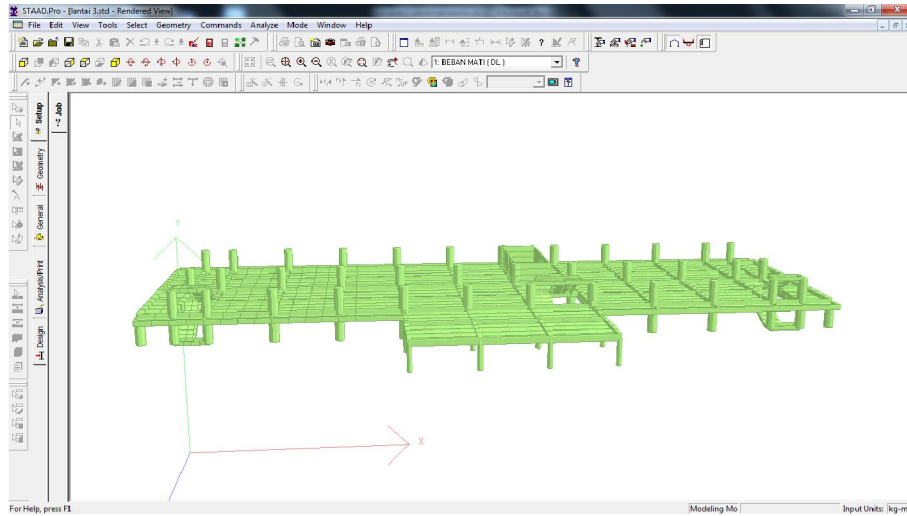
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 3 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.3 Berat dan Koordinat Lantai 3

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
984713.375	29.85	10.34



➤ **Gambar potongan lantai 4**

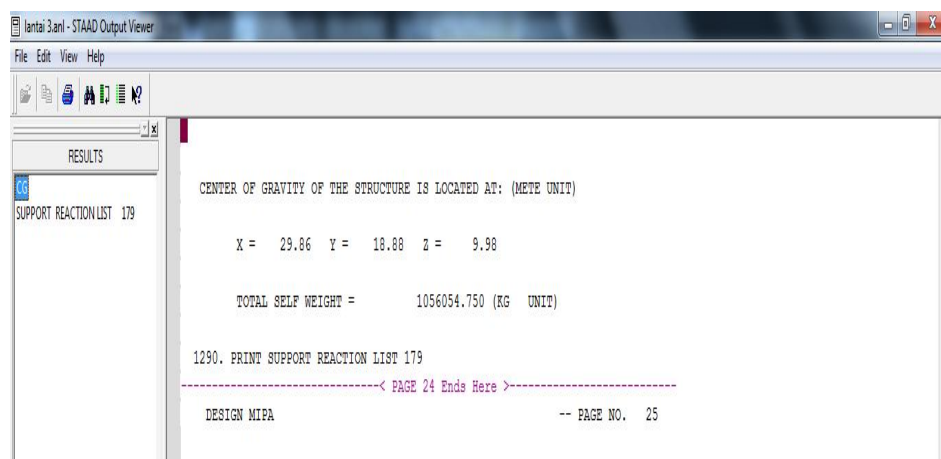


Gambar 3.14 Potongan Lantai 4

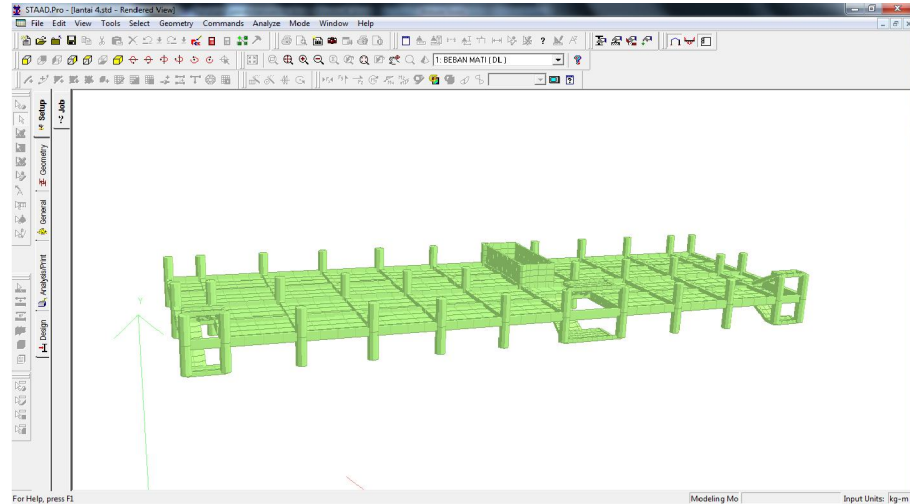
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 4 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.4 Berat dan Koordinat Lantai 4

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
1056054.750	29.86	9.98



➤ **Gambar potongan lantai 5**

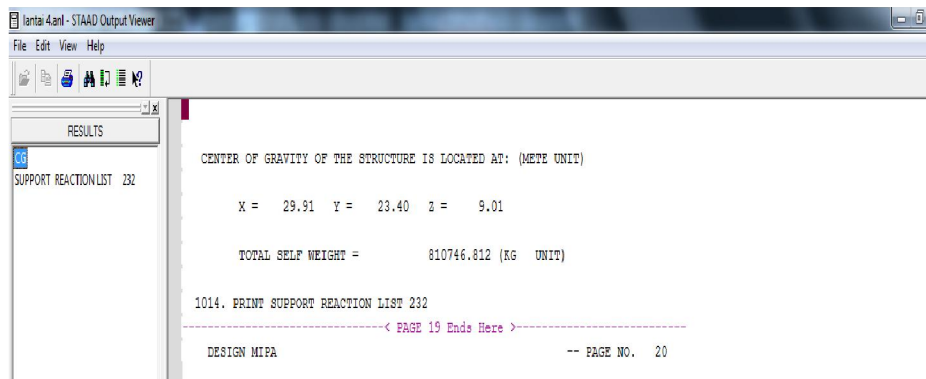


Gambar 3.15 Potongan Lantai 5

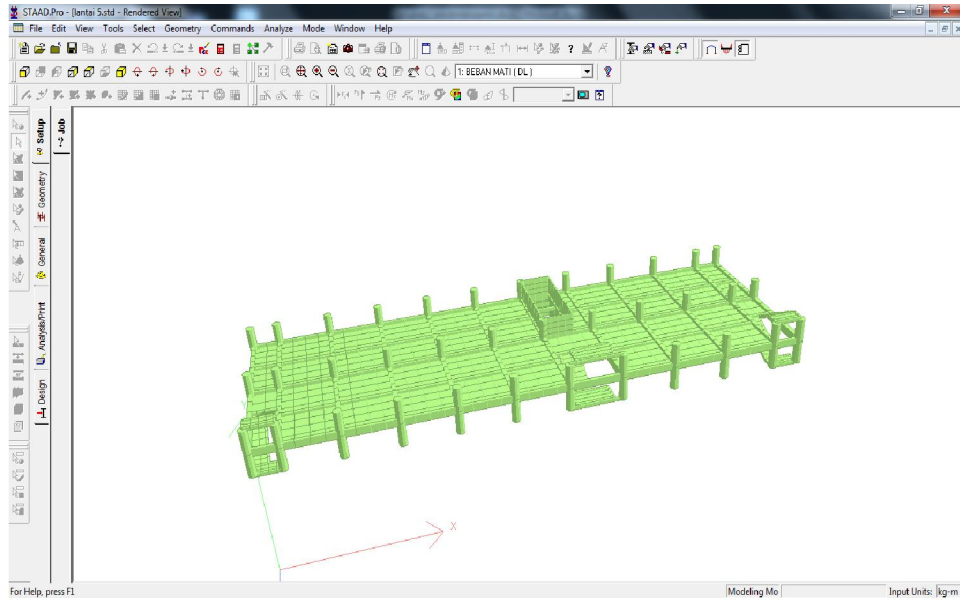
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 5 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.5 Berat dan Koordiant Lantai 5

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
810746.812	29.91	9.01



➤ **Gambar potongan lantai 6**

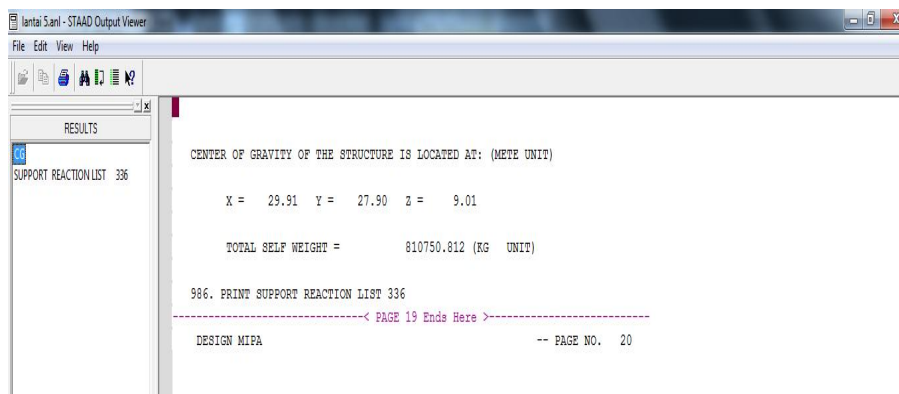


Gambar 3.16 Potongan Lantai 6

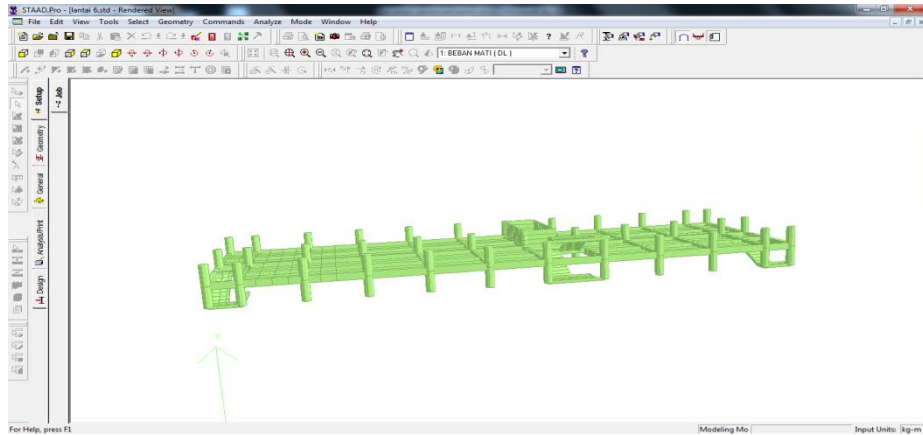
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 6 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.6 Berat dan Koordinat Lantai 6

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
810746.812	29.91	9.01



➤ **Gambar potongan lantai 7**

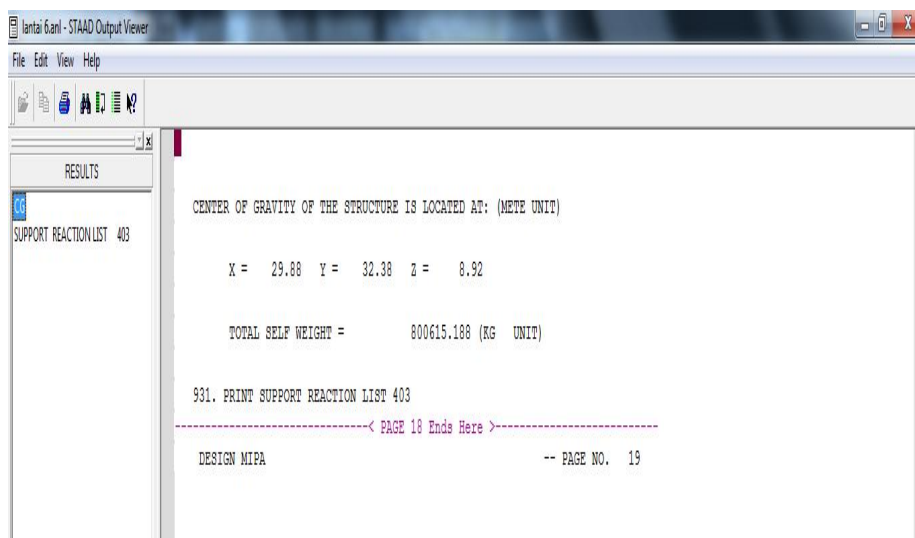


Gambar 3.17 Potongan Lantai 7

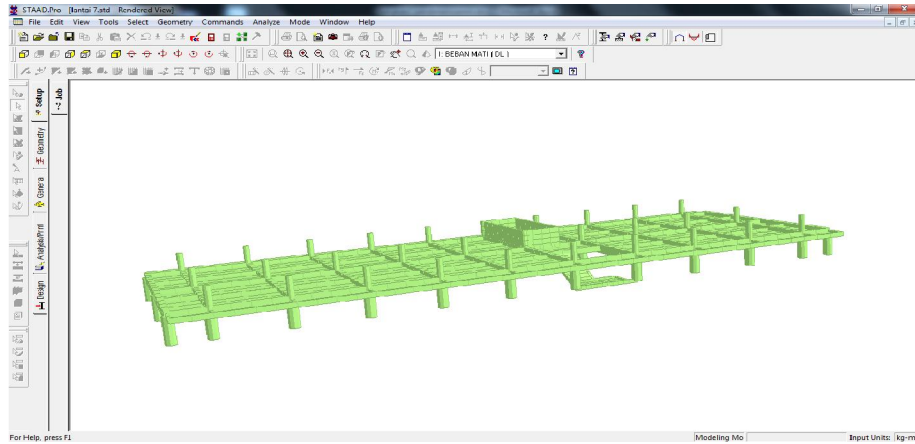
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 7 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.7 Berat dan Koordinat Lantai 7

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
800615.188	29.88	8.92



➤ **Gambar potongan lantai 8**

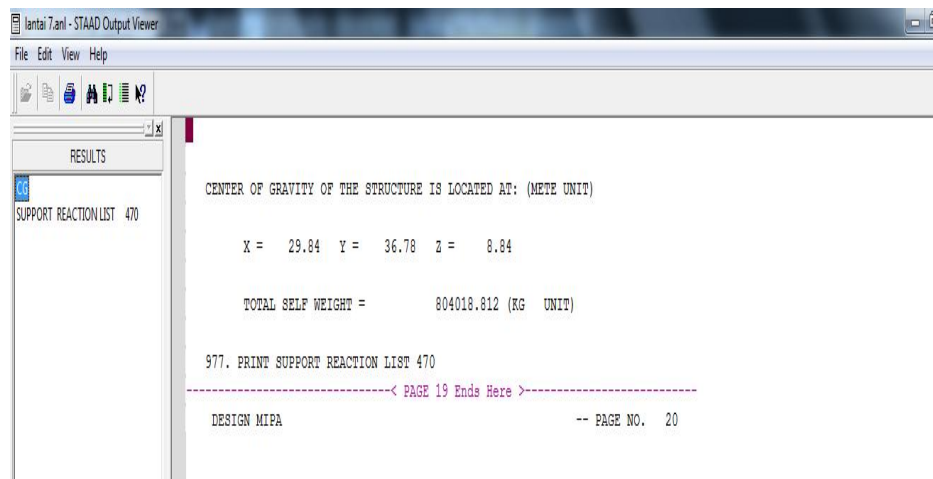


Gambar 3.18 Potongan Lantai 8

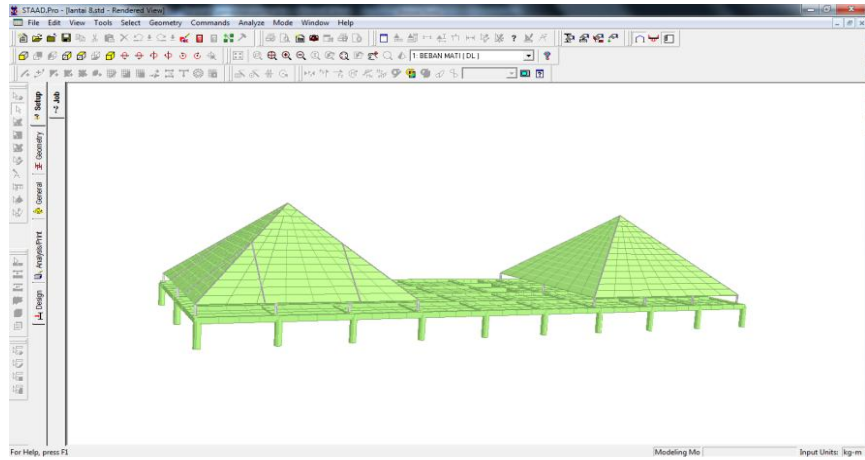
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 8 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.8 Berat dan Koordinat Lantai 8

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
804018.812	29.84	8.84



➤ **Gambar potongan lantai 9**

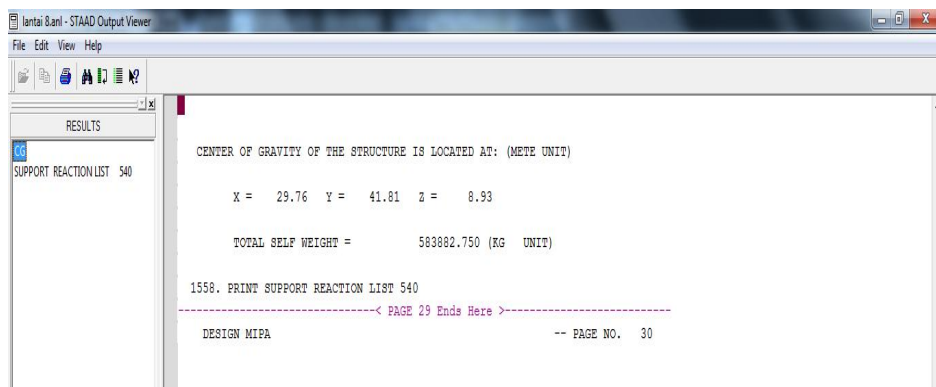


Gambar 3.19 Potongan Lantai 9

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 9 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.9 Berat dan Koordinat Lantai 9

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
583882.750	29.76	8.93



1. Koordinat pusat masa lantai (Center of Mass) dilihat dari hasil running Program Bantu Teknik Sipil (PBTS)/STAAD PRO, berat bangunan per lantai yang telah dipotong dalam bentuk 3D dengan perintah / Command → Post Analysis Print: CG (Center of Gravity) dan Support Reaction.

Koordinat pusat massa per lantai seperti pada tabel dibawah ini:

Tabel 3.10 koordinat Per Lantai

Koordinat Perlantai	X	Z
Lantai 2	29.81	10.3
Lantai 3	29.85	10.34
Lantai 4	29.86	9.58
Lantai 5	29.91	9.01
Lantai 6	29.91	9.01
Lantai 7	29.88	8.92
Lantai 8	29.84	8.84
Lantai 9	29.76	8.93

Keterangan:

Nilai koordinat ini dipakai untuk memberikan beban gempa pada struktur dan Respon Spectrum Gempa pada struktur dapat dilihat pada Input data Staad Pro, dengan mengatur parameter – parameter: X = 1, Y = 1, Z = 0, 3

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2002 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembeban gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Sehingga dalam parameter Specturm Load Direction diisi: X =1, Y= 1 dan Z = 0,3

Berat bangunan tiap lantai dari hasil analisa STAAD PRO di tabelkan

Tabel 3.11 Berat Bangunan Per Lantai

Lantai	Elevasi (m)	Berat total (kg)
2	5.4	1009079.94
3	9.9	984713.38
4	14.4	1056054.75
5	18.9	810746.81
6	23.4	810746.81
7	27.9	800615.19
8	32.4	804018.81
9/Atap	36.4	583882.75
Berat total		6859858.43

- Waktu getar bangunan (T)

2. Rumus Empiris: $T = Ct.H^{3/4}$

Dimana T = waktu Getar (detik)

H = ketinggian sampai puncak (m)

Ct = 0,0731 (untuk beton)

Maka T = $0,0731 \cdot 36.4^{3/4}$

= 1,48 detik

3. Kontrol pembatas waktu alami fundamental T sesuai pasal 5.6

Syarat $T < \xi \cdot n$

Dimana koefisien ditetapkan menurut tabel 8

Koefisien ξ yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung.

Tabel 3.12 Koefisien Wilayah Gempa

Wilayah gempa	ξ
1	0,2
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Dari tabel diatas, struktur yang dibangun termasuk wilayah gempa 6, maka:

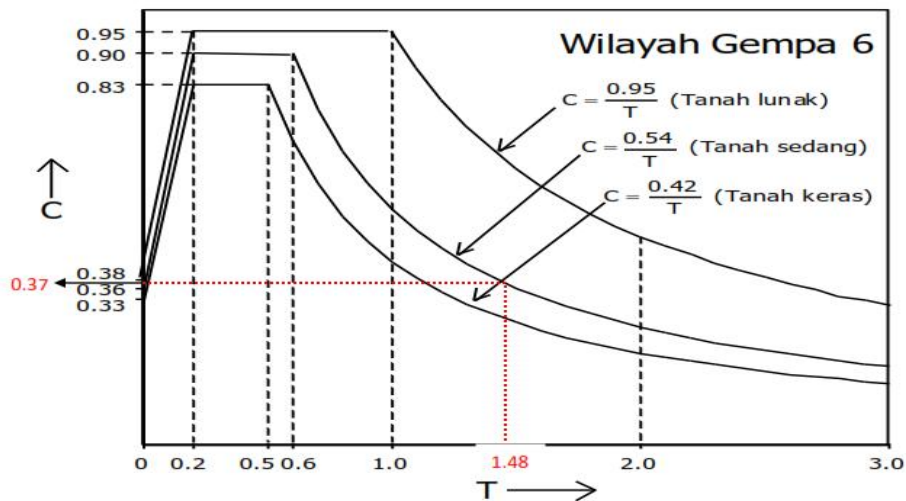
$\xi = 0,15$ (Buku standar ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung)

$n = 9$ (tingkat)

$T = \xi \cdot N = 0,15 \cdot 9$

$= 1,35 \text{ detik} > T \text{ empiris} = 1,48 \text{ detik}$ (dipakai T Empiris)

4. wilayah gempa 6 dan tanah sedang



Gambar 3.20 Respons Spectrum Gempa Rencana

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 6 tanah sedang

Dari gambar diatas didapat nilai $C = 0,37$ (SNI 1726 – 2002 pasal 4.7.6)

3.6.1 Beban gempa Dinamis seperti pada tabel dibawah ini:

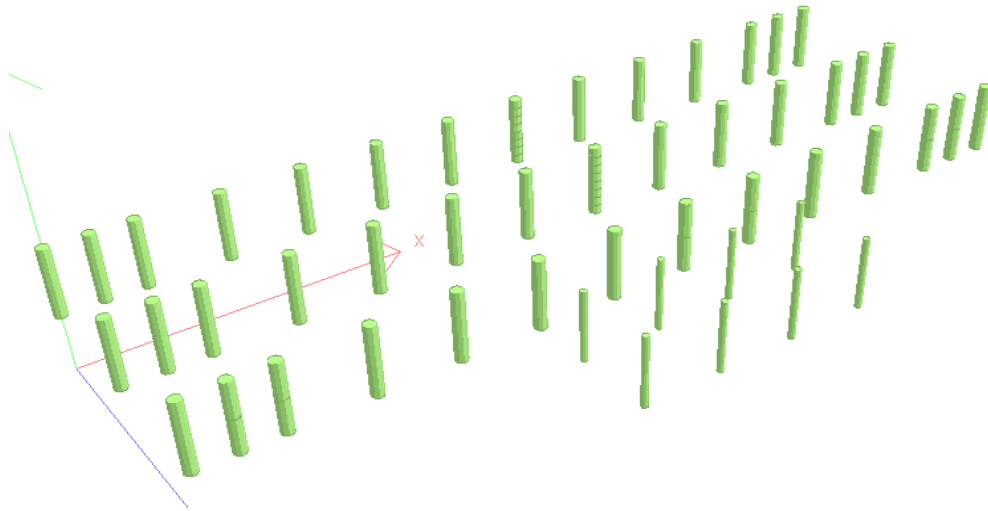
Berat bangunan tiap lantai dari hasil analisa STAAD PRO di tabelkan

Tabel 3.13 koordinat Per Lantai

Lantai	Elevasi (m)	Berat total (kg)
2	5.4	1009079.94
3	9.9	984713.38
4	14.4	1056054.75
5	18.9	810746.81
6	23.4	810746.81
7	27.9	800615.19
8	32.4	804018.81
9/Atap	36.4	583882.75
Berat total		6859858.43

3.12 Gambar dan perhitungan Pusat Kekakuan

❖ **Lantai 2**

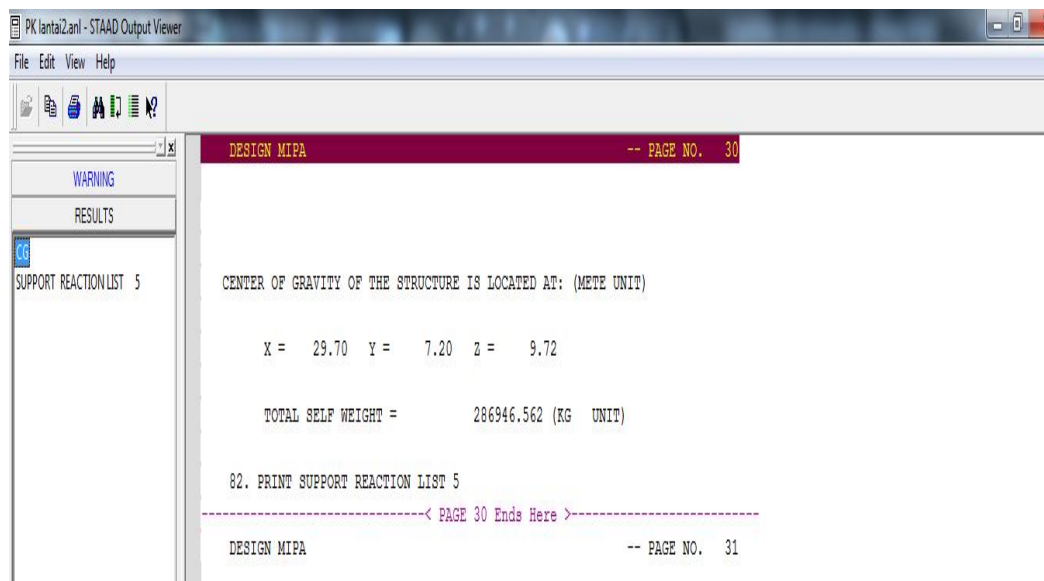


Gambar 3.21 Potongan pusat kekakuan lantai 2

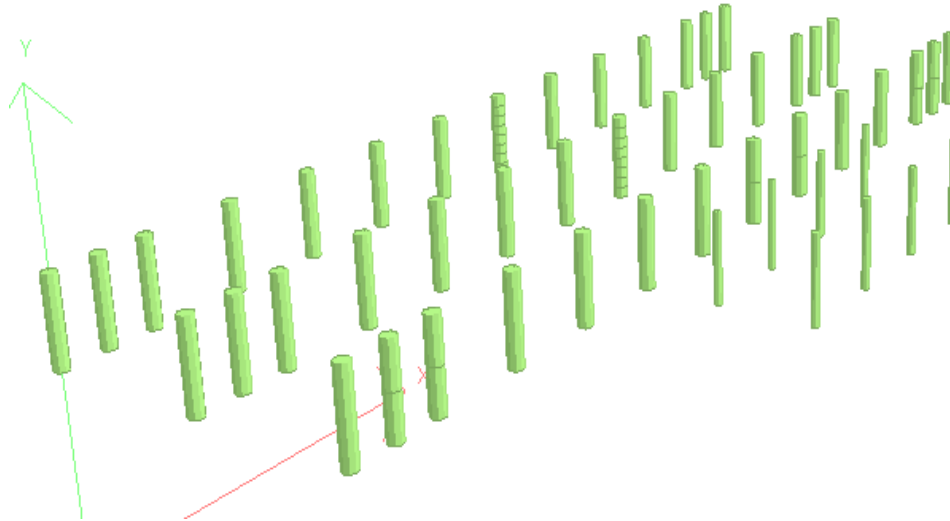
Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 2 dari hasil StaadPro

Tabel 3.14 Koordinat Lantai 2

Koordinat (m)	
X	Z
29.70	9.72



❖ Lantai 3

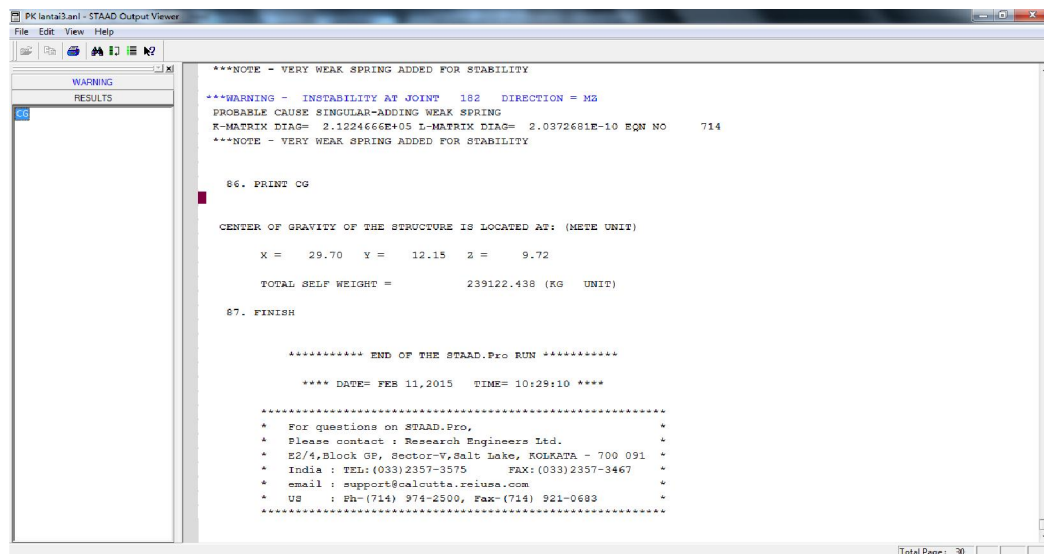


Gambar 3.22 Potongan pusat kekakuan lantai 3

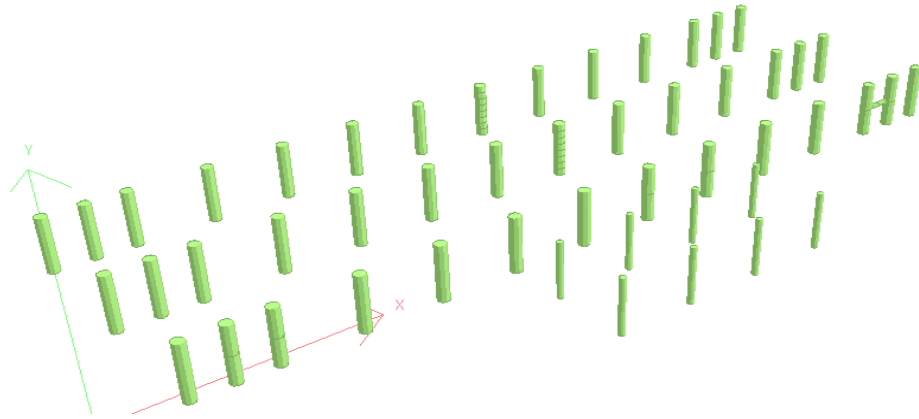
Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 3 dari hasil StaadPro

Tabel 3.15 Koordinat Lantai 3

Koordinat (m)	
X	Z
29.70	9.72



❖ **Lantai 4**

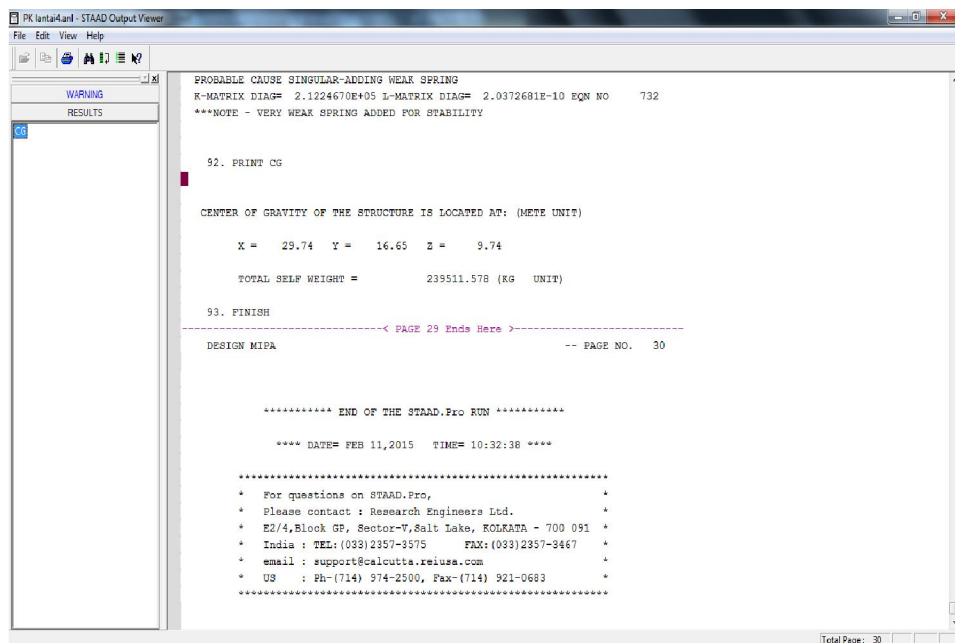


Gambar 3.23 Potongan pusat kekakuan lantai 4

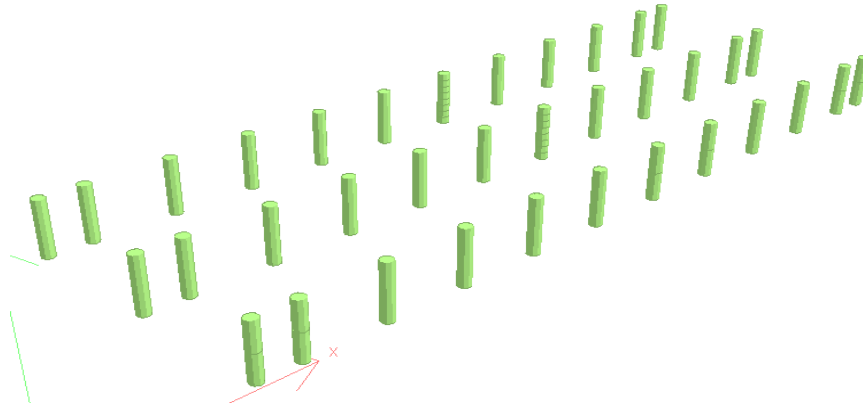
Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 4 dari hasil StaadPro

Tabel 3.16 Koordinat Lantai 4

Koordinat (m)	
X	Z
29.74	9.74



❖ **Lantai 5**

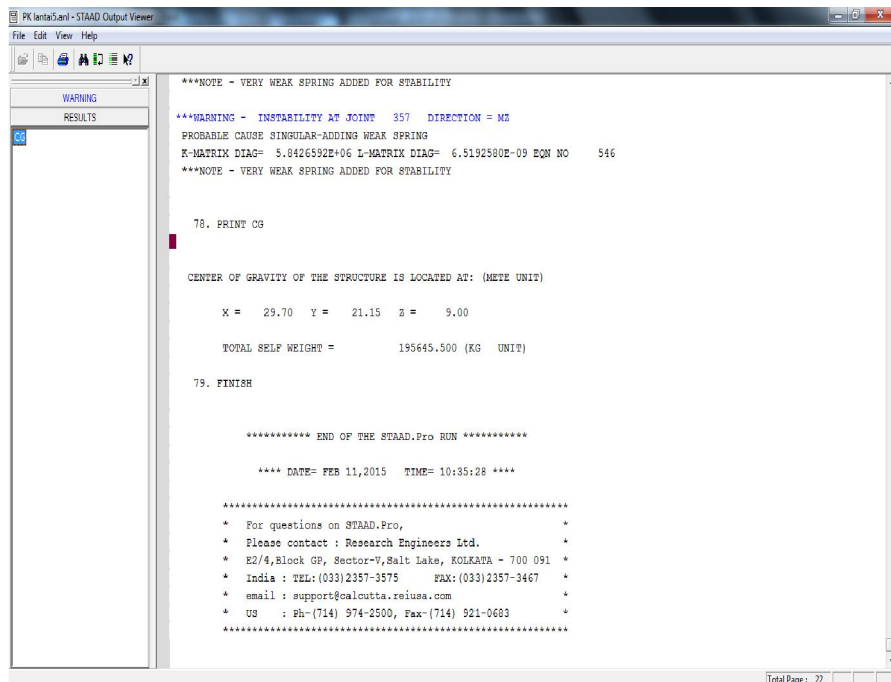


Gambar 3.24 Potongan pusat kekakuan lantai 5

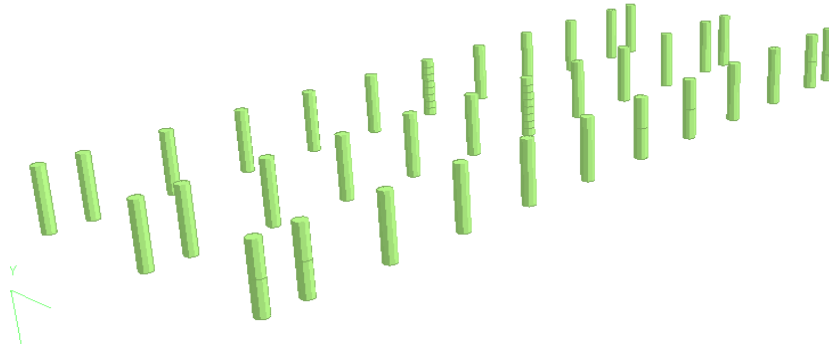
Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 5 dari hasil StaadPro

Tabel 3.17 Koordinat Lantai 5

Koordinat (m)	
X	Z
29.70	9.00



❖ Lantai 6

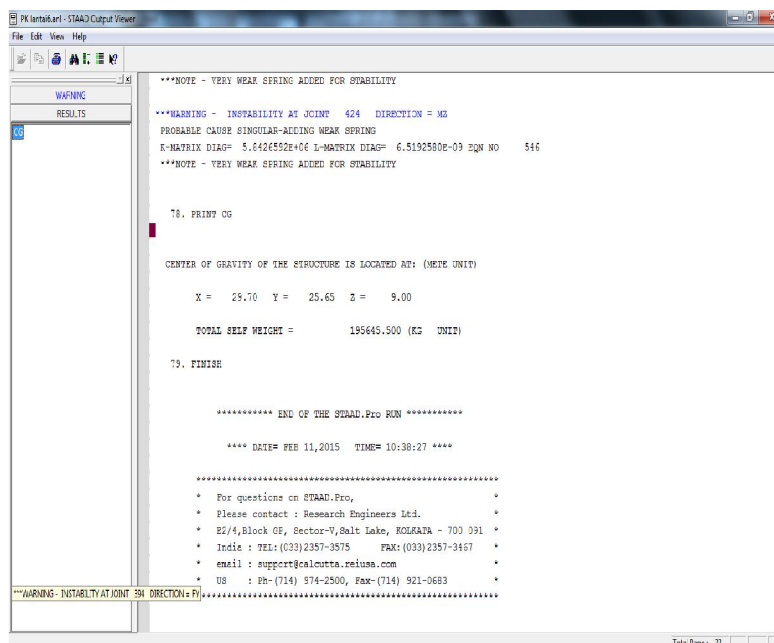


Gambar 3.25 Potongan pusat kekakuan lantai 6

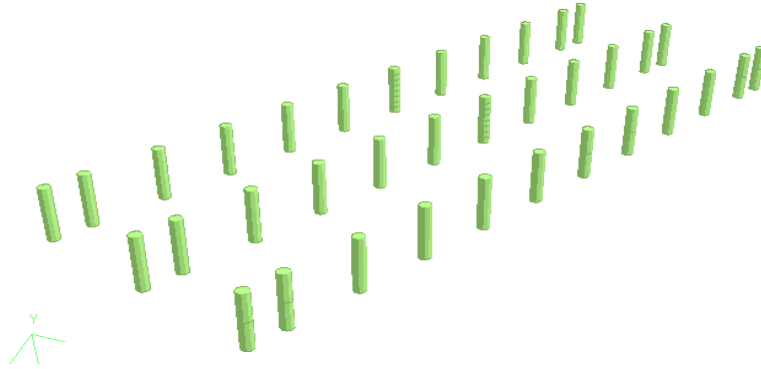
Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 6 dari hasil StaadPro

Tabel 3.18 Koordinat Lantai 6

Koordinat (m)	
X	Z
29.70	9.00



❖ Lantai 7



Gambar 3.26 Potongan pusat kekakuan lantai 7

Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 7 dari hasil StaadPro

Tabel 3.19 Koordinat Lantai 7

Koordinat (m)	
X	Z
29.70	9.00

```

PK lantai7 - STAAD Output Viewer
File Edit View Help
WAFLNVC
RESULTS
***NOTE - VERY WEAK SPRING AIDED FOR STABILITY
**WARNING - INSTABILITY AT JOINT 424 DIRECTION = XZ
PROBABLE CAUSE SINGULAR-ADDING WEAK SPRING
I-MATRIX DIAG= 5.8426552E+04 L-MATRIX DIAG= 6.5192580E-09 EQN NO 546
***NOTE - VERY WEAK SPRING AIDED FOR STABILITY

78. PRINT CG

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 29.70 Y = 25.65 Z = 9.00

TOTAL SELF WEIGHT = 195645.500 (KG UNIT)

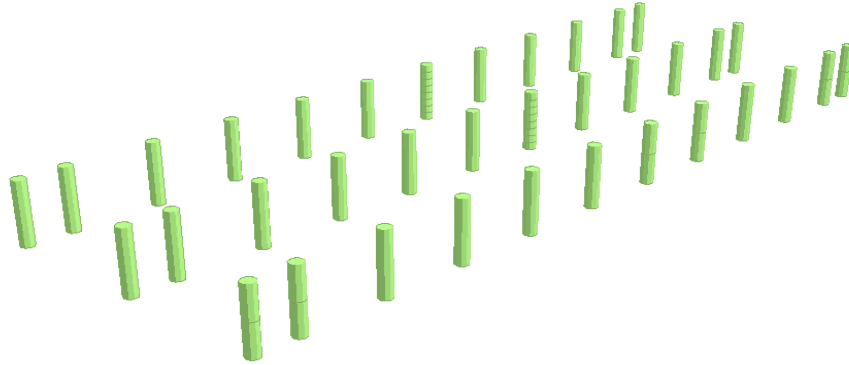
79. FINISH

***** END OF THE STAAD.Pro RUN *****

**** DATE= FEB 11,2015 TIME= 10:38:27 ****

*****
* For questions on STAAD.Pro, *
* Please contact : Research Engineers Ltd. *
* E2/4,Block GF, Sector-V, Salt Lake, KOLKATA - 700 091 *
* India : TEL: (033)2357-3575 FAX: (033)2357-3467 *
* email : suggerit@calcutta.reiusa.com *
* US : Ph: (714) 574-2500, Fax: (714) 921-0683 *
*****
**WARNING - INSTABILITY AT JOINT 294 DIRECTION= YZ
Total Page: 22
  
```


❖ Lantai 8

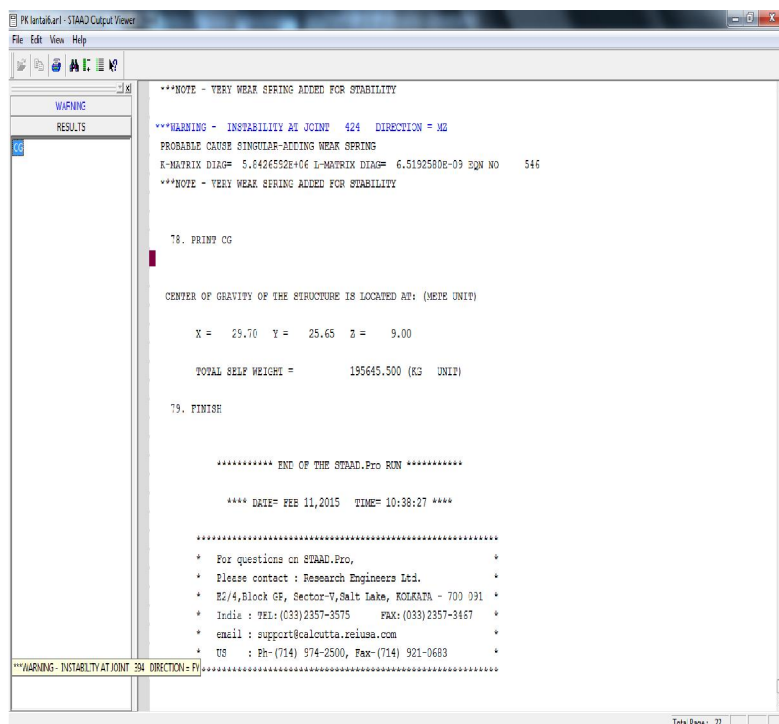


Gambar 3.27 Potongan pusat kekakuan lantai 8

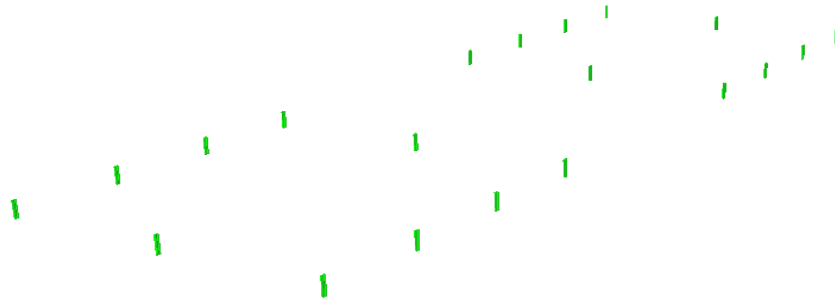
Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 8 dari hasil StaadPro

Tabel 3.20 Koordinat Lantai 8

Koordinat (m)	
X	Z
29.70	9.00



❖ Lantai 9

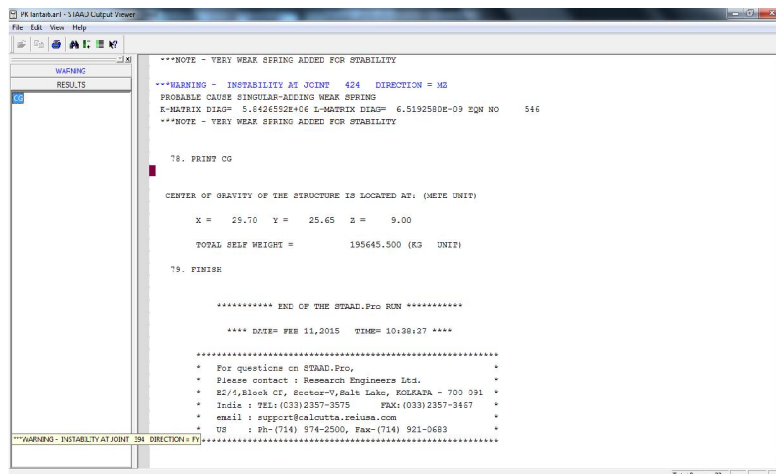


Gambar 3.28 Potongan pusat kekakuan lantai 9

Berat dan koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 9 dari hasil StaadPro

Tabel 3.21 Koordinat Lantai 9

Koordinat (m)	
X	Z
29.70	9.00



Koordinat pusat kekakuan lantai (CR) dilihat dari hasil running Program Bantu StaadPro 2004, elemen struktur vertikal yang telah dipotong dalam bentuk 3D dengan perintah/comands, post Analysis, CG (Center Gravity) dan support

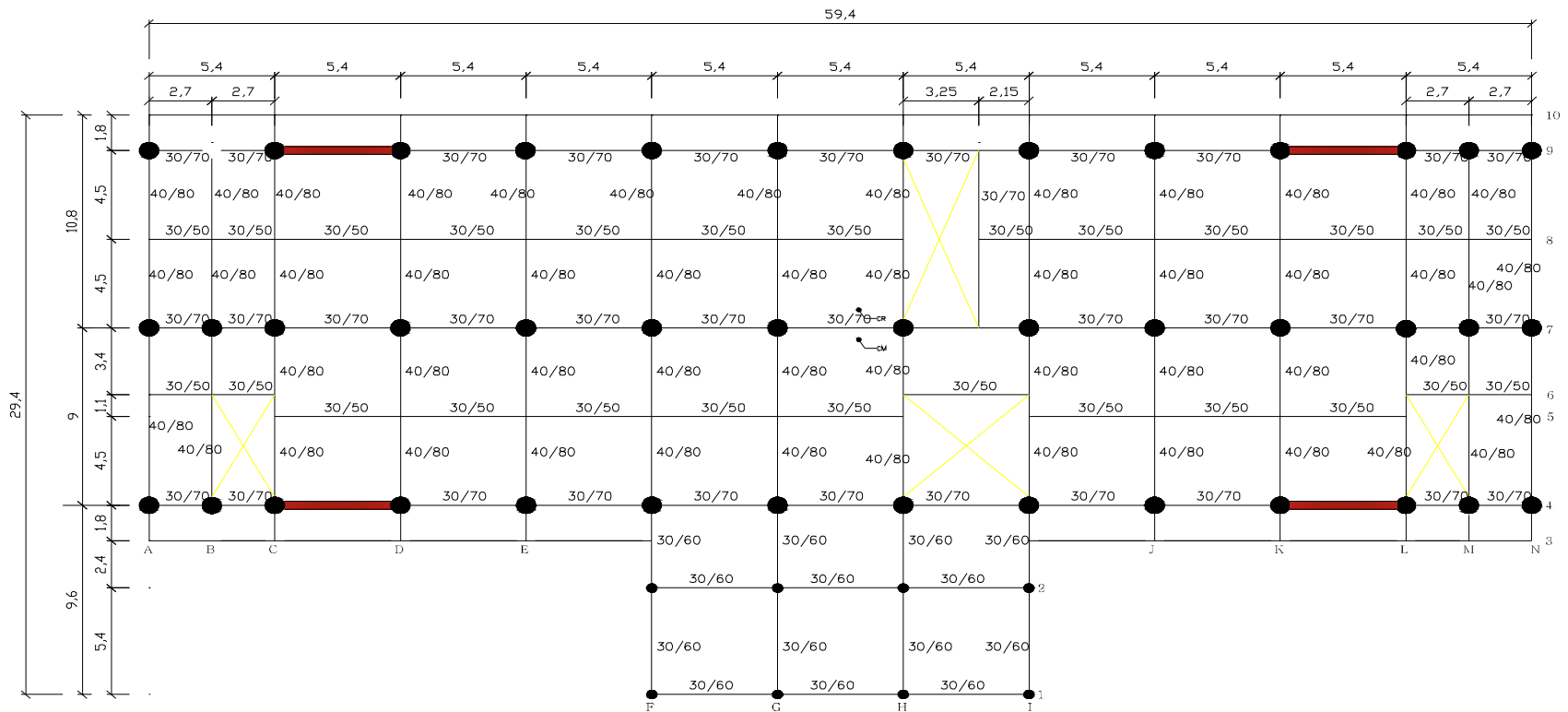
Reaction. Koordinat pusat kekakuan tiap lantai dari analisa StaadPro 2004 di tabelkan dibawah ini :

Tabel.3.22 Hasil running staadpro pusat kekakuan tiap lantai

lantai	Koordinat perlantai (m)	
	X	Z
2	29.70	9.72
3	29.70	9.72
4	29.74	9.74
5	29.70	9.00
6	29.70	9.00
7	29.70	9.00
8	29.70	9.00
9/atap	29.70	9.00

Keterangan :

Nilai koordinat pusat kekakuan (CR) berbeda dengan nilai koordinat pada pusat massa lantai (CM) sehingga akan terjadi Mode Shape Puntir (Torsional Mode Shape) pada struktur ketika di landa beban gempa denga Skala Rither yang tinggi. Hal ini diakibatkan karena adanya perbedaan pusat massa (CM) dengan pusat kekakuan (CR) yang tidak terletak pada satu titik sehingga menimbulkan eksentrisitas pada struktur.



Gambar3.29 Letak Pusat Massa (CM) dan Pusat Kekakuan (CR)

3.13 Perhitungan Eksentrisitas Rencana e_d

Tabel.3.23 Pusat massa (CM)

Koordinat Perlantai	X	Z
Lantai 2	29.81	10.3
Lantai 3	29.85	10.34
Lantai 4	29.86	9.58
Lantai 5	29.91	9.01
Lantai 6	29.91	9.01
Lantai 7	29.88	8.92
Lantai 8	29.84	8.84
Lantai 9	29.76	8.93

Tabel.3.24 Pusat Kekakuan (CR)

lantai	Koordinat perlantai (m)	
	X	Z
2	29.70	9.72
3	29.70	9.72
4	29.74	9.74
5	29.70	9.00
6	29.70	9.00
7	29.70	9.00
8	29.70	9.00
9/atap	29.70	9.00

- Untuk $0 < e \leq 0.3 b$:

$$e_d = 1.5 e + 0.05 b \text{ atau } e_d = e - 0.05 b$$

- Untuk $e \geq 0.3 b$:

$$e_d = 1.33 e + 0.1 b \text{ atau } e_d = 1.17e - 0.1 b$$

Dari setiap persamaan, di pilih di antara ke dua rumus itu, yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjauh.

3.14.1. Lantai 8 - 5

Dimana : $b_z = 18 \text{ m}$

$$b_x = 54 \text{ m}$$

a). $e_z = e \leq 0.3 b$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 18$$

$$= 0.02 < 5,4 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 18$$

$$= 0,93 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 18$$

$$= - 0,88 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0,93 m

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 4.46 \leq 0.3 \times 54$$

$$= 4.46 < 16.2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 4.46 + 0.05 \times 54$$

$$= 9,39 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 4.46 - 0.05 \times 54$$

$$= 1.76 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 9,39 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 8, $e_{dz} = 0,93 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 9,39 \text{ m}$

3.14.2. Lantai 4 – 2

Dimana : $bz = 29.4 \text{ m}$

$$bx = 59.4 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 29.4$$

$$= 0.02 < 8,82 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 29.4$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 29.4$$

$$= - 1,45 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1,5 m

$$\text{b). } e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 4.46 \leq 0.3 \times 59.4$$

$$= 4.46 < 17.82 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 4.46 + 0.05 \times 59.4$$

$$= 9,66 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 4.46 - 0.05 \times 59.4$$

$$= 1.49 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 9,66 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 2, $e_{dz} = 1,5$ m dan $e_{dx} = 9,66$ m

Tabel 3.25 Eksentrisitas Rencana (e_d)

Lantai	Jarak (m)	
	e_{dz}	e_{dx}
8	0,93	9,39
7	0,93	9,39
6	0,93	9,39
5	0,93	9,39
4	1,5	9,66
3	1,5	9,66
2	1,5	9,66

3.15 Perhitungan Pusat Kekakuan Struktur (CR)

$$\text{Inersia (I)} = \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$\text{Kekakuan} = \frac{E \times I}{L}$$

Namun dalam perhitungan ini nilai E-itu sendiri tidak diperhitungkan karena akan di bagi dengan E itu sendiri.

3.16 Perhitungan kekakuan kolom

1. Kolom diameter 80

$$A = \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$A = \frac{3,14}{4} \times 80^2 = 5024 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{\pi}{64} \times d^4$$

$$I = \frac{3,14}{64} \times 80^4$$

$$I = 2009600 \text{ cm}^4 = 2009600 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

➤ Untuk h = 5,4 m

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2009600 \times 10^{-8}}{5,4} = 0,00372 \text{ m}^3$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

Diasumsikan;

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K = \frac{K}{K_o} = \frac{0,00372}{0,001} = 3,72$$

➤ Untuk h = 4,5 m

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2009600 \times 10^{-8}}{4,5} = 0,00446 \text{ m}^3$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

Diasumsikan;

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K = \frac{K}{K_o} = \frac{0,00446}{0,001} = 4,46$$

2. Kolom diameter 50

$$A = \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$A = \frac{3,14}{4} \times 50^2 = 1963 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} \times d^4$$

$$I = \frac{3,14}{64} \times 50^4$$

$$I = 306641 \text{ cm}^4 = 306641 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

➤ Untuk h = 4,0 m

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{306641 \times 10^{-8}}{4,0} = 0,00076 \text{ m}^3$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

Diasumsikan;

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K = \frac{K}{K_o} = \frac{0,00076}{0,001} = 0.76$$

3. Kolom diameter 40

$$A = \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$A = \frac{3,14}{4} \times 40^2 = 1256 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} \times d^4$$

$$I = \frac{3,14}{64} \times 40^4$$

$$I = 125600 \text{ cm}^4 = 125600 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

➤ **Untuk h = 5,4 m**

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{125600 \times 10^{-8}}{5,4} = 0,000232 \text{ m}^3$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

Diasumsikan;

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K = \frac{K}{K_o} = \frac{0,000232}{0,001} = 0,232$$

➤ **Untuk h = 4,5 m**

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{125600 \times 10^{-8}}{4,5} = 0,000279 \text{ m}^3$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

Diasumsikan;

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K = \frac{K}{K_o} = \frac{0,000279}{0,001} = 0,279$$

3.17 Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit (Δ_m)

a) Kinerja Batas Layang (Δ_s)

Drift Δ_s diperoleh dari hasil analisa struktur portal beton 3 dimensi menggunakan gempa respos spectrum berupa hasil deformasi lateral /

simpangan horizontal maksimum pertingkat yang terjadi pada rangka portal yang dapat ditinjau terhadap arah X dan arah Z

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2 Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift Δs antar tingkat tidak boleh lebih besar dari:

$$\zeta = 0,15 \text{ (wilayah gempa 6)}$$

$$R = 8,5 \text{ (Rangka Pemikul Momen Khusus SRPMK) beton bertulang}$$

$$h_i = 5400 \text{ mm (jarak antar lantai)}$$

Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift Δs antar tingkat tidak boleh lebih :

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

1. Tingkat 1, $h = 5400 \text{ mm}$

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{8,5} \times 5400 = 21,176 \text{ mm.}$$

2. Tingkat 2-9, $h = 4500 \text{ mm}$

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{8,5} \times 4500 = 15.882 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan drift Δs antara tingkat untuk SRPMK yang dihitung memenuhi persyaratan dan dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 3.26 Analisa Δs akibat gempa

Lantai Ke-i	hi (m)	Δs (mm)	drift Δs antar lantai (mm)	Syarat drift Δs (mm)	Keterangan
9	36.4	26,159	2,423	15,882	OK
8	32.4	23,736	1,162	15,882	OK
7	27.9	22,574	1,462	15,882	OK
6	23.4	21,112	0,803	15,882	OK
5	18.9	20,309	2,225	15,882	OK
4	14.4	18,084	0,013	15,882	OK
3	9.9	18,073	2,678	15,882	OK
2	5.4	15,393	15,393	21,176	OK

Node	L/C	X-Trans mm	Y-Trans mm	Z-Trans mm	Absolute mm	X-Rotan rad	Y-Rotan rad	Z-Rotan rad
590	5	26.159	-5.346	8.426	27.998	0.005	0.000	-0.001
523	5	23.736	-5.008	6.792	25.191	0.000	-0.000	-0.000
590	3	22.574	0.258	7.117	23.671	0.000	0.000	0.000
456	5	21.112	-4.708	5.645	22.355	0.001	-0.000	0.000
523	3	20.309	0.263	6.160	21.224	0.000	0.000	0.000
456	3	18.084	0.267	5.435	18.885	0.000	0.000	0.000
389	5	18.071	-4.290	4.695	19.158	0.001	0.000	0.000
389	3	15.393	0.265	4.635	16.077	0.000	0.000	0.000

SNI 03-1726-2002 menetapkan untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Selanjutnya untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dengan membatasi nilai drift Δm antar tingkat tidak boleh melampaui $0,02 \times$ tinggi tingkat yang bersangkutan.

1.lantai 2, h (drift Δm) = $0,02 \times 5400 = 108$ mm.

2.lantai 3-9, h (drift Δm) = $0,02 \times 4500 = 90$ mm.

$$\Delta m = \zeta \times R \times \Delta s \text{ (untuk tingkat 1)}$$

$$\Delta m = 0.15 \times 8,5 \times 21,176$$

$$= 26,999$$

Drift Δm antar lantai

$$\zeta = 0,7 \cdot R \text{ (gedung SRPMK, beton bertulang = 8,5)}$$

$$= 0,7 \cdot 8,5$$

$$= 5,95$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 2)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 15,393$$

$$= 91,588 \text{ mm}$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 3)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 2,678$$

$$= 15,934 \text{ mm}$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 4)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 0,013$$

$$= 0,077 \text{ mm}$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 5)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 2,225$$

$$= 13,239 \text{ mm}$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 6)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 0,803$$

$$= 4,489 \text{ mm}$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 7)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 1,462$$

$$= 8,698 \text{ mm}$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 8)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 1,162$$

$$= 6,914 \text{ mm}$$

$$\Delta m = \zeta \times \Delta s \text{ (untuk lantai 9)}$$

$$\Delta m = 5,95 \times 2,423$$

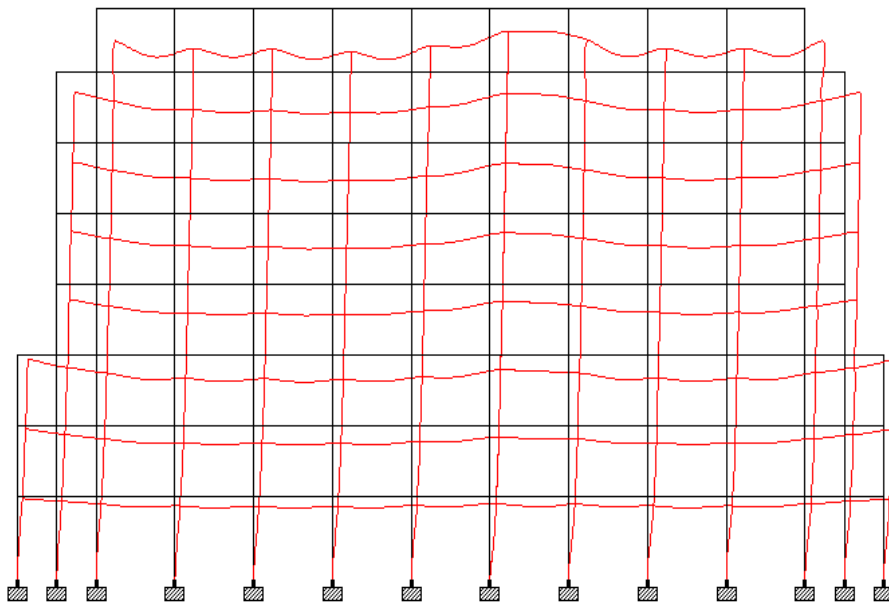
$$= 14,417 \text{ mm}$$

pembatasan Δs dan Δm antar lantai untuk SRPMK yang dihitung di penuhi.

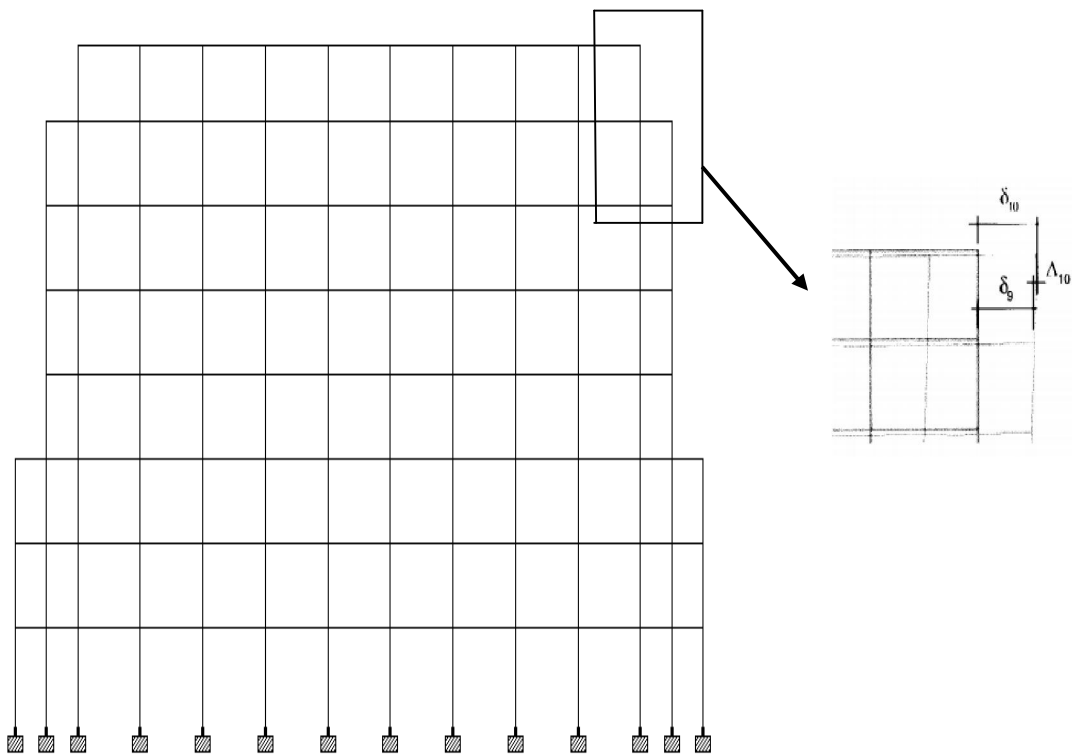
Tabel penyimpangan lateral dan drift antar tingkat akibat beban gempa yaitu sebagai berikut :

Tabel 3.27 Penyimpangan Lateral (Drift)

Lantai Ke-i	hi (m)	Δs (mm)	drift Δs antar lantai (mm)	Drift Δm antar lantai (mm)	Syarat drif Δm (mm)	Keterangan
9	36.4	26,159	2,423	14,417	90	OK
8	32.4	23,736	1,162	6,914	90	OK
7	27.9	22,574	1,462	8,698	90	OK
6	23.4	21,112	0,803	4,489	90	OK
5	18.9	20,309	2,225	13,239	90	OK
4	14.4	18,084	0,013	0,077	90	OK
3	9.9	18,073	2,678	15,934	90	OK
2	5.4	15,393	15,393	91,588	108	OK



Gambar 3.30 Perpindahan Titik Kumpul Portal 2D



Gambar 3.31 Definisi Story Drift

BAB IV

PERHITUNGAN PENULANGAN STRUKTUR

4.1 Perhitungan Penulangan Balok

4.1.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok

Penulangan yang direncanakan adalah pada balok induk melintang line tengah dengan balok No. 429, 2473, 2481,2484

➤ Data Perencanaan

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$f'c = 35 \text{ Mpa}$$

$$fyulir = 390 \text{ Mpa}$$

$$fypolos = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai tulangan pokok D} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai tulangan sengkang} = \text{Ø } 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang balok 429, 2473, 2481,2484 (L)} = 5400 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang bersih balok (Ln)} = 4800 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - 1/2 \text{ diameter tulangan}$$

rencana

$$= 700 - 40 - 10 - (1/2 \times 19)$$

$$= 640,5 \text{ mm}$$

- Beban aksial tekan $\leq Ag \cdot f'c/10$

$$11,00 \text{ kN} \leq \left\{ (300 \times 700) \times \frac{35}{10} \right\} \times 10^{-3}$$

$$11,00 \text{ kN} \leq 630 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Bentang bersih $\geq 4d$

$$4800 \geq 4 \times 640,5$$

$$4800 \geq 2562 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- $b_w/h \geq 0,3$

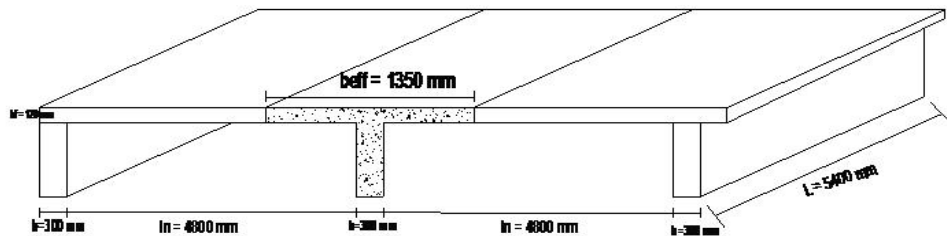
$$300/700 \geq 0,3$$

$$0,4286 \geq 0,3 \dots \dots \dots \text{OK}$$

- $b_w \geq 250$

$$300 \geq 250 \dots \dots \dots \text{OK}$$

➤ Perencanaan Penulangan



Lebar flens efektif (b_{eff})

- $b_{eff} = 1/4 L$
 $= 1/4 \times 5400$
 $= 1350 \text{ mm}$

- $b_{eff} = b_w + 8h_{fkr} + 8h_{fkn}$
 $= 300 + (8 \times 120) + (8 \times 120)$
 $= 2220 \text{ mm}$

- $b_{eff} = b_w + 1/2 L_{nkr} + 1/2 L_{nkn}$
 $= 300 + (1/2 \times 4800) + (1/2 \times 4800)$
 $= 5100 \text{ mm}$

Dipakai nilai beff terkecil yaitu = 1350 mm

Untuk mengetahui luar tulangan tarik yang diizinkan (Asmaks) maka dihitung :

$$A_s \text{ maks} = \frac{0,75 \cdot (0,85 \cdot f_c')}{f_y} \times \left[b_{eff} \cdot h_f + b_w \left(\frac{600 \cdot d}{f_y + 600} - h_f \right) \right], \text{ diaman}$$

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$A_s \text{ maks} = \frac{0,8 \cdot (0,85 \cdot 35)}{390} \times \left[1350 \cdot 120 + 40 \left(\frac{600 \cdot 641}{390 + 600} - 120 \right) \right]$$

$$A_s \text{ maks} = 0,0572 \times 42532,1 = 2433,3281 \text{ mm}^2$$

Tulangana minimal sedikitnya harus dihitung menurut SNI – 2847 pasal

23.3.(2.(1)) dan tidak boleh lebih kecil dari :

$$A_{smin} = \frac{b_w \cdot d}{4 \cdot f_y} \sqrt{f_c'} = \frac{300 \cdot 640,50}{4 \cdot 390} \sqrt{35}$$

$$= 728,702 \text{ mm}^2$$

dan

$$A_{smin} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 300 \cdot 640,5}{390}$$

$$= 689,769 \text{ mm}^2$$

Dengan mengetahui batasan dari jumlah tulangan yang harus terpasang untuk menahan momen yang terjadi pada struktur portal tahan gempa.

Maka dipakai tulangan minimum 3 D 19

$$\begin{aligned} A_s &= 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= 1/4 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 850,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan minimal 3 D 19 ($A_s = 850,16 \text{ mm}^2 > 689,769 \text{ mm}^2$)

A. perhitungan Penulangan Tumpuan Kiri Joint 429

$M_u = 202,772 \text{ KNm}$ (kombinasi 2 hasil staad pro 2004)

$$202,772 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Momen nominal (M_n) :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{202.772 \times 10^6}{0.80} = 253.465 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Koefisien Tahanan (R_n) :

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{253.465 \times 10^6}{300 \times 641^2} = 2.0595$$

- Perbandingan Tegangan (m)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 35} = 13.1092$$

- Rasio penulangan perlu/rasio tulangan tarik yang memberikan kondisi regangan pada suatu penampang balok (r perlu):

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13.10924} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.1092 \times 2.0595}{390}} \right) \\ &= 0.076282 \times 1 \left(-\sqrt{0.861547277} \right) \\ &= 0.005477 \end{aligned}$$

- Rasio penulangan keseimbangan/rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang (ρ_b) :

$$\beta_1 = 0.85 \longrightarrow f_c' = 35 \text{ Mpa}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times 35}{390} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0.039 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0.75 \times 0.039 = 0.0295$$

- Batasan rasio penulangan minimum (ρ_{min})

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.00359$$

$$\rho = 0.00548 > \rho_{\text{min}} = 0.00359, \text{ maka dipakai } \rho = 0.00586$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.00548 \times 300 \times 640.50 \\ &= 1558.530 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan (n) yang diperlukan:

$$n = \frac{\rho}{\left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)} = \frac{1558.53000}{\frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2} = 5.500 = 6 \text{ buah}$$

Dipakai tulangan tarik D 19 dengan jumlah 6 buah

$$\text{Maka } A_{s\text{ada}} = 6 \times \frac{1}{4} \times 19^2 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

Syarat : $A_{s\text{ada}} > A_{s\text{perlu}}$

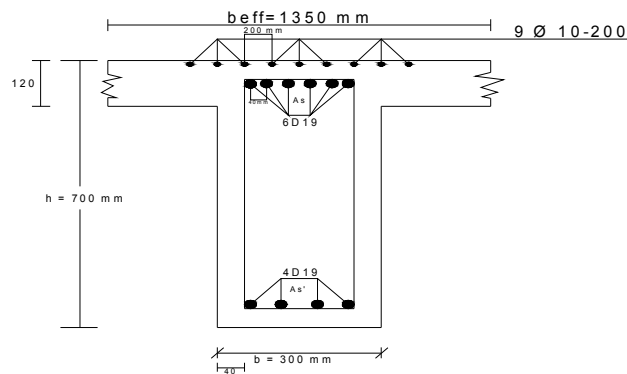
$$1700.31 \text{ mm}^2 > 1558.530 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol :

$$b_{w\text{min}} = (2 \times 40) + (2 \times 10) + (6 \times 19) + (5 \times 40)$$

$$= 397 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{aman})$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6D19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$),
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D19 ($A_{s'} = 1133.54 \text{ mm}^2$),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9 Ø10 ($A_{s\text{plat}} = 706.50 \text{ mm}^2$),



Kontrol Momen Negatif

$$\text{Tulangan tarik } A_{s\text{plat}} = 9 \text{ Ø } 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan } A_{s'} = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s + A_{s\text{plat}} = 706.50 + 1700.31$$

$$= 2406.81 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

$$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.310 \times 60}{2406.810}$$

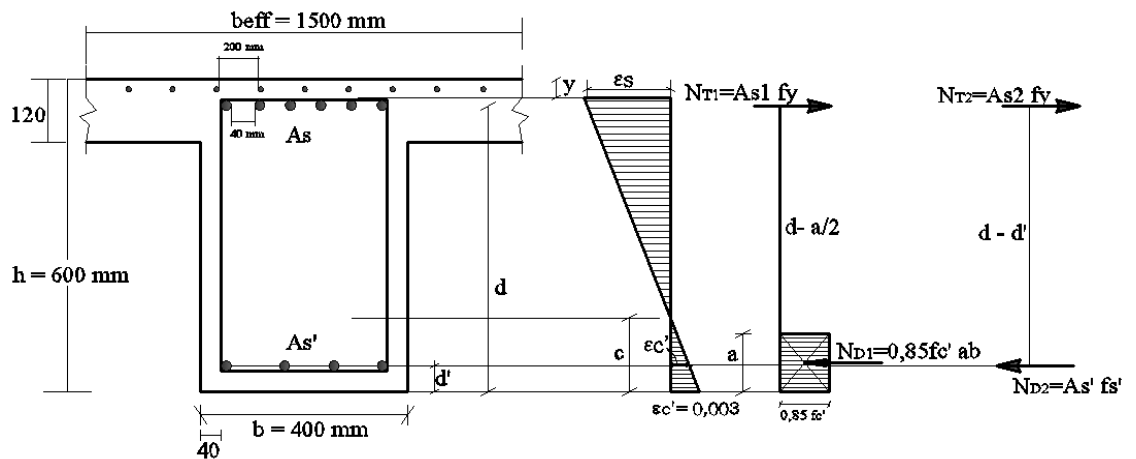
$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 49.37 = 650.627 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 = 59.5 \text{ mm}$$



Gambar 4.1 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot fs = As \cdot fy$$

$$\text{Subtitursi nilai : } f_s' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) + A_s' \frac{(c-d')}{c} \times 600 = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}}$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' (c-d') 600 = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

Substitusi nilai $a = \beta_1 \cdot c$

$$f_c' < 35 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0,850 - (f_c' - 35) \times 0,008$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_s' (c-d) 600 = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' - A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

c

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} - A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 706,50 \cdot 240 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c$$

$$700 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940,2 \frac{\pm \sqrt{(294940,2)^2 - (4 \times 8670 \times (-41487564))}}{2 \times (8670)}$$

$$c_1 = -54,226 \text{ mm}$$

$$c_2 = 88,245 \text{ mm maka diambil } c_2 = 88,245 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 88.245$$

$$= 75.008 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{88.245-60}{88.245} (0.003) = 0.00098$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{550.63-88.2448}{88.245} (0.003) = 0.01572$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena $\varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_s'$ maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung

tegangan pada tulangan baja tekan

$$f'_s = \varepsilon_s' \times E_s$$

$$= 0.00098 \times 200000$$

$$= 195.443 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$ND1 = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 35 \cdot 75.008 \cdot 300$$

$$= 611138 \text{ N}$$

$$ND2 = A_s' \cdot f'_s$$

$$= 1133.540 \times 195.443$$

$$= 221542.944 \text{ N}$$

$$ND = ND1 + ND2$$

$$= 611138 + 221542.9$$

$$= 832680.9 \text{ N}$$

$$NTI = A_{s\text{plat}} \cdot f_{y\text{polos}}$$

$$= 706.50 \times 240$$

$$= 169560 \text{ N}$$

$$NT2 = A_{S_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}}$$

$$= 1700.31 \times 390$$

$$= 663120.9 \text{ N}$$

$$NT = NT1 + NT2$$

$$= 169560 + 663120.9$$

$$= 832680.9 \text{ N}$$

$$Z1 = d - d'$$

$$= 550.627 - (1/2 \cdot 75.008)$$

$$= 513.123 \text{ mm}$$

$$Z2 = d - d'$$

$$= 550.627 - 59.5$$

$$= 491.13 \text{ mm}$$

$$Mn = (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2)$$

$$= (611138 \times 513.123) + (221542.94 \times 491.13)$$

$$= 252234476.953 \text{ Nmm}$$

$$Mr = \phi \times Mn$$

$$= 0.8 \times 252234476.953$$

$$= 203787581.6 \text{ Nmm} > Mu = 202772000 \text{ Nmm} \dots(\text{aman})$$

$$Mpr = 1.25 \times Mn$$

$$= 1.25 \times 252234476.953$$

$$= 315293096.191 \text{ Nmm}$$

B. perhitungan Penulangan Lapangan

$$Mu^+ = 114.176 \text{ km (kombinasi 2 hasil staad pro 2004)}$$

$$= 133.146 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9 \emptyset 10 ($A_s = 706.50 \text{ mm}^2$),

Kontrol MR Negatif

$$\text{Tulangan Tekan } A_s'_{\text{plat}} = 9 \emptyset 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$A_s'_{\text{balok}} = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 706.50 + 1133.54 = 1840.04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

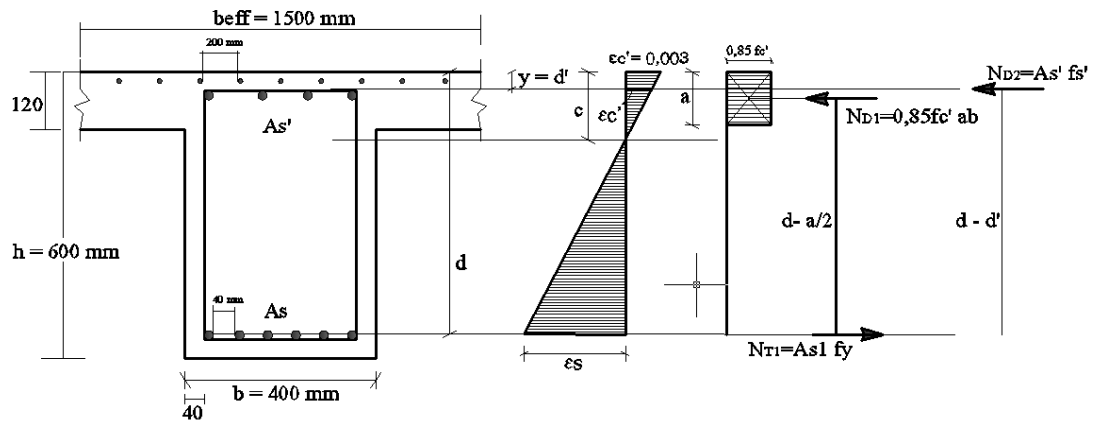
$$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 59.5}{1840.04}$$

$$= 64.581 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 64.581 = 635.419 \text{ mm}$$



Gambar4.2 Diagram tegangan regangan

Misalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral dicari dengan menggu

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff + As' \cdot f's = As \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai : } fs' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff) \cdot c + As' (c - d') 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 35\text{Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (fc - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.81$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c + As' (c - d) 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

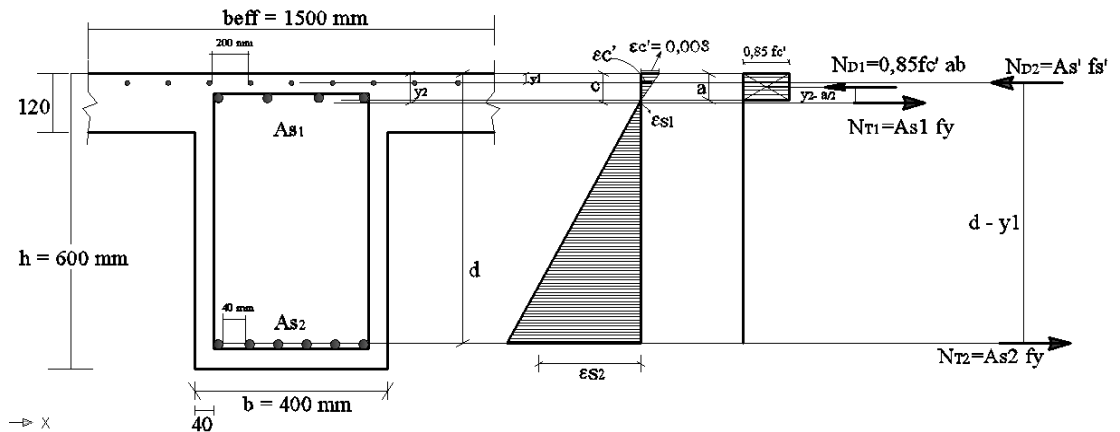
$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As \cdot fy) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 35 \cdot 0,81 \cdot 1500) \cdot c^2 + (600 \cdot 1840,04 - 1700 \cdot 31.390) \cdot c - 600 \cdot 1840,04 \cdot 64,581$$

$$36146 c^2 - 440903.1 c - 71298974 = 0$$

$$C = 53.780 \text{ mm}$$



Gambar 4.3 Diagram tegangan regangan

$$\epsilon_s' = \frac{c - y_1}{c} \epsilon_c = \frac{53.780 - 25}{53.780} (0.003) = 0.00161$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{y_2 - c}{c} \epsilon_c = \frac{59.500 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.00032$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{d - c}{c} \epsilon_c = \frac{535.42 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.02687$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s2} > \epsilon_y \quad \text{maka } f_s = f_y$$

Karena $c < d'$, tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik maka dihitung

nilai c menurut persamaan :

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot B_{eff} + A_{S_{plat}} \cdot f_s' = A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{c - y_1}{c} \times 600 \quad \text{dan } f_s = f_y$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff) + A_{S_{plat}} \frac{(c - y_1)}{c} \times 600 = A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff) + A_{S_{plat}} \cdot f_s' (c - d') 600 = A_{s1} \cdot f_y \cdot c + A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot beff) \cdot c + AS_{plat} \cdot (c - y1) \cdot 600 = As1 \cdot fy \cdot c + As2 \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot AS_{plat} \cdot c - 600 AS_{plat} \cdot y1 = As1 \cdot fy \cdot c + As2 \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + (600 \cdot AS_{plat} - As1 \cdot fy - As2 \cdot fy) \cdot c - 600 AS_{plat} \cdot y1 = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + (600 \cdot 706,50 - 1133,54 \cdot 390 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot$$

$$706,50 \cdot 64,581 = 0$$

$$36146,25 c^2 - 570781,35 - 18250591$$

$$c = 42.952 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,8 \times 42.952$$

$$= 34.791$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - y1}{c} \epsilon_c = \frac{42.952 - 25}{42.952} (0,003) = 0,00125$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{y2 - c}{c} \epsilon_c = \frac{59.500 - 42.95}{42.952} (0,003) = 0,00116$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{d - c}{c} \epsilon_c = \frac{535,42 - 42,95}{42,952} (0,003) = 0,0344$$

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s$$

$$= 0,0012539 \times 200000$$

$$= 250,77296 \text{ Mpa}$$

$$f_s = f_y$$

$$= 390$$

$$ND1 = 0,85 f'c \cdot a \cdot beff$$

$$= 0,85 \cdot 35 \cdot 34,79 \cdot 1500$$

$$= 928030,407 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ND2} &= A_{\text{Splat}}' \times f's \\
 &= 706.50 \cdot 250.773 \\
 &= 177171.0933 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{NT1} &= A_s \cdot f_s \\
 &= 1700.3 \cdot 390 \\
 &= 663120.9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{NT2} &= A_s' \cdot f_y \\
 &= 1133.54 \cdot 390 \\
 &= 442080.6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{ND1} + \text{ND2} = \text{NT1} + \text{NT2}$$

$$928030.407 + 177171.093 = 663120.9 + 442080.6$$

$$1105201.5 = 1105201.5$$

$$\begin{aligned}
 Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\
 &= 535.42 - (1/2 \cdot 34.79) \\
 &= 518.023809 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZD2 &= d - y1 \\
 &= 535.42 - 25 \\
 &= 510.419
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZT1 &= y_2 - c \\
 &= 59.500 - 535.42 \\
 &= -475.919
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZT2 &= d - c \\
 &= 535.419 - 42.952
 \end{aligned}$$

$$= 492.467$$

$$\begin{aligned} M_n &= (ND1 \cdot ZD1) + (ND2 \cdot ZD2 + (NT1 \cdot ZT1) + (NT2 \cdot ZT2)) \\ &= (928030.41 \cdot 518.024) + (177171.09 \cdot 510.4) + \\ &\quad (663120.90 \cdot -475.919) + (442080.6 \cdot 492.467) \\ &= 193226771.255 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= \phi \cdot M_n \\ &= 0.8 \cdot 193226771.255 \\ &= 154581417 \text{ Nmm} > M_u = 114176000 \text{ Nmm} \dots (\text{aman}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1.25 \cdot M_n \\ &= 1.25 \cdot 193226771.255 \\ &= 241533464.069 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

C. Perhitungan Penulangan Tumpuan Kiri Joint 2484

$$\begin{aligned} M_u^- &= 91.394 \text{ kNm} \quad (\text{kombinasi 2 hasil staad pro 2004}) \\ &= 91.394 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$)
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9 ϕ 10 ($A_{s_{plat}} = 706.50 \text{ mm}^2$)

Kontrol Momen Negatif

$$\text{Tulangan Momen Negatif} = 9 \phi \quad 0 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 D \quad 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s' = 4 D \ 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s + A_{s_{\text{plat}}} = 706.50 + 1700.31 = 2406.81 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.310 \times 60}{2406.810}$$

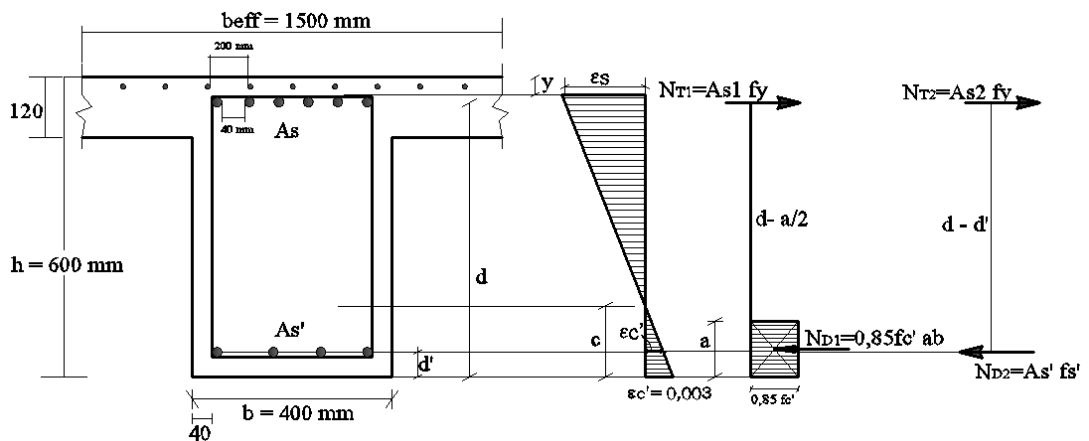
$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 9 = 59.5 \text{ mm}$$



Gambar 4.4 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis negral dicari dengan

menggunakan persamaan :

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

$$\text{Substitusi nilai : } fs' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \frac{(c - d')}{c} \times 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As'(c - d') 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 35 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = (0,850 - f'c - 30) \times 0,008$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + As'(c - d') 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} - As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 706,50 \cdot 240 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c -$$

$$600 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940,2 \frac{\pm \sqrt{(294940,2)^2 - (4 \times 8670 \times (-41487564))}}{2 \times (8670)}$$

$$c_1 = -54,226 \text{ mm}$$

$$c_2 = 88,245 \text{ mm} \text{ maka diambil } c_2 = 88,245 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,85 \times 88,245$$

$$= 75.008$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{88.245 - 60}{88.245} (0.003) = 0.00098$$

$$\varepsilon_s = \frac{c - d}{c} \times \varepsilon_c = \frac{550.63 - 88.2448}{88.245} (0.003) = 0.01579$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena $\varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_s'$ maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan.

$$\begin{aligned} f_s' &= \varepsilon_s' \times E_s \\ &= 0.00098 \times 200000 \\ &= 195.443 \text{ Mpa} < 59.5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} ND1 &= 0.85 f_c \cdot a \cdot b \\ &= 0.85 \cdot 40 \cdot 70.008 \cdot c \\ &= 611138 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND2 &= A_s' \cdot f_s' \\ &= 1133.540 \times 195.443 \\ &= 221542.944 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND &= ND1 + ND2 \\ &= 611138 + 221542.9 \\ &= 832680.9 \text{ n} \end{aligned}$$

$$ND = NT = 382680.9 \text{ n}$$

$$NT1 = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}}$$

$$= 706.50 \times 240$$

$$= 169560 \text{ N}$$

$$NT2 = A_{S_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$= 1700.31 \times 390$$

$$= 663120.9 \text{ N}$$

$$NT = NT1 + NT2$$

$$= 169560 + 663120.9$$

$$= 832680.9 \text{ N}$$

$$Z1 = d - (1/2 \cdot a)$$

$$= 550.627 - (1/2 \cdot 75.008)$$

$$= 513.123 \text{ mm}$$

$$Z2 = d - d'$$

$$= 550.627 - 59.54$$

$$= 491.13 \text{ mm}$$

$$M_n = (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2)$$

$$= (611138 \times 513.123) + (221542.94 \times 491.13)$$

$$= 352232477.633 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \phi \times M_n$$

$$= 0.8 \times 352232477.633$$

$$= 281785982.1 \text{ Nmm} > M_u = 91394000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{ (aman)}$$

$$M_{pr} = 1.25 \times M_n$$

$$= 1.25 \times 352232477.633$$

$$= 440290597.041 \text{ Nmm}$$

$$Mu^- = 38.276 \text{ kNm} \quad (\text{kombinasi 2 hasil staad pro 2004})$$

$$38.276 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Kontrol MR Positif

$$\text{Tulangan tarik } As_{\text{plat}}' = 9 \varnothing 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } As' = 6 D 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan } As = 4 D 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik } As' + As_{\text{plat}} &= 706.50 + 1700.31 \\ &= 2406.81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

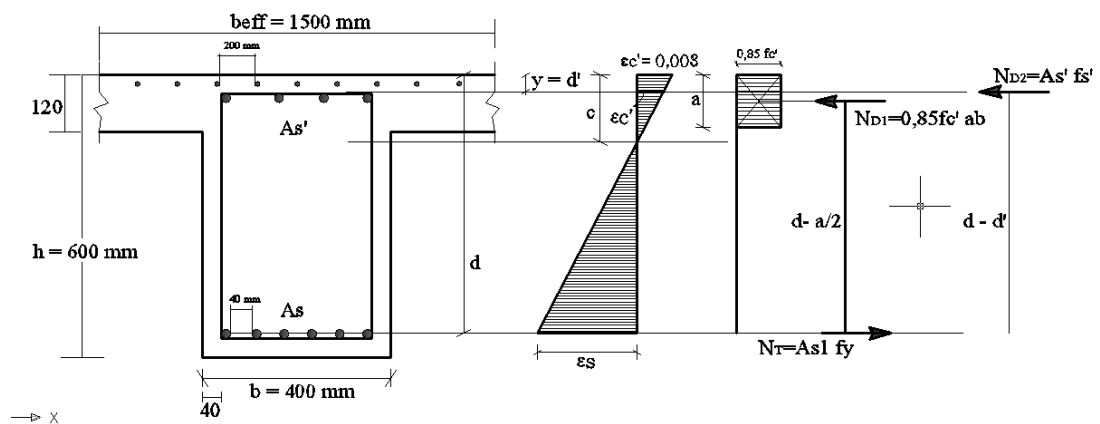
$$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = d' = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.310 \times 60}{2406.810}$$

$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$



gambar 4.5 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> y_2$ maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f's = A_s \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$\text{Subtitursi nilai : } f's' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + A_s' = \frac{(c-d')}{c} \times 600 = A_s \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' (c-d') 600 = A_s \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

Substitusi nilai $a = \beta_1 \cdot c$

$$f'c < 35 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c + 600 \cdot A_s' \cdot c - A_s' \cdot d' = A_s \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_{eff}) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_s \cdot f_y \cdot c$$

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

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_{y_{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 2406,81 - 1133,54 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 2406,81 \cdot$$

$$49.373$$

$$45321 c^2 - 1002005.4 c - 71298858.08 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 1426941.6 \frac{\pm \sqrt{(1426941.6)^2 - (4 \times 45321 \times (-71298858.1))}}{2 \times (45321)}$$

$$c_1 = -26.931 \text{ mm}$$

$$c_2 = 58.416 \text{ mm} \quad \text{maka diambil } c_2 = 60.678 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta \times c \\ &= 0.85 \times 58.416 \\ &= 49.654 \end{aligned}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{60.678-60.68}{60.678} (0.003) = 0.000559$$

$$\epsilon_s = \frac{c-d}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.627-60.68}{60.678} (0.003) = 0.02422$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$ maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung

tegangan pada tulangan baja tekan

$$\begin{aligned} f'_s &= \epsilon_s' \cdot E_s \\ &= 0.000559 \times 200000 \\ &= 111.789 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NDI} &= 0.85 f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0.85 \cdot 30 \cdot 49.654 \cdot 400 \\ &= 441555.94 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ND2} &= A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_s' \\ &= 706.500 \times 111.789 \\ &= 78978.7887 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ND3} &= A_s' \cdot f_s \\ &= 1700.310 \times 111.789 \\ &= 190075.618 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT &= A_s \cdot f_{yulir} \\
 &= 1133.54 \times 390 \\
 &= 442080.6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ND1 + ND2 + ND3 &= NT \\
 441555.94 + 78978.79 + 190075.62 &= 442080.6 \\
 710610.35 &= 442080.60
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\
 &= 550.627 - 49.373 \\
 &= 525.800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z2 &= d - d' \\
 &= 550.627 - 49.373 \\
 &= 501.25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2) \\
 &= (441556 \times 525.800) + (78978.79 \times 501.25) \\
 &= 234752726.531 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mr &= \phi \times Mn \\
 &= 0.8 \times 234752726.531 \\
 &= 187802181.2 \text{ Nmm} > Mu = 38276000 \text{ Nmm} \dots(\text{aman})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mpr &= 1.25 \times Mn \\
 &= 1.25 \times 234752726.531 \\
 &= 293440908.163 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Syarat kuat momen yang terpasang menurut SNI-2847 Pasal 23.3.(2.(2.))

$$Mn^+ \geq \frac{1}{4} Mn_{maks}$$

$$234752726.531 \geq \frac{1}{2} \cdot 352232477.633$$

$$234752726.531 \text{ Nmm} \geq 176116238.8 \text{ Nmm} \quad \dots\dots(\text{aman})$$

4.1.2 Perhitungan Penulangan Geser Balok

4.1.2.1 Penulangan Geser Balok Memanjang (batang 429) bentang

$$L = 5400 \text{ mm}$$

Diketahui

$$h \text{ (tinggi balok)} = 700 \text{ mm} \quad \phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$$

$$b_w = 300 \text{ mm} \quad f_y \text{ tulangan utama} = 390 \text{ Mpa}$$

$$d \text{ (tinggi efektif balok)} = 640.5 \text{ mm} \quad f_y \text{ tulangan sengkang} = 240 \text{ Mpa}$$

$$h_f \text{ (tebak flens)} = 120 \text{ mm} \quad f'_c \text{ (kuat tekan beton)} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$$

$$\text{Bentang bersih (Ln)} = 5400 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = D \ 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = \emptyset \ 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mpr tumpuan kiri (Mpr -) join 429} = 315293096.19 \text{ Nm}$$

$$\text{Mpr tumpuan kanan (Mpr -) join 2484} = 440290597.041 \text{ Nm}$$

$$\text{Mpr tumpuan kanan (Mpr +) join 2484} = 293440908.263 \text{ Nm}$$

Pada perhitungan tulangan geser untuk struktur tahan gempa ada dua macam, yaitu tulangan geser yang berada di dalam sendi plastis dan tulangan geser yang berada di luar sendi plastis. Daerah yang memiliki kemungkinan terjadinya sendi plastis adalah daerah $2h$ dari ujung balok yang ditinjau.

$$W_u = 1.2 D + L$$

Nilai W_u diambil dari hasil analisa Staad Pro pada kombinasi beban ke-1 yaitu :

1,2D + 1,0L dengan nilai V_u terbesar = 3296.024 kg = 32333.995 N

Dengan nilai V_u diatas maka dapat diketahui nilai W_u seperti di bawah ini :

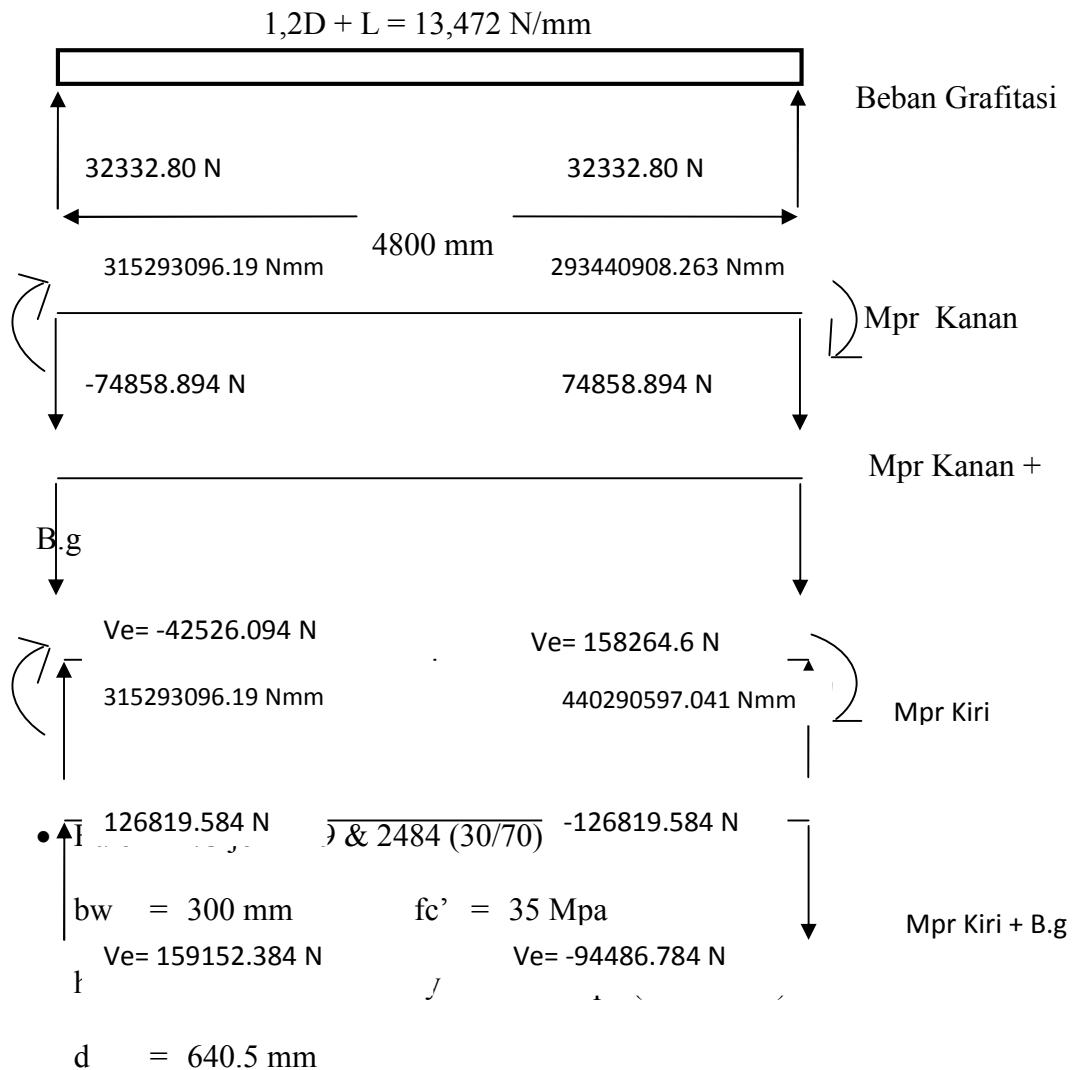
Reaksi terhadap beban gravitasi (V_u) = 32333.995 N

$$32333.995 = \frac{1}{2} \times W_u \times L$$

$$32333.995 = \frac{1}{2} \times W_u \times 4800$$

$$\frac{1}{2} \times W_u = 32333.995 / 4800$$

$$W_u = 13.472 \text{ N/mm}$$



L = 5400 mm

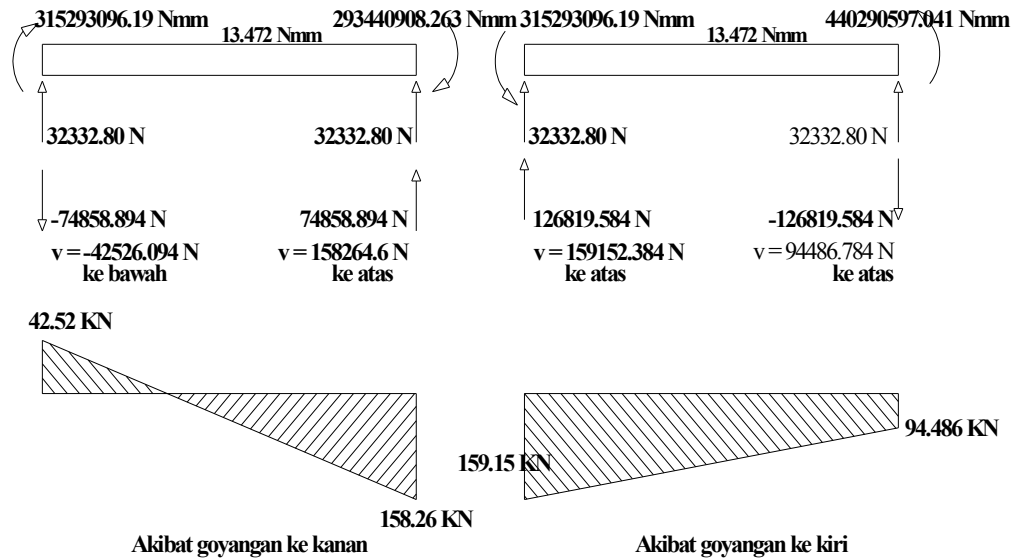


Diagram gaya geser yang bekerja pada balok

- Tulangan geser pada daerah sendi plastis (join 4668)

$$\frac{158.26 - Vu(d)}{640.5} = \frac{158.26 - 42.52}{5400}$$

$$158.26 - Vu(d) = \frac{158.26 - 42.52}{5400} \times 640.5$$

$$Vu(d) = 158.827 - 21.433 = 136.827 \text{ kN}$$

Vc = 0 apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847 pasal 23.3.(4.(2)) berikut

- Beban aksial tekan $\leq Ag \cdot f'c/10$

$$11.00 \text{ kN} \leq \{[300 \times 700] \times 4800 / 20\} 10^{-3}$$

$$11.00 \text{ kN} \leq 6300 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$Vc = 0$$

Vu > Ø Vc, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 pasal

$$13.5.(6.(1))$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u(d)}{\Phi} - v_c \\
 &= \frac{136.827}{0.55} - 0 = 156.858 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\varnothing 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 640.5 \cdot 10^{-3}}{156.858} \\
 &= 105.760 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 pasal

23.3.(3.(2))

S_{maks} sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 700 = 1200 \text{ mm}$, spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{640.5}{4} = 160.125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipakai sengkang $\varnothing 10 - 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ terpasang} &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\
 &= 0 + 324.660 \\
 &= 324.660 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varnothing V_n &= 0.55 V_n \\
 &= 0.55 \times 324.660
 \end{aligned}$$

$$= 178.56 \text{ kN} > V_u(d) = 132.827 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.(9))

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

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{35 \times 300 \times 640.5 \times 10^{-3}}$$

$$324.660 \text{ kN} < 757.850 \text{ kN}$$

- Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint 429)

$$\frac{158.26 - V_u(2h)}{1400} = \frac{158.26 - 42.52}{3000}$$

$$158.26 - V_u(2h) = \frac{158.26 - 42.52}{3000} \times 1400$$

$$V_u(2h) = 158.26 - 92.836 = 65.22 \text{ kN}$$

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

$$= 1/6 \cdot \sqrt{35 \times 300 \times 640.5}$$

$$= 189462 \text{ N} = 189.462 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.55 \times 189.462$$

$$= 104.204 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tualngan geser (SNI-2847 pasal 13.5.(6.(1))

$$V_s = \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{65.22}{0.55} - 189.462 = 16.172 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{(2.1/4. \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 640.5 \cdot 10^{-3}}{16.172} = 819.769 \text{ mm}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut

SNI-2847 pasal 23.3.(3.(4))

$$= \frac{d}{2} = \frac{640.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\varnothing 10 - 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_s \text{ terpasang} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{(2.1/4. \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 640.5 \cdot 10^{-3}}{250} \\ &= 81.464 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\ &= 189.462 + 81.464 \\ &= 278.827 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= 0.55 V_n \\ &= 0.55 \times 278.827 \\ &= 153.355 \text{ kN} > V_u(d) = 65.22 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman}) \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.(9))

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{35 \times 300 \times 640.5 \times 10^{-3}}$$

$$278.827 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

- Tulangan Geser pada daerah sendi plastis (join 2484)

$$\begin{aligned}
 V_u(d) &= 159.15 \left(\frac{(5400 - 2700) - 640.5}{(5400 - 2700)} \right) \\
 &= 70.71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI-2847 pasal 23.3(4.(2)) berikut

- Beban aksial tekan $\leq A_g \cdot f'_c / 10$

$$11.300 \text{ kN} \leq \{ [300 \times 700] \times 4500 / 20 \} 10^{-3}$$

$$11.00 \text{ kN} \leq 6300 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_c = 0$$

$V_u > \emptyset V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 pasal

13.5.(6.(1))

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u(d)}{\Phi} - V_c \\
 &= \frac{70.71}{0.55} - 0 = 128.565 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\emptyset 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{(2 \ 1/4 \cdot \pi \ 10^2) \cdot 240 \cdot 640.5 \cdot 10^{-3}}{128.565} \\
 &= 109.651 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 pasal

23.3.(3.(2))

S_{maks} sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$,

spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{640.5}{4} = 160.125 \text{ mm}$
- 8 x diameter tulangan = 8 x 19 = 152 mm
- 24 x diameter sengkang = 24 x 10 = 240 mm
- 300 mm

Jadi dipakai sengkang \varnothing 10 - 100 mm

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 640.5 \cdot 10^{-3}}{100}$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 0 + 203.660$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 203.660$$

$$= 112.013 \text{ kN} > V_u(d) = 70.71 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.(9))

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

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{35 \times 300 \times 640.5 \times 10^{-3}}$$

$$203.660 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{aman})$$

- Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint 4674)

$$\frac{159.15 - V_u(2h)}{1400} = \frac{159.15 - 94.48}{3000}$$

$$159.15 V_u(2h) = \frac{159.15 - 94.48}{3000} \times 1400$$

$$V_u(2h) = 159.70 - 58.45 = 100.03 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c \cdot b_w \cdot d} \\ &= 1/6 \cdot \sqrt{35 \times 300 \times 640.5} \\ &= 189462 \text{ N} = 189.462 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.55 \times 189.462 \\ &= 108.549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 pasal 13.5.(6.(1))

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c \\ &= \frac{100.03}{0.55} - 189.462 = -15.496 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 640.5 \cdot 10^{-3}}{-15.496} \\ &= 716.769 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut

SNI-2847 pasal 23.3.(3.(4))

$$= \frac{d}{2} = \frac{640.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\phi 10 - 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
V_s \text{ terpasang} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
&= \frac{(2 \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 240 \cdot 640.5 \cdot 10^{-3}}{250} \\
&= 212.660 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\
&= 197.363 + 212.600 \\
&= 410.023 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_n &= 0.55 V_n \\
&= 0.55 \times 410.023 \\
&= 225.512 \text{ kN} > V_u(d) = 100.03 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})
\end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.9))

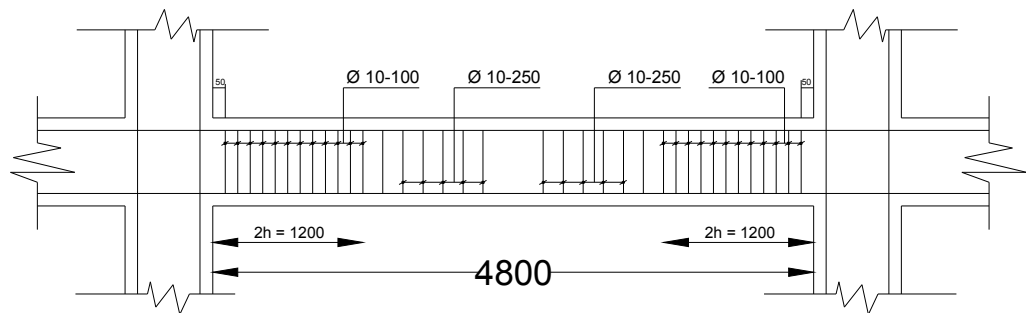
$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{35 \times 300 \times 640.5 \times 10^{-3}}$$

$$410.023 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

Dari hasil perhitungan dan ketentuan-ketentuan di atas maka dipasang tulangan sengkang sebagai berikut :

- Joint 2484
 - daerah sendi plastis = $\emptyset 10 - 100$
 - daerah luar sendi plastis = $\emptyset 10 - 250$
- Joint 429
 - daerah sendi plastis = $\emptyset 10 - 100$
 - daerah luar sendi plastis = $\emptyset 10 - 250$



Gambar 4.6 Penulangan geser (sengkang) pada balok

4.2 Perhitungan Penulangan Kolom

4.2.1 Perhitungan penulangan lentur kolom

Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur portal melintang line tengah (9) kolom no. 197

Diketahui :

$$D = 800 \text{ mm}$$

Tulangan spiral $\varnothing 12$

Tulangan utama dipakai D 25

Tebal selimut beton 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Tinggi kolom} &= h \text{ kolom} - h \text{ balok} \\ &= 4500 - 700 \\ &= 3800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

- cek faktor kelangsingan kolom 194

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

$$= 4700 \sqrt{35} = 25743 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Kekakuan Kolom Arah Z**

- Untuk EI K₁₉₇(kolom 197) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 800^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.485}{1.054} = 0.460$$

$$\begin{aligned} EI K_{197} &= \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.460} \\ &= 1.453785559E + 14 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

- Untuk EI K₁₉₄ (kolom 194) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 800^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.246}{3.733} = 0.066$$

$$EI K_{194} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.066}$$

$$= 1.99150963E + 14 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₁₉₁ (kolom 191) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 800^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.546}{4.953} = 0.110$$

$$EI K_{191} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.110}$$

$$= 1.911978339E + 14 \text{ Nmm}^2$$

➤ Kekakuan Balok

- Untuk EI B₂₁₈₈ (balok 2188) ; L = 5.4 m = 5400 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 300 \times 700^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta_d = \frac{24.454}{42.517} = 0.575$$

$$EI K_{2188} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.575}$$

$$= 4.904971493E + 13 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₂₁₇₃ (balok 2173); L = 5.4 m = 5400 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 300 \times 700^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta d = \frac{23.129}{38.844} = 0.595$$

$$EI K_{2173} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.595}$$

$$= 4.842638871E + 13 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₂₁₅₈ (balok 2158); L = 5.4 m = 5400 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 300 \times 700^3$$

$$= 8575000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta d = \frac{97.103}{146.836} = 0.661$$

$$EI K_{2158} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.661}$$

$$= 3.904903737E + 13 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₂₁₄₃ (balok 2143); L = 5.4 m = 5400 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 300 \times 700^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta d = \frac{20.903}{35.396} = 0.591$$

$$EI K_{2143} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.591}$$

$$= 4.857515152E + 13 \text{ Nmm}^2$$

Dicari kekakuan relatif (Ψ) kolom 194 yang terdiri dari Ψ atas dan Ψ bawah

$$\Psi \text{ atas} = \frac{\left(\frac{EI K_{194}}{Lk_{194}}\right) + \left(\frac{EI K_{191}}{Lk_{191}}\right)}{\left(\frac{EIB_{2144}}{Lb_{2144}}\right) + \left(\frac{EI B_{2143}}{Lb_{2143}}\right)}$$

$$= \frac{\left(\frac{1.991509627E + 14}{4500}\right) + \left(\frac{1.911978339E + 14}{4500}\right)}{\left(\frac{3.904903737E + 13}{5400}\right) + \left(\frac{4.078613305E + 13}{5400}\right)}$$

$$= 6.5$$

$$\Psi \text{ bawah} = \frac{\left(\frac{EI K_{197}}{Lk_{197}}\right) + \left(\frac{EI K_{194}}{Lk_{194}}\right)}{\left(\frac{EIB_{2174}}{Lb_{2174}}\right) + \left(\frac{EI B_{2173}}{Lb_{2173}}\right)}$$

$$= \frac{\left(\frac{1.453785559E + 14}{4500}\right) + \left(\frac{1.991509627E + 14}{4500}\right)}{\left(\frac{4.118460029E + 13}{5400}\right) + \left(\frac{4.0661224341E + 13}{5400}\right)}$$

$$= 5.6$$

Dari nilai Ψ atas dan bawah Ψ diplot ke nomogram untuk kolom tanpa pengaku. (Struktur Beton Bertulang Istimawan hal. 333), diperoleh $k = 2.4$

$$lu = 4500 - 700$$

$$= 3800 \text{ mm}$$

$$r = 0.25 \cdot D = 0.25 \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{k \cdot lu}{r} = \frac{2.4 \times 3800}{200} \cdot 5.6 > 22 \rightarrow \text{pengaruh kelangsingan pada kolom}$$

194 perlu dipertimbangkan

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times lu)^2} = \frac{3.14^2 \times 1.991509627E + 14}{(2.4 \times 3800)^2} = 53789963.63 \text{ N}$$

Perhitungan kelangsingan dan P_c untuk kolom ditabelkan.

Jumlah P_c dalam satu tingkat = 5353632 N

C_m untuk struktur portal tanpa pengaku diambil = 1

Perhitungan perbesar momen untuk kombinasi 2 hasil staad pro 2004

$$M_{2b} = 3.733 \quad \text{kNm} = 3733000 \text{ Nmm}$$

$$M_{2s} = 120.758 \quad \text{kNm} = 120758000 \text{ Nmm}$$

$$N_u, k \text{ pakai} = P_u = 3988688 \text{ N}$$

Jumlah P_u dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 1314350 + 1266439 + 3567221 + 3707300 + 3988688$$

$$= 13843998 \text{ N}$$

Jumlah P_c dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 58458550 + 58873937 + 85246343 + 60776414 + 81192398$$

$$= 344547642 \text{ N}$$

$$\phi \text{ (reduksi)} = 0.65$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u}{(0.65 \times P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{3988688}{(0.65 \times 53789964)}\right)}$$

$$= 1.129 > 1.0$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{\Sigma P_u}{(0.65 \times \Sigma P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{13943998}{(0.65 \times 344547642)}\right)}$$

$$= 1.066 > 1.0$$

Karena hasil perhitungan δ_b dan $\delta_s > 1$ maka δ_b dan $\delta_s = 2.5$

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

$$= 2.5 \times 3733000 + 2.5 \times 120758000$$

$$= 311227500 \text{ Nmm}$$

Mu, k maks arah z = 311227500 Nmm

PERHITUNGAN DIAGRAM INTERAKSI KOLOM

- **Penulangan arah Z**

- Eksentrisitas

$$e_{\min} = (15 + 0.03 \times h)$$

$$= (15 + 0.03 \times 800)$$

$$= 36 \text{ mm}$$

$$c = \frac{Mu \cdot K_{max}}{Pu} = \frac{311227500}{3988688} = 78.028 \text{ mm}$$

$$e = 78.03 \text{ mm} > e_{min} = 36 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

dicoba tulangan D 25 mm

$$d = h - \text{sisi luar tulangan terjauh}$$

$$= 800 - 40$$

$$= 760 \text{ mm}$$

$$d' = 800 - 760$$

$$= 40 \text{ mm}$$

- Luas Penampang kolom (A_g)

$$A_g = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{3.14}{4} 800^2 = 384650 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan pada kolom 1% - 6% dicoba dengan jumlah

◆ Tulangan 2,1% x ρ (rasio penulangan tarik) = 0.021

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times A_g$$

$$= 0.021 \times 384650$$

$$= 8077.65 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 18 D 25, $A_s \text{ ada} = 8831.3 \text{ mm}^2 > 8077.65 \text{ mm}^2$

◆ **Beban sentris**

$$\begin{aligned} P_o &= 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \\ &= \{0.85 \times 35 \cdot (384650 - 8831.3) + 390 \cdot 8831.3\} 10^{-3} \\ &= 13027.5839 \text{ kN} \end{aligned}$$

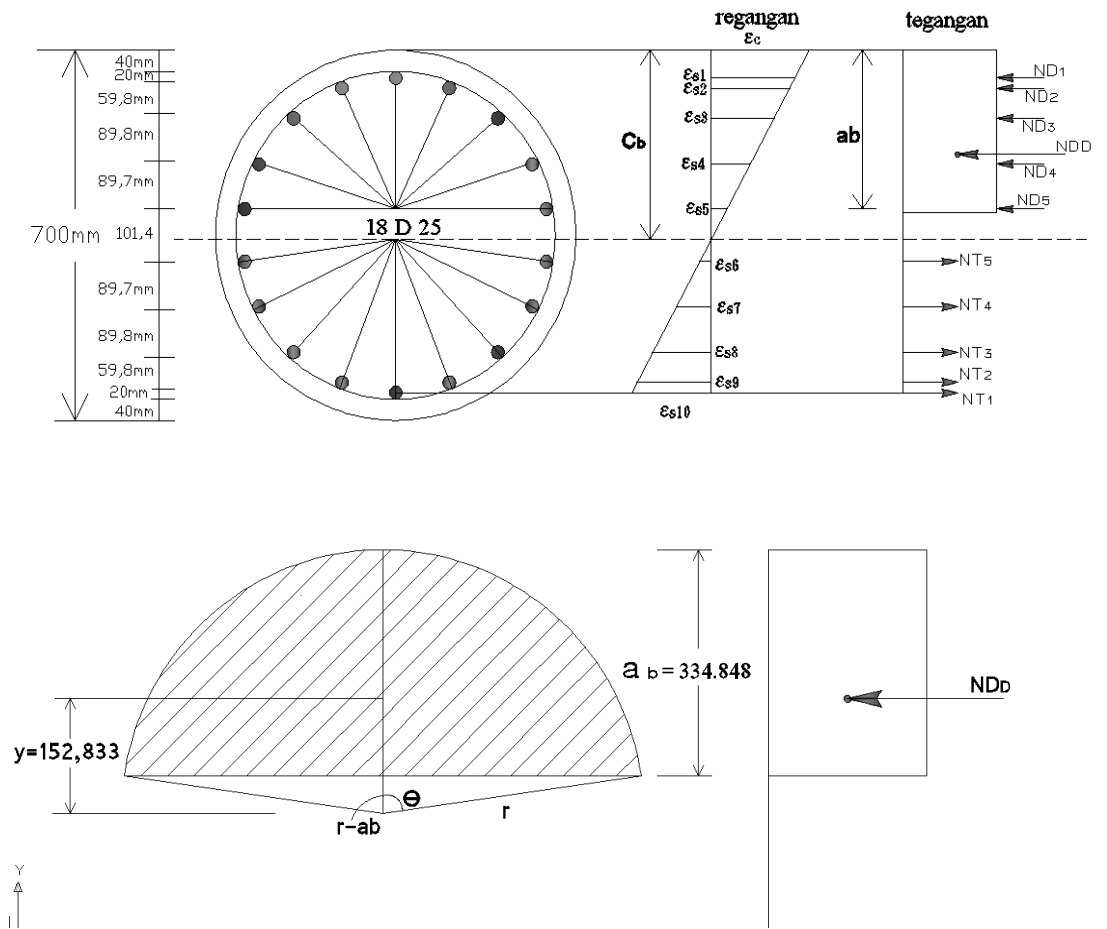
$$\begin{aligned} P_n &= 0.85 \times P_o \\ &= 0.85 \times 13027.5839 \\ &= 11073.4463 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.65 \times 11073.4463 \\ &= 7197.740077 \text{ kN} \end{aligned}$$

◆ **Kondisi seimbang**

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 700}{600 + 390} = 400 \text{ mm}$$

$$a_b = c_b \cdot \beta = 400.606 \times 0.85 = 340 \text{ mm}$$



gambar 4.9 Diagram tegangan

$$r \text{ (jari-jari)} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 800 = 400$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{r - a}{r} \right)$$

$$= \cos^{-1} \left(\frac{400 - 340.000}{400} \right)$$

$$= 87.5188^\circ$$

$$A_{\text{tembereng}} = D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4}$$

$$= 800^2 \times \frac{87.5188(\pi/180) - \sin 87.5188 \times \cos 87.5188}{4}$$

$$= 187022.9167 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{800^3}{12 \times 187022.9167} = 152.833 \text{ mm}$$

$$ND_D = 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 187022.9 \times 10^{-3}$$

$$= 4769.084 \text{ kN}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb-d}{cb} \times 0.003 = \frac{400-40}{400} \times 0.003 = 0.0027$$

$\epsilon_{s1} >$ dari ϵ_y ; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(400-60)}{400} \times 0.003 = 0.00255$$

$\epsilon_{s2} >$ dari ϵ_y ; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND2 = 382.6896667 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{(400 - 119.8)}{400} 0.003 = 0.002102$$

$\varepsilon_{s3} >$ dari ε_y maka $f_y = 390$ Mpa

$$ND3 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(400 - 209.6)}{400} 0.003 = 0.001428 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$f_s = 0.001428 \times E_s$ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa

$$= 0.001428 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 285.6 \text{ Mpa}$$

$$ND4 = 981.256 \times 285.6 \times 10^{-3}$$

$$= 280.246587 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{(400 - 299.3)}{400} 0.003 = 0.000755 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$f_s = 0.000755 \times E_s$ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa

$$= 0.000755 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 151.05 \text{ Mpa}$$

$$ND5 = 981.256 \times 151.05 \times 10^{-3}$$

$$= 148.218652 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s6} = \frac{(400,700 - 400)}{400} 0.003 = 0.000005 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.0001 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.00001 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 1.050 \text{ Mpa}$$

$$NT5 = 981.256 \times 1.050 \times 10^{-3}$$

$$= 1.050 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s7} = \frac{(489.700 - 400.70)}{401} 0.003 = 0.000666 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.000666 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.000666 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 133.267 \times 10^{-3}$$

$$NT4 = 981.256 \times 133.267 \times 10^{-3}$$

$$= 130.769 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s8} = \frac{(597.500 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001339 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001339 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.001339 \times 2 \cdot 10^{-3}$$

$$= 267.713 \text{ Mpa}$$

$$NT3 = 981.256 \times 267.731 \times 10^{-3}$$

$$= 262.713 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s9} = \frac{(639.300 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001786 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001786 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 357.275 \text{ Mpa}$$

$$NT2 = 981.256 \times 357.275 \times 10^{-3}$$

$$= 350.578 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s10} = \frac{(649.300 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001861 = \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\varepsilon_{s10} = \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + ND5 + NT1 - NT2 - NT3 - \\ NT4 - NT5$$

$$= 4769.084 + 382.690 + 382.690 + 382.690 + 280.247 + 148$$

$$382.690 - 350.578 - 262.713 - 130.769 - 1.030$$

$$= 6708.019 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0.65 \times 6708.019$$

$$= 4360.212 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = (N_{D_{.y}}) + (N_{D1} + N_{T1}) \cdot 310 + (N_{D2} + N_{T2}) \cdot 290 + (N_{D3} + N_{T3}) \cdot 230,3 + (N_{D4} + N_{T4}) \cdot 140,4 + (N_{D5} + N_{T5}) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= (4769.084 \times 152.833) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + 450.578) \times 290 + (382.690 + 351.762) \cdot 230,2 + (280.247 + 30.769) \times 140,4 + (148.219 + 1.030) 50,7 \times 10^{-3}$$

$$= 1921.048528 \text{ kNm}$$

$$M_{nb} = 0,65 \times 1921,049$$

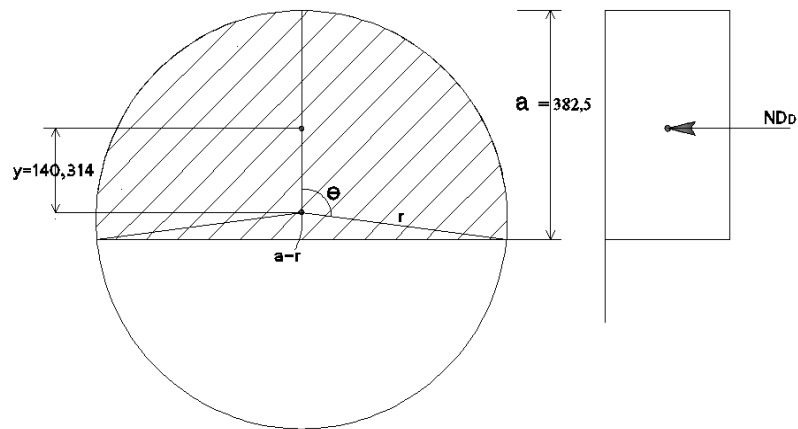
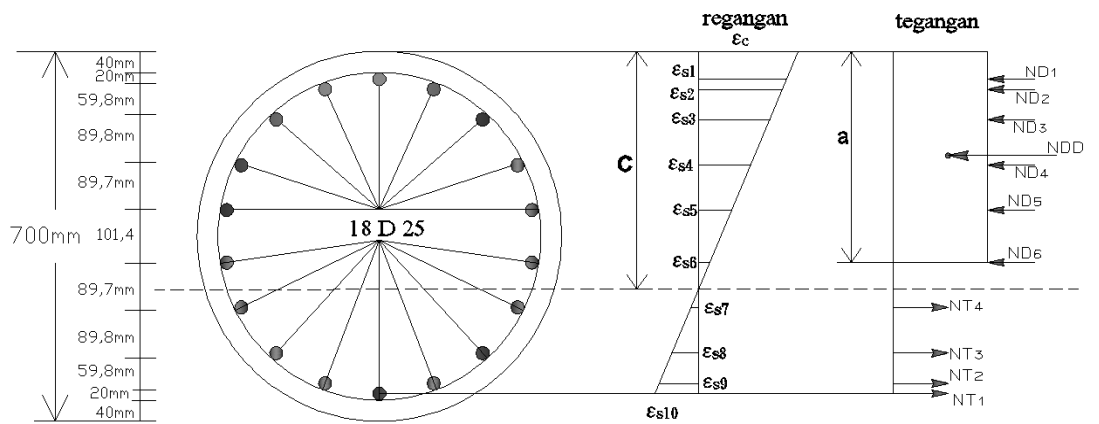
$$= 1248,682 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1921,049}{4360,212} = 440,58601 \text{ mm}$$

◆ **Kondisi Patah Desak ($c > c_b$)**

Dipakai nilai $c = 450 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta = 450 \times 0,85 = 382,5 \text{ mm}$$



gambar 4.10 tegangan regangan

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 800 = 400$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{r-a}{r} \right)$$

$$= \cos^{-1} \left(\frac{400 - 382.500}{400} \right)$$

$$= 95.3280^\circ$$

$$\begin{aligned}
A_{\text{tembereng}} &= D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4} \\
&= 800^2 \times \frac{95.328 (\pi/180) - \sin 95.328 \times \cos 95.328}{4} \\
&= 203710.4396 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{800^3}{12 \times 203710.440} = 140.314 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\
&= 0.85 \times 35 \times 203710.4 \times 10^{-3} \\
&= 5194.616 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c-d}{c} \times 0.003 = \frac{450-40}{450} \times 0.003 = 0.0027333$$

$\epsilon_{s1} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(450-60)}{450} \times 0.003 = 0.0026$$

$\epsilon_{s2} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND2 = 981.256 \times 390 \times 10^3$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{(450 - 119.8)}{450} 0.003 = 0.002201$$

$\varepsilon_{s3} >$ dari ε_y ; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND3 = 981.256 \times 390 \times 10^3$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(450 - 209.6)}{450} 0.003 = 0.001603 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$f_s = 0.001603 \times E_s$ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa

$$= 0.001603 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 320.5333 \text{ Mpa}$$

$$ND4 = 981.256 \times 320.53 \times 10^3$$

$$= 314.525114 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{(450 - 299.3)}{450} 0.003 = 0.001005 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$f_s = 0.001005 \times E_s$ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa

$$= 0.001005 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 200.9333 \text{ Mpa}$$

$$ND5 = 981.256 \times 200.93 \times 10^{-3}$$

$$= 197.16695 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s6} = \frac{(450 - 400.7)}{450} 0.003 = 0.00329 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.00033 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.00033 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 65.733 \text{ Mpa}$$

$$ND6 = 981.256 \times 65.733 \times 10^{-3}$$

$$= 64.501 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s7} = \frac{(490,400 - 450)}{450} 0.003 = 0.000269 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.000868 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.000269 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 53.857 \text{ Mpa}$$

$$NT4 = 981.256 \times 53.857 \times 10^{-3}$$

$$= 52.857 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s8} = \frac{(580.200 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.000868 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.000868 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.000868 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 173.600 \text{ Mpa}$$

$$NT3 = 981.256 \times 173.600 \times 10^{-3}$$

$$= 170.346 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s9} = \frac{(640.000 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.001267 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001267 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.001267 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 253.333 \text{ Mpa}$$

$$NT2 = 981.256 \times 253.333 \times 10^{-3}$$

$$= 248.585 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s10} = \frac{(650.000 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.001333 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\varepsilon_{s10} = \varepsilon_y; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$P_n = ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + ND5 - ND6 - NT1 - NT2 -$$

$$NT3 - NT4$$

$$= 5194.616 + 383.690 + 382.690 + 382.690 + 314.525 + 197.1$$

$$64.501 - 382.690 - 248.585 - 170.346 - 52.857$$

$$= 7644.353 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 7644.353$$

$$= 4968.830$$

$$M_n = (N_{D_D} \cdot y) + (N_{D1} + N_{T1}) \cdot 310 + (N_{D2} + N_{T2}) \cdot 290 + (N_{D3} + N_{D3}) \cdot 230,2 + (N_{D4} + N_{T4}) + 140,4 + (N_{D5}) \cdot 50,7 - (N_{D6}) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= (5194.616 \times 140.314) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + 248.585) \times 290 + (382.690 + 170.346) \times 230.2 + (314.525 + 52.857) \times 140.4 + (197.167) \cdot 50.7 - (64.501) \cdot 50.7 \cdot 10^{-3}$$

$$= 1738.3614 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 1738.361$$

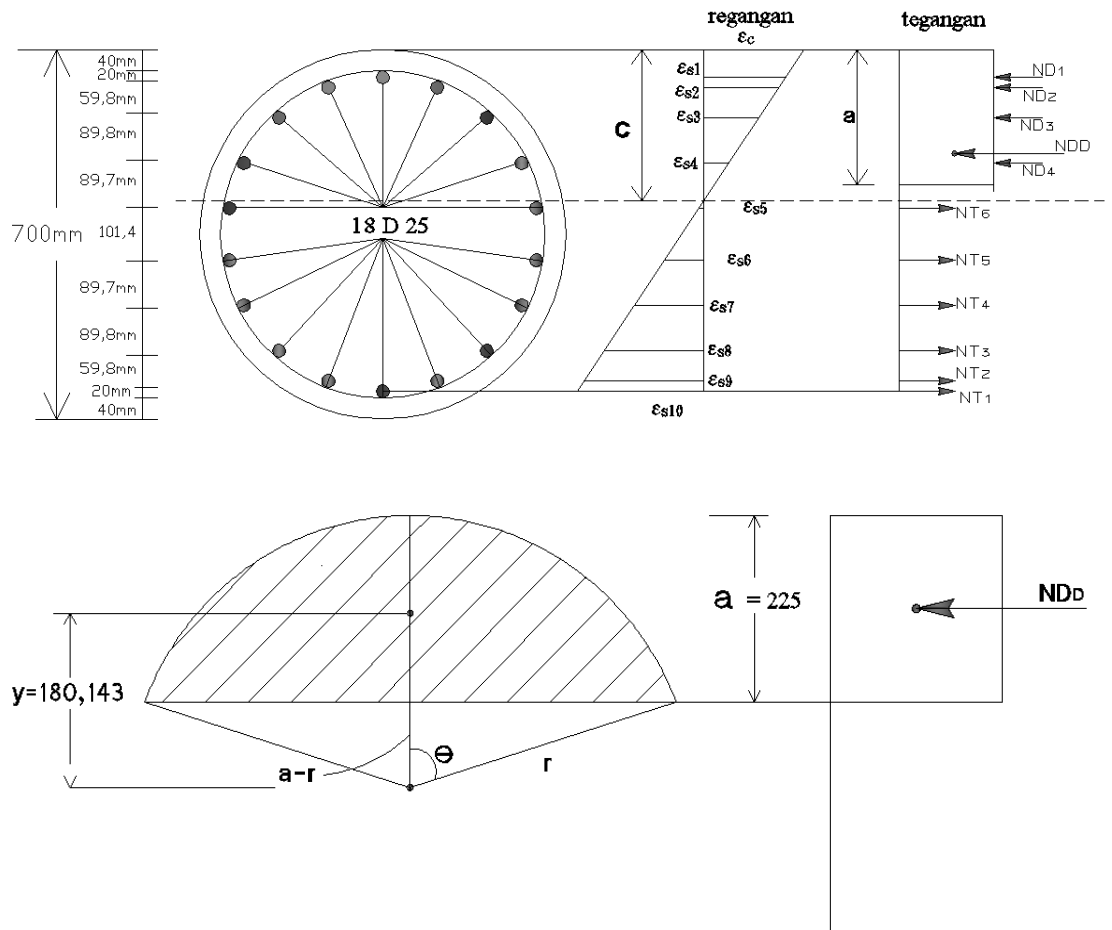
$$= 1129.935 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1738.361 \cdot 10^3}{7644.353} = 227.40464 \text{ mm}$$

- **Kondisi Patah Tarik ($c > c_b$)**

Dipakai nilai $c = 300 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta = 300 \times 0.85 = 255 \text{ mm}$$



Gambar 4.11 Diagram tegangan regangan

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 800 = 400$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{r-a}{r} \right)$$

$$= \cos^{-1} \left(\frac{400-255}{400} \right)$$

$$= 74.2507^\circ$$

$$A_{\text{tembereng}} = D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4}$$

$$= 800^2 \times \frac{74.2507(\pi/180) - \sin 74.2507 \times \cos 74.2507}{4}$$

$$= 158669.8194 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{800^3}{12 \times 158669.819} = 180.143 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{ND}_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 35 \times 158669.8 \times 10^{-3} \\ &= 4046.080 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c-d}{c} \times 0.003 = \frac{300-40}{300} \times 0.003 = 0.0026$$

$\epsilon_{s1} >$ dari ϵ_y ; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} \text{ND}_1 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(300-60)}{300} \times 0.003 = 0.0024$$

$\epsilon_{s2} >$ dari ϵ_y ; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} \text{ND}_2 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.68667 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{(300-119.8)}{300} \times 0.003 = 0.001802$$

$\epsilon_{s3} >$ dari ϵ_y ; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} \text{ND}_3 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{(300-209.6)}{300} \times 0.003 = 0.000904 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0.000904 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
 &= 0.000904 \times 2 \cdot 10^5 \\
 &= 180.8 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ND4 &= 981.256 \times 180.80 \times 10^{-3} \\
 &= 177.411004 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{(300 - 299.3)}{300} \cdot 0.003 = 0.000007 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0.000007 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
 &= 7E - 06 \times 2 \cdot 10^5 \\
 &= 1.4 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT6 &= 981.256 \times 1.40 \times 10^{-3} \\
 &= 1.374 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s6} = \frac{(400.700 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.001007 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0.00101 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
 &= 0.00101 \times 2 \cdot 10^5 \\
 &= 201.400 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT5 &= 981.256 \times 201.400 \times 10^{-3} \\
 &= 197.625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s7} = \frac{(389.700 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.000897 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0.00090 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
 &= 0.000897 \times 2 \cdot 10^5 \\
 &= 176.037 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$NT4 = 981.256 \times 179.400 \times 10^{-3}$$

$$= 176.037 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s8} = \frac{(479.500 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.001795 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001795 \times E_s \text{ (nodulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.001795 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 359.000 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s9} = \frac{(539.300 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.002393 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.002393 \times E_s \text{ (nodulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.002393 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 478.600 \text{ Mpa}$$

$$NT2 = 981.256 \times 478.600 \times 10^{-3}$$

$$= 469.629 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s10} = \frac{549.300 - 300}{300} \cdot 0.003 = 0.002493 = \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\epsilon_{s10} = \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$P_n = ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + NT1 - NT2 - NT3 - NT4 - NT5 - NT6$$

$$= 4046.1 + 382.690 + 382.690 + 382.690 + 177.411 + 382.69 +$$

$$469.629 - 352.271 - 176.037 - 197.625 - 1.374$$

$$= 2404.771 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 2404.771$$

$$= 1563.101 \text{ kN}$$

$$M_n = (N_{D_D} \cdot y) + (N_{D1} + N_{T1}) \cdot 310 + (N_{D2} + N_{T2}) \cdot 290 + (N_{D3} + N_{D3}) \cdot 230,2 + (N_{D4} + N_{T4}) \cdot 140,4 + (N_{T5}) \cdot 50,7 - (N_{T6}) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= (4046.08 \times 180.143) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + 469.629) \times 290 + (382.690 + 352.271) \times 230,2 [(177.411 + 176.037) \times 140,4] + (197.625) \cdot 50,7 - (1.374) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= 1593.0333 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 1593.033$$

$$= 1035.472 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1593.033 \cdot 10^3}{2404.771} = 662.44696 \text{ mm}$$

- **Kondisi Lentur Murni**

Pada kondisi ini:

- Tulangan tarik mengalami leleh dan tulangan tekan belum mengalami leleh ($f_s = f_y$; $f_s' = f_s'$)

- Memasukkan nilai c dengan cara coba-coba sampai :

$$P_n = 0 \quad (N_{D_D} + N_{D1} = N_T)$$

$$\text{Dicoba } c = 164.5 \times 0.85$$

$$a = c \cdot \beta = 164.5 \times 0.85$$

$$= 139.825$$

Maka susunan tulangan sebagai berikut”

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 13 \text{ D } 25 = 6378.125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 5 \text{ D } 25 = 2453.125 \text{ mm}^2$$

$$A_s'1 = 2 \text{ D } 25 = 981.250 \text{ mm}^2$$

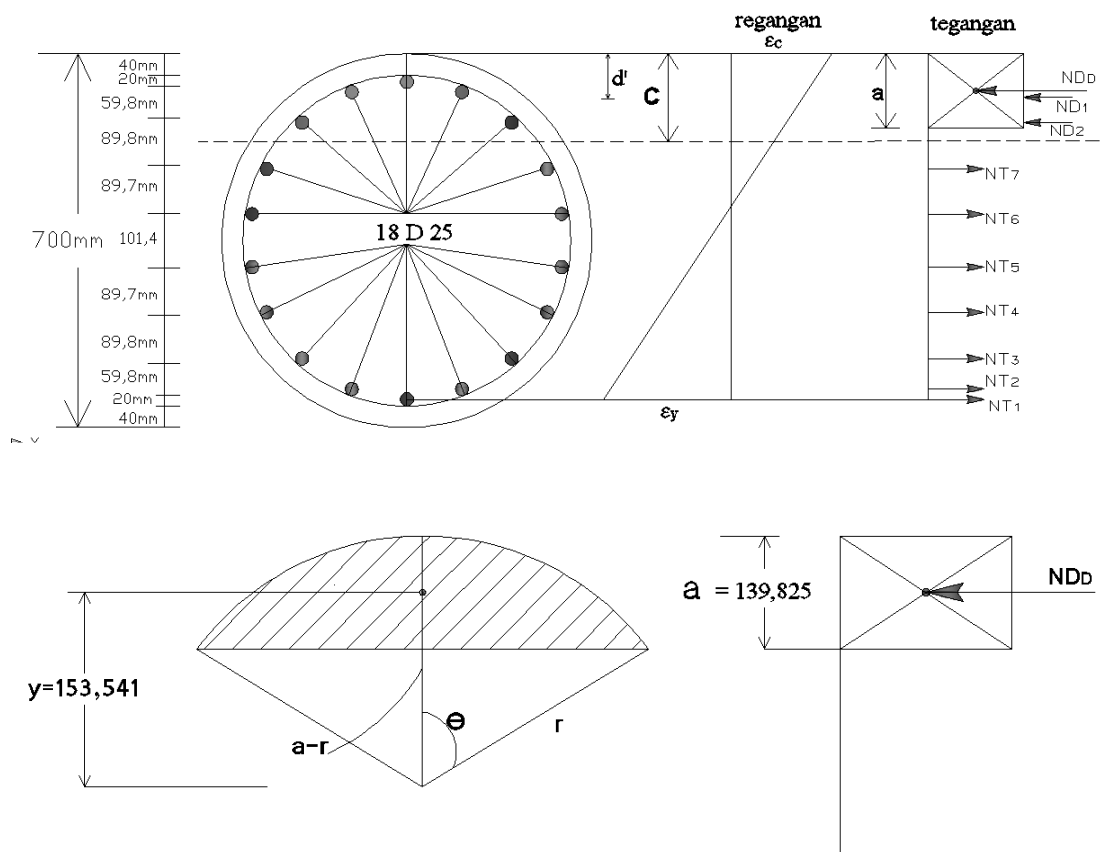
$$A_s'2 = 2 \text{ D } 25 = 981.250 \text{ mm}^2$$

$$y'1 = 40 \text{ mm}$$

$$y'2 = 40 + 59.8 = 99.8 \text{ mm}$$

$$z1 = d' = \frac{(981.250 \times 40) + (981.250 \times 99.8)}{2453,125}$$

$$= 55.920 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.12 Diagram Tegangan regangan

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 800 = 400$$

$$\begin{aligned}\theta &= \cos^{-1} \left[\frac{r-a}{r} \right] \\ &= \cos^{-1} \left[\frac{400-139.825}{400} \right] \\ &= 42.4104^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{\text{tembereng}} &= D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4} \\ &= 800^2 \times \frac{42.4104(\pi/180) - \sin 42.4104 \times \cos 42.4104}{4} \\ &= 90628.68033 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{800^3}{12 \times 90628.680} = 323.541 \text{ mm}$$

$$ND_D + ND_1 = Nr$$

$$\begin{aligned}ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 35 \times 909628.68 \times 10^{-3} \\ &= 1515.942 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ND_1 &= A_s' \cdot f_s' \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(164.5-55.920)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 971.527 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_T &= A_s \cdot f_y \\ &= (6378.125 \times 390) \times 10^{-3} \\ &= 2487.469 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$ND_D + ND_1 = N_T$$

$$1515.942 + 971.527 - 2487.469 = 0.00068 - 0 \text{ maka}$$

$$c = 164.500 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\begin{aligned} ND_D &= 0.85 \times f'_c \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 90628.68 \times 10^{-3} \\ &= 1515.942 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND_1 &= A_s' \cdot f_s' \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(164.5-42.410)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 1092.405 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND_2 &= A_s' \cdot f_s' \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(164.5-42.410)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 1092.405 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT_1 &= A_{s1} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT_2 &= A_{s2} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$= 528.679 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_3 &= A_{s3} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_4 &= A_{s4} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_5 &= A_{s5} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_6 &= A_{s6} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_7 &= A_{s7} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pn} &= \text{ND}_D + \text{ND}_1 + \text{ND}_2 + \text{NT}_1 + \text{NT}_2 + \text{NT}_3 + \text{NT}_4 + \text{NT}_5 + \text{NT}_6 + \text{NT}_7 \\ &= 1515.942 + 1092.405 + 1092.405 - 528.679 - 528.679 - 528.679 - \\ &\quad 528.679 - 528.679 - 528.679 - 528.679 \\ &= 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi \text{Pn} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{ZD}_D &= c - (r - y) &&= 164.50 - (350 - 323.541) \\ &= 138.041 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$ZD_1 = c - z_1 = 164.50 - 55.920 = 108.58 \text{ mm}$$

$$ZD_2 = c - z_2 = 164.50 - 40 = 124.50 \text{ mm}$$

$$ZT_1 = Z_3 - c = 600 - 164.50 = 495.50 \text{ mm}$$

$$ZT_2 = Z_4 - c = 640 - 164.50 = 475.50 \text{ mm}$$

$$ZT_3 = Z_5 - c = 580.2 - 164.50 = 415.70 \text{ mm}$$

$$ZT_4 = Z_6 - c = 490.4 - 164.50 = 325.90 \text{ mm}$$

$$ZT_5 = Z_7 - c = 400.7 - 164.50 = 236.20 \text{ mm}$$

$$ZT_6 = Z_8 - c = 299.3 - 164.50 = 134.80 \text{ mm}$$

$$ZT_7 = Z_9 - c = 209.6 - 164.50 = 45.10 \text{ mm}$$

$$M_n = (ND_D \cdot ZD_D) + (ND_1 \cdot ZD_1) + (ND_2 \cdot ZD_2) + (NT_3 \cdot ZT_3) + (NT_4 \cdot$$

$$ZT_4) + (NT_5 \cdot ZT_5) + (NT_6 \cdot ZT_6) + (NT_7 \cdot ZT_7)$$

$$= \{(1515.942 \times 138.041) + (1092.405 \times 108.58) + (528.679 \times 124.500) + (528.679 \times 415.70) + (528.679 \times 325.900) + (528.679 \times 236.20) + (528.679 \times 134.800) + (528.679 \times 45.10)\} 10^{-3}$$

$$= 1289.8954 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 1289.895$$

$$= 838.432 \text{ kNm}$$

Untuk kepentingan diagram interaksi kolom dengan tulangan 18 D 25 ($\rho = 2,6\%$) dan 20 D 25 ($\rho = 3,0\%$) ditebalkan

Control untuk joint 429

$$M_n, k 194 = \frac{1290 \times 10^6}{0.65} = 1984454491.5 \text{ Nmm}$$

$$M_n, k 292 = \frac{530.3 \times 10^6}{0.65} = 1984454491.5 \text{ Nmm}$$

$$M_n, b 400 = 1581220000 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$$

$$\left[1984454491.5 + 815846154 > \frac{6}{5} (252234477.0 + 1581220000) \right]$$

2800300645.4 Nmm > 2200145372 Nmm..... OK

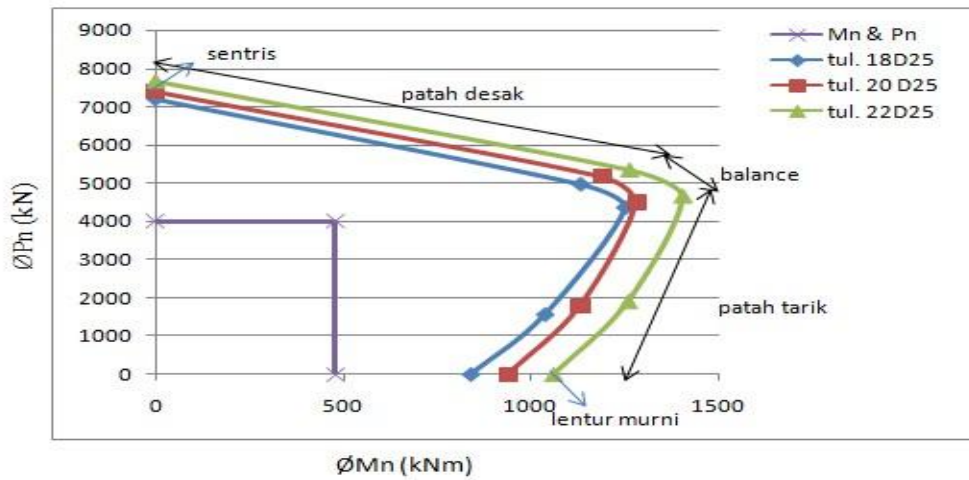
Tabel 4.1 diagram interaksi kolom No. 194

Kondisi	18 D 25		20 D 25		22 D 25	
	Ø Mn (kNm)	Ø Pn (kN)	Ø Mn (kNm)	Ø Pn (kN)	Ø Mn (kNm)	Ø Pn (kN)
SENTRIS	0	7197.740	0	7395.34027	0	7657.5426
PATAH DESAK	1129.935	4968.830	1186.994	5174.91831	1263.04458	5338.94613
BALANCE	1248.682	4360.212	1279.322	4496.05434	1405.14745	4657.67387
PATAH TARIK	1035.472	1563.101	1130.372	1785.29722	1259.68837	1904.28732
LENTUR MURNI	838.432	0	938.202	0	1060.78272	0

Sebenarnya :

Pu (kN)	3988.690
Mc (kNm)	311.228

Ø Pn (kN)	3988.69
Ø Mn (kNm)	478.8115



Gambar 4.2.2 Perhitungan Penulangan Geser Kolom

- Penulangan geser kolom No. 197

Diketahui : $D = 800 \text{ mm}$

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$

$d = 760$

$f_y = 390 \text{ Mpa}$

Tinggi bersih $L_n = 3900$

Tulangan spirral = $\varnothing 10 \text{ mm}$

Dari perhitungan penulangan kolom didapat :

$$N_{u,k} = 3988688 \text{ N}$$

$$M_{u,k} = 327.949$$

$$M_u = 327.949 \text{ kNm}$$

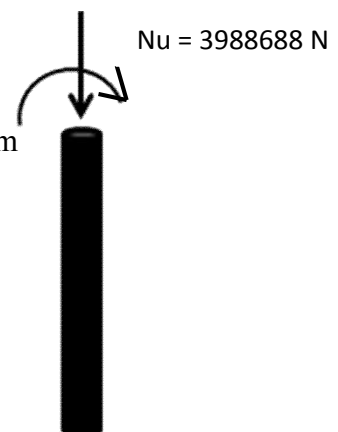
$$M_{pr,k} = 1.25 \times 327.949$$

$$= 409.936 \text{ kNm}$$

$$M_{pr-,b} = 293440908.163 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr+,b} = 315293096.191 \text{ Nmm}$$

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr,k}}{l_n}$$



$$= \frac{2 \times 409.936}{3.9} = 210.224 \text{ kN}$$

Dengan menganggap momen lentur di atas dan dibawah kolom sama, maka gaya geser berdasarkan Mpr- dan Mpr+ balok-balok yang bertemu di HBK.

$$V_u = \frac{M_{pr^-, b} + M_{pr^+, b}}{l_n}$$

$$= \frac{293440908.163 + 315293096.191}{3900}$$

$$= 156.0856 \text{ kN} < V_e = 210.224 \text{ kN}$$

- **Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis**

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI-2847 pasal 23.4. (5.(2)) berikut:

Gaya aksial terfaktor $< A_g \cdot f_c' / 20$

$$3988.69 \text{ kN} < \left\{ \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times 30 / 20 \right\} \times 10^{-3}$$

$$3988.69 \text{ kN} < 735.9375 \text{ kN}$$

Maka V_c diambil sesuai pasal 13.3. (1 . (2))

$$V_c = \left[1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \times \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right] \times D \times d$$

$$= 1 + \left[\frac{3988688.023}{14 \times 384650} \right] \times \left[\frac{\sqrt{35}}{6} \right] \times 800 \times 600 \cdot 10^{-3}$$

$$= 766.17941 \text{ kN}$$

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_o (SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4.(4) dari muka yang ditinjau, di mana panjang l_o tidak boleh kurang dari :

- $1/6 \cdot l_n = 1/6 \cdot 3900$

$$= 650 \text{ mm}$$

- Tinggi penampang kolom = 800 mm
- 500 mm

maka diambil nilai yang terbesar $l_o = 800 \text{ mm}$

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 800 mm dari muka kolom. Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4. (4.(2))), spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $\frac{1}{4} \times D = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} < S_x < 150 \text{ mm}$

Dengan asumsi $s = 100 \text{ mm}$, maka

Dipasang tulangan spiral $\varnothing 10 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2$$

$$= 78.5 \text{ mm}^2$$

Merencanakan penulangan spiral

$$\rho_s = 0.12 \times \frac{f_c'}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.12 \times \frac{35}{390} = 0.009231$$

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{384650}{301754} - 1 \right] \frac{35}{390} = 0.00951$$

Maka diambil nilai yang terkecil = 0.00923

Sedangkan spasi spiral adalah

$$s = \frac{4 \times A_s \times (D_c - d_s)}{D_c^2 \times \rho_s}$$

$$= \frac{4 \times 78.5 \times (620 - 10)}{(620)^2 \times 0.0092}$$

$$= 80.971 \text{ mm}$$

Digunakan spiral $\varnothing 10$ dengan jarak spasi 75 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{78.50 \times 390 \times 760}{75} = 269412.00 \text{ N}$$

Jadi dipasang tulangan spiral $\varnothing 12 - 75$ mm

$$V_s \leq (2/3) \sqrt{f'_c} \times D \times d$$

$$V_s \leq (2/3) \times \sqrt{35} \times 800 \times 760$$

$$269412 \text{ N} < 686985.4771 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Maka

$$\phi (V_s + V_c) = 0.75 (269412.00 + 766179.4)$$

$$= 776693.5564 \text{ N} > V_e = 210.224 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

• **Tulangan Geser Di Luar Daerah Sendi Plastis**

Persyaratan spasi maksimum untuk daerah di luar sendi plastis menurut SNI-2847 – 2002 pasal 23.4(4.(6)), spasi maksimum tidak boleh melebihi:

- 6 x diameter tulangan utama = 6 x 25 = 150 mm
- 150 mm

$$\frac{156.086}{1650} = \frac{V_u}{1650 - 800}$$

$$1650 \times V_u = 156.086 \times (1650 - 800)$$

$$V_u = 182880.36 \text{ N}$$

Maka V_c diambil sesuai pasal 13.3.(1.(2))

$$V_c = 1 + \left[\frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \times \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \times D \times d$$

$$V_c = 1 + \left[\frac{3988688.023}{14 \times 384650} \right] \times \left[\frac{\sqrt{35}}{6} \right] \times 700 \times 760 \times 10^{-3}$$

$$= 766.179 \text{ kN}$$

Dipakai spiral \varnothing 12 mm dengan spasi 150 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{78.50 \times 390 \times 760}{150} = 134706.00 \text{ N}$$

kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847-2002 pasal 13.5.((6.(9)).

$$V_s \leq (2/3) \sqrt{f'_c} \times D \times d$$

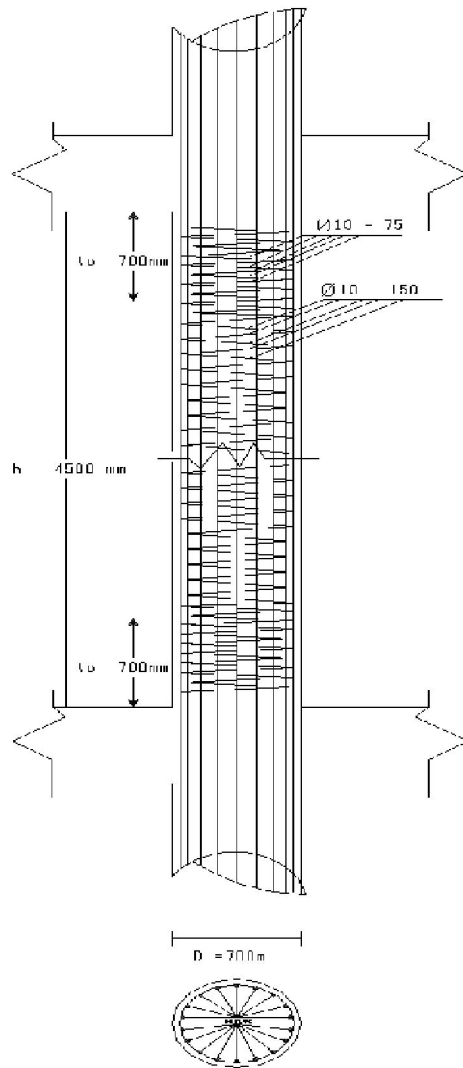
$$V_s \leq (2/3) \times \sqrt{35} \times 800 \times 760$$

$$134706.00 \text{ N} < 686985.4771 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0.75 (134706.00 + 766179.4)$$

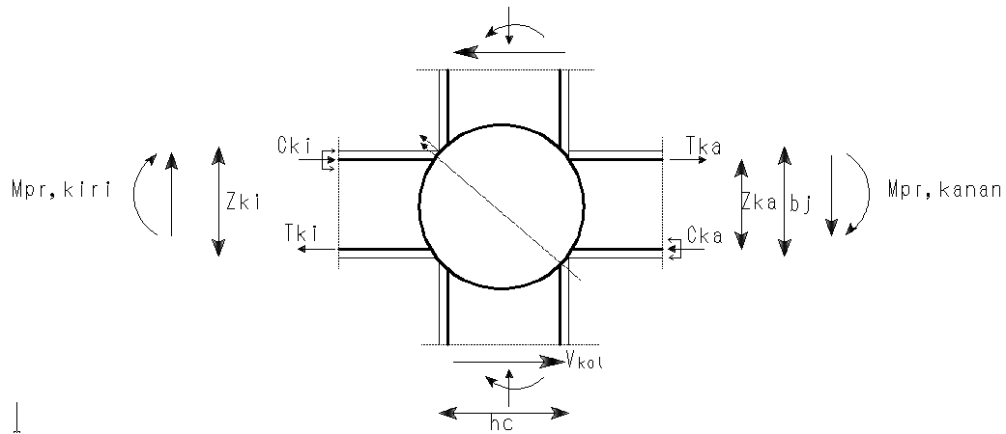
$$= 675664.5564 \text{ N} > V_u = 182880.4 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$



Gambar 4.13 Penulangan geser kolom

4.2.3 Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom

Pertemuan Balok – Kolom Portal Melintang Line 9 (Joint No. 2484)



Gambar 4.14 pertemuan balok – kolom

Data Perencanaan :

$$f_c' = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$M_{pr, b \text{ kanan}} = 293440908.163 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr, b \text{ kiri}} = 315293096 \text{ Nmm}$$

$$h_n, a = 5400 - 700 = 4700$$

$$h_n, b = 5400 - 700 = 4700$$

tulangan yang terpasang pada balok :

$$\text{balok kiri} = 4 \text{ D } 19$$

$$\text{balok kanan} = 4 \text{ D } 19$$

pemeriksaan kuat geser nominal pada Joint:

$$A_{s1} = 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \times 1.25 \times f_y$$

$$T_1 = 1133.54 \times 1.25 \times 390 = 552600.75 \text{ N}$$

$$T_2 = 1133.54 \times 1.25 \times 390 = 552600.75 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{M_{pr, b \text{ kanan}} + M_{pr, b \text{ kiri}}}{2} \\ &= \frac{293440908.16 + 315293096.191}{2} = 304367002 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{2 \times M_u}{h_n / 2} \\ &= \frac{2 \times 304367002.2}{(5400/2) + (5400/2)} \\ &= 112728.5193 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T_1 + T_2 + V_h \\ &= 552600.750 + 552600.750 - 112728.519 \\ &= 992472.981 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal HBK yang terkekang pada sisi-sisinya maka berlaku:

$$V_n = \frac{V_{j,h}}{\frac{\pi D^2}{4}} < 1,7 \sqrt{f_c'}$$

$$D = 800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= \frac{V_{j,h}}{\frac{\pi D^2}{4}} < 1,7 \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{726191,547}{\frac{3,14}{4} 800^2} < 1,7 \sqrt{35} \\ &= 2.580 \text{ N/mm}^2 < 9.3113 \end{aligned}$$

- Penulangan geser horizontal

$$Nu = 3988688.02 \text{ N}$$

$$\frac{Nu}{Ag} = \frac{3988688}{384650} = 6,5 \text{ N/mm}^2$$

$$= 6,5 \text{ N/mm}^2 > 0,1 f'c = 0,1 \times 30 = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_{c,h} &= \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{Nu,k}{Ag} - 0,1 x f'c \right) \times \frac{\pi}{4} D^2} \\ &= \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{1090000}{384650} - 0,1 \times 35 \right) \times \frac{3,14}{4} 800^2} \\ &= 1182026.239 \end{aligned}$$

$$V_{s,h} + V_{c,h} = V_{j,h}$$

$$V_{s,h} = V_{c,h} - V_{j,h}$$

$$= 1182026.239 - 992472.981$$

$$= 189553.259 \text{ N}$$

$$V_{j,h} = 486.034 \text{ mm}^2$$

Digunakan spiral \varnothing mm, A_s ada = 78.5 mm^2

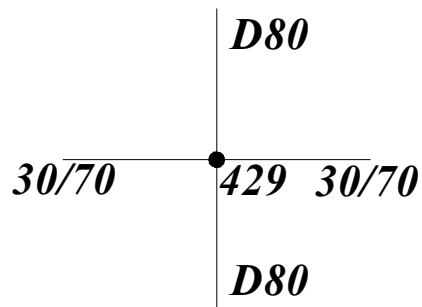
$$\text{Maka jumlah lapis sengkang} = \frac{A_{j,h}}{A_{s \text{ adad}}}$$

$$= \frac{486.034}{78.5}$$

$$= 6.2997 \rightarrow 7 \text{ lapis}$$

4.3 Perhitungan Pendetailan Tulangan

- Perhitungan pendetailan Joint 429.



Gambar 4.14 Pertemuan balok kolom di Joint

- Pendetailan Tulangan Tumpuan Tarik (Atas)
- Sesuai dengan perhitungan penulangan lentur balok No.429 untuk tulangan tarik tumpuan di dapat 5 D 19 diletakan dalam 1 lapis
- Untuk memperhentikan tulangan tumpuan tarik ke dalam balok adalah sejauh $\frac{1}{4} l_n = \frac{1}{4} \times 5600 = 1400$ mm dari muka kolom

Ditambah dengan penjangkaran yang diperlukan untuk penjakaran sejauh $12 \times$

$$d_b = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$$

$$d = 540.5 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{16} \times 5600 = 350 \text{ mm}$$

Dipakai perpanjangan = 540.5 mm

Total panjang yang diperlukan = $1400 + 540.5 = 1940.5$ mm

Modifikasi yang digunakan (Gideon 96-97)

- Batang tulangan baja paling atas dengan elevasi antara tulangan tersebut dengan lapisan beton terbawah tidak kurang dari 300 mm

$$600 - 40 - 10 - (0.5 \times 19) = 540.5 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Ld yang dibutuhkan adalah

$$L_{db} = \frac{0.02 \times A_s \times f_y}{\sqrt{f_c'}} = \frac{0.02 \times (0,25 \times \pi \times 19^2) \times 390}{\sqrt{35}}$$

$$= 403.56 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 0.06 \times 19 \times 390 = 444.6 \text{ mm}$$

dipakai $L_{db} = 444.6 \text{ mm}$

dipakai faktor 1.4

maka $L_d = 444.6 \times 1.4 = 622.44 \text{ mm}$ ditambah perpanjangan 540.5 mm

$$L_d = 622.44 + 540.5 = 1162.94 \text{ mm} < 1940.5 \text{ mm}$$

Jadi pakai panjang penyaluran $L_d = 2000 \text{ mm}$

- Penjangkaran masuk ke dalam kolom

- Pendetailan tulangan tumpuan tekan balok (SNI-03-2847-2002 14.3)

Untuk tulangan tumpuan tekan, panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom adalah:

$$L_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4\sqrt{f_c'}} = \frac{19 \times 390}{4\sqrt{35}} = 338.219 \text{ mm}$$

Di pakai $L_{db} = 400 \text{ mm}$

Panjang L_{db} tidak boleh kurang dari

$$L_{db} = 0.04 \times 19 \times 390 = 296.4 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 300 \text{ mm}$$

- Pendetailan tulangan tumpuan tarik balok (SNI-03-2847-2002 14.5)

$$L_{hb} = \frac{100 \times d_b}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100 \times 19}{\sqrt{35}} = 346.891 \text{ mm}$$

Faktor modifikasi, $\frac{f_y}{400} = \frac{390}{400} = 0.975$

$L_{dh} = 400 \times 0.975 = 390 \text{ mm}$

Dipakai $L_{dh} = 390 \text{ mm}$

Tidak kurang dari

$8 \times d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$ atau 150 mm

$L_{dh} = 90 \text{ mm} > 8 \times d_b = 150 \text{ mm}$

Dipilih pembengkokan 90° dengan panjang setelah pembengkokan = $12 \times d_b$
 $= 12 \times 19 = 228 \text{ mm} \sim 230 \text{ mm}$

- Pemutusan tulangan lapangan tarik

Untuk pemberhentian tulangan lapangan tarik adalah sejauh $1/5 l_n = 1/5 \times 4800 = 1120 \text{ mm}$ dari muka kolom

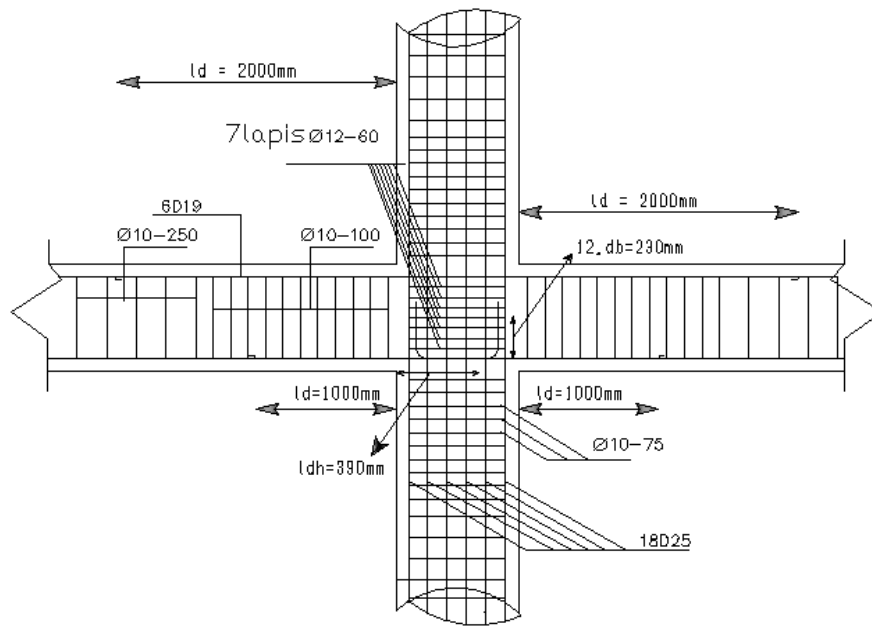
- Pendetailan sambungan kolom (SNI-03-2847-2002 14.16)

Dengan penerapan rumus untuk perhitungan momen ujung kolom yang memberikan faktor pembesar dinamis, maka salah satu keuntungan adalah penyambungan tulangan utama kolom dapat dilakukan segera di atas lantai berikutnya dan tidak perlu lagi ditengah-tengah kolom.

Untuk nilai $f_y \leq 400 \text{ Mpa}$

$L_d = 0.07 \times d_b \times f_y = 0.07 \times 19 \times 390 = 600.6 \text{ mm}$

Dipakai $L_d = 600 \text{ mm}$



Gambar 4.15 pendetailan join 429

BAB V

KESIMPULANA DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Pada perencanaan pembangunan Gedung Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam Pascasarjana Universitas Brawijaya menggunakan struktur tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) kami harapkan struktur yang kami desain dapat menjamin struktur tersebut tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan gempa gempa dengan kekuatan kecil atau sedang dan tidak akan mengalami kerusakan yang fatal akibat gempa kuat, portal yang dianalisa adalah line 9.

1. Dari perencanaan pada laporan skripsi kami peroleh hasil diantaranya adalah sebagai berikut:

- balok yang mempunyai jumlah penulangan paling banyak terletak disemua balok pada lantai 2 dan 3, yaitu dengan spesifikasi :
 - Dimensi balok = 30/70 cm
 - Tulangan tumpuan kiri = atas 6 D 19, bawah 4 D 19
 - Tulangan lapangan = atas 4 D 19 , bawah 6 D 19
 - Tulangan tumpuan kanan= atas 6 D 19, bawah 4 D 19
- Tulangan geser (join kiri)
 - Daerah sendi plastis = \emptyset 10 - 100
 - Daerah diluar sendi plastis = \emptyset 10 – 250
- Tulangan geser (join kanan)

- Daerah sendi plastis = $\varnothing 10 - 100$
- Daerah diluar sendi plastis = $\varnothing 10 - 250$
- Peninjauan pengaruh kelangsingan kolom pada perencanaan kolom yang diikuti dengan metode perbesaran momen ternyata menghasilkan kebutuhan tuangan yang lebih banyak yang berfungsi untuk menjaga agar kolom tidak mengalami tekuk.
- Kolom pada portal ini direncanakan menggunakan diameter 800mm 18D25
- Perencanaan penulangan geser kolom pada portal ini menggunakan spesifikasi tulangan geser untuk arah Z
 - Daerah sendi plastis = $\varnothing 10 - 75$
 - Daerah diluar sendi plastis = $\varnothing 10 - 150$

2. Drift struktur dengan adanya perubahan penampang kolom telah memenuhi syarat keamanan.

5.2 Saran

Dengan kemajuan teknologi komputerisasi saat ini perencanaan struktur gedung portal dengan konsep daktilitas penuh yang dianalisa 3D, kita dapat menggunakan fasilitas program staad Pro secara langsung, tetapi tetap memperhatikan peraturan – peraturan yang ada akan lebih efisien dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.

Lampiran



PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-1011.02/21/B/TA/I/Gjl 2014-2015 10 November 2014
Lampiran : -
Perihal : **Bimbingan Skripsi**
Kepada Yth : **Bpk/Ibu Ir. A. Agus Santoso, MT.**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -
MALANG

Dengan Hormat,

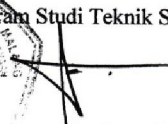
Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : **Adao Da Silva Martins Ribeiro**
Nim : **1121001**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Alaternatif Redesign Struktur Atas (Upper Structure) Perencanaan Pembangunan Gedung MIPA Center Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam Pascasarjana Universitas Brawijaya dengan Penampang Kolom Bulat".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : **10 November 2014 s/d 10 April 2015**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)

Ir. A. Agus Santoso, MT
NIP. Y. 100 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :
1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-1011.02/21/B/TA/I/Gjl 2014-2015 10 November 2014
Lampiran : -
Perihal : **Bimbingan Skripsi**

Kepada Yth : **Bpk/Ibu Ir. H. Sudirman Indra, MSc.**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -
MALANG

Dengan Hormat,
Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : **Adao Da Silva Martins Ribeiro**
Nim : **1121001**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Alaternatif Redesign Struktur Atas (Upper Structure) Perencanaan Pembangunan Gedung MIPA Center Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam Pascasarjana Universitas Brawijaya dengan Penampang Kolom Bulat".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : **10 November 2014 ⁹/₄ 10 April 2015**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.



Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)

Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. Y. 101 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :
1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

Jl. Bend. Sigura-gura no.2
MALANG

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Adao Da Silva Martins Ribeiro
Nim : 11.21.001
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Dosen Pembimbing : Ir. A. Agus Santosa, MT
Judul : ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN PENAMPANG
KOLOM BULAT

1	17-11-14	- Sd perh. pembebanan. OK. Lanjutan	
2	27-11-14	- perh. drift OK. - perh. sdx x edy. OK. Lanjutan	
3	8-12-14	- Betulkan perh. balok hal 107. - Betulkan perh. tul geser (beban akibat momen).	
4	11-12-14	- Betulkan perh. tul. geser. takai M_{pr}^+ M_{pr}^-	
5	18-12-14	- Sd perh. kolom. Lanjutan	
6	5-1-15	- Lengkapi perh. balok/kolom. Lanjutan kesimpul. & saran.	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

Jl. Bend. Sigura-gura no.2
MALANG

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Adao Da Silva Martins Ribeiro
Nim : 11.21.001
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Dosen Pembimbing : Ir. A. Agus Santosa, MT
Judul : ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN PENAMPANG
KOLOM BULAT

7	16/1 - '15	- Betulkan ket. qbr diagram interaksi - ket. qbr dan ukuran himp diperbesar pd pot. portal.	
8	19/1 - '15	- Lengkapi qbr pot. portal	
9	20/1 - '15	Ada bin seminar hasil	



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**

Jl. Bend. Sigura-gura no.2
MALANG

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Adao Da Silva Martins Ribeiro
 Nim : 11.21.001
 Jurusan : Teknik Sipil S-1
 Dosen Pembimbing : Ir. H. Sudirman Indra, MSc
 Judul : ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (STRUCTURE)
 PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER
 UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN PENAMPANG
 KOLOM BULAT

7 11 014	<p>Perhitungan in.</p> <ul style="list-style-type: none"> - dan ter. kal data A perpe - saku. - tul. de word. dyntle 	X
8 07 015	<p>keperluan gbr Hasi</p> <p>Perhitungan / data Perhitungan</p> <p>Perhitungan</p> <p>dyntle</p>	X
13 07 015	<p>Perhitungan gbr</p> <p>sement. g skel.</p> <p>Perhitungan line</p> <p>dyntle</p>	X



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bend. Sigura-gura no.2
MALANG

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Adao Da Silva Martins Ribeiro
Nim : 11.21.001
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Dosen Pembimbing : Ir. H. Sudirman Indra, MSc
Judul : ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG MIPA CENTER
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN PENAMPANG
KOLOM BULAT

	$\frac{22}{01}$ ois	Ace kuno Hail Pebair glr Kal.	✗
	$\frac{2}{02}$ ois	Ace 7 upen Hail	✗



INSTITUT TEKNOLOGI
NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km. 2
Malang

**SEMINAR HASIL SKRIPSI
PRODI TEKNIK SIPIL S-1**

**FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG Struktur**

Nama : Adao de Silvii
NIM : 1121.001-
Hari / tanggal : Senin, 9 Feb 2015

Perbaikan materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

- penulisan skripsi
- lihat Naskah
- R. masalah → kerit ?
perbandingan juga spt apa,
brp. l. bedanya.
- cek hit ?
- kerent. pembuat, klu salah paf.

13
02 015

12-15
★

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikutkan Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 13 Feb 2015
Dosen Pembahas

[Signature]
Toni

Malang, 9 Feb 2015
Dosen Pembahas

[Signature]
Toni Hana



INSTITUT TEKNOLOGI
NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km. 2
Malang

SEMINAR HASIL SKRIPSI PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN BIDANG _____

Nama : _____

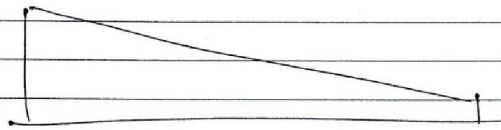
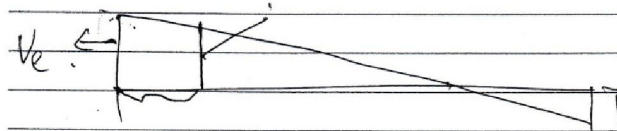
NIM : _____

Hari / tanggal : _____ / _____

Perbaiki materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

- ~~Bal kontrol~~ pembebanan gempa.

- Berikan tel geser. baik.
dan foto m



Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Seminar. **Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.**

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

(_____)

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

(_____)



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG Struktur

Nama : Adao da Silva

NIM : 1121001

Hari / tanggal : Senin, 16 Feb 2015

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- 1/ Perbedaan di bagian dan Momen.
- 1/ Adh Naupak di pembahasa ; Abstrak
- 2/ Tabel Kumpulai
- 1/ Bp bedaya dlm mm² atore g tulanga
- 3/ Kurent di pemb 1 dan 2, Mhu di paraf pembuk

28/12/15

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 2 Maret 2015
 Dosen Penguji

ton

Malang, 16 Feb 2015
 Dosen Penguji

Toni HM.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km 2
Malang

UJIAN SKRIPSI PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN BIDANG Struktur

Nama : ADAO DA SILVA MARTINI R.

NIM : 1121.001

Hari / tanggal : Senin, 16 Feb. / 2015

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- cek tulisan \rightarrow Sajikan kembali \checkmark
- daerah gambar warna
- kesimpulan singkat saja (bukan tabel)
- qbr. skema drift \checkmark

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 26-02- 2015

Dosen Penguji

()

Malang, 16-02- 2015

Dosen Penguji

()