

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN TAHAN GEMPA
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN
MENENGAH PADA GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

SKRIPSI

**Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik**



Disusun oleh :

**RAHMA RISMASARI
NIM : 0210610060**

**DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
JURUSAN SIPIL
MALANG
2007**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN TAHAN GEMPA
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN
MENENGAH PADA GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

SKRIPSI

**Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik**



Disusun oleh :

RAHMA RISMASARI
NIM : 0210610060

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. Wisnumurti, MT
NIP. 131 879 046

Ir. Siti Nurlina, MT
NIP. 131 879 036

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN TAHAN GEMPA
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN
MENENGAH PADA GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

Disusun oleh :

RAHMA RISMASARI
NIM : 0210610060

Skripsi ini telah diuji dan dinyatakan lulus pada
Tanggal 8 Oktober 2007

DOSEN PENGUJI :

Ari Wibowo, ST., MT
NIP. 132 283 204

Ir. Wisnumurti, MT
NIP. 131 879 046

Ir. Siti Nurlina, MT
NIP. 131 879 036

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

Ir. As'ad Munawir, MT
NIP. 131 574 850

**PERNYATAAN
ORISINALITAS SKRIPSI**

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang sepengetahuan saya, di dalam naskah SKRIPSI ini tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu perguruan tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah SKRIPSI ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur PLAGIASI, saya bersedia SKRIPSI ini digugurkan dan gelar akademik yang telah saya peroleh (SARJANA TEKNIK) dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku. (UU No.20 Tahun 2003 Pasal 25 Ayat 2 dan Pasal 70)

Malang, Oktober 2007
Mahasiswa,

Nama : RAHMA RISMASARI
NIM : 0210610060
Jurusan : SIPIL

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, sebuah ucapan wujud syukur yang selayaknya selalu terucapkan sebagai rasa terimakasih yang tidak terhingga kepada Allah SWT, yang telah memancarkan kasih-Nya dan semata-mata karena kehendak dan kuasa-Nya sehingga Skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah Pada Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang” ini dapat terselesaikan dengan baik.

Skripsi ini disusun sebagai salah satu persyaratan memperoleh gelar Sarjana pada Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Brawijaya Malang.

Terselesaikannya Skripsi ini tidak lepas dari dorongan serta bantuan dari berbagai pihak. Oleh karenanya, pada kesempatan ini saya ucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Kedua orang tua (Bapak dan Mama) yang telah banyak memberikan dukungan moral, doa, dan materil selama 23 tahun kebelakang, serta kedepan.
2. Bapak Ir. Wisnumurti, MT selaku Dosen Pembimbing Skripsi yang telah memberikan banyak ilmu, serta meluangkan banyak waktunya.
3. Ibu. Ir. Siti Nurlina, MT selaku Dosen Pembimbing Skripsi yang sangat membantu dalam penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Ari Wibowo, ST, MT selaku Dosen Penguji serta Dosen Wali.
5. Bapak Ir. As'ad Munawir, MT selaku Ketua Jurusan Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya Malang.
6. Bapak Hendi Bowoputro, ST, MT selaku Sekretaris Jurusan Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya Malang.
7. Seluruh Bapak dan Ibu Dosen yang telah mengajar serta memberikan banyak ilmunya selama masa perkuliahan.
8. Teman-teman Sipil angkatan 2002 yang telah banyak membantu dan memberi dorongan (Shancai, Sunhaji, Tiyok, Mustain, Annisa, Noval, Amanda, Andra, Indrawan, Felix, Luddy, Hesti, Inong, Ambon, Diana, Rinda, Rizaldy, Febri, QQ, Chanip, Gembul, Rizam, Anik, Andri, Erien, Kancil, Candy, Tiga, Luthfi, Putri, Titi, Bramono, Mono, Rokim, Pak Haji, Wahyudi, Deni, Danang, Dimas, Hasan, Ranjiv, Rezza M, Rezza B, Lulus, Komang, Tantri, Kartika, Muthi, Ni'mah, Luluk, Didit, Rama, Mansur, Eliza, Hedi, Setyawan, Angga, Pipit, Maya, Dyah, Iswahyu,

Ferdi, Wandu, Tanto, Adit, Pak Edi, Agus Gatot, Agus S, Tanto, Purwo, dan lain-lain).

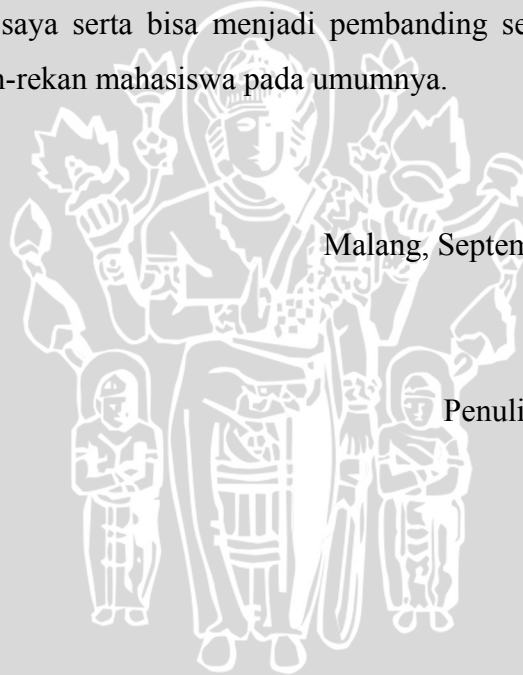
9. Teman-teman Sipil angkatan 2000, yang telah banyak memberikan bantuan ilmu (Mas Alwan, Mas Tintus, Mbak Titis, Mas Idrus, Mas Emil, Mas Yudha, Mbak Nurin, Mbak Aluh, Mbak Ephanya anis, dan lain-lain).
10. Teman-teman semuanya yang telah banyak membantu dalam memberikan dukungan, motivasi, dan sebagainya.

Saya sebagai penyusun sangat menyadari bahwa Skripsi ini masih terdapat banyak kekurangan sebagai akibat terbatasnya pengetahuan dan kemampuan yang saya miliki. Oleh karena itu, segala saran dan kritik akan selalu saya terima agar tercapai hasil yang lebih baik.

Akhir kata, saya berharap Skripsi ini dapat berguna dan bermanfaat bagi perbendaharaan keilmuan saya serta bisa menjadi pembanding serta pelengkap Skripsi-skripsi yang lain bagi rekan-rekan mahasiswa pada umumnya.

Malang, September 2007

Penulis



DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
ABSTRAKSI	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Maksud dan Tujuan	2
1.3 Rumusan Masalah	2
1.4 Batasan Masalah	2
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Bangunan Tahan Gempa	4
2.1.1 Umum	5
2.1.2 Jenis Bangunan Tahan Gempa	5
2.2 Konsep Perencanaan	6
2.2.1 Metode Kekuatan (<i>Strength Design Method</i>)	6
2.3 Kinerja Struktur Gedung	7
2.3.1 Kinerja Batas Layan	7
2.3.2 Kinerja Batas Ultimit	7
2.4 Kriteria Perencanaan	8
2.4.1 Pembebanan	8
2.4.2 Kategori Gedung	9
2.4.3 Konfigurasi Gedung	9
2.4.4 Sistem Struktur	10

2.4.4.1	Sistem Rangka Pemikul Momen.....	11
2.4.4.1.1	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) ..	11
2.4.4.1.2	Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).....	11
2.4.4.1.3	Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).....	11
2.5	Metode Analisis dan Desain	12
2.5.1	Analisis Struktur	12
2.5.1.1	Analisis Struktur dengan Matriks	12
2.5.1.2	Analisa Struktur dengan Metode Elemen Hingga	14
2.5.2	Analisis Penampang Beton Bertulang	15
2.5.2.1	Lentur.....	15
2.5.2.2	Geser	17
2.5.2.3	Kombinasi Aksial dan Lentur	19
2.5.3	Analisis Ragam Spektrum Respon	23
2.5.4	Metode Komputasi dengan Menggunakan Software STAAD Pro 2004....	25
2.5.4.1	Input	25
2.5.4.2	Output	26
2.6	Persyaratan Pendetailan	26
2.6.1	Komponen Lentur	26
2.6.2	Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial	27
2.6.3	Hubungan Balok Kolom	28
2.6.4	Diafragma	29
2.6.5	Panjang Penyaluran.....	29
2.6.6	Komponen Struktur yang Tidak Direncanakan untuk Memikul Beban Gempa.....	29
BAB III METODOLOGI PERENCANAAN.....		31
3.1	Data Perencanaan.....	31
3.1.1	Data Umum Bangunan.....	31
3.1.2	Data Teknis Bangunan.....	31
3.1.3	Mutu Bahan yang Digunakan	31
3.2	Tahapan Perencanaan	32
3.2.1	Analisis Pembebanan.....	32

3.2.2	Analisis Statika	33
3.2.3	Analisis Respon Dinamis.....	33
3.2.4	Desain Penampang Beton Bertulang	33
3.2.5	Gambar Struktur	33
 BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN		 35
4.1	Data Perencanaan.....	35
4.2	Perencanaan Dimensi Struktur.....	36
4.3	Analisis Beban Gravitasi	47
4.4	Analisis Beban Gempa.....	50
4.5	Kombinasi Pembebanan	51
4.6	Pemodelan Struktur.....	52
4.7	Input Data Staad Pro 2004	53
4.8	Desain Balok.....	54
4.9	Desain Kolom	85
4.10	Desain Hubungan Balok Kolom.....	107
4.11	Pembahasan	112
 BAB V PENUTUP		 122
5.1	Kesimpulan.....	122
5.2	Saran	122
 DAFTAR PUSTAKA		 xv
 LAMPIRAN I		 xvii
LAMPIRAN II.....		xviii
LAMPIRAN III.....		xix
LAMPIRAN IV		xx
LAMPIRAN V		xxi
LAMPIRAN VI		xxii
LAMPIRAN VII		xxiii
LAMPIRAN VIII.....		xxiv
LAMPIRAN IX		xxv

LAMPIRAN X.....	xxvi
LAMPIRAN XI.....	xxvii
LAMPIRAN XII.....	xxviii
LAMPIRAN XIII.....	xxix
LAMPIRAN XIV.....	xxx



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Persyaratan Komponen Lentur	27
Tabel 2.2	Persyaratan Komponen Rangka Terkena Beban Lentur dan Aksial.....	28
Tabel 2.3	Persyaratan Hubungan Balok Kolom	29
Tabel 2.4	Persyaratan Panjang Penyaluran.....	29
Tabel 4.1	Rekapitulasi Rasio Kekakuan Balok terhadap Kekakuan Pelat Lantai	39
Tabel 4.2	Rekapitulasi Rasio Kekakuan Balok terhadap Kekakuan Pelat Atap.....	43
Tabel 4.3	Rekapitulasi Massa Bangunan Tiap Lantai	50
Tabel 4.4	Rekapitulasi Pusat Massa Bangunan Tiap Lantai.....	51
Tabel 4.5	Resume Momen Desain pada Balok 63	55
Tabel 4.6	Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok 63.....	76
Tabel 4.7	Perbandingan Penulangan Balok Portal GH Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	114
Tabel 4.8	Perbandingan Penulangan Balok Portal IJ Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	115
Tabel 4.9	Perbandingan Penulangan Balok Portal 13 Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	116
Tabel 4.10	Perbandingan Penulangan Balok Portal 17 Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	117
Tabel 4.11	Perbandingan Penulangan Kolom Portal GH Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	118
Tabel 4.12	Perbandingan Penulangan Kolom Portal IJ Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	119
Tabel 4.13	Perbandingan Penulangan Kolom Portal 13 Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	120
Tabel 4.14	Perbandingan Penulangan Kolom Portal 17 Hasil Perhitungan dengan Kondisi di Lapangan	121



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Efek Tipe Struktur pada Respon Kantilever	5
Gambar 2.2	Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan gempa Bumi	10
Gambar 2.3	Kekakuan Batang	13
Gambar 2.4	Distribusi Tegangan pada Penampang Balok T	17
Gambar 2.5	Distribusi Tegangan pada Penampang Kolom	20
Gambar 2.6	Diagram Interaksi Kolom	22
Gambar 2.7	Repons Spektrum Gempa Rencana	24
Gambar 2.8	GUI dari STAAD	25
Gambar 4.1	Potongan Pelat Lantai	37
Gambar 4.2	Desain Penampang Balok yang Ditinjau	38
Gambar 4.3	Potongan Pelat Atap	41
Gambar 4.4	Desain Penampang Balok yang Ditinjau	42
Gambar 4.5	Pembebanan pada Balok Induk	48
Gambar 4.6	Ekivalensi Beban Trapesium menjadi Beban Merata	49
Gambar 4.7	Grafik Respon Spektrum Gempa Rencana untuk Wilayah Gempa 4	51
Gambar 4.8	Pemodelan Beban Gempa Analisis Respons Dinamis	53
Gambar 4.9	Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kiri Balok 63	61
Gambar 4.10	Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kiri Balok 63	64
Gambar 4.11	Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kanan Balok 63	68
Gambar 4.12	Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kanan Balok 63	71
Gambar 4.13	Diagram Tegangan pada Penampang Lapangan Balok 63	74
Gambar 4.14	Desain Gaya Geser Balok 63	78
Gambar 4.15	Diagram Gaya Geser yang Bekerja pada Balok 63	79
Gambar 4.16	Diagram Momen untuk Penghentian Tulangan Negatif pada Perletakkan Interior	83
Gambar 4.17	Detail Penulangan Lentur dan Penulangan Geser Balok 63	84
Gambar 4.18	Potongan Line I Portal 17	86
Gambar 4.19	Penampang Kolom 628	91
Gambar 4.20	Diagram Tegangan pada Penampang Kolom 628	92
Gambar 4.21	Strong Column Weak Beams	99
Gambar 4.22	Join 37	100
Gambar 4.23	Diagram Interaksi Kuat Desain Kolom 628 dengan $f_s = 1,25$ f_y dan $\phi = 1$	104
Gambar 4.24	Detail Penulangan Kolom Tengah	107
Gambar 4.25	Analisa Geser dari HBK Kolom Tengah no 628 Portal 17	108
Gambar 4.26	Analisa Geser dari HBK Kolom Tepi no 603 Portal 17	111

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Rekapitulasi Luas Pelat, Properti Balok dan Kolom
Lampiran 2	Perhitungan Massa Bangunan
Lampiran 3	Perhitungan Pusat Massa Bangunan
Lampiran 4	Analisis Tulangan Lentur Balok
Lampiran 5	Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok
Lampiran 6	Rekapitulasi Penulangan Geser Balok
Lampiran 7	Kontrol Kelangsingan Kolom
Lampiran 8	Rekapitulasi Penulangan Lentur Kolom
Lampiran 9	Rekapitulasi Penulangan Geser Kolom
Lampiran 10	Kontrol Hubungan Balok Kolom (HBK)
Lampiran 11	Gambar Denah Bangunan
Lampiran 12	Gambar Rencana Pembalokan dan Rencana Kolom
Lampiran 13	Gambar Penulangan Balok dan Penulangan Kolom
Lampiran 14	Hasil Analisis STAAD Pro 2004



ABSTRAKSI

RAHMA RISMASARI, Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, September 2007, *Studi Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah Pada Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang*. Dosen Pembimbing : Ir. Wisnumurti, MT. dan Ir. Siti Nurlina, MT.

Salah satu sistem struktur yang dapat digunakan untuk merencanakan struktur beton bertulang yang tahan terhadap gempa yaitu dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen, mengingat Malang termasuk Wilayah Gempa 4, maka digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah yang berpedoman pada SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002.

Studi perencanaan yang dirangkum dalam skripsi ini mempunyai maksud untuk mendapatkan stuktur bangunan yang kuat terhadap gempa sedang dan pada saat gempa kuat yang jarang terjadi dapat berperilaku secara daktail, namun masih ekonomis dalam segi biaya mengingat bentuk struktur yang tidak simetris, termasuk bangunan tinggi, mempunyai loncatan bidang muka pada lantai 4 yang melebihi 0,25 kali ukuran terbesar bagian inti dari denah struktur, denah struktur adalah persegi panjang, serta terdapat tonjolan yang melebihi 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut, maka gaya gempa dianalisis secara dinamis menggunakan Analisis Ragam Spektrum Respon. Adapun analisis terhadap beban gravitasi dan beban gempa dinamis yang telah dikombinasikan berdasarkan SNI 03-2847-2002 tersebut yaitu bertujuan untuk mendapatkan besarnya gaya dalam yang berupa momen, gaya lintang, dan gaya normal yang akan digunakan untuk perhitungan kebutuhan tulangan serta dimensi elemen struktur.

Konsep perencanaan yang dilakukan yaitu konsep desain kekuatan (*Strength Design Method*), dimana konsep tersebut akan berhasil menjamin struktur berperilaku aman saat terjadi gempa kuat apabila disertai dengan pendetailan yang baik pada elemen-elemen struktur dan join-joinnya. Pada perencanaan, daerah-daerah sendi plastis didetail secara khusus agar mampu berdeformasi inelastik cukup besar berdasarkan persyaratan yang tercantum dalam SNI 03-2847-2002. Sedangkan pada daerah-daerah di luar sendi plastis tidak perlu dilakukan pendetailan khusus. Pendetailan yang dilakukan yaitu pada balok, kolom, dan HBK.

Perbedaan utama analisa struktur yang dilakukan yaitu pada sistem struktur yang digunakan. Perencanaan gedung eksisting menggunakan Sistem Ganda dengan struktur dinding geser yang berfungsi untuk menahan 70% gaya gempa, tetapi pada analisa yang dilakukan struktur dinding geser tersebut dihilangkan, sehingga gaya gempa direncanakan hanya ditahan oleh sistem struktur portal melalui mekanisme lentur. Hal ini mengakibatkan dimensi kolom dan balok serta penulangannya lebih besar daripada struktur bangunan eksisting.

Perencanaan kebutuhan tulangan untuk elemen kolom dan balok dibatasi pada portal 13, portal 17, portal IJ, dan portal GH yang dianggap telah mewakili portal-portal yang lain. Dari hasil analisa yang dilakukan didapatkan dimensi balok dan kolom yang lebih besar serta jumlah tulangan balok dan kolom yang lebih banyak jika dibandingkan dengan struktur gedung eksisting yang telah dibangun.

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Bentuk kota pada suatu negara sangat dipengaruhi oleh laju pertumbuhan penduduk dan perkembangan teknologi di negara manapun di dunia. Perubahan wajah kota terutama disebabkan oleh tumbuhnya banyak bangunan tinggi seperti hotel, apartemen, perkantoran, dan masih banyak lagi. Tinggi atau rendahnya suatu bangunan berkaitan erat dengan masalah sistem pembebanan lateral. Semakin tinggi suatu bangunan maka sistem pembebanan lateral yang berupa beban angin dan beban gempa akan semakin besar.

Pada perencanaan struktur bangunan tinggi, masalah yang timbul adalah kemampuan dari struktur sebagai suatu kesatuan sistem (*building system*) untuk menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah yang mempunyai resiko terjadinya gempa yang cukup tinggi. Oleh karena itu bangunan-bangunan di Indonesia harus direncanakan sedemikian rupa sehingga mampu mengatasi semua beban yang terjadi, termasuk beban gempa.

Terdapat tujuh alternatif sistem atau subsistem struktur gedung yang dapat digunakan untuk perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa menurut SNI 03-1726-2002 yaitu antara lain Sistem Dinding Penumpu, Sistem Rangka Gedung, Sistem Rangka Pemikul Momen, Sistem Ganda, Sistem Struktur Gedung Kolom Kantilever, Sistem Interaksi Dinding Geser dengan Rangka, dan Subsistem Tunggal.

Gedung tujuh lantai yang baru saja dibangun pada Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya merupakan salah satu bangunan tingkat tinggi yang berada di kawasan Universitas Brawijaya Malang, sehingga cukup tepat apabila dijadikan sebagai studi perencanaan struktur bangunan yang tahan gempa.

Dengan melihat uraian di atas, maka penyusun memilih STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN MENENGAH pada Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang. Sistem Rangka Pemikul Momen adalah suatu sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.

1.2 Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dari penyusunan Skripsi ini adalah sebagai berikut :

- Untuk merencanakan struktur beton bertulang tujuh lantai yang tahan terhadap gempa dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen, mengingat Malang termasuk Wilayah Gempa 4, maka digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah yang berpedoman pada SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002.
- Untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya dalam yang mungkin terjadi pada struktur beton bertulang yang kemudian digunakan untuk perhitungan desain dan pendetailan tulangan struktur yang tepat.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian yang telah dipaparkan di atas, maka dapat dirumuskan masalah yang akan dibahas pada skripsi ini, yaitu sebagai berikut :

- Bagaimana hasil desain struktur gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)?

1.4 Batasan Masalah

Studi perencanaan ini merupakan studi alternatif, karena pada Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang secara keseluruhan menggunakan sistem ganda, sedangkan pada skripsi ini direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).

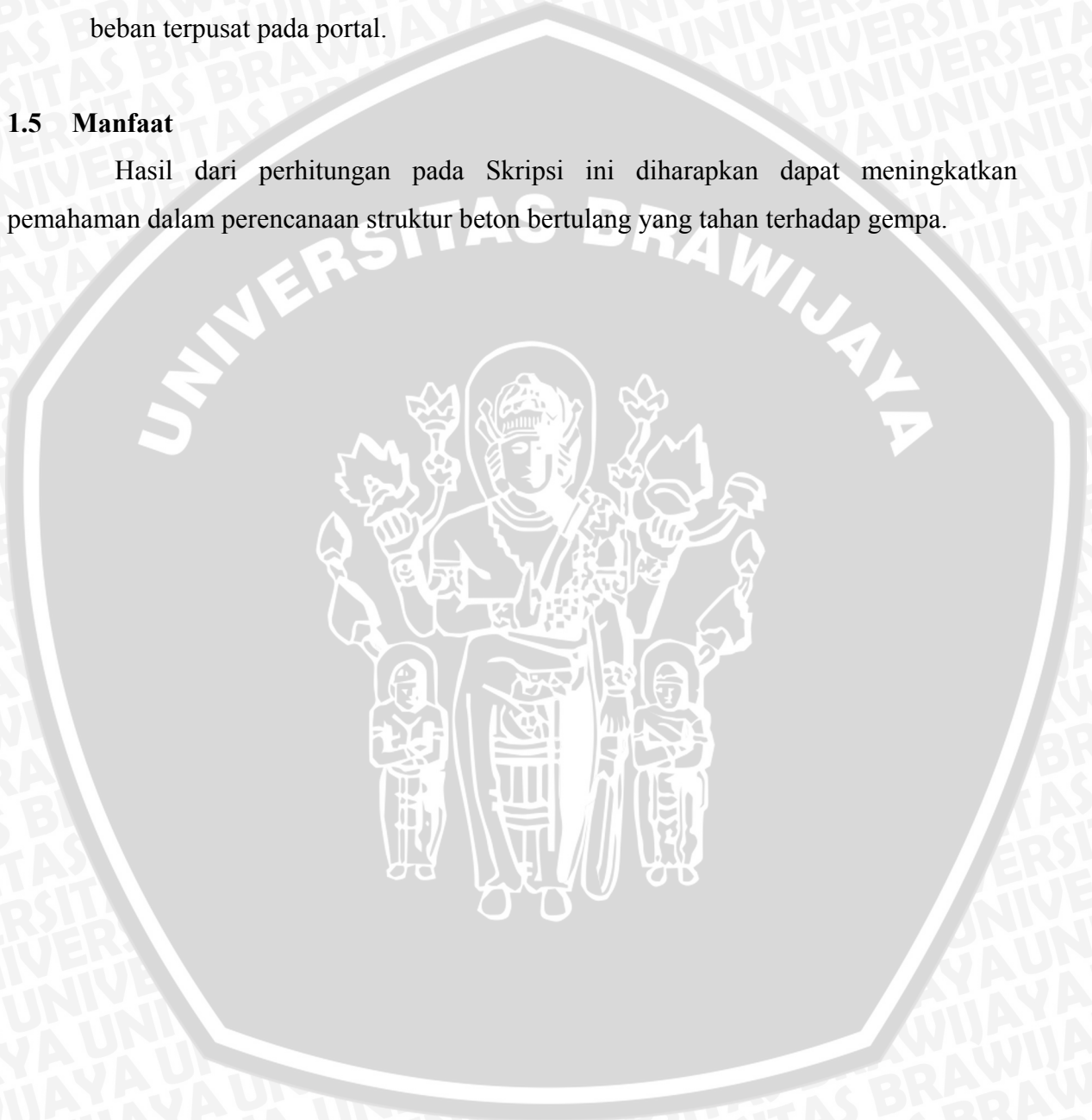
Adapun pokok-pokok masalah yang akan menjadi batasan dalam alternatif perencanaan pada Perencanaan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang, yaitu sebagai berikut :

- Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dimana seluruh gaya gravitasi dan gaya lateral yang terjadi pada struktur dipikul oleh rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.
- Beban lateral yang ditinjau adalah beban gempa yang dianalisis secara dinamis, tetapi tidak lebih kecil dari analisis statis.
- Perilaku yang ditinjau hanya struktur bagian atas saja, sehingga perencanaan gedung tidak diikuti dengan perencanaan pondasi dan seluruh kaki portal dan dinding diasumsikan terjepit pada pondasi.
- Analisis dilakukan pada dua portal melintang dan dua portal memanjang.

- Tidak dilalukan perencanaan pada tangga dan bordes.
- Desain struktur dianalisis dengan tidak memperhatikan desain arsitektur.
- Penulangan terhadap momen torsi tidak diperhitungkan.
- Analisis hanya dilakukan pada balok dan kolom.
- Rangka atap tetap diperhitungkan, kemudian reaksi pada rangka atap dijadikan beban terpusat pada portal.

1.5 Manfaat

Hasil dari perhitungan pada Skripsi ini diharapkan dapat meningkatkan pemahaman dalam perencanaan struktur beton bertulang yang tahan terhadap gempa.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

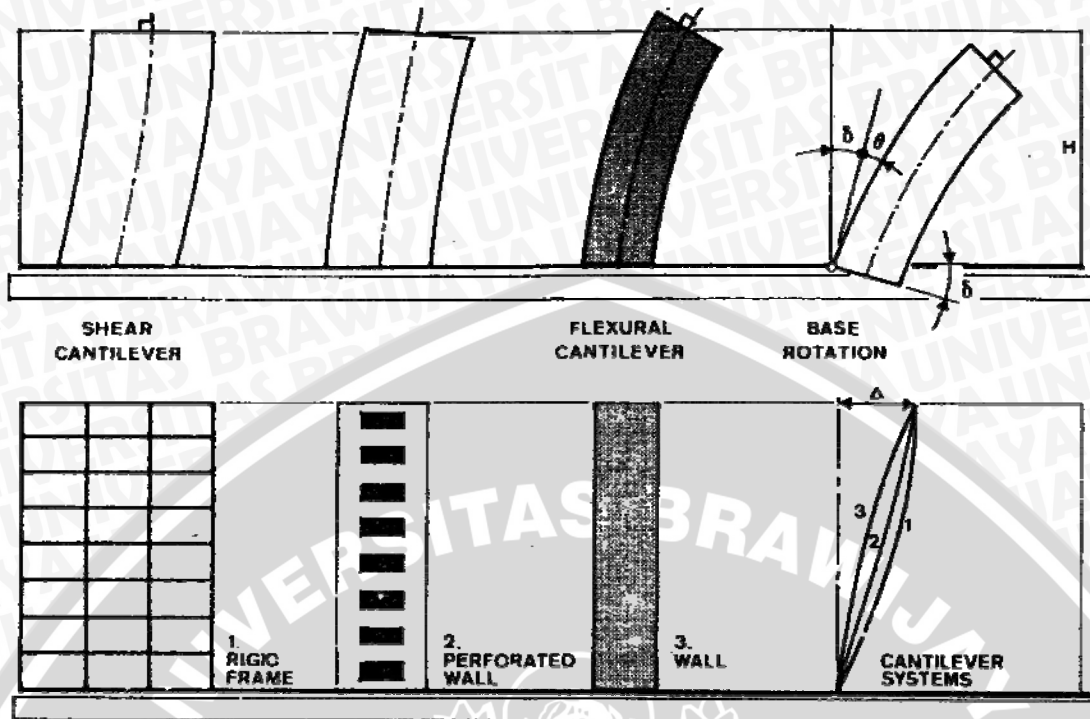
2.5 Bangunan Tahan Gempa

2.2.1 Umum

Suatu gedung dikatakan tinggi jika pada analisis struktur dan desainnya dipengaruhi oleh beban lateral yang akan menyebabkan goyangan pada bangunan. Goyangan adalah besarnya perpindahan lateral pada bagian atas bangunan terhadap dasarnya. Pada desain bangunan tinggi, sistem struktural harus mempertimbangkan persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Persyaratan kekuatan adalah faktor dominan dalam desain struktur bangunan rendah. Sedangkan untuk bangunan tinggi, persyaratan kekakuan dan stabilitas menjadi lebih penting dan lebih dominan dalam desain. (Taranath, 1998)

Tinggi atau rendahnya suatu bangunan berkaitan erat dengan masalah sistem pembebanan lateral. Semakin tinggi suatu bangunan, maka sistem pembebanan lateral yang berupa beban angin dan beban gempa akan semakin besar pula. Pada perencanaan struktur bangunan tinggi, masalah yang timbul adalah kemampuan dari struktur tersebut sebagai suatu kesatuan sistem (*building system*) untuk menahan beban gempa. (Jimmy S. Juwana, 2005)

Bangunan tinggi seperti pada gambar 2.1 merespon beban lateral sebagai *flexural cantilever* dimana struktur terdiri dari portal dengan dinding geser atau pengaku. Umumnya sistem ini dikontrol melalui rotasi karena telah mempunyai kekakuan terhadap geser yang tinggi yang disediakan oleh dinding masif atau gaya aksial batang diagonal sehingga perpindahan akibat geser dapat diabaikan. Di lain pihak, bangunan tinggi dapat bertindak sebagai *shear cantilever* ketika strukturnya merupakan portal kaku dengan gaya geser ditahan oleh girder dan kolom. Dalam hal ini, efek rotasi misalnya perpendekan aksial dan perpanjangan kolom dapat diabaikan pada perencanaan awal. Kombinasi kedua sistem tersebut, yaitu portal kaku dengan batang diagonal dapat menghasilkan defleksi berbentuk kurva *S* dengan tipe struktur portal kaku (*shear cantilever*) berada di atas struktur *flexural cantilever*. Sistem tersebut berlaku pada bangunan tinggi dimana dinding geser atau pengaku cukup langsing. (Schueller, 1990)



Gambar 2.1 Efek Tipe Struktur pada Respon Kantilever
(Sumber : Schueller, 1991)

2.2.2 Jenis Bangunan Tahan Gempa

Filosofi bangunan tahan gempa adalah bila terjadi gempa ringan bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural (dinding retak, genteng dan langit-langit jatuh, kaca pecah, dll) maupun pada komponen strukturalnya (kolom dan balok retak); bila terjadi gempa sedang, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh rusak; sedangkan bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk menyelamatkan diri. (Anonimous, 2005)

Tujuan dari struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan dapat berfungsi sebagai berikut : (Anonimous, 2002)

- Menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat,
- Mempertahankan setiap layanan vital dari fungsi gedung,
- Membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih bisa diperbaiki,

- Membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang.

Terdapat tujuh sistem dan subsistem struktur gedung penahan gempa yaitu sebagai berikut : (Anonimous, 2002)

1. Sistem Dinding Penumpu

Sistem dinding penumpu adalah sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul oleh dinding geser atau rangka bresing.

2. Sistem Rangka Gedung

Sistem rangka gedung adalah sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul oleh dinding geser atau rangka bresing.

3. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul Momen adalah sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul oleh rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.

4. Sistem Ganda

Sistem ganda terdiri dari rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi dan pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah dan mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi.

5. Sistem Struktur Gedung Kolom Kantilever

Sistem struktur gedung kolom kantilever adalah sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral.

6. Sistem Interaksi Dinding Geser dengan Rangka

Merupakan sistem struktur gabungan antara interaksi dinding geser dengan rangka.

7. Subsistem Tunggal

Subsistem tunggal adalah subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan.

2.5 Konsep Perencanaan

2.3.1 Metode Kekuatan (*Strength Design Method*)

Pada perencanaan struktur dengan menggunakan metode kekuatan (*strength design method*, yang terlebih dahulu dinamakan *ultimate strength method*), beban kerja dinaikkan secukupnya dengan beberapa faktor reduksi untuk mendapatkan beban dimana keruntuhan dinyatakan “telah diambang pintu” atau biasa dinamakan beban terfaktor (*factored load*). Struktur atau unturnya diproporsikan sedemikian sehingga mencapai kekuatannya pada saat bekerjanya beban terfaktor. Perhitungan dari kekuatan ini memperhitungkan sifat hubungan yang tidak linear antara tegangan dan regangan dari beton. (Wang dan Salmon, 1994)

Metode Kekuatan dapat dinyatakan sebagai kekuatan yang tersedia \geq kekuatan yang diperlukan untuk memikul beban terfaktor. Dimana “kekuatan yang tersedia” (seperti kekuatan momen) dihitung sesuai dengan peraturan dan pemisalan dari sifat yang ditetapkan oleh suatu peraturan bangunan, sedangkan “kekuatan yang diperlukan” adalah kekuatan yang dihitung dengan menggunakan suatu analisa struktur untuk beban terfaktor. (Wang dan Salmon, 1994)

2.5 Kinerja Struktur Gedung

2.4.1 Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi dengan faktor skala. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil. (Anonimous, 2002)

2.4.2 Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya

keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela dilatasi). Sesuai pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat dari pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ yaitu sebagai berikut : (Anonimous, 2002)

- Untuk struktur gedung beraturan $\xi = 0,7R$
- Untuk struktur gedung tidak beraturan $\xi = 0,7R/\text{faktor skala}$

2.5 Kriteria Perencanaan

2.5.1 Pembebanan

Pada prinsipnya pembebanan yang akan diperhitungkan dalam perencanaan suatu gedung secara garis besar digolongkan dalam empat jenis pembebanan yaitu sebagai berikut : (Anonimous, 1983)

- **Beban Mati**
 - Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin, serta peralatan yang merupakan bagian yang sifatnya tidak terpisahkan oleh gedung.
 - Beban mati untuk gedung diatur dalam Bab 2.
- **Beban Hidup**
 - Mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung, termasuk didalamnya beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung tersebut, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap, beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan.
 - Beban hidup untuk gedung diatur dalam Bab 3.
- **Beban Angin**
 - Mencakup semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekan udara.
 - Beban angin untuk gedung diatur dalam Bab 4.
- **Beban Gempa**

- Mencakup semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa tersebut.
- Beban gempa untuk gedung diatur dalam SNI 03-1726-2002

Perencanaan suatu struktur harus memperhatikan pengaruh dari aksi sebagai akibat beban-beban yang bekerja pada struktur, seperti beban mati, beban hidup, beban gempa, dan beban-beban khusus lainnya. Berdasarkan beban-beban tersebut maka struktur beton bertulang harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan berikut ini :
(Anonimous, 2002)

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2.1.a)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.1.b)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.1.c)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \dots\dots\dots (2.1.d)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2.1.e)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2.1.f)$$

Keterangan :

D : beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen,

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung,

A : beban atap,

R : beban hujan,

W : beban angin,

E : beban gempa.

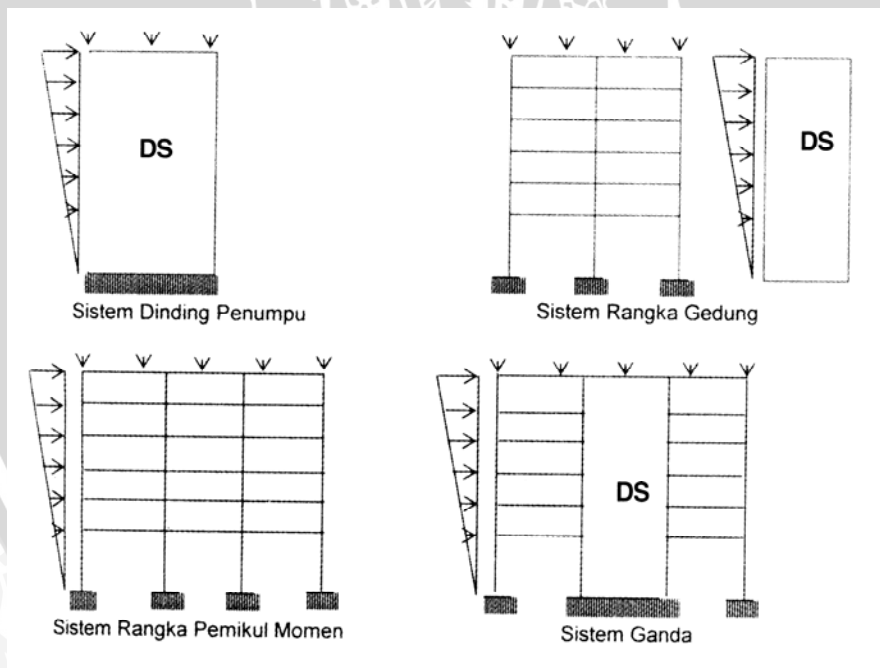
2.5.2 Kategori Gedung

Pada setiap perencanaan gedung perlu dilakukan pengelompokan kategori gedung yang diatur sesuai dengan pola pemakaian dan usia bangunan. Kategori gedung diatur menjadi lima jenis sesuai dengan tabel 1 SNI 03-1726-2002. Setelah mengetahui jenis kategori gedung, maka dapat ditentukan faktor keutamaan (I) untuk perhitungan beban gempa nominal. (Rachmat Purwono, 2005)

2.5.3 Konfigurasi Gedung

Bentuk struktur bangunan gedung sangat bervariasi. Konfigurasi struktur gedung menentukan kinerja gedung atau respon pada saat mengalami gempa rencana. SNI 03-1726-2002 mengatur kelompok konfigurasi gedung menjadi dua bagian yaitu gedung beraturan dan gedung tidak beraturan. Gedung yang beraturan diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.1 dengan menyesuaikan struktur bangunan pada sembilan tipe struktur gedung yang ada didalamnya. Selain dari sembilan tipe struktur yang diatur maka dianggap struktur bangunan gedung adalah gedung tak beraturan. Konfigurasi struktur (beraturan atau tidak beraturan) menentukan analisis respons gempa struktur bangunan gedung. Hal ini diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 4.2. Struktur gedung beraturan dapat dianalisis respons gempanya dengan cara beban statis ekuivalen. Sedangkan pada struktur gedung tidak beraturan dilakukan analisis dinamis. (Rachmat Purwono, 2005)

2.5.4 Sistem Struktur



Gambar 2.2 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Gempa Bumi
(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

Pada dasarnya setiap struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Beban yang bekerja pada bangunan terdiri dari

beban vertikal, horizontal, perbedaan temperatur, getaran, dan sebagainya. Dalam berbagai sistem struktur, baik yang menggunakan bahan beton bertulang, baja, maupun komposit, selalu ada komponen (subsistem) yang dapat dikelompokkan dalam sistem yang digunakan untuk menahan gaya gravitasi dan sistem untuk menahan gaya lateral. (*Jimmy S. Juwana, 2005*)

Struktur bangunan yang terletak di wilayah beresiko mengalami gempa harus didesain supaya memenuhi kriteria sebagai struktur tahan gempa. (*Rachmat Purwono, 2005*)

2.5.4.1 Sistem Rangka Pemikul Momen

Di Indonesia, sistem struktur gedung yang umum digunakan adalah rangka pemikul momen, dimana beban horizontal akibat gempa akan dipikul terutama melalui mekanisme lentur. Pada saat gempa terjadi, rangka pemikul momen harus berperilaku sebagai rangka daktail supaya integritasnya tetap terjaga sehingga bangunan terhindar dari kemungkinan mengalami roboh dengan seketika. Perilaku daktail ini hanya dapat dicapai apabila pada saat terbentuknya sendi-sendi plastis join pelat-balok-kolom mampu mentransfer efek beban lateral gempa tanpa kehilangan kekuatan dan kekakuannya. (www.ITBcentrallibrary.com)

2.5.4.1.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK harus digunakan di wilayah gempa 5 dan wilayah gempa 6 dan harus memenuhi persyaratan desain pada pasal 23.2 sampai 23.7 SNI 03-2847-2002 disamping pasal-pasal sebelumnya yang masih berlaku. (*Rachmat Purwono, 2005*)

2.5.4.1.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

SRPMM harus memenuhi persyaratan pendetailan pada pasal 23.8 SNI 03-2847-2002 dan pasal-pasal sebelumnya yang masih relevan dan dipakai untuk Sistem Rangka Pemikul Momen yang berada di wilayah gempa 3 dan wilayah gempa 4. Pedoman desain SRPMM berdasarkan SNI 03-2847-2002 jauh lebih sederhana dibanding dengan desain struktur rangka dengan tingkat daktilitas 2 (terbatas) berdasarkan SNI 1746-1989. Prinsip yang dianut SNI 03-2847-2002 adalah bahwa semua komponen struktur SRPMM tidak boleh runtuh oleh geser dengan menjamin kuat geser komponen lebih kuat dari kuat lentur nominalnya, dan menjamin tiap ujung komponen SRPMM baik balok maupun kolom

tersedia cukup *confinement* atau pengekanan dengan jarak antar tulangan geser maksimum (s_{maks}) tertentu. Dalam desain SRPMM tidak ada ketentuan khusus penulangan untuk hubungan balok kolom (HBK), tetapi ada baiknya kekuatan geser HBK tetap dikontrol. (Rachmat Purwono, 2005)

2.5.4.1.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

SRPMB tidak memerlukan pendetailan secara khusus, komponen-komponen strukturnya harus memenuhi syarat pasal 3 sampai dengan pasal 20 SNI 03-2847-2002 dan hanya digunakan untuk wilayah gempa 1 dan wilayah gempa 2. (Rachmat Purwono, 2005)

2.5 Metode Analisis dan Desain

2.6.1 Analisis Struktur

Analisis struktur menurut cara-cara mekanika teknik yang baku merupakan praperencanaan bagi desain beton bertulang. Bentuk dan besarnya ukuran penampang akibat pembebanan akan menentukan desain. Analisis dengan bantuan komputer dalam mendapatkan bentuk dan besarnya sistem struktur berupa gaya-gaya dalam harus dilakukan dengan model-model matematik yang mensimulasikan keadaan struktur yang sesungguhnya dilihat dari segi sifat bahan dan kekakuan unsur-unsurnya. (Anonimous, 1999)

2.6.1.1 Analisis Struktur dengan Matriks

Portal dapat diselesaikan dengan metode analisis struktur dengan matriks dengan dalil metoda perpindahan satu satuan yang menghasilkan besarnya nilai perpindahan pada tiap titik simpul portal yang kita tinjau. Dalam metoda ini, memerlukan matriks kekakuan untuk setiap elemen yang biasa disebut sebagai matriks kekakuan lokal $[k]$. Selanjutnya, matriks kekakuan lokal tersebut dirakit menjadi matriks kekakuan global $[K]$ melalui proses transformasi. Dimana matriks kekakuan tiap elemen harus dikalikan dengan matriks transformasi $[T]$. Matriks $[T]$ didefinisikan sebagai matriks transformasi koordinat dari sistem koordinat elemen (lokal) ke dalam sistem koordinat global (struktur). (Amrinsyah Nasution, 2000)

Untuk mendapatkan perpindahan pada joint bagian ujung bebas matriks kekakuan global dikalikan dengan vektor beban ekuivalen. Untuk itu perlu dirakit vektor beban ekuivalen, yaitu besar dan arah beban yang diterima oleh struktur tersebut selama

perencanaan masa layanan struktur tersebut. Hubungan antara vektor perpindahan/rotasi dengan vektor beban ekivalen adalah : (Amrinsyah Nasution, 2000)

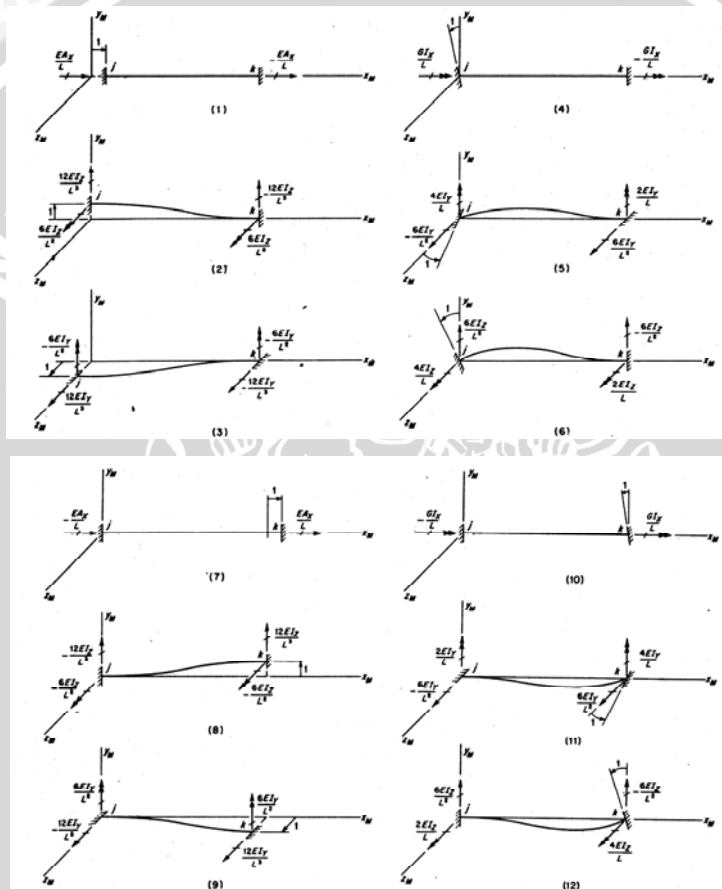
$$\{P\} = [K]\{X\} \dots\dots\dots (2.2)$$

Keterangan :

{P} : Beban Ekivalen

[K] : Matriks kekakuan

{X} : Perpindahan



Gambar 2.3. Kekakuan batang: (1) translasi satuan arah x_M di j, (2) translasi satuan arah y_M di j, (3) translasi satuan arah z_M di j, (4) rotasi satuan arah x_M di j, (5) rotasi satuan arah y_M di j, (6) rotasi satuan arah z_M di j, (7) translasi satuan arah x_M di k, (8) translasi satuan arah y_M di k, (9) translasi satuan arah z_M di k, (10) rotasi satuan arah x_M di k, (11) rotasi satuan arah y_M di k, (12) rotasi satuan arah z_M di k.

(Sumber : Weaver, 1993)

Pada struktur terdapat joint yang terkekang oleh tumpuan (*support restraint*) dan joint yang bebas. Pada joint yang terkekang oleh tumpuan direncanakan perpindahannya adalah mendekati atau sama dengan nol. Untuk mendapatkan perpindahan pada joint yang bebas matriks kekakuan portal harus dibagi (sekat). Perhitungan gaya ujung batang



dilakukan batang demi batang sehingga semua matriks yang digunakan didasarkan pada sumbu batang. (Amrinsyah Nasution, 2000)

Kelemahan dalam analisis suatu struktur dengan matriks adalah hanya dapat menganalisis suatu struktur hanya pada titik-titik buhulnya saja, sehingga perhitungan pada daerah lapangan tidak dapat diketahui. Selain itu dalam analisis ini untuk mendapatkan gaya-gaya dalam ujung elemen, harus memecah persamaan kekakuan global menjadi persamaan kekakuan lokal melalui proses transformasi lagi. Oleh karena itu, untuk selanjutnya digunakan analisis struktur dengan Metoda Elemen Hingga. (Weaver, 1993)

Penggunaan metode elemen hingga sendiri memiliki beberapa kelebihan yaitu benda dengan bentuk yang tidak teratur dapat dengan mudah dianalisa, tidak terdapat kesulitan dalam menganalisa beban pada suatu struktur, permodelan dari suatu benda dengan komposisi materi yang berlainan dapat dilakukan secara individu untuk tiap elemen, dapat menangani berbagai macam syarat batas dalam jumlah yang tidak terbatas, variasi dalam ukuran elemen memungkinkan untuk memperoleh detail analisa yang diinginkan, serta dapat memecahkan masalah-masalah dinamik. (Yerri Susatio, 2004)

Matriks kekakuan untuk portal ruang adalah sebagai berikut : (Weaver, 1993)

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

2.6.1.2 Analisis Struktur dengan Metode Elemen Hingga

Metode elemen hingga (*finite elemen method*) merupakan metode yang membagi-bagi suatu kontinum menjadi beberapa bagian kecil yang berhingga (bukan kecil tak



berhingga) dan dihubungkan bersama-sama di sejumlah titik simpul. Proses pembagian suatu kontinum menjadi elemen-elemen hingga disebut proses diskritisasi (pembagian). Dengan menggunakan metode elemen hingga, suatu masalah yang memiliki jumlah derajat kebebasan tidak berhingga dapat diubah menjadi suatu masalah dengan jumlah derajat kebebasan tertentu, sehingga dalam pemecahannya akan lebih sederhana. (Desai, 1993)

Konsep analisis metode elemen hingga ialah dengan menganggap bentuk perpindahan atau pola tegangan dalam elemen dan menggunakan dalil energi akan didapatkan penurunan dari matrik kekakuan yang menghubungkan gaya simpul (*nodal force*) dan perpindahan titik simpul pada elemen. Prosedur analisis elemen hingga yang dapat diselesaikan secara numerik adalah sebagai berikut : (Desai, 1993)

1. Kontinum dibagi menjadi elemen-elemen berhingga berdimensi 2 atau 3 oleh garis atau bidang permukaan fiktif.
2. Tentukan titik-titik pada elemen yang diperlakukan sebagai titik nodal dimana syarat keseimbangan dan kompatibilitas harus dipenuhi.
3. Asumsikan fungsi peralihan pada setiap elemen sedemikian rupa, sehingga peralihan pada setiap titik sembarang dipengaruhi oleh titik nodalnya.
4. Pada setiap elemen khusus yang dipilih harus memenuhi persyaratan hubungan regangan-peralihan dan hubungan tegangan-regangan.
5. Tentukan kekakuan dan beban titik ekuivalen untuk setiap elemen dengan menggunakan prinsip energi.
6. Turunkan persamaan keseimbangan untuk setiap titik nodal dari diskretisasi kontinum ini sesuai dengan kontribusi elemennya.
7. Selesaikan persamaan keseimbangan untuk mencari peralihan titik nodal.
8. Hitung tegangan pada titik-titik tertentu dalam elemen.
9. Tentukan reaksi perletakan pada titik nodal yang tertahan bila diperlukan.

2.6.2 Analisis Penampang Beton Bertulang

Terdapat dua jenis perhitungan yang dapat dilakukan dalam evaluasi penampang beton bertulang, yaitu sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2000)

1. Analisis

Pada perhitungan analisis, diminta untuk menghitung *resistance* atau kapasitas penampang berdasarkan data penampang, kekuatan tekan beton, tegangan leleh baja, ukuran dan jumlah tulangan, dan lokasi tulangan.

2. Desain

Pada perhitungan desain, diminta untuk memilih penampang yang cocok (termasuk pemilihan dimensi, mutu beton f_c' , mutu tulangan f_y , tulangan, dan lain-lain) untuk menahan pengaruh beban terfaktor (seperti M_u).

2.6.2.1 Lentur

Asumsi dasar pada teori lentur penampang beton bertulang adalah sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2000)

1. Penampang tegak lurus sumbu lentur yang berupa bidang datar sebelum lentur akan tetap berupa bidang datar setelah lentur.
2. Tidak terjadi slip antara beton dan tulangan baja. (pada level yang sama, regangan pada beton adalah sama dengan regangan pada baja).
3. Tegangan pada beton dan tulangan dapat dihitung dengan menggunakan hubungan tegangan-regangan beton dan baja.
4. Untuk perhitungan kekuatan lentur penampang, kuat tarik beton diabaikan.
5. Beton diasumsikan runtuh pada saat regangan tekannya mencapai regangan batas tekan.
6. Hubungan tegangan-regangan beton dapat diasumsikan persegi, trapesium, atau parabola, atau lainnya.

Sedangkan Blok tegangan tekan persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2000)

- a. Tegangan tekan merata sebesar $\alpha_1 f_c'$ ($\alpha_1 = 0,85$) diasumsikan bekerja disepanjang zona tekan ekuivalen yang berjarak $\alpha = \beta_1 c$ dari serat tekan terluar (ekstrim).
- b. Jarak c dari posisi serat tekan terluar ke sumbu netral diukur tegak lurus terhadap sumbu netral tersebut.
- c. Nilai β_1 diambil sebagai berikut :

Untuk $f_c' \leq 30$ MPa	$\beta_1 = 0,85$
Untuk 30 MPa $< f_c' \leq 55$ MPa	$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30$ MPa)
Untuk $f_c' > 55$ Mpa	$\beta_1 = 0,65$

Untuk dapat menggambarkan blok tegangan tekan persegi ekuivalen hanya menggunakan dua parameter saja, yaitu α_1 dan β_1 . Berdasarkan diagram distribusi tegangan, kekuatan lentur dihitung sebagai berikut :

$$C = 0,85 f_c' b a \dots\dots\dots (2.3.a)$$

$$T = A_s f_y \text{ (tulangan diasumsikan leleh sebelum beton hancur) } \dots\dots\dots (2.3.b)$$

Syarat keseimbangan untuk analisis lentur adalah sebagai berikut :

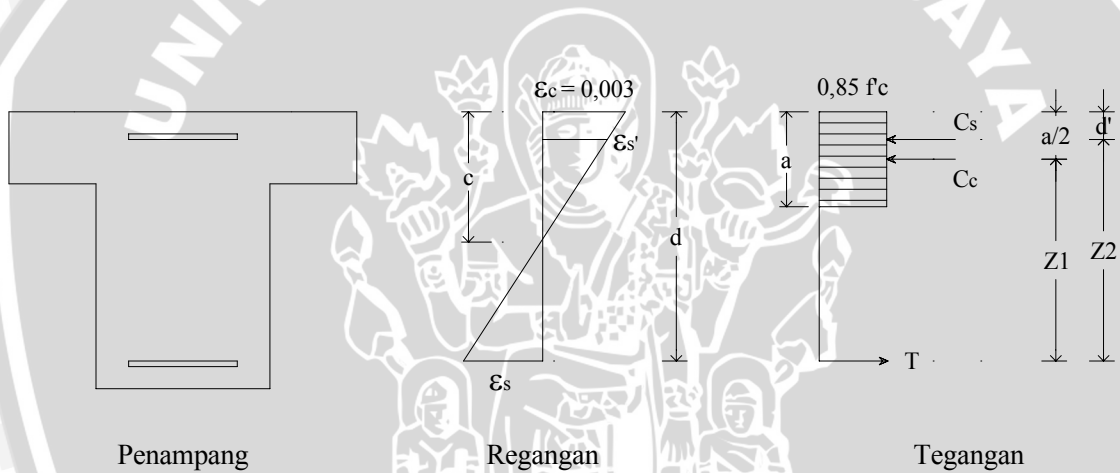
$$C = T \dots\dots\dots (2.3.c)$$

Dari persamaan keseimbangan di atas, maka diperoleh ketinggian blok tegangan tekan persegi ekuivalen (a) yaitu :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \dots\dots\dots (2.3.d)$$

Jadi momen nominal (Mn) dari penampang lentur adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= A_s f_y \left(d - 0,59 \frac{A_s f_y}{f_c' b} \right) \dots\dots\dots (2.3.e) \end{aligned}$$



Gambar 2.4 Distribusi Tegangan pada Penampang Balok T
(Sumber : Anonimous, 1991)

2.6.2.2 Geser

2.6.2.2.1 Analisis dan Desain Balok Beton Bertulang terhadap Geser

Persamaan dasar untuk mendesain balok beton bertulang terhadap geser adalah sebagai berikut : (Anonimous, 2002)

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.4.a)$$

Kekuatan geser nominal ditentukan dengan memperhitungkan baik kontribusi beton maupun kontribusi tulangan sengkang, sehingga :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.4.b)$$

Keterangan :

ϕ : faktor reduksi geser = 0,6

- Vu : gaya geser terfaktor
- Vn : kekuatan geser nominal
- Vc : gaya geser yang dipikul oleh beton
- Vs : gaya geser yang dipikul oleh sengkang

2.6.2.2.2 Kapasitas Geser Balok tanpa Tulangan Sengkang

Balok tanpa tulangan sengkang akan runtuh sesaat setelah terbentuknya retak miring. Oleh karena itu, kapasitas geser balok tanpa tulangan sengkang biasanya diambil sama dengan gaya geser yang menyebabkan retak miring. Gaya geser yang dapat menyebabkan retak miring pada balok tanpa tulangan sengkang dapat dihitung sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2000)

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}}{7} \right) b_w d \dots\dots\dots (2.5.a)$$

Harga Vc yang dihitung dari persamaan di atas tidak boleh diambil lebih dari 0,3√fc' bw d. Sebagai penyederhanaan persamaan di atas, peraturan Indonesia mengijinkan penggunaan persamaan berikut untuk perhitungan kapasitas geser, yaitu :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d \dots\dots\dots (2.5.b)$$

Sedangkan untuk elemen struktur yang dibebani aksial, kapasitas geser beton dihitung sebagai berikut :

- Untuk kombinasi dengan gaya aksial tekan

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_c'} b_w d \dots\dots\dots (2.5.c)$$

- Untuk kombinasi dengan gaya aksial tarik

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{0,3 N_u}{A_g} \right) \sqrt{f_c'} b_w d \dots\dots\dots (2.5.d)$$

2.6.2.2.3 Balok dengan Tulangan Geser

Keruntuhan geser pada balok tanpa tulangan geser biasanya bersifat tiba-tiba dan getas, maka disyaratkan adanya tulangan geser minimum pada balok yang dikenai gaya geser Vn yang besarnya melebihi (0,5 Vc), kecuali pada elemen pelat atau pondasi telapak,

dan balok dengan ketinggian tidak lebih dari 250 mm; 2,5 tebal sayap atap; dan 0,5 tebal badan. Pengecualian tersebut berlaku pada jenis-jenis elemen struktur yang memungkinkan terjadinya redistribusi gaya di sepanjang lebar elemen. Pada elemen-elemen struktur tersebut, tulangan geser baru diperlukan jika $V_n \geq V_c$. Namun untuk perencanaan bangunan tahan gempa, tulangan geser minimum harus dipenuhi oleh setiap balok. Hal ini dikarenakan pada perencanaan bangunan tahan gempa V_c biasanya diambil = 0. (Iswandi Imran, 2000)

2.6.2.3 Kombinasi Aksial dan Lentur

Suatu komponen struktur yang menerima kombinasi antara momen lentur dan gaya aksial tekan secara serentak, harus diperhitungkan sebagai *beam column* dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut.

2.6.2.3.1 Kekuatan Kolom Pendek yang Dibebani Secara Konsentrik

Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara konsentrik terbagi atas komponen sumbangan beton dan sumbangan baja, yaitu: (Iswandi Imran, 2000)

$$P_{oc} = 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) \dots \dots \dots (2.7.a)$$

$$P_{os} = f_y A_{st} \dots \dots \dots (2.7.b)$$

Keterangan :

A_{st} : luas total tulangan baja, yaitu $A_s + A_s'$

A_g : luas total penampang kotor

Penggunaan nilai 0,85 dalam perhitungan kekuatan kolom didasari atas adanya perbedaan kekuatan tekan beton pada elemen struktur aktual terhadap kuat tekan beton silinder, yaitu:

$$f_{co}' = 0,85 f_c' \dots \dots \dots (2.7.c)$$

Berdasarkan persamaan di atas, maka kekuatan kolom menjadi :

$$P_o = 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \dots \dots \dots (2.7.d)$$

Untuk menghindari perlunya perhitungan eksentrisitas minimum seperti yang telah dijabarkan sebelumnya, disyaratkan adanya reduksi kekuatan sedemikian rupa sehingga : (Anonimous, 2002)

- Untuk kolom dengan tulangan spiral

$$P_{n \text{ maks}} = 0,85 (0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \dots \dots \dots (2.7.e)$$

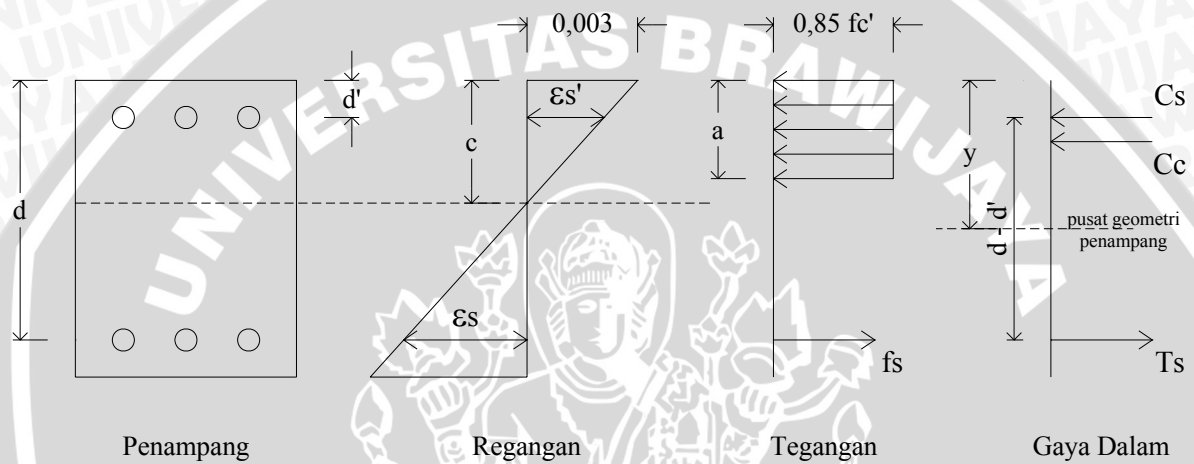
- Untuk kolom dengan tulangan pengikat

$$Pn_{maks} = 0,80 (0,95 fc' (Ag - Ast) + fy Ast) \dots\dots\dots(2.7.f)$$

Nilai kekuatan nominal di atas harus dikalikan lagi dengan faktor reduksi untuk elemen struktur tekan, yaitu $\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral, dan $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan pengikat atau sengkang.

2.6.2.3.2 Kekuatan Kolom Pendek yang Dibebani Secara Eksentrik

Prinsip blok tegangan persegi ekuivalen yang berlaku pada analisis balok dapat juga diterapkan pada analisis kolom terhadap beban eksentrik. (Gambar 2.6)



Gambar 2.5 DiagramTegangan pada Penampang Kolom (Sumber : Iswandi Imran, 2000)

Keterangan gambar :

Regangan

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c} \dots\dots\dots(2.8.a)$$

$$\epsilon_{s'} = 0,003 \frac{c - d'}{c} \dots\dots\dots(2.8.b)$$

Tegangan

$$f_{s'} = E_s \epsilon_{s'} \leq f_y \dots\dots\dots(2.8.c)$$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y \dots\dots\dots(2.8.d)$$

Gaya Dalam

$$C_c = 0,85 f_c' b a \dots\dots\dots(2.8.e)$$

$$C_s = A_{s'} f_{s'} \dots\dots\dots(2.8.f)$$

$$T_s = A_s f_s \dots\dots\dots(2.8.g)$$



Persamaan keseimbangan untuk penampang kolom disyaratkan sebagai berikut :

(Anonimous, 2002)

$$\begin{aligned}
 P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 0,85 f_c' b a + A_s' f_s' - A_s f_s \dots\dots\dots (2.8.h)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= P_n e \\
 &= C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\bar{y} - d' \right) + T_s \left(d - \bar{y} \right) \\
 &= 0,85 b a \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' \left(\bar{y} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \bar{y} \right) \dots\dots\dots (2.8.i)
 \end{aligned}$$

Pada persamaan di atas, jarak netral c diasumsikan berada dalam daerah d penampang sehingga tulangan baja pada lokasi d benar-benar mengalami gaya tarik, dimana gaya aksial P_n tidak boleh lebih besar dari P_n maks. Dari persamaan di atas dapat dilihat bahwa terdapat beberapa parameter yang tidak diketahui, yaitu tinggi blok tegangan ekuivalen (a), f_s' , f_s , dan P_n untuk e tertentu atau e untuk P_n tertentu. Nilai f_s' dan f_s dapat dinyatakan dalam a , sehingga tinggal dua bilangan yang tidak diketahui, yaitu a dan P_n atau a dan e . Dengan dua persamaan yang ada, kita dapat memecahkan harga a dan e . Seperti disebutkan sebelumnya, jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada kolom pendek adalah leleh tulangan tarik dan keruntuhan tekan. Kondisi *balance* tercipta jika keruntuhan terjadi bersamaan pada tulangan tarik dan beton tekan. Jika P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial yang berkaitan dengan keruntuhan *balance*, maka : (Iswandi Imran, 2000)

- $P_n < P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan tarik
- $P_n = P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan balance
- $P_n > P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan tekan

2.6.2.3.3 Faktor Reduksi Kekuatan Kolom

Seperti yang telah diketahui bahwa faktor reduksi untuk kondisi lentur murni adalah $\phi = 0,80$. Sedangkan untuk kombinasi lentur dan aksial tekan adalah $\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral, dan $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan pengikat atau sengkang. (Anonimous, 2002)

Faktor reduksi untuk kombinasi lentur dan aksial boleh ditingkatkan dari $\phi = 0,70$ menjadi 0,80 (untuk tulangan spiral) dan dari $\phi = 0,65$ menjadi 0,8 (untuk tulangan

senggang pengikat) jika P_n lebih kecil dari pada $0,1 ag fc'$. Jadi untuk kolom dengan tulangan ikat, nilai faktor reduksi kekuatan kolom adalah :

$$\phi = 0,80 - \frac{0,15 \phi P_n}{0,1 fc' Ag} \geq 0,65 \dots \dots \dots (2.9.a)$$

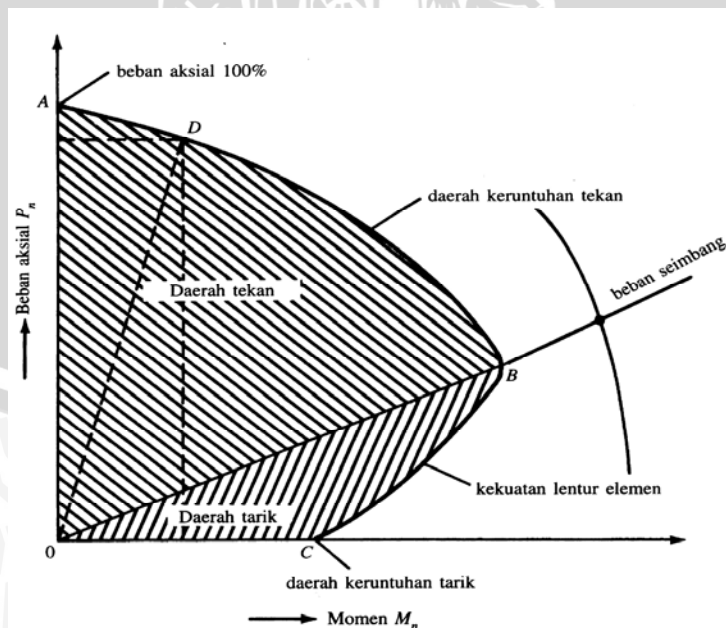
Sedangkan untuk kolom dengan tulangan spiral, nilai faktor reduksi kekuatan kolom adalah :

$$\phi = 0,80 - \frac{0,10 \phi P_n}{0,1 fc' Ag} \geq 0,70 \dots \dots \dots (2.9.b)$$

Batasan tersebut di atas secara umum berarti bahwa faktor reduksi 0,65 dan 0,70 hanya diberlakukan jika keruntuhan yang terjadi didahului oleh keruntuhan tekan. Batasan di atas dapat juga diterapkan langsung untuk kolom dengan $f_y \leq 400$ MPa, tulangan longitudinal bersifat simetris, dan $\frac{(h - d' - ds)}{h} \geq 0,70$. (Anonimous, 2002)

Untuk kolom lain yang tidak memenuhi persyaratan di atas, maka P_b harus dihitung terlebih dahulu, kemudian faktor reduksi dapat dikurangi seperti persamaan di atas jika nilai ϕP_n lebih kecil dari $0,1 Ag fc'$ atau ϕP_b . Jika nilai ϕP_b lebih kecil daripada nilai $0,1 Ag fc'$ maka pembagi pada persamaan di atas, yaitu $0,1 Ag f_y$ diganti menjadi ϕP_b . (Iswandi Imran, 2000)

2.6.2.3.4 Diagram Interaksi P-M



Gambar 2.6 Diagram Interaksi Kolom (Sumber : McCormac, 2003)



Kapasitas suatu penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P-M, yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada elemen struktur tekan pada kondisi batas. Setiap titik pada kurva menunjukkan satu kombinasi P_n dan M_n untuk penampang dengan kondisi atau lokasi sumbu netral yang tertentu. (Iswandi Imran, 2000)

Prosedur analisis untuk penampang kolom adalah : (Sudarmoko, 1995)

1. Untuk P_u dan M_u yang bekerja pada penampang, hitung $e = \frac{M_u}{P_u}$
2. Asumsikan dimensi penampang dan rasio tulangnya (antara 1% – 4%)
3. Hitung P_{nb} untuk penampang yang diasumsikan tersebut dan tentukan tipe keruntuhannya.
4. Kontrol apakah penampang cukup memadai (aman dan ekonomis). Asumsikan penampang baru jika penampang tidak memadai.
5. Desain tulangan lateral.

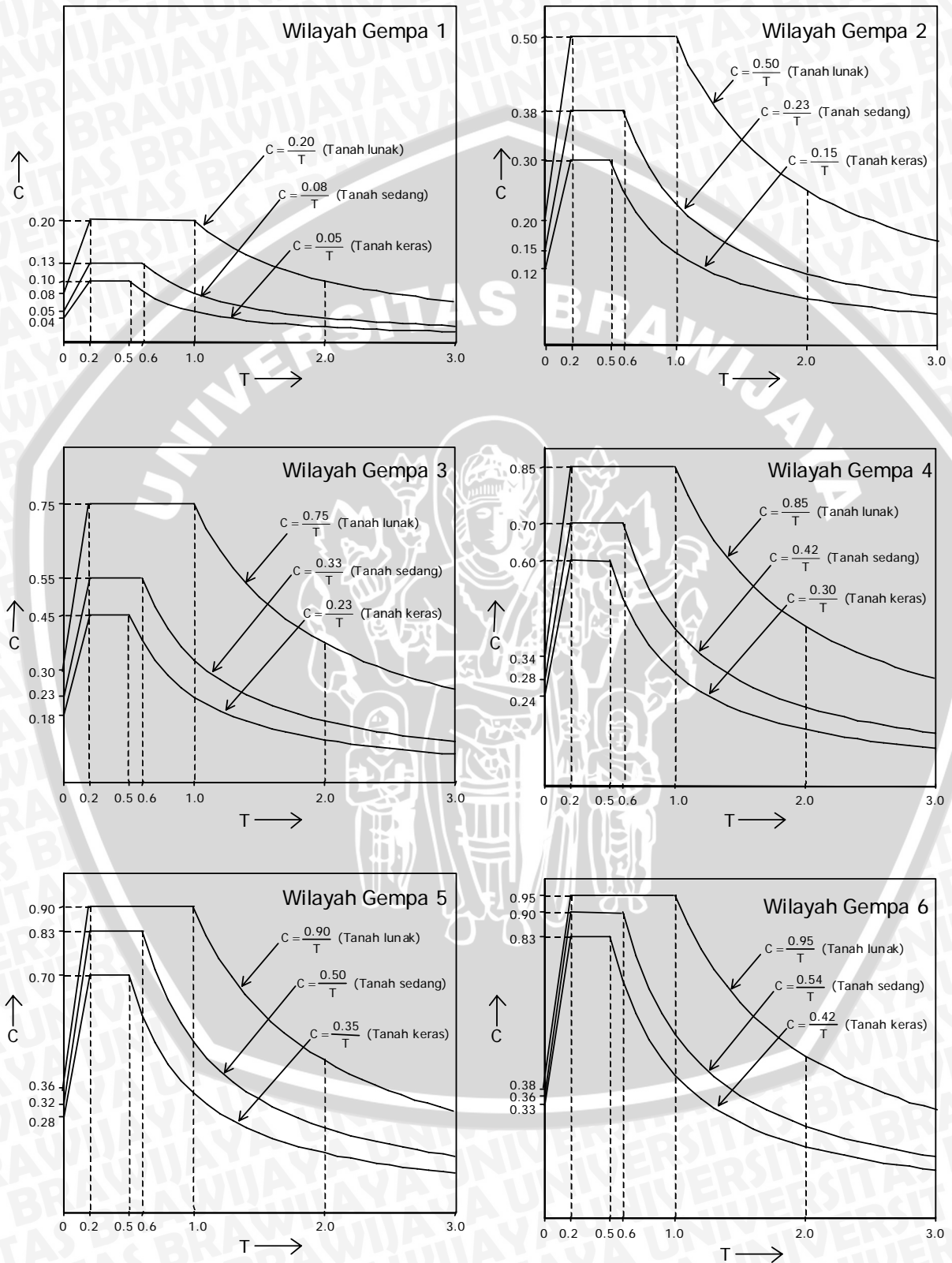
2.6.3 Analisis Ragam Spektrum Respons

Spektrum respon gempa merupakan suatu penggambaran gerakan dari tanah yang dibuat dalam sebuah grafik hubungan. Pada spektrum respon gempa rencana digunakan SNI 1726-2002 yang menggambarkan hubungan antara waktu getar alami gempa (T) dan spektrum percepatan $S_a(T)$ sebagai fungsi waktu getar alami. (Anonimous, 2002)

Respon spektrum adalah suatu pemetaan (plot) atau grafik yang menunjukkan variasi dari harga maksimum terhadap suatu parameter struktur akibat dilanda gempa bumi. Parameter tersebut dapat berupa perpindahan, kecepatan, percepatan terhadap waktu getar suatu sistem yang dipengaruhi gempa tertentu, besarnya parameter tersebut tergantung pada waktu getar struktur, harga peredaman, dan base acceleration (percepatan tanah). (M. Firdaus Alkaff, 2005)

Analisis dinamis dengan metode respons spektrum digunakan untuk mencari kemungkinan respon maksimum pada tanah dasar dimana data input yang dipakai merupakan grafik respon tanah dasar. Sebagai akibat dari gaya luar dinamik yang bekerja, dimana respon yang didapat tergantung dari nilai Eigen (yang merupakan fungsi kekakuan dan massa) dari struktur. Gaya luar dinamik tersebut adalah massa bangunan pada masing-masing lantai yang ditempatkan pada pusat massa tiap lantai. Setelah dianalisis menggunakan ragam spektrum akan dihasilkan gaya-gaya dalam dan mode getar. (M. Firdaus Alkaff, 2006)

Penggambaran respon spektrum pada masing-masing wilayah gempa dan jenis-jenis tanah ditampilkan pada gambar 2.7.

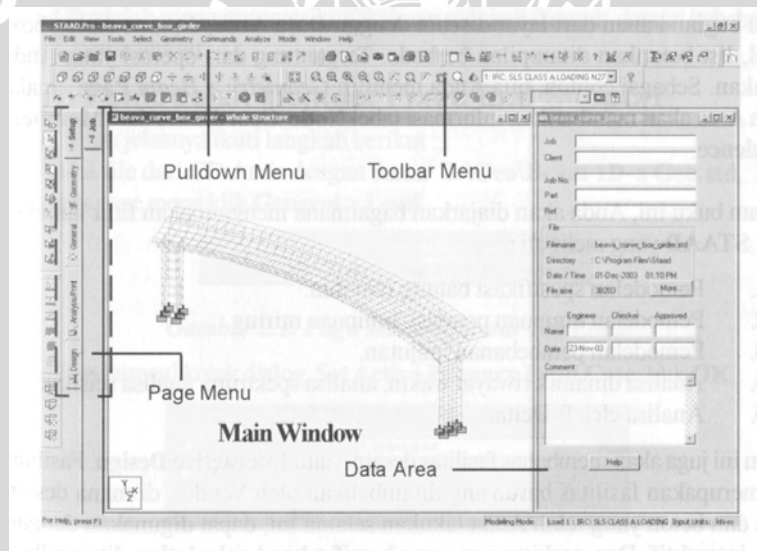


Gambar 2.7 Respons Spektrum Gempa Rencana
(Sumber : Anonimous 2002)

2.6.4 Metode Komputasi dengan Menggunakan Software STAAD Pro 2004

Pada penulisan ini analisis struktur dilakukan dengan menggunakan program bantuan komputer yaitu STAAD Pro 2004. Analisis yang digunakan dalam program ini ialah metode elemen hingga (*finite elemen method*) yang merupakan perluasan dari metode perpindahan (*displacement method*) atau yang lebih dikenal dengan metode kekakuan (*stiffness method*). (M. Firdaus Alkaff, 2006)

STAAD adalah paket program yang digunakan untuk menganalisis dan mendesain suatu struktur. STAAD menggunakan teknologi yang paling modern dalam rekayasa elemen hingga, dengan input data berbasis *object oriented*. Kelebihan dari penggunaan STAAD khususnya dan *software* analisis struktur pada umumnya adalah kemudahan dalam penggunaannya, karena semua perintah diberikan dalam bentuk tombol-tombol menu. Pada program ini GUI (*Graphical User Interface*) dirancang untuk mempermudah penggunaan aplikasi oleh pemakai. (M. Firdaus Alkaff, 2006)



Gambar 2.8 GUI dari STAAD
(Sumber : M. Firdaus Alkaff, 2006)

2.6.4.1 Input

Input file merupakan sekumpulan perintah dan data yang digunakan dalam memodelkan dan menganalisa suatu struktur. STAAD memiliki dua metode dalam membuat input file, yaitu dengan menggunakan fasilitas modelling GUI (*Graphical User Interface*), dimana input data dibuat melalui *text editor* yang mengandung serangkaian perintah dan data dalam mendesain dan menganalisa suatu struktur. Ketika suatu model struktur dibuat dengan metode GUI, perintah-perintah dan data dalam *text editor* secara

otomatis terbentuk dan ketika perintah dan data dalam *text editor* diubah maka GUI juga akan mengalami perubahan. (M. Firdaus Alkaff, 2006)

2.6.4.2 Output

Setelah mendesain dan menganalisa, STAAD membuat output file yang mengandung input data yang telah dimasukkan, hasil analisa yang merupakan penyelesaian dari berbagai macam perintah yang diberikan selama proses analisa dan juga informasi jika terdapat kesalahan selama proses analisa atau jika analisa dan desain yang dilakukan berhasil dengan sempurna. STAAD menampilkan output file dalam dua bentuk, yaitu dalam bentuk format teks dan dalam bentuk grafis atau gambar. (M. Firdaus Alkaff, 2006)

2.5 Persyaratan Pendetailan

Konsep desain kapasitas hanya akan berhasil menjamin struktur berperilaku aman saat terjadi gempa kuat apabila disertai dengan pendetailan yang baik pada elemen-elemen struktur dan join-joinnya. Daerah-daerah sendi plastis perlu didetail secara khusus agar mampu berdeformasi inelastik cukup besar sesuai dengan daktilitas yang ditentukan. Namun daerah-daerah di luar sendi plastis harus tetap dalam kondisi elastis, tergantung dari intensitas gempa yang terjadi. Pada daerah-daerah di luar sendi plastis tidak perlu dilakukan pendetailan khusus. (Gideon H. Kusuma, 1993).

2.6.7 Komponen Lentur

Komponen-komponen lentur harus memenuhi persyaratan pada SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(1(1)) sampai dengan pasal 23.3(1(4)) agar penampangnya terbukti berkinerja baik. Tiap komponen harus cukup daktil dan cukup efisien mentransfer momen ke kolom. Kolom-kolom yang terkena momen dan hanya terkena beban aksial terfaktor kurang dari $\frac{A_g f_c'}{10}$ boleh didesain sebagai komponen lentur. Syarat momen nominal minimal di sembarang penampang komponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktilitas bila terjadi lateral displacement besar. (Rachmat Purwono, 2005)

Tabel 2.1 Persyaratan Komponen Lentur Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Keterangan	Peraturan	Uraian
Umum	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.8(2)	Beban aksial tekan terfaktor $\leq A_g f_c' / 10$
Penulangan	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3(2(1))	Tulangan minimal harus sedikitnya $\frac{b_w d}{4 f_y} \sqrt{f_c'}$ dan $\frac{1,4 b_w d}{f_y}$ Pada tiap potongan atas dan bawah, kecuali ketentuan Ps. 12.5 (3) dipenuhi
	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.5	Tulangan minimal hanya diadakan di potongan yang perlu tulangan tarik dari perhitungan analitis, kecuali sebagaimana ditentukan di Ps. 12.5(2), 12.5(3), dan 12.5(4)
	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3(3)	Rasio tulangan $\leq 0,75$
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(1))	Kuat momen positif di muka kolom $\geq 1/3$ kuat momen negatif di muka kolom.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.13	Pasang penulangan integritas struktur.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(1))	Di tiap potongan sepanjang komponen tidak boleh ada kuat momen negatif maupun positif yang kurang dari 1/5 kuat momen maksimum yang terpasang di kedua muka kolom.
Sambungan lewatan (SL)	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.11	SL harus diikat oleh sengkang sesuai Ps. 9.10(5)
Penulangan Pengekangan (<i>confinement</i>)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(2))	Begel diperlukan sepanjang 2 d dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur, dengan meletakkan begel pertama sejarak 50 mm dari muka kolom.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(2))	Begel juga diperlukan sepanjang $2 \times d$ di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan lateral displacement inelastic dari rangka.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(2))	Jarak maksimum s harus tidak melampaui $d/4$; $8 \times$ terkecil tulangan memanjang ; $24 \times$ begel ; dan 300 mm
	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.13	Harus memenuhi tulangan khusus untuk integritas struktur biasa.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(3))	Begel harus dipasang dengan $s \leq d/2$ di sepanjang komponen.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(3)	Tulangan transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser desain yang ditentukan pada pasal 23.10(3).

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.6.8 Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial

Persyaratan-persyaratan untuk komponen terkena beban lentur dan aksial berlaku untuk kolom dari suatu rangka dan komponen lentur lainnya yang terkena beban aksial

berfaktor $P_u > \frac{A_g f_c'}{10}$. (Rachmat Purwono, 2005)

Tabel 2.2 Persyaratan Komponen Rangka Terkena Beban Lentur dan Aksial

Keterangan	Peraturan	Uraian
Umum	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10 (2)	Komponen rangka dalam klasifikasi ini harus memenuhi persyaratan berikut : Gaya aksial berfaktor $> \frac{A_g f_c'}{10}$
Penulangan Lentur	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.9	Rasio tulangan harus : $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$
Sambungan Lewatan (SL)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4(3(2))	Tidak ada pembatasan untuk lokasi SL, yang biasanya diletakkan di atas lantai untuk kesederhanaan pelaksanaan. Namun boleh saja diletakkan di lokasi seperti wilayah gempa 5 dan 6. Sambungan boleh klas A atau B dan harus menggunakan Tulangan transversal bila diantisipasi terkena beban bolak-balik.
Tulangan Transversal (TT)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(5)	Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang l_o dari muka hubungan balok-kolom adalah s_o . Spasi s_o tersebut tidak boleh melebihi $\frac{1}{2}$ dimensi penampang terkecil ; $8 \times$ diameter terkecil tulangan longitudinal ; $24 \times$ diameter sengkang ikat (TT) ; dan 300 mm.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.9(3)	Rasio tulangan spiral harus tak boleh kurang dari : $\rho_s \geq 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_{yh}}$, dan harus sesuai dengan ketentuan pasal 9.10(4).
	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.10(5) dan Pasal 13.1	Tulangan transversal harus dipasang untuk memenuhi baik untuk persyaratan geser dan pendukung lateral untuk tulangan memanjang.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.10(5(3))	Tulangan vertikal tidak boleh berjarak lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(5(4))	Spasi sengkang ikat pada sebarang penampang kolom tidak boleh melebihi 2 kali jarak (s_o) yang ditentukan pada pasal 23.10(5(1)) tersebut di atas.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5(4)	TT harus direncanakan untuk menahan kuat geser yang ditentukan pada pasal 23.10(3)

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.6.9 Hubungan Balok Kolom

Integritas menyeluruh Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) sangat tergantung pada perilaku hubungan balok kolom (HBK). Degradasi pada hubungan balok kolom akan menghasilkan deformasi lateral besar yang dapat menyebabkan kerusakan berlebihan atau bahkan keruntuhan dari struktur. Pada tabel 2.3 mencantumkan syarat-syarat untuk hubungan balok kolom pada wilayah gempa 3 dan dan wilayah gempa 4 yang sebetulnya tidak dituntut pendetailan secara khusus, tetapi ada baiknya tetap dikontrol kuat geser dari hubungan balok kolom tersebut. (Rachmat Purwono, 2005)

Tabel 2.3 Persyaratan Hubungan Balok Kolom

Keterangan	Peraturan	Uraian
Tulangan Transversal (TT)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.8 (2)	TT yang berlaku di daerah l_0 harus diteruskan dalam HBK. Boleh diadakan reduksi 50% TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok $\geq \frac{3}{4}$ lebar kolom, juga s boleh diambil 150 mm
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5(3)	Untuk WG 3 dan 4 ada baiknya dikontrol kuat geser HBK. Gaya horizontal memanjang tulangan balok pakai 1,0 fy.

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.6.10 Diafragma

Persyaratan diafragma adalah sama seperti pada persyaratan Dinding Struktural Beton (DSB). Rasio penulangan minimum untuk diafragma ditentukan pada pasal 9.12 SNI 03-2847-2002, dengan s maksimum 450 mm (pasal 23.6(2(1))). Ketentuan umum desain diafragma dicantumkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.7. (Rachmat Purwono, 2005)

2.6.11 Panjang Penyaluran

Pada tabel 2.4 mencantumkan persyaratan Panjang Penyaluran untuk wilayah gempa 3 dan 4. Untuk penulangan memanjang, baik untuk panjang penyaluran lurus (l_d) maupun panjang penyaluran menggunakan kait (l_{dh}). (Rachmat Purwono, 2005)

Tabel 2.4 Persyaratan Panjang Penyaluran

Keterangan	Peraturan	Uraian
Batang Berkait	SNI 03-2847-2002 Pasal 14.5	l_{dh} di beton biasa tak boleh kurang dari 8 db, 150 mm, dan $100d_b / \sqrt{f_c'}$ untuk $f_y = 400$ Mpa. (harus dikalikan dengan faktor-faktor reduksi yang berlaku).
Batang Lurus	SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2(3)	l_d harus memenuhi rumus : $l_d = \frac{9 f_y}{10 \sqrt{f_c'}} \left[\frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c + K_{tr}} \right] d_b$ Selanjutnya lihat pasal 14.2(3) mengenai ketentuan α , β , γ , dan λ

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.6.12 Komponen Struktur yang Tidak Direncanakan untuk Memikul Beban Gempa

Komponen-komponen rangka perlu dijamin kestabilannya untuk memikul beban gravitasi akibat pergeseran lateral oleh beban gempa rencana. Persyaratan peendetailan untuk komponen struktur yang tidak direncanakan untuk memikul beban gempa tercantum pada SNI 03-2847-2002, yaitu : (Rachmat Purwono, 2005)

1. Jika memenuhi Pasal 23.9(2), maka berlaku ketentuan berikut

- Pada balok, yaitu komponen rangka dengan beban aksial berfaktor akibat beban gravitasi $\leq \frac{A_g f_c'}{10}$, harus memenuhi pasal 23.3(2(1)) dan harus dipasang sengkang dengan $s \leq d/2$ pada seluruh bentang (pasal 23.9(1(1))).
- Pada kolom, yaitu komponen rangka dengan beban aksial terfaktor akibat beban gravitasi $> \frac{A_g f_c'}{10}$, harus memenuhi pasal 23.4(3), 21.4(4(1c)), 21.4(4.3), dan 21.4(5). Spasi maksimum s_o sepanjang tinggi kolom tidak boleh melebihi 6 diameter tulangan longitudinal terkecil dan 150 mm.
- Pada komponen struktur dengan gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi $> 0,35 P_o$ harus memenuhi pasal 23.9(2(2)) dan juga jumlah tulangan transversal \geq ketentuan pasal 23.4(4(1)) dan $s \leq s_o$ pada seluruh batangnya.

2. Jika memenuhi Pasal 23.9(2), maka berlaku ketentuan berikut

- Pada kolom harus dipenuhi pasal 23.4(4), 21.4(5), dan (21.5(2(1))).
- Material harus memenuhi pasal 23.2(4) dan 21.2(5), sedangkan untuk sambungan harus memenuhi pasal 23.2(6) dan 23.2(7(1)).
- Pada balok harus dipenuhi ketentuan pasal 23.3(2(1)) dan 21.3(4). Selanjutnya s sepanjang balok tidak boleh $> d/2$.



BAB III

METODELOGI PERENCANAAN

3.1 Data Perencanaan

3.1.1 Data Umum Bangunan

Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang merupakan gedung perkuliahan yang berfungsi menambah sarana dan prasarana penelitian dalam bidang kedokteran sehingga dapat membantu para mahasiswa maupun dosennya untuk melakukan penelitian. Data-data lain mengenai gedung adalah sebagai berikut :

Nama Gedung	: Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang
Lokasi	: Jalan Veteran Malang
Fungsi	: Gedung Perkuliahan

3.1.2 Data Teknis Bangunan

Struktur Gedung	: Lantai 1 sampai dengan lantai 7 struktur beton bertulang, sedangkan atap menggunakan struktur baja.
Zone	: zone 4 (Malang)
Jumlah Lantai	: 7 Lantai
Tinggi Bangunan	: ± 37 m

3.1.3 Mutu Bahan yang Digunakan

Tulangan yang dipakai direncanakan menggunakan tulangan deform yaitu tulangan yang memiliki bentuk permukaan tidak halus (bergerigi, berulir, dan lain-lain) yang diharapkan mampu memiliki daya lekat yang baik terhadap beton bila dibandingkan dengan tulangan polos. Adapun mutu bahan untuk konstruksi beton bertulang yang digunakan pada Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang adalah sebagai berikut :

- Mutu beton : K-275
- Mutu tulangan polos : U-24
- Mutu tulangan ulir : U-32

3.2 Tahapan Perencanaan

Secara garis besar perencanaan struktur pada Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang yang merupakan bangunan tahan gempa meliputi hal-hal sebagai berikut :

3.2.1 Analisis Pembebanan

Pembebanan yang diperhitungkan pada perencanaan Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang secara garis besar adalah sebagai berikut :

- Beban mati
- Beban hidup
- Beban angin
- Beban gempa

Beban gempa untuk wilayah Malang berdasarkan SNI 03-1726-2002 termasuk dalam wilayah zona gempa 4.

Berdasarkan beban-beban tersebut di atas, maka struktur beton betulang pada Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan berikut ini :

$$U = 1,4 D$$

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

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

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W$$

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

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

Keterangan :

D : beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen.

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung.

A : beban atap.

R : beban hujan.

W : beban angin.

E : beban gempa.

3.2.2 Analisis Statika

Untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang (momen, gaya aksial, dan gaya geser) digunakan program STAAD Pro 2004

3.2.3 Analisis Respon Dinamis

Kondisi Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang adalah sebagai berikut :

- Mempunyai loncatan bidang muka pada lantai 4 yang melebihi 0,25 kali ukuran terbesar bagian inti dari denah struktur.
- Denah struktur adalah persegi panjang, tetapi terdapat tonjolan yang melebihi 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.

Karena batasan-batasan di atas maka dalam perencanaan Tugas Akhir ini digunakan analisis dinamis untuk menghitung gaya pada struktur akibat gaya gempa. Adapun cara menganalisisnya yaitu dengan menggunakan Analisis Ragam Spektrum Respon dengan menggunakan program bantu *software* STAAD Pro 2004.

Yang dimaksud dengan Analisis Ragam Spektrum Respon adalah suatu model matematika struktur dikenai suatu spektrum gempa rencana dan berdasarkan itu ditentukan pula respon struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respon masing-masing.

3.2.4 Desain Penampang Beton Bertulang

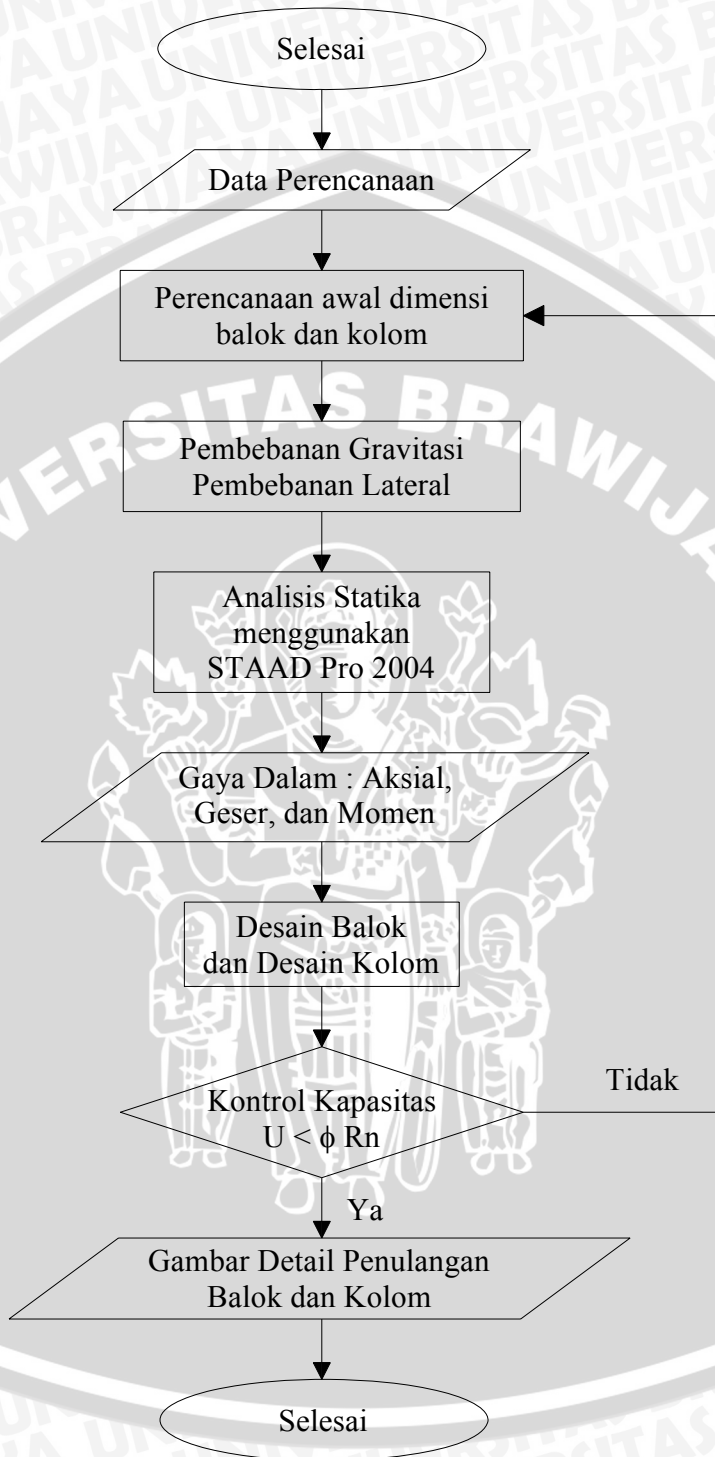
Prinsip dasar yang digunakan untuk mendesain penampang beton bertulang pada Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang adalah dengan menggunakan metode kekuatan (*strength design method*) yaitu bahwa :

$$U \leq \phi R_n$$

3.2.5 Gambar Struktur

Gambar desain penulangan struktur balok dan kolom.

DIAGRAM ALUR PERENCANAAN



BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang merupakan gedung perkuliahan baru yang akan segera digunakan untuk tahun ajaran baru 2007-2008. Gambar denah dan tampak dari gedung terlampir, sedangkan data-data lainnya diuraikan sebagai berikut :

4.1.1 Data Umum Bangunan

Nama Gedung	: Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang
Lokasi Gedung	: Jalan Veteran Malang
Fungsi Bangunan	: Gedung Perkuliahan

4.1.2 Data Teknis Bangunan

Struktur Gedung	: Lantai 1 sampai dengan lantai 7 struktur beton bertulang, sedangkan atap menggunakan struktur baja
Sistem Struktur	: Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah
Zona Gempa	: zona 4 (Malang)
Jumlah Lantai	: 7 lantai
Tinggi Gedung	: ± 37 m
Panjang Bangunan	: ± 60 m
Lebar Bangunan	: ± 40 m

4.1.3 Mutu Bahan yang Digunakan

Mutu beton (f_c')	= K-275
	= 228,25 kg/cm ²
Mutu tulangan polos (f_y)	= U-24
	= 2400 kg/cm ²
Mutu tulangan ulir (f_y)	= U-32
	= 3200 kg/cm ²

4.1.4 Data Pembebanan

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1987 (PPIUG 1987), beban mati diatur sebagai berikut :

Beton bertulang	=	2400 kg/m ³
Finishing (partisi, M, E, plafond)	=	50 kg/m ²
Penutup lantai + spesi	=	150 kg/m ²
Dinding bata	=	250 kg/m ²

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1987 (PPIUG 1987), beban hidup diatur sebagai berikut :

Ruang kuliah	=	250 kg/m ²
Ruang pagelaran	=	400 kg/m ²
Tangga dan lorong kuliah	=	300 kg/m ²
Tangga dan lorong ruang pagelaran	=	500 kg/m ²
Ruang pelengkap	=	250 kg/m ²
Ruang alat-alat dan Ruang mesin	=	400 kg/m ²
Beban hidup atap	=	100 kg/m ²

Desain atap pada Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya merupakan rangka baja, dari perhitungan dengan STAAD Pro didapatkan beban atap yang akan diterima oleh portal yaitu sebagai berikut :

Rangka tumpuan sendi A	=	18677 kg
Rangka tumpuan sendi B	=	7665,183 kg
Rangka tumpuan sendi C	=	11210,087 kg
Rangka tumpuan sendi D	=	11597,739 kg
Rangka tumpuan rol	=	18671,952 kg

4.2 Perencanaan Dimensi Struktur

Untuk menggambar detail interior dan penempatan jaringan utilitas, besaran dimensi elemen struktur diperlukan. Hal ini dimaksudkan agar kebutuhan ruang dan jarak bebas yang diperlukan bagi penempatan perlengkapan atau peralatan bangunan, ruangan mekanikal, dan elektrikal, serta jalur sirkulasi dapat disediakan secara lebih tepat.

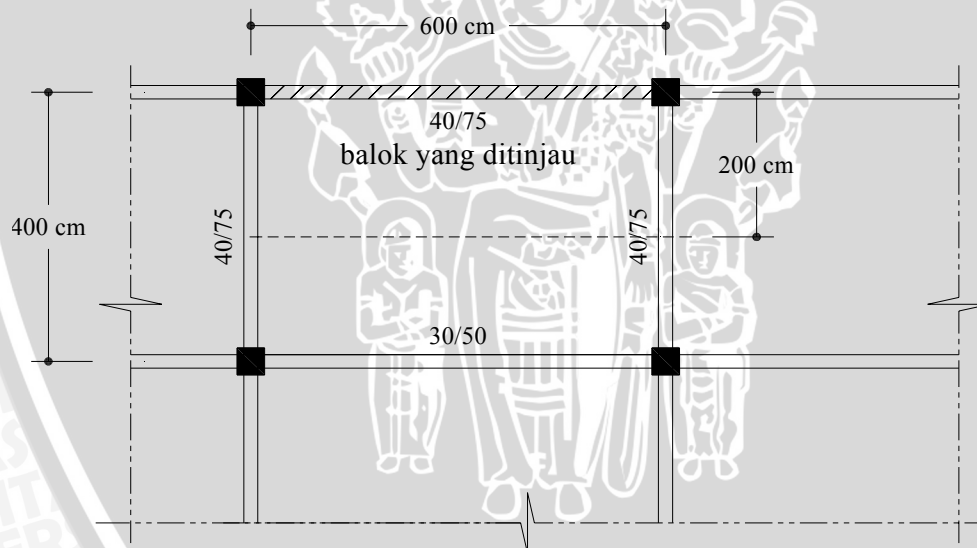
4.2.1 Elemen (Subsistem) Struktur Horizontal

Pada bangunan tinggi, elemen struktur horizontal tidak dipengaruhi oleh banyaknya lantai atau ketinggian bangunan. Dimensi elemen struktur hanya dipengaruhi oleh panjang bentang dan beban yang bekerja padanya. Elemen struktur horizontal lebih dominan memikul momen lentur dan gaya geser, dibandingkan dengan gaya aksial, oleh sebab itu struktur yang menggunakan bahan beton perlu diperkuat dengan tulangan baja, terutama pada daerah tariknya.

4.2.1.1 Dimensi Pelat

Sistem lantai yang digunakan adalah sistem diafragma (kaku). Persyaratan yang harus dipenuhi adalah ketebalan untuk mendesain semua pelat lantai adalah sebesar 12 cm, dan untuk semua pelat atap adalah 10 cm.

A. Kontrol Ketebalan Pelat Lantai



Gambar 4.1
Potongan Pelat Lantai

Untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif sayap dari sisi badan tidak boleh lebih dari (SNI 03-2847-2002 pasal 10.10.3) :

$$\begin{aligned} be &= \text{seperduabelas dari bentang balok} \\ &= \frac{1}{12} \times \text{bantang balok} + bw \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{12} \times 600 \text{ cm} + 40 \text{ cm}$$

$$= 90 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{diambil})$$

$$b_e = \text{enam kali tebal pelat}$$

$$= (6 \times hf) + b_w$$

$$= (6 \times 12 \text{ cm}) + 40 \text{ cm}$$

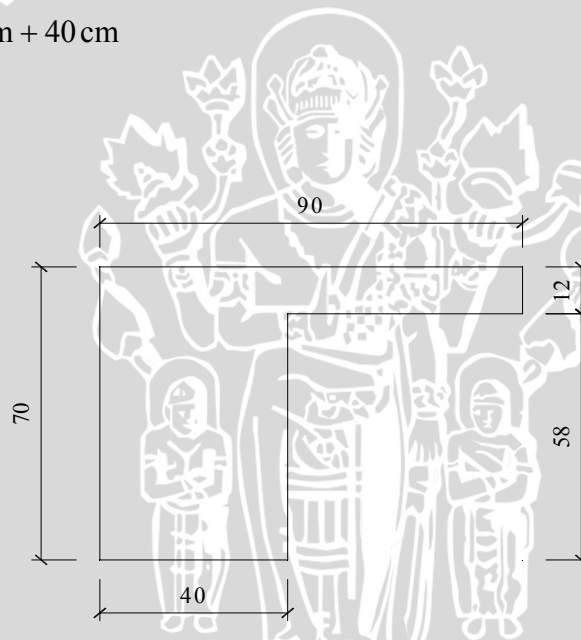
$$= 112 \text{ cm}$$

$$b_e = \text{setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan}$$

$$= \frac{1}{2} \times \text{jarak antar balok} + b_w$$

$$= \frac{1}{2} \times 400 \text{ cm} + 40 \text{ cm}$$

$$= 340 \text{ cm}$$



Gambar 4.2
Sketsa Penampang Balok yang Ditinjau

Statis Momen Terhadap Sisi Atas Penampang (y)

$$y = \frac{(12 \times 90 \times 6) + (58 \times 40 \times 43,5)}{(12 \times 90) + (58 \times 40)}$$

$$= 49,615 \text{ cm}$$

Momen Inersia Balok (Ib)

$$I_b = \left(\frac{1}{12} \times 90 \times 12^3 \right) + \left(90 \times 12 \times (49,615 - 6)^2 \right) + \left(\frac{1}{12} \times 40 \times 58^3 \right) + \left(40 \times 58 \times (49,615 - 43,5)^2 \right)$$

$$= 2995178,698 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Pelat (Ip)

$$I_p = \left(\frac{1}{12} \times 200 \times 12^3 \right)$$

$$= 28800 \text{ cm}^4$$

Rasio dari Kekakuan Lentur Penampang Balok terhadap Kekakuan Lentur dari Pelat

$$\alpha_1 = \frac{E \times I_{\text{balok}}}{E \times I_{\text{pelat}}}$$

$$= \frac{2995178,698 \text{ cm}^4}{28800 \text{ cm}^4}$$

$$= 103,999$$

Untuk perhitungan rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur penampang pelat selanjutnya dapat ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.1
Rekapitulasi Rasio Kekakuan Balok Terhadap Kekakuan Pelat Lantai

No	Balok		b eff cm	y cm	Ib cm ⁴	Ip cm ⁴	α _m
	b (cm)	h (cm)					
1	40	70	90	49.615	2995178.70	28800	103.999
2	40	70	140	40.714	2897742.86	64800	44.718
3	30	50	180	17.692	660281.66	57600	11.463
4	40	70	140	40.714	2897742.86	86400	33.539

Nilai Rata-rata Kekakuan Lentur Balok terhadap Kekakuan Lentur Pelat (α_m)

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4}$$

$$= \frac{103,999 + 44,718 + 11,463 + 33,539}{4}$$

$$= 48,430 > 2$$

Tebal pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya untuk $\alpha_m > 2,0$ harus memenuhi (SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.(3)) :

- h minimum = tidak boleh kurang dari 90 mm

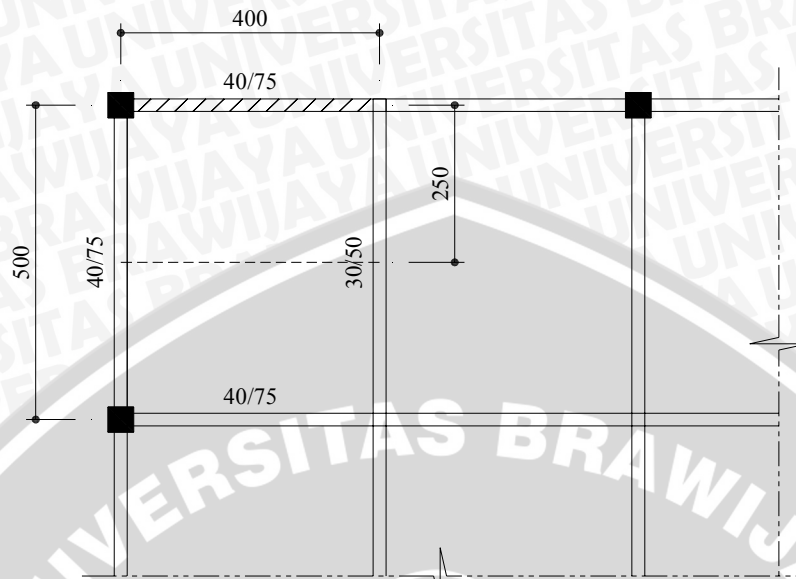
$$\begin{aligned}
 \text{▪ h minimum} &= \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{6000 \text{ mm} \times \left(0,8 + \frac{240 \text{ Mpa}}{1500}\right)}{36 + \left(9 \times \frac{600}{400}\right)} \\
 &= 116,364 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dan tidak perlu lebih besar dari :

$$\begin{aligned}
 \text{h maksimum} &= \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36} \\
 &= \frac{6000 \text{ mm} \times \left(0,8 + \frac{240 \text{ Mpa}}{1500}\right)}{36} \\
 &= 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tebal teoritis di atas, maka tebal pelat lantai harus diambil diantara 116,364 mm dan 160 mm. Untuk memperhitungkan kemudahan pelaksanaan di lapangan yaitu apabila tebal pelat sama untuk semua jenis pelat dalam satu lantai, maka diambil tebal pelat lantai rencana (h_f) sebesar 120 mm.

B. Kontrol Ketebalan Pelat Atap



Gambar 4.3
Potongan Pelat Atap

Untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif sayap dari sisi badan tidak boleh lebih dari (SNI 03-2847-2002 Pasal 10.10(3)) :

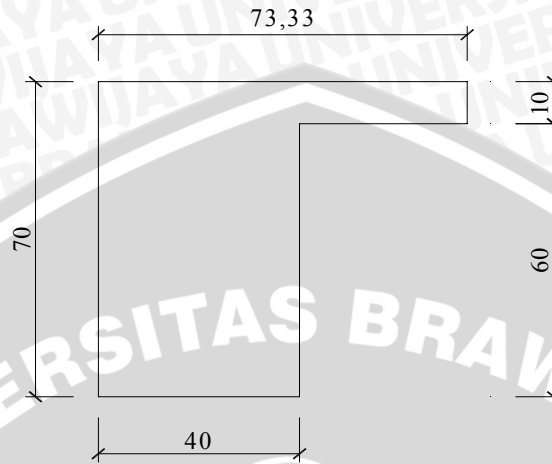
$$\begin{aligned}
 b_e &= \text{seperduabelas dari bentang balok} \\
 &= \frac{1}{12} \times \text{bantang balok} + b_w \\
 &= \frac{1}{12} \times 400 \text{ cm} + 40 \text{ cm} \\
 &= 73,33 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{diambil})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_e &= \text{enam kali tebal pelat} \\
 &= (6 \times h_f) + b_w \\
 &= (6 \times 10 \text{ cm}) + 40 \text{ cm} \\
 &= 100 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_e &= \text{setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan} \\
 &= \frac{1}{2} \times \text{jarak antar balok} + b_w
 \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{2} \times 500 \text{ cm} + 40 \text{ cm}$$

$$= 290 \text{ cm}$$



Gambar 4.4
Sketsa Penampang Balok yang Ditinjau

Statis Momen Terhadap Sisi Atas Penampang (y)

$$y = \frac{(10 \times 73,33 \times 5) + (60 \times 40 \times 42,5)}{(10 \times 73,33) + (60 \times 40)}$$

$$= 34,250 \text{ cm}$$

Momen Inersia Balok (Ib)

$$I_b = \left(\frac{1}{12} \times 73,33 \times 10^3 \right) + (73,33 \times 10 \times (34,250 - 5)^2) + \left(\frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \right) + (40 \times 65 \times (42,5 - 34,250)^2)$$

$$= 1725902,8 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Pelat (Ip)

$$I_p = \left(\frac{1}{12} \times 250 \times 10^3 \right)$$

$$= 20833,333 \text{ cm}^4$$

Rasio dari Kekakuan Lentur Penampang Balok terhadap Kekakuan Lentur dari Pelat

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{E \times I_{\text{balok}}}{E \times I_{\text{pelat}}} \\ &= \frac{1725902,8 \text{ cm}^4}{20833,333 \text{ cm}^4} \\ &= 82,843 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur penampang pelat selanjutnya dapat ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.2
Rekapitulasi Rasio Kekakuan Balok Terhadap Kekakuan Pelat Atap

No	Balok		b eff cm	y cm	Ib cm ⁴	Ip cm ⁴	α _m
	b (cm)	h (cm)					
1	40	70	73.33	34.250	1725902.80	20833.33	82.843
2	40	70	165	27.940	2348652.00	16666.67	140.919
3	40	70	140	29.375	2206770.80	41666.67	52.962
4	30	50	155	15.910	595643.94	33333.33	17.869

Nilai Rata-rata Kekakuan Lentur Balok terhadap Kekakuan Lentur Pelat (α_m)

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} \\ &= \frac{82,843 + 140,919 + 52,963 + 17,869}{4} \\ &= 73,649 > 2 \end{aligned}$$

Tebal pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya untuk α_m > 2,0 harus memenuhi (SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.(3)) :

- h minimum = tidak boleh kurang dari 90 mm

$$\begin{aligned} \text{▪ h minimum} &= \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{4000 \text{ mm} \times \left(0,8 + \frac{240 \text{ Mpa}}{1500}\right)}{36 + \left(9 \times \frac{500}{400}\right)} \\ &= 81,270 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dan tidak perlu lebih besar dari :

$$\begin{aligned} h \text{ maksimum} &= \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36} \\ &= \frac{4000 \text{ mm} \times \left(0,8 + \frac{240 \text{ Mpa}}{1500}\right)}{36} \\ &= 106,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan tebal teoritis di atas, maka tebal pelat atap harus diambil diantara 81,270 mm dan 106,667 mm. Untuk memperhitungkan kemudahan pelaksanaan di lapangan yaitu apabila tebal pelat sama untuk semua jenis pelat dalam satu lantai, maka diambil tebal pelat atap rencana (h_f) sebesar 100 mm.

4.2.1.2 Dimensi Balok Induk

$$\text{Balok Tipe 1, bentang} = 8 \text{ m} = 800 \text{ cm}$$

$$h \text{ maksimum} = \frac{1}{10} \times L = \frac{1}{10} \times 800 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

$$h \text{ minimum} = \frac{1}{12} \times L = \frac{1}{12} \times 800 \text{ cm} = 66,667 \text{ cm}$$

maka tinggi balok tipe 1 diambil $h = 70 \text{ cm}$

$$b \text{ maksimum} = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 70 \text{ cm} = 46,667 \text{ cm}$$

$$b \text{ minimum} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 70 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

maka lebar balok tipe 1 diambil $b = 40 \text{ cm}$

4.2.1.3 Dimensi Balok Anak

$$\text{Balok Tipe 2, bentang} = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$$

$$h \text{ maksimum} = \frac{1}{10} \times L = \frac{1}{10} \times 600 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$h \text{ minimum} = \frac{1}{15} \times L = \frac{1}{15} \times 600 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

maka tinggi balok tipe 2 diambil $h = 50 \text{ cm}$

$$b \text{ maksimum} = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 50 \text{ cm} = 33,333 \text{ cm}$$

$$b \text{ minimum} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 50 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

maka lebar balok tipe 2 diambil $b = 30 \text{ cm}$

Balok Tipe 3

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

maka tinggi balok tipe 3 diambil $h = 50 \text{ cm}$, sedangkan untuk lebarnya diambil $b = 20 \text{ cm}$. Balok tipe 3 merupakan balok praktis.

Dimensi balok induk, dan balok anak yang direncanakan adalah sebagai berikut :

- Balok 1 → $40 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$
- Balok 2 → $30 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$
- Balok 3 → $25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

4.2.2 Elemen (Subsistem) Struktur Vertikal

Elemen struktur vertikal lebih dominan memikul gaya aksial, oleh karenanya perlu adanya perbedaan pendimensian antara struktur yang menggunakan bahan beton dengan yang menggunakan bahan baja.

4.2.2.1 Dimensi Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4(1) ukuran penampang terkecil kolom tidak boleh kurang dari 300 mm dan perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

Asumsi 1 : dimensi kolom $60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$

$$\text{Syarat} \rightarrow P_u > 0,1 \times f_c' \times A_c$$

$$P_u > 0,1 \times f_c' \times A_c$$

$$P_u > 0,1 \times 228,25 \text{ kg/cm}^2 \times 3600 \text{ cm}^2$$

$$P_u > 82170 \text{ kg}$$

Asumsi 2 : dimensi kolom $75 \times 75 = 5625 \text{ cm}^2$

Syarat $\rightarrow P_u > 0,1 \times f_c' \times A_c$

$P_u > 0,1 \times f_c' \times A_c$

$P_u > 0,1 \times 228,25 \text{ kg/cm}^2 \times 5625 \text{ cm}^2$

$P_u > 128390,625 \text{ kg}$

Asumsi P_u Rencana

P_u Rencana = $\pm 350000 \text{ kg}$

N^d = $1,5 \times 350000 \text{ kg}$

= 525000 kg

Luas Penampang Kolom yang diperlukan :

$$A_c = \frac{N^d}{(1,3 \text{ hingga } 0,65) \times f_c'}$$

Sehingga diperoleh :

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{N^d}{(1,3) \times f_c'} \\ &= \frac{525000 \text{ kg}}{(1,3) \times 228,25 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 1769,315 \text{ cm}^2 \quad (45 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{N^d}{(0,65) \times f_c'} \\ &= \frac{525000 \text{ kg}}{(0,65) \times 228,25 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 3538,630 \text{ cm}^2 \quad (60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$\bar{\sigma} = 0,45 f_c'$, sehingga :

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{350000 \text{ kg}}{0,45 \times 228,25 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 3407,570 \text{ cm}^2 \quad (60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_c &= \frac{525000 \text{ kg}}{0,45 \times 228,25 \text{ kg/cm}^2} \\
 &= 5111,355 \text{ cm}^2 \quad (75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm})
 \end{aligned}$$

Dimensi kolom yang direncanakan adalah sebagai berikut :

- Kolom 1 → 75 cm × 75 cm
- Kolom 2 → 60 cm × 90 cm
- Kolom 3 → 30 cm × 115 cm
- Kolom P → 30 cm × 30 cm

4.3 Analisa Beban Gravitasi

4.3.1 Beban pada Pelat Atap dan Pelat Lantai

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG 1983), pembebanan pada pelat atap dan pelat lantai adalah sebagai berikut :

- Beban Mati Pelat Atap (tabel 2.1 PPIUG 1983)

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,10 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 50 \text{ kg/m}^2 = \underline{50 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\text{DL pelat atap} = 290 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup Pelat Atap (tabel 3.1 PPIUG 1983)

$$\text{Beban hidup atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Mati Pelat Lantai (tabel 2.1 PPIUG 1983)

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat penutup lantai} = 150 \text{ kg/m}^2 = 146 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 50 \text{ kg/m}^2 = \underline{50 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\text{DL pelat lantai} = 484 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup Pelat Lantai (tabel 3.1 PPIUG 1983)

Besarnya beban hidup yang bekerja tergantung dari tingkat fungsional dari ruangan itu sendiri, yaitu sbagai berikut :

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

$$\text{Ruang pagelaran} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Tangga dan lorong ruang kuliah	=	300 kg/m ²
Tangga dan lorong ruang pagelaran	=	500 kg/m ²
Ruang pelengkap	=	250 kg/m ²
Ruang alat-alat dan Ruang mesin	=	400 kg/m ²

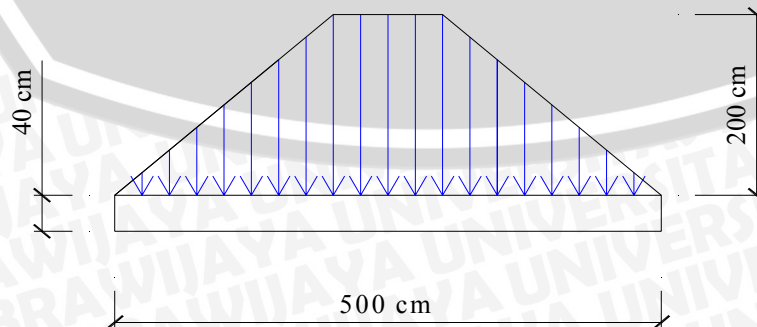
4.3.2 Beban pada Balok Anak

Pada perencanaan ini, balok anak merupakan unsur yang mendukung beban gravitasi berupa berat pelat dan beban-beban gravitasi lainnya yang bekerja padanya. Beban-beban yang bekerja pada balok anak adalah akibat berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata di atasnya). Distribusi bebannya didasarkan pada cara tributary area, yaitu beban pelat dinyatakan sebagai beban trapesium maupun beban segitiga. Beban-beban berbentuk trapesium dan segitiga itu kemudian diubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya. Variasi pembebanan dari beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan balok anak tergantung pada dimensi dari pelat yang membebani balok anak tersebut.

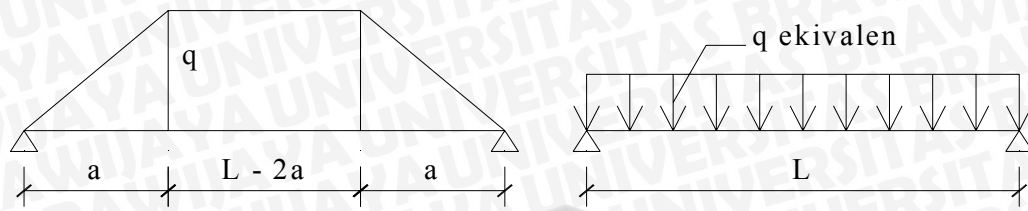
4.3.3 Beban pada Balok Induk

Balok induk merupakan bagian dari struktur utama, dimana pada perencanaan ini struktur utama direncanakan untuk menerima beban gravitasi dan dan beban lateral gempa. Selain itu, balok-balok anak beserta beban yang dipikulnya dianggap membebani balok induk, sehingga pada bentang balok induk akan terdapat beban terpusat yang berasal dari balok-balok anak.

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG 1983), pembebanan pada balok induk (balok 11) adalah sebagai berikut :



Gambar 4.5
Pembebanan pada Balok Induk



Gambar 4.6
Ekivalensi Beban Trapesium menjadi Beban Merata

q_{ek} beban trapesium didapatkan :

$$\begin{aligned} q_{ek} &= \left[\frac{1}{3 \times L^2} \times [3L^2 - 4a^2] \right] \times q \\ &= \left[\frac{1}{3 \times 5^2} \times [3 \times 5^2 - 4 \times 2^2] \right] \times q \\ &= 0,78q \end{aligned}$$

- **Beban Mati (tabel 2.1 PPIUG 1983)**

Berat sendiri pelat	=	$0,78 \times 0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m}$	=	452,736 kg/m
Berat penutup lantai	=	$0,78 \times 150 \text{ kg/m}^2 \times 2 \text{ m}$	=	235,800 kg/m
Penggantung plafon	=	$0,78 \times 50 \text{ kg/m}^2 \times 2 \text{ m}$	=	078,600 kg/m
Berat sendiri balok	=	$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,40 \text{ m} \times 0,70 \text{ m}$	=	<u>672,000 kg/m</u>
			DL	= 1439,136 kg/m

- **Beban Hidup (tabel 3.1 PPIUG 1983)**

Beban guna (Ruang kuliah)	=	$0,78 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 2 \text{ m}$	=	<u>390,000 kg/m</u>
			LL	= 390,000 kg/m

4.3.4 Beban Kerja Aksial di Kolom

Beban kerja aksial di kolom meliputi beban mati, yang berupa berat sendiri struktur dan beban tetap lainnya yang berupa berat M dan E, plafon, dinding, penutup beton, dan lain-lain, serta beban hidup yang harus memperhitungkan reduksi beban dan *tributary area*.

4.4 Analisa Beban Gempa

4.4.1 Perhitungan Massa Bangunan (W)

Beban gravitasi berupa beban mati yaitu berat sendiri struktur dan beban hidup tiap lantai atau atap ditabelkan pada tabel 4.3. Berdasarkan SNI 03-1727-1987 beban hidup untuk perhitungan massa bangunan direduksi sebesar 0,5; hal tersebut dilakukan karena beban hidup tidak selalu terjadi setiap saat sehingga peluang terjadinya beban hidup penuh yang selalu membebani semua bagian dan semua struktur pemikul momen secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil. Oleh sebab itu beban hidup dianggap tidak efektif sepenuhnya.

Dari hasil perhitungan massa bangunan tiap lantai didapatkan total massa bangunan (W) gedung sebesar 10394435,488 kg. Hasil rekapitulasi massa bangunan (W) dinyatakan dalam tabel 4.3 berikut :

Tabel 4.3
Rekapitulasi Massa Bangunan Tiap Lantai

Tingkat	Beban Mati	50% Beban Hidup	Jumlah
Lantai 2	1937210.710 kg	179846.616 kg	2117057.326 kg
Lantai 3	1662586.080 kg	196031.616 kg	1858617.696 kg
Lantai 4	1631194.080 kg	189134.616 kg	1820328.696 kg
Lantai 5	1502628.130 kg	163916.080 kg	1666544.210 kg
Lantai 6	1380861.910 kg	228816.188 kg	1609678.098 kg
Lantai 7	1087820.550 kg	37937.813 kg	1125758.363 kg
Atap	183251.100 kg	13200.000 kg	196451.100 kg
Jumlah Berat Bangunan			10394435.488 kg

4.4.2 Perhitungan Pusat Massa Bangunan

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultante beban mati, berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat tersebut. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

Langkah-langkah perhitungan untuk mendapatkan titik pusat massa dari tiap lantai adalah sebagai berikut :

- Menghitung massa total dari tiap lantai yang meliputi massa pelat, balok, kolom, beban dinding, beban hidup, dan beban-beban lain yang berhubungan.
- Menghitung letak titik pusat massa dengan cara mengambil titik referensi, kemudian dihitung statis momen terhadap titik referensi tersebut.

- Kemudian membagi statis momen tersebut dengan massa total dari lantai tersebut.

Hasil rekapitulasi titik pusat massa bangunan tiap lantai dinyatakan dalam tabel 4.4 berikut :

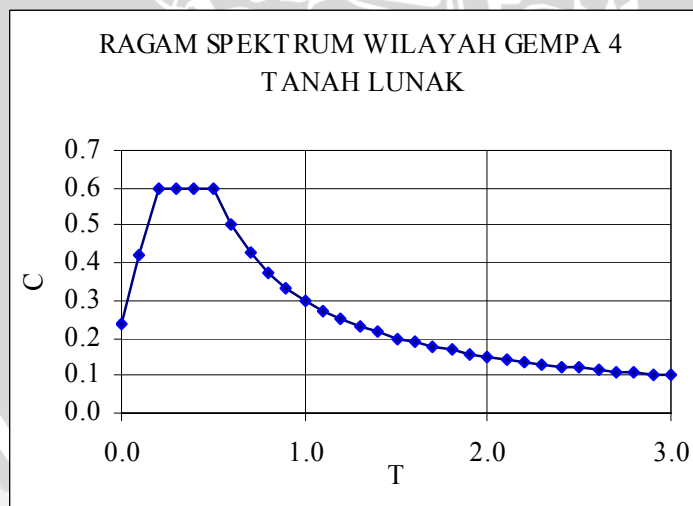
Tabel 4.4
Rekapitulasi Pusat Massa Bangunan Tiap Lantai

Tingkat	Arah Memanjang		Arah Melintang	
	line 12 sebagai titik referensi		line I sebagai titik referensi	
Lantai 2	0.253	m	1.741	m
Lantai 3	0.253	m	1.194	m
Lantai 4	0.253	m	1.149	m
Lantai 5	-0.062	m	0.605	m
Lantai 6	-0.381	m	-0.939	m
Lantai 7	-0.309	m	-0.476	m
Atap	0.000	m	4.827	m

4.4.3 Respons Spektrum Gempa Rencana

Untuk mendapatkan respons spektrum gempa rencana pada daerah wilayah gempa 4 dan termasuk jenis tanah lunak dari grafik hubungan antara C dan T yang terdapat

pada SNI 1726-2002 diperoleh besarnya $C = \frac{0,85}{T}$.



Gambar 4.7

Grafik Respon Spektrum Gempa Rencana untuk Wilayah Gempa 4

4.5 Kombinasi Pembebanan

Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan

kombinasi beban dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan. Komponen struktur juga harus memenuhi ketentuan lain yang tercantum dalam SNI 03-2847-2002 untuk menjamin tercapainya perilaku struktur yang cukup baik pada tingkat beban kerja.

Kombinasi pembebanan pokok yang diperhitungkan berdasarkan SNI 03-2847-2002, adalah sebagai berikut :

- Bila kuat perlu U untuk menahan beban mati D , dan beban hidup L , dan juga beban Atap A , paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots(\text{kombinasi 1})$$

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

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

$$U = 1,2 D + 1,0 L + 1,0 E1 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 3})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L - 1,0 E1 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 4})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L + 1,0 E2 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 5})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L - 1,0 E2 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 6})$$

$$U = 0,9 D + 1,0 E1 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 7})$$

$$U = 0,9 D - 1,0 E1 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 8})$$

$$U = 0,9 D + 1,0 E2 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 9})$$

$$U = 0,9 D - 1,0 E2 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 10})$$

Keterangan :

$E1$ = gempa arah Utara - Selatan

$E2$ = gempa arah Barat - Timur

4.6 Pemodelan Struktur

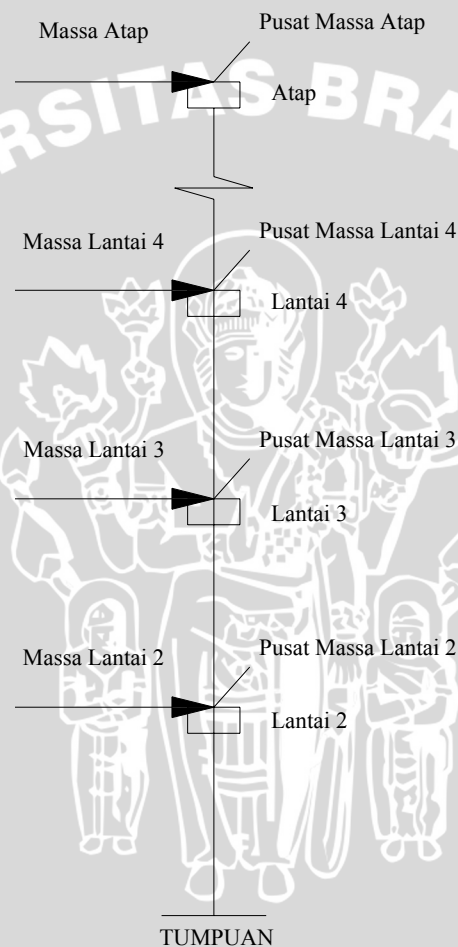
Struktur utama dianalisa sebagai open frame secara tiga dimensi dengan analisa dinamis yang dilakukan serentak dengan kombinasi pembebanan yang disyaratkan SNI 03-2847-2002.

Untuk menyalurkan gaya lateral ke kolom, maka lantai dianggap sebagai difragma kaku. Jadi seluruh joint (pertemuan elemen-elemen frame) dalam satu bidang lantai dianggap tidak dapat bergerak relatif satu terhadap yang lainnya.

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Untuk mensimulasi arah

pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi hanya dengan efektifitas 30% (SNI 03-1726-2002 Pasal 5.8).

Pemodelan gempa yang dilakukan adalah dengan meletakkan beban gempa pada pusat massa dari tiap-tiap lantai atau dapat diasumsikan terpusat pada satu nodal.



Gambar 4.8
Pemodelan Beban Gempa Analisis Respons Dinamis

4.7 Input Data Staad Pro 2004

Input file merupakan sekumpulan perintah dan data yang digunakan dalam memodelkan dan menganalisa suatu struktur. Berikut ini dijelaskan secara singkat mengenai data input dari struktur utama yang dibuat berdasarkan buku petunjuk dan contoh-contoh program STAAD Pro 2004 yang berhubungan dengan analisa struktur.

- **Geometry**
Memuat informasi tentang letak koordinat titik-titik pada struktur dalam sumbu global X, Y, dan Z. Pendefinisian joints ini bertujuan untuk membuat geometri dari struktur yang akan dianalisa.
- **General – Support**
Memuat informasi tentang perletakkan pada struktur yang akan dianalisa.
- **General – Property**
Memuat informasi tentang data-data dari elemen-elemen batang tiga dimensi pada struktur yang dianalisa meliputi properti, dan momen inersia dari tiap-tiap elemen.
- **General – Load**
Memuat informasi tentang data-data dari elemen-elemen batang tiga dimensi pada struktur yang dianalisa meliputi beban yang bekerja pada elemen.
Beban yang bekerja dari analisa struktur yang dilakukan antara lain adalah sebagai berikut :

Beban Mati	Joint Load	Beban atap Beban terpusat berasal dari balok anak
	Member Load	Beban Dinding
	Selfweigh Y -1	
	Floor with Y range	
Beban Hidup	Floor with Y range	
Beban Gempa	Spectrum	
		Memuat informasi mengenai data-data yang berhubungan dengan analisa dinamis yang menggunakan analisa respons spectrum. Untuk data respons spectrum pada zone 4 tanah lunak diambil dari SNI 03-1726-2002 gambar 2.

- **General – Load Combination**
Memuat informasi mengenai kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisa struktur utama, yang didasarkan pada SNI 03-2847-2002 Pasal 11.2

4.8 Desain Balok

Prinsip perhitungan balok induk adalah sama dengan penulangan lentur balok anak, hanya pada penulangan balok induk ada kemungkinan dijumpai momen yang

berbelok arah di daerah tumpuan. Adanya kondisi ini terjadi karena pengaruh gempa yang sangat besar.

4.8.1 Penulangan Balok Akibat Momen Lentur

Penulangan lentur untuk momen negatif pada daerah tumpuan dihitung dengan menganggap penampang balok adalah penampang persegi, sedangkan perhitungan lentur pada daerah lapangan menggunakan desain konstruksi balok T dengan penentuan lebar efektif flens berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 10.10(3).

Tabel 4.5 memberikan rekapitulasi beban momen di balok 63 portal 17 tingkat ke-2 akibat beban kerja gravitasi dan beban-beban momen sesuai dengan 4 macam kombinasi pembebanan.

Tabel 4.5
Resume Momen Desain pada Balok 63

No	Beban	Lokasi	Mu
1	Mati (D)	Negatif eksterior	-193.135
		Positif	117.292
		Negatif interior	-182.356
2	Hidup (L)	Negatif eksterior	-62.567
		Positif	38.466
		Negatif interior	-60.72
3	Gempa (E2)	Negatif eksterior	360.794
		Positif	3.58
		Negatif interior	-353.633
No	Kombinasi		
1	1,4 D	Negatif eksterior	-270.389
		Positif	164.209
		Negatif interior	-255.299
2	1,2 D + 1,6 L	Negatif eksterior	-331.87
		Positif	202.296
		Negatif interior	-315.979
3	1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E2	Negatif eksterior	-655.123
		Positif	66.464
		Negatif interior	182.797
			-633.18
4	0,9 D ± 1,0 E2	Negatif eksterior	74.086
		Negatif eksterior	-534.615
		Positif	186.972
		Negatif interior	109.143
		Negatif interior	189.513
			-534.615

Sebelum dilakukan penulangan, terlebih dahulu dilakukan kontrol syarat-syarat komponen beton bertulang yang merupakan bagian dari struktur penahan beban lateral sebagaimana tercantum pada SNI 03-2847-2002 Pasal 23.2(1(4)). Untuk komponen balok berlaku Pasal 23.3(1) SNI 03-2847-2002 yaitu sebagai berikut :

- Beban aksial tekan terfaktor kecil
- Bentang bersih minimum $4100 \text{ mm} > 4 d = 4 \times 637 \text{ mm} = 2548 \text{ mm}$
- Ratio $\frac{bw}{h} = \frac{400 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} = 0,571 > 0,3$
- $bw = 400 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$
- $bw = 400 \text{ mm} < \text{lebar kolom} + 1,5 d = 600 \text{ mm} + 1,5 \times 637 \text{ mm} = 1555,5 \text{ mm}$

Contoh Perhitungan Penulangan Lentur Balok

Contoh perhitungan yang dilakukan adalah penulangan pada balok melintang no 63 pada portal 17 tingkat 2, direncanakan menggunakan tulangan utama D-22 mm dan tulangan geser ϕ -12 mm, dimana data penampang balok tersebut adalah sebagai berikut :

bentang balok	=	8000 mm
lebar balok (bw)	=	400 mm
tinggi balok (h)	=	700 mm
selimut beton	=	40 mm
mutu beton (f'c)	=	22,825 MPa
mutu tulangan (fy ulir)	=	320 MPa
mutu tulangan (fy polos)	=	240 MPa

Lebar Efektif Flens

Lebar pelat efektif sebagai bagian dari sayap balok T tidak boleh melebihi (SNI 03-2847-2002 pasal 10.10.2 halaman 56) :

$$\begin{aligned}
 be &= \text{seperempat dari bentang balok} \\
 &= \frac{1}{4} \times \text{bentang balok} + bw \\
 &= \frac{1}{4} \times 800 \text{ cm} + 40 \text{ cm} \\
 &= 240 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 be &= \text{delapan kali tebal pelat} \\
 &= (8 \times hf \text{ kiri}) + (8 \times hf \text{ kanan}) + bw \\
 &= (8 \times 12 \text{ cm}) + (8 \times hf \text{ kanan } 12 \text{ cm}) + 40 \text{ cm} \\
 &= 232 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{diambil})
 \end{aligned}$$



Rasio Penulangan *Balance* (ρ_b)

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 22,825 \text{ MPa}}{320 \text{ MPa}} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 320 \text{ MPa}} \\ &= 0,03361\end{aligned}$$

ρ minimum dan ρ maksimum

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,0044\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0395 \\ &= 0,0296\end{aligned}$$

Tinggi Efektif Balok (d)

$$\begin{aligned}d' &= \text{selimut beton} + \text{diameter tulangan geser} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan utama} \\ &= 40 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 22 \text{ mm}) \\ &= 63 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{tinggi balok (h)} - (d') \\ &= 700 \text{ mm} - 63 \text{ mm} \\ &= 637 \text{ mm}\end{aligned}$$

A. Perhitungan Penulangan Lentur Tumpuan Balok 63 (kiri)

Data yang diperoleh :

Momen (M_u^-)	=	-655,123 kNm	=	-655123000 Nmm
Momen (M_u^+)	=	534,615 kNm	=	534615000 Nmm
Lebar balok (bw)	=	400 mm		
Lebar efektif balok (beff)	=	2320 mm		
Tinggi balok (h)	=	700 mm		
Tinggi efektif balok (d)	=	637 mm		

▪ Analisis Tulangan Tumpuan Negatif Balok 63

Perhitungan Kapasitas atau Momen Nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{655123000 \text{ Nmm}}{0,8} \\ &= 818903750 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan Koefisien Tahanan (R_n)

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b_w \times d^2} \\ &= \frac{818903750 \text{ Nmm}}{400 \text{ mm} \times (637 \text{ mm})^2} \\ &= 5,045 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Perhitungan ρ aktual

$$\begin{aligned} \omega &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times R_n}{f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times 5,045 \text{ Mpa}}{22,825 \text{ Mpa}}} \right] \\ &= 0,261 \\ \rho &= \omega \times \frac{f_c'}{f_y} \end{aligned}$$

$$= 0,261 \times \frac{22,825 \text{ Mpa}}{320 \text{ Mpa}}$$

$$= 0,0186 > \rho_{\min}$$

karena $\rho_{\text{aktual}} > \rho_{\min}$, maka digunakan ρ_{aktual}

Perhitungan Luas Tulangan Baja Tarik yang Dibutuhkan (A_s)

$$A_s = \rho \times b_w \times d$$

$$= 0,0186 \times 400 \text{ mm} \times 637 \text{ mm}$$

$$= 4746,746 \text{ mm}^2$$

Jumlah Tulangan yang Dibutuhkan (n)

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ 1 tulangan}}$$

$$= \frac{4746,746 \text{ mm}^2}{380,286 \text{ mm}^2}$$

$$= 12,4821$$

▪ Analisis Tulangan Tumpuan Positif Balok 63

Perhitungan Kapasitas atau Momen Nominal (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{534615000 \text{ Nmm}}{0,8}$$

$$= 668268750 \text{ Nmm}$$

Perhitungan Koefisien Tahanan (R_n)

$$R_n = \frac{M_n}{b_{\text{eff}} \times d^2}$$

$$= \frac{668268750 \text{ Nmm}}{2320 \text{ mm} \times (637 \text{ mm})^2}$$

$$= 0,710 \text{ Mpa}$$

Perhitungan ρ aktual

$$\begin{aligned}\omega &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times Rn}{f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times 0,710 \text{ Mpa}}{22,825 \text{ Mpa}}} \right] \\ &= 0,032\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \omega \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,032 \times \frac{22,825 \text{ Mpa}}{320 \text{ Mpa}} \\ &= 0,0023 > \rho_{\min}\end{aligned}$$

Perhitungan Luas Tulangan Baja Tarik yang Dibutuhkan (A_s)

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b_{\text{eff}} \times d \\ &= 0,0023 \times 2320 \text{ mm} \times 637 \text{ mm} \\ &= 3340,761 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah Tulangan yang Dibutuhkan (n)

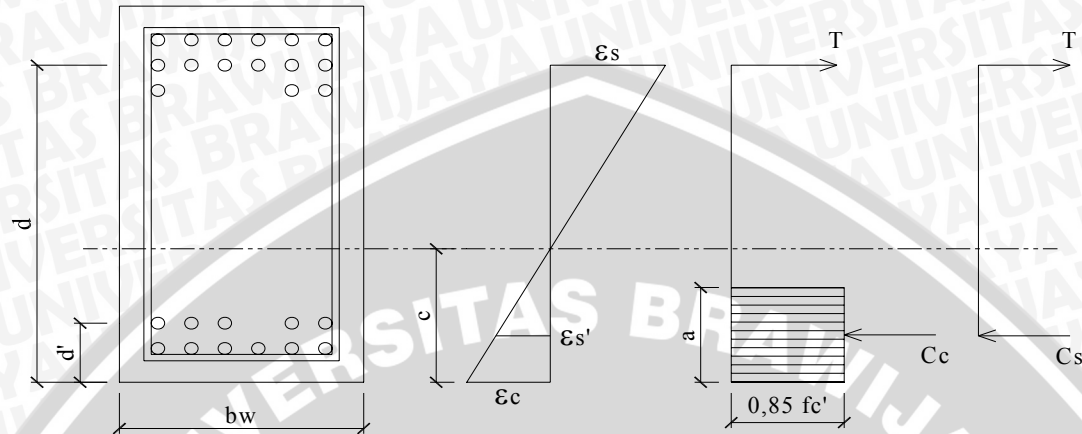
$$\begin{aligned}n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ 1 tulangan}} \\ &= \frac{3340,761 \text{ mm}^2}{380,286 \text{ mm}^2} \\ &= 8,785\end{aligned}$$

Jadi untuk perencanaan tulangan lentur tumpuan kiri balok 63 digunakan tulangan sebagai berikut

- Tulangan atas : 15D-22 ($A_s = 5704,286 \text{ mm}^2$)
- Tulangan bawah : 11D-22 ($A_s' = 4183,143 \text{ mm}^2$)

Kontrol MR Negatif

Karena balok terdiri atas tulangan tarik dan tulangan tekan, maka perhitungan kapasitas momen (M_n) menggunakan analisis tulangan rangkap



Gambar 4.9
Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kiri Balok 63

Data yang diperoleh :

$A_s = 5704,286 \text{ mm}^2$	$d' = 86,5 \text{ mm}$
$A_s' = 4183,143 \text{ mm}^2$	$\beta_1 = 0,85$
$b_w = 400 \text{ mm}$	$f_y = 320 \text{ Mpa}$
$d = 590 \text{ mm}$	$f_c' = 22,825 \text{ Mpa}$

Asumsi yang digunakan adalah :

- Tulangan baja tarik sudah leleh $\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y$
- Tulangan baja tekan belum leleh $\epsilon_s < \epsilon_y \rightarrow f_s' = \epsilon_s' \times f_y$

Kekuatan Tekan Beton

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f_c' \times b_w \times a \\
 &= 0,85 \times 22,825 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm} \times \beta_1 \times c \\
 &= 7760,5 \times (\beta_1 \times c) \text{ N/mm} \\
 &= 6596,425 \text{ c N/mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan Baja Tekan Belum Leleh

$$C_s = A_s' \times f_s'$$

$$\begin{aligned}
 &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times \epsilon_s' \times E_s \\
 &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times 0,003 \times \frac{c-d'}{c} \times E_s \\
 &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times 0,003 \times \frac{c-86,5 \text{ mm}}{c} \times 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa} \\
 &= 2509885,571 \text{ N} \times \frac{c-86,5 \text{ mm}}{c}
 \end{aligned}$$

Tulangan Baja Tarik Sudah Leleh

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 5704,286 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ Mpa} \\
 &= 1825371,4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tinggi Garis Netral (c)

$$\begin{aligned}
 T &= C_c + C_s \\
 1825371,4 \text{ N} &= 6596,425 \text{ c N/mm} + \left(2509885,571 \text{ N} \times \frac{c-86,5 \text{ mm}}{c} \right) \\
 1825371,4 \text{ c} &= 6596,425 \text{ c}^2 + (2509885,571 \times (c-86,5)) \\
 6596,425 \text{ c}^2 + 684514,286 \text{ c} - 217105114 &= 0 \\
 c &= 136,807 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Regangan Tulangan Tekan (ϵ_s')

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{320 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} = 0,0016$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s' &= \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{136,807 \text{ mm} - 86,5 \text{ mm}}{136,807 \text{ mm}} \times 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,000368 < \epsilon_y \rightarrow \text{sesuai asumsi awal, tulangan baja tekan belum leleh}$$

Dari substitusi nilai c diperoleh :

$$\begin{aligned}
 a &= 0,85 \times c \\
 &= 0,85 \times 136,807 \text{ mm} \\
 &= 116,286 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 6596,425 \text{ c N/mm} \\
 &= 6596,425 \text{ N/mm} \times 136,807 \text{ mm} \\
 &= 902434,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= 2509885,571 \text{ N} \times \frac{c - 86,5 \text{ mm}}{c} \\
 &= 2509885,571 \text{ N} \times \frac{136,807 \text{ mm} - 86,5 \text{ mm}}{136,807 \text{ mm}} \\
 &= 922936,82 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kapasitas Momen yang Tersedia dari Penampang Beton

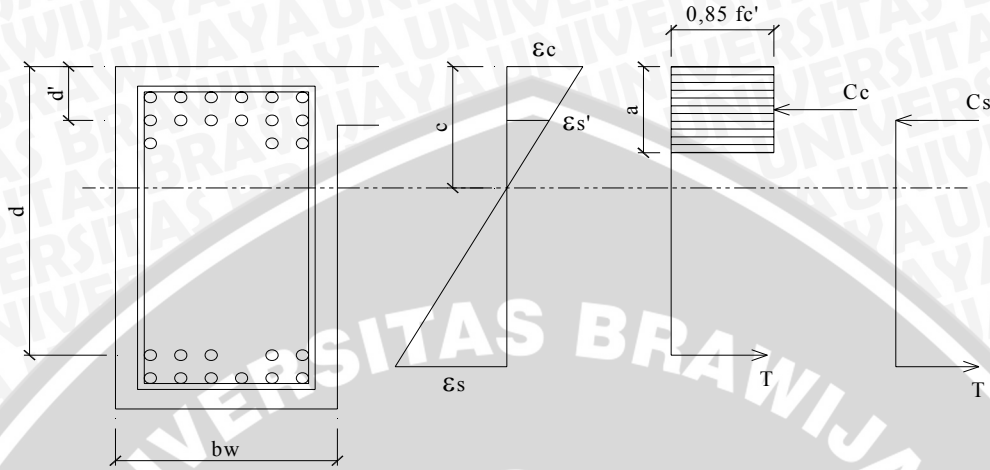
$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \left[d - \frac{a}{2} \right] + C_s (d - d') \\
 &= 902434,6 \text{ N} \times \left[590 \text{ mm} - \frac{116,286 \text{ mm}}{2} \right] + 922936,82 \text{ N} \times \\
 &\quad (590 \text{ mm} - 86,5 \text{ mm}) \\
 &= 944665020,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times M_n \\
 &= 0,8 \times 944665020,7 \text{ Nmm} \\
 &= 755732016 \text{ Nmm} > 655123000 \text{ Nmm (Mu)} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



Kontrol MR Positif

Karena balok terdiri atas tulangan tarik dan tulangan tekan, maka perhitungan kapasitas momen (M_n) menggunakan analisis tulangan rangkap



Gambar 4.10
Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kiri Balok 63

Data yang diperoleh :

As' = 5704,286 mm ²	d' = 63 mm
As = 4183,143 mm ²	β_1 = 0,85
bw = 400 mm	f_y = 320 Mpa
d = 637 mm	f_c' = 22,825 Mpa

Karena luasan tulangan tekan lebih besar daripada luasan tulangan tarik, hal ini menunjukkan bahwa tulangan tekan tidak mencapai leleh. Perbandingan luasan dari dua jenis tulangan menunjukkan bahwa f_s' kurang dari f_y .

Kapasitas Momen yang Tersedia dari Penampang Beton

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times M_n \\
 &= 0,8 \times As \times f_y \times (d - d') \\
 &= 0,8 \times 4183,143 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ Mpa} \times (637 \text{ mm} - 63 \text{ mm}) \\
 &= 614687740 \text{ Nmm} > 534615000 \text{ Nmm (Mu)} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



B. Perhitungan Penulangan Lentur Tumpuan Balok 63 (kanan)

Data yang diperoleh :

$$\begin{aligned}
 \text{Momen (Mu}^-) &= -633,180 \text{ kNm} &= -633180000 \text{ Nmm} \\
 \text{Momen (Mu}^+) &= 517,754 \text{ kNm} &= 517754000 \text{ Nmm} \\
 \text{Lebar balok (bw)} &= 400 \text{ mm} \\
 \text{Lebar efektif balok (beff)} &= 2320 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi balok (h)} &= 700 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi efektif balok (d)} &= 590 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

▪ Analisis Tulangan Tumpuan Negatif Balok 63

Perhitungan Kapasitas atau Momen Nominal (Mn)

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{633180000 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 791475000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Koefisien Tahanan (Rn)

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b_w \times d^2} \\
 &= \frac{791475000 \text{ Nmm}}{400 \text{ mm} \times (637 \text{ mm})^2} \\
 &= 4,876 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Perhitungan ρ aktual

$$\begin{aligned}
 \omega &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times R_n}{f_c'}} \right] \\
 &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times 4,876 \text{ Mpa}}{22,825 \text{ Mpa}}} \right] \\
 &= 0,251
 \end{aligned}$$

$$\rho = \omega \times \frac{f_c'}{f_y}$$

$$= 0,251 \times \frac{22,825 \text{ Mpa}}{320 \text{ Mpa}}$$

$$= 0,0179 > \rho_{\min}$$

karena $\rho_{\text{aktual}} > \rho_{\min}$, maka digunakan ρ_{aktual}

Perhitungan Luas Tulangan Baja Tarik yang Dibutuhkan (A_s)

$$A_s = \rho \times b_w \times d$$

$$= 0,0179 \times 400 \text{ mm} \times 637 \text{ mm}$$

$$= 4554,227 \text{ mm}^2$$

Jumlah Tulangan yang Dibutuhkan (n)

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ 1 tulangan}}$$

$$= \frac{4554,227 \text{ mm}^2}{380,286 \text{ mm}^2}$$

$$= 11,976$$

▪ Analisis Tulangan Tumpuan Positif Balok 63

Perhitungan Kapasitas atau Momen Nominal (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{517754000 \text{ Nmm}}{0,8}$$

$$= 647192500 \text{ Nmm}$$

Perhitungan Koefisien Tahanan (R_n)

$$R_n = \frac{M_n}{b_{\text{eff}} \times d^2}$$

$$= \frac{647192500 \text{ Nmm}}{2320 \text{ mm} \times (637 \text{ mm})^2}$$

$$= 0,687 \text{ Mpa}$$

Perhitungan ρ aktual

$$\begin{aligned}\omega &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times R_n}{f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times 0,687 \text{ Mpa}}{22,825 \text{ Mpa}}} \right] \\ &= 0,031\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \omega \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,031 \times \frac{22,825 \text{ Mpa}}{320 \text{ Mpa}} \\ &= 0,0022\end{aligned}$$

Perhitungan Luas Tulangan Baja Tarik yang Dibutuhkan (A_s)

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b_{eff} \times d \\ &= 0,0022 \times 2320 \text{ mm} \times 637 \text{ mm} \\ &= 3233,425 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah Tulangan yang Dibutuhkan (n)

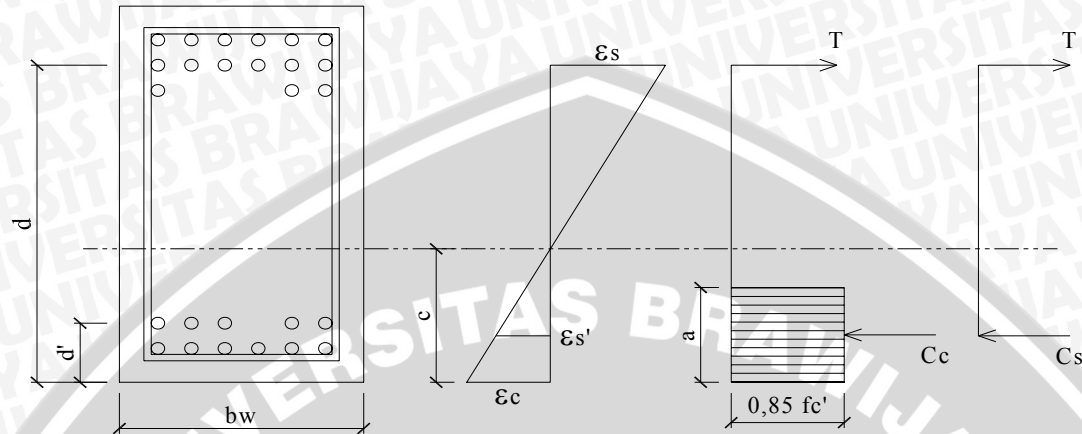
$$\begin{aligned}n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ 1 tulangan}} \\ &= \frac{3233,425 \text{ mm}^2}{380,286 \text{ mm}^2} \\ &= 8,503\end{aligned}$$

Jadi untuk perencanaan tulangan lentur tumpuan kanan balok 63 digunakan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan atas : 15D-22 ($A_s = 5704,286 \text{ mm}^2$)
- Tulangan bawah : 11D-22 ($A_s' = 4183,143 \text{ mm}^2$)

Kontrol MR Negatif

Karena balok terdiri atas tulangan tarik dan tulangan tekan, maka perhitungan kapasitas momen (M_n) menggunakan analisis tulangan rangkap



Gambar 4.11
Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kanan Balok 63

Data yang diperoleh :

$A_s = 5704,286 \text{ mm}^2$	$d' = 86,5 \text{ mm}$
$A_s' = 4183,143 \text{ mm}^2$	$\beta_1 = 0,85$
$b_w = 400 \text{ mm}$	$f_y = 320 \text{ Mpa}$
$d = 590 \text{ mm}$	$f_c' = 22,825 \text{ Mpa}$

Asumsi yang digunakan adalah :

- Tulangan baja tarik sudah leleh $\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y$
- Tulangan baja tekan belum leleh $\epsilon_s < \epsilon_y \rightarrow f_s' = \epsilon_s' \times f_y$

Kekuatan Tekan Beton

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f_c' \times b_w \times a \\
 &= 0,85 \times 22,825 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm} \times \beta_1 \times c \\
 &= 7760,5 \times (\beta_1 \times c) \text{ N/mm} \\
 &= 6596,425 \text{ c N/mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan Baja Tekan Belum Leleh

$$C_s = A_s' \times f_s'$$

$$\begin{aligned}
 &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times \epsilon_s' \times E_s \\
 &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times 0,003 \times \frac{c-d'}{c} \times E_s \\
 &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times 0,003 \times \frac{c-86,5 \text{ mm}}{c} \times 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa} \\
 &= 2509885,571 \text{ N} \times \frac{c-86,5 \text{ mm}}{c}
 \end{aligned}$$

Tulangan Baja Tarik Sudah Leleh

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 5704,286 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ Mpa} \\
 &= 1825371,4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tinggi Garis Netral (c)

$$\begin{aligned}
 T &= C_c + C_s \\
 1825371,4 \text{ N} &= 6596,425 \text{ c N/mm} + \left(2509885,571 \text{ N} \times \frac{c-86,5 \text{ mm}}{c} \right) \\
 1825371,4 \text{ c} &= 6596,425 \text{ c}^2 + (2509885,571 \times (c-86,5)) \\
 6596,425 \text{ c}^2 + 684514,286 \text{ c} - 217105114 &= 0 \\
 c &= 136,807 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Regangan Tulangan Tekan (ϵ_s')

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{320 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} = 0,0016$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s' &= \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{136,807 \text{ mm} - 86,5 \text{ mm}}{136,807 \text{ mm}} \times 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,000368 < \epsilon_y \rightarrow \text{sesuai asumsi awal, tulangan baja tekan belum leleh}$$

Dari substitusi nilai c diperoleh :

$$\begin{aligned}
 a &= 0,85 \times c \\
 &= 0,85 \times 136,807 \text{ mm} \\
 &= 116,286 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 6596,425 \text{ c N/mm} \\
 &= 6596,425 \text{ N/mm} \times 136,807 \text{ mm} \\
 &= 902434,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= 2509885,571 \text{ N} \times \frac{c - 86,5 \text{ mm}}{c} \\
 &= 2509885,571 \text{ N} \times \frac{136,807 \text{ mm} - 86,5 \text{ mm}}{136,807 \text{ mm}} \\
 &= 922936,82 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kapasitas Momen yang Tersedia dari Penampang Beton

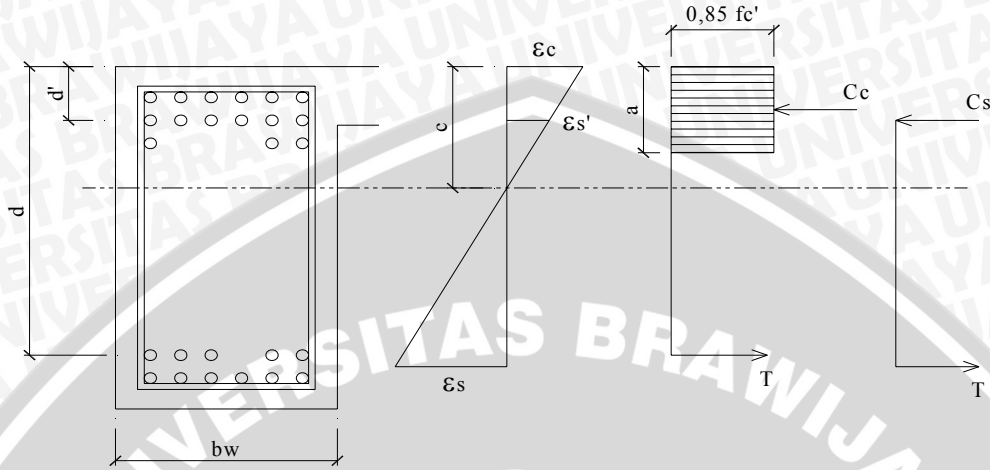
$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \left[d - \frac{a}{2} \right] + C_s (d - d') \\
 &= 902434,6 \text{ N} \times \left[590 \text{ mm} - \frac{116,286 \text{ mm}}{2} \right] + 922936,82 \text{ N} \times \\
 &\quad (590 \text{ mm} - 86,5 \text{ mm}) \\
 &= 944665020,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times M_n \\
 &= 0,8 \times 944665020,7 \text{ Nmm} \\
 &= 755732020 \text{ Nmm} > 633180000 \text{ Nmm (Mu)} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



Kontrol MR Positif

Karena balok terdiri atas tulangan tarik dan tulangan tekan, maka perhitungan kapasitas momen (M_n) menggunakan analisis tulangan rangkap



Gambar 4.12
Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Kanan Balok 63

Data yang diperoleh :

As' = 5704,286 mm ²	d' = 63 mm
As = 4183,143 mm ²	β_1 = 0,85
bw = 400 mm	f_y = 320 Mpa
d = 637 mm	f_c' = 22,825 Mpa

Karena luasan tulangan tekan lebih besar daripada luasan tulangan tarik, hal ini menunjukkan bahwa tulangan tekan tidak mencapai leleh. Perbandingan luasan dari dua jenis tulangan menunjukkan bahwa f_s' kurang dari f_y .

Kapasitas Momen yang Tersedia dari Penampang Beton

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times M_n \\
 &= 0,8 \times As \times f_y \times (d - d') \\
 &= 0,8 \times 4183,143 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ Mpa} \times (637 \text{ mm} - 63 \text{ mm}) \\
 &= 614687740 \text{ Nmm} > 517754000 \text{ Nmm (Mu)} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



C. Perhitungan Penulangan Lentur Lapangan Balok 63

Data yang diperoleh :

$$\begin{aligned} \text{Momen (Mu)} &= 202,296 \text{ kNm} = 202196000 \text{ Nmm} \\ \text{Lebar balok (bw)} &= 400 \text{ mm} \\ \text{Lebar efektif balok (beff)} &= 2320 \text{ mm} \\ \text{Tinggi balok (h)} &= 700 \text{ mm} \\ \text{Tinggi efektif balok (d)} &= 637 \text{ mm} \end{aligned}$$

▪ Analisis Tulangan Lapangan

Perhitungan Kapasitas atau Momen Nominal (Mn)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{202196000 \text{ Nmm}}{0,8} \\ &= 252870000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan Koefisien Tahanan (Rn)

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b_{eff} \times d^2} \\ &= \frac{252870000 \text{ Nmm}}{2320 \text{ mm} \times (637 \text{ mm})^2} \\ &= 1,558 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Perhitungan ρ aktual

$$\begin{aligned} \omega &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times R_n}{f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \times 1,558 \text{ Mpa}}{22,825 \text{ Mpa}}} \right] \\ &= 0,071 \end{aligned}$$

$$\rho = \omega \times \frac{f_c'}{f_y}$$

$$= 0,071 \times \frac{22,825 \text{ Mpa}}{320 \text{ Mpa}}$$

$$= 0,0051$$

Perhitungan Luas Tulangan Baja Tarik yang Dibutuhkan (A_s)

$$A_s = \rho \times b_w \times d$$

$$= 0,0051 \times 400 \text{ mm} \times 637 \text{ mm}$$

$$= 1294,827 \text{ mm}^2$$

Jumlah Tulangan yang Dibutuhkan (n)

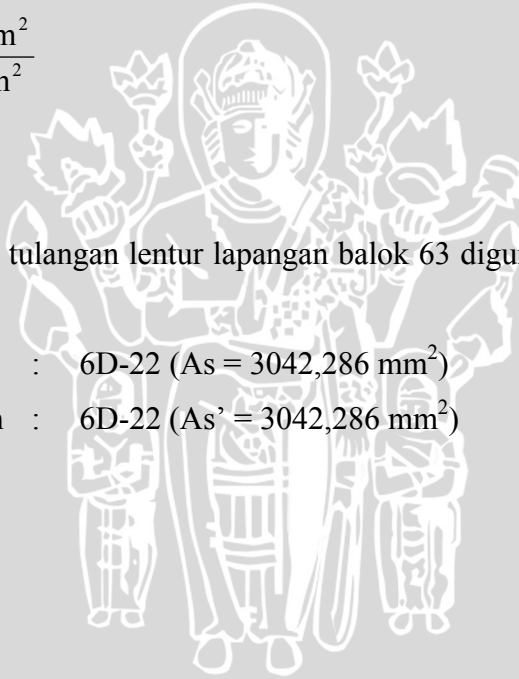
$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ 1 tulangan}}$$

$$= \frac{1294,827 \text{ mm}^2}{380,286 \text{ mm}^2}$$

$$= 3,405$$

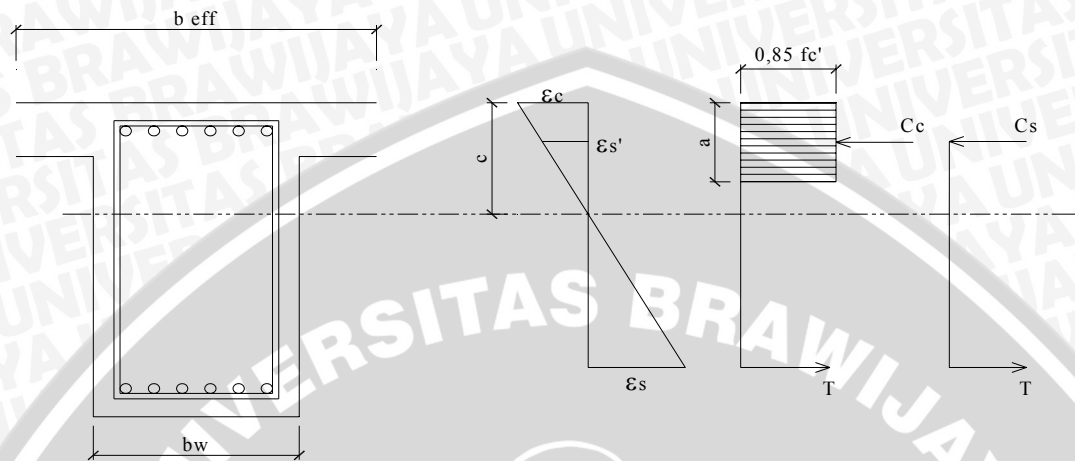
Jadi untuk perencanaan tulangan lentur lapangan balok 63 digunakan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan atas : 6D-22 ($A_s = 3042,286 \text{ mm}^2$)
- Tulangan bawah : 6D-22 ($A_s' = 3042,286 \text{ mm}^2$)



Kontrol MR Positif

Karena balok terdiri atas tulangan tarik dan tulangan tekan, maka perhitungan kapasitas momen (M_n) menggunakan analisis tulangan rangkap



Gambar 4.13
Diagram Tegangan pada Penampang Lapangan Balok 63

Data yang diperoleh :

$A_s = 2281,714 \text{ mm}^2$	$d' = 63 \text{ mm}$
$A_s' = 2281,714 \text{ mm}^2$	$\beta_1 = 0,85$
$b_w = 400 \text{ mm}$	$f_y = 320 \text{ Mpa}$
$d = 637 \text{ mm}$	$f_c' = 22,825 \text{ Mpa}$

Asumsi yang digunakan adalah :

- Tulangan baja tarik sudah leleh $\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y$
- Tulangan baja tekan belum leleh $\epsilon_s < \epsilon_y \rightarrow f_s' = \epsilon_s' \times f_y$

Kekuatan Tekan Beton

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f_c' \times b_w \times a \\
 &= 0,85 \times 22,825 \text{ MPa} \times 2320 \text{ mm} \times \beta_1 \times c \\
 &= 45010,9 \times (\beta_1 \times c) \text{ N/mm} \\
 &= 38259,265 \text{ c N/mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan Baja Tekan Belum Leleh

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times f_s' \\
 &= 2281,714 \text{ mm}^2 \times \epsilon_s' \times E_s \\
 &= 2281,714 \text{ mm}^2 \times 0,003 \times \frac{c-d'}{c} \times E_s \\
 &= 2281,714 \text{ mm}^2 \times 0,003 \times \frac{c-63 \text{ mm}}{c} \times 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa} \\
 &= 1369028,571 \text{ N} \times \frac{c-63 \text{ mm}}{c}
 \end{aligned}$$

Tulangan Baja Tarik Sudah Leleh

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 2281,714 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ Mpa} \\
 &= 730148,571 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tinggi Garis Netral (c)

$$\begin{aligned}
 T &= C_c + C_s \\
 730148,571 \text{ N} &= 38259,265 \text{ c N/mm} + \left(1825371,6 \text{ N} \times \frac{c-63 \text{ mm}}{c} \right) \\
 730148,571 \text{ c N} &= 38259,265 \text{ c}^2 \text{ N/mm} + (1369028,571 \text{ N} \times (c - 63 \text{ mm})) \\
 38259,265 \text{ c}^2 + 638880 \text{ c} - 86248800 &= 0 \\
 c &= 39,859 \text{ mm} < 63 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Catatan : karena $c < d'$, maka hanya dilakukan analisa pada tulangan tarik saja

$$\begin{aligned}
 T &= C_c \\
 730148,571 \text{ N} &= 38259,265 \text{ c N/mm} \\
 c &= 19,084 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari substitusi nilai c diperoleh :

$$\begin{aligned}
 a &= 0,85 \times c \\
 &= 0,85 \times 19,084 \text{ mm} \\
 &= 16,221 \text{ mm} \\
 C_c &= 38259,265 \text{ c N/mm}
 \end{aligned}$$

$$= 38259,265 \text{ N/mm} \times 19,084 \text{ mm}$$

$$= 730148,571 \text{ N}$$

Kapasitas Momen yang Tersedia dari Penampang Beton

$$M_n = C_c \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$= 730148,571 \text{ N} \times \left[637 \text{ mm} - \frac{16,221 \text{ mm}}{2} \right]$$

$$= 453260465,9 \text{ Nmm}$$

$$MR = \phi \times M_n$$

$$= 0,8 \times 453260465,9 \text{ Nmm}$$

$$= 362608370 \text{ Nmm} > 202196000 \text{ Nmm (Mu)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Dengan resume beban momen desain pada tabel 4.5, maka pada tabel 4.6 dicantumkan hasil perhitungan penulangan lentur untuk balok melintang 63 pada portal 17 tingkat 2, yaitu sebagai berikut :

Tabel 4.6
Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok 63

Lokasi		Mu kNm	As perlu mm ²	As terpasang			Mn kNm	
1	2	3	4	5			6	
End Span	Ext. Neg	-655.123	4746.746	15	D	22 =	5704.286	755.732
		534.615	3340.761	11	D	22 =	4183.143	614.688
	Int. Neg	202.296	1294.827	6	D	22 =	2281.714	362.608
		-633.180	4746.746	15	D	22 =	5704.286	755.732
		517.754	3340.761	11	D	22 =	4183.143	614.688

Balok berukuran lebar (bw) = 400 mm, dan tinggi (h) = 700 mm, dan lebar efektif (be) = 2320 mm, dimana pada setiap potong balok harus terdapat tulangan minimum :

$$As_{min} = \frac{1,4 \times bw \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 400 \text{ mm} \times 637 \text{ mm}}{320 \text{ MPa}}$$

$$= 1114,75 \text{ mm}^2.$$

Hal tersebut telah dipenuhi seperti yang tercantum dalam tabel 4.6 di atas.



4.8.2 Penulangan Geser Balok

Sebagaimana diatur pada Pasal 23.2(4) SNI 03-2847-2002, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka-muka kolom tadi dan komponen kolom tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor. V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah kanan dan beban gempa arah kiri.

M_{pr} dihitung dari tulangan terpasang dengan tegangan tarik $1,25 f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1,0$. Untuk kasus balok melintang no 63 pada portal 17 tingkat ke-2, akibat arah gempa ke kiri akan dihasilkan momen negatif (M_{pr}^-) dan momen positif (M_{pr}^+) sebagai berikut :

Tulangan terpasang adalah 15 D 22, $A_s = 5704,286 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \times (1,25 f_y)}{0,85 f_c' \times b}$$

$$= \frac{5704,286 \text{ mm}^2 \times (1,25 \times 320 \text{ MPa})}{0,85 \times 22,825 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}}$$

$$= 294,016 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 5704,286 \text{ mm}^2 \times (1,25 \times 320 \text{ MPa}) \times \left(637 \text{ mm} - \frac{294,016 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$= 1118021000 \text{ Nmm}$$

$$= 1118,021 \text{ kNm}$$

Tulangan terpasang adalah 11 D 22, $A_s = 4183,143 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \times (1,25 f_y)}{0,85 f_c' \times b}$$

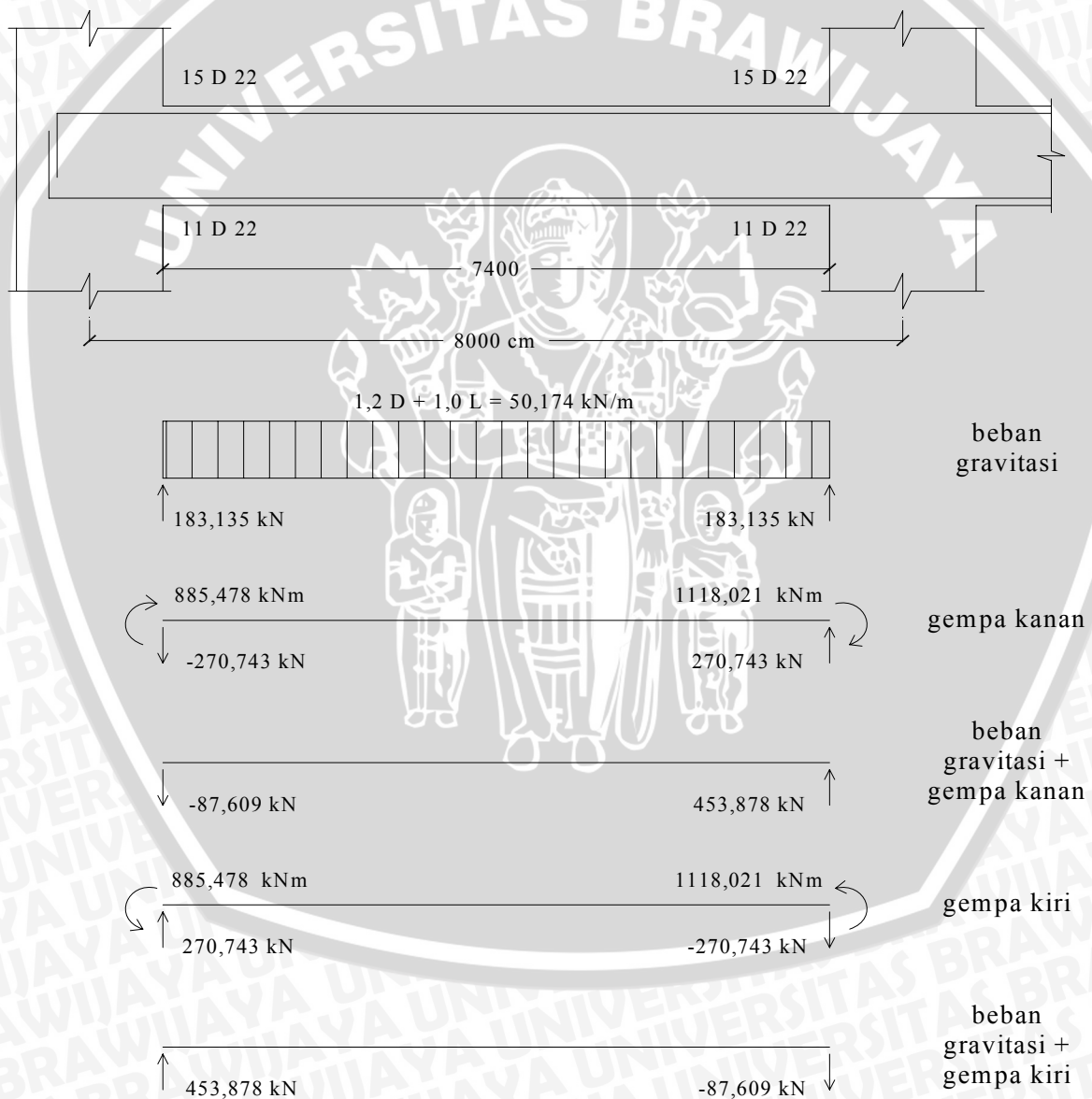
$$= \frac{4183,143 \text{ mm}^2 \times (1,25 \times 320 \text{ MPa})}{0,85 \times 22,825 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}}$$

$$= 215,612 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times (1,25 \times 320 \text{ MPa}) \times \left(637 \text{ mm} - \frac{215,612 \text{ mm}}{2}\right) \\
 &= 885478000 \text{ Nmm} \\
 &= 885,478 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama, untuk balok 63 akibat arah gempa ke kanan dihasilkan momen positif (M_{pr}^+) berdasarkan tulangan terpasang 15 D 22, $A_s = 5704,286 \text{ mm}^2$, sebesar 1118,021 kNm; dan momen negatif (M_{pr}^-) berdasarkan tulangan terpasang 11 D 22, $A_s = 4183,143 \text{ mm}^2$, sebesar 885,478 kNm.

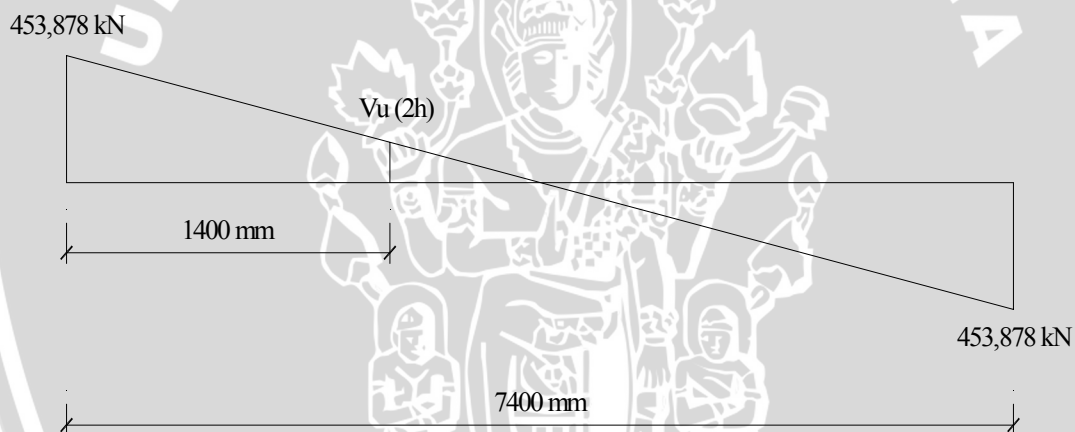


Gambar 4.14
Desain Gaya Geser Balok 63

Gambar 4.14 merupakan perhitungan V_e untuk balok 63 di bentang ujung pada portal 17 tingkat ke-2. Selain ditunjukkan pengaruh beban gravitasi, ditunjukkan pula besar M_{pr} negatif dan M_{pr} positif dari gempa arah kanan dan gempa arah kiri. Dapat dilihat bahwa V_e maksimum hasil kombinasi gaya geser desain selalu lebih besar dari V_u hasil analisa struktur.

Gaya Geser Rencana Balok (V_e)

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{(M_{pr} \text{ kiri} + M_{pr} \text{ kanan})}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2} \\
 &= \frac{(1118,021 \text{ kNm} + 858,478 \text{ kNm})}{7,4 \text{ m}} + \frac{50,174 \text{ kN/m} \times 7,4 \text{ m}}{2} \\
 &= 453,878 \text{ kN} > 304,000 \text{ kN} (V_u) \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.15
Diagram Gaya Geser yang Bekerja pada Balok 63

Pada umumnya, kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan (V_s) dalam bentuk tulangan transversal. Namun pada komponen struktur penahan beban lateral (SPBL) berlaku ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 (4(2)) yang menyatakan $V_c = 0$, apabila :

- Gaya geser akibat gempa saja (akibat M_{pr}) lebih besar 0,5 total geser (akibat M_{pr} + beban gravitasi)
- Gaya aksial tekan terfaktor $< \frac{A_g \times f_c'}{20}$

A. Perhitungan Penulangan Geser pada Daerah Sendi Plastis

Untuk penulangan geser balok 63 pada daerah sendi plastis :

- $270,743 \text{ kN} > \frac{1}{2} \times 453,878 \text{ kN}$
 $270,743 \text{ kN} > 226,939 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$
- Gaya aksial tekan terfaktor $< \frac{A_g \times f_c'}{20}$
 $6,594 \text{ kN} < 319,550 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$

Karena telah memenuhi persyaratan pada SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 (4(2)), maka kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton (V_c) = 0, sehingga :

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c \\ &= \frac{V_u}{\phi} - 0 \\ &= \frac{453,878 \text{ kN}}{0,75} \\ &= 605,170 \text{ kN} \end{aligned}$$

Koefisien reduksi (ϕ) diambil 0,75 karena V_n diperoleh dari Mpr balok (SNI 03-2847-2002 pasal 11.3 (2(3))).

Tulangan geser yang direncanakan adalah tulangan geser 4 kaki ϕ 12 ($A_v = 452,571 \text{ mm}^2$), maka diperoleh s sebesar :

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{452,571 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 637 \text{ mm}}{605,170 \cdot 10^3 \text{ N}} \\ &= 114,330 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak spasi geser antar tulangan (s) = 100 mm telah memenuhi Pasal 23.3(3(2)) SNI 03-2847-2002 yang menentukan jarak sengkang tertutup.

Spasi tulangan geser maksimum (s maks) sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 700 \text{ mm} = 1400 \text{ mm}$ tidak boleh melebihi persyaratan berikut (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3 (3(2))) :

- $s \text{ maks} = \frac{d}{4}$

$$= \frac{637 \text{ mm}}{4}$$

$$= 159,25 \text{ mm}$$

- s maks = 8 db tulangan longitudinal

$$= 8 \times 22 \text{ mm}$$

$$= 176 \text{ mm}$$

- s maks = 24 db hoops

$$= 24 \times 12 \text{ mm}$$

$$= 288 \text{ mm}$$

- s maks = 300 mm

Perhitungan V_s Terpasang

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{452,571 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 637 \text{ mm}}{100 \text{ mm}}$$

$$= 691,891 \text{ kN}$$

Kontrol Kapasitas Geser

Kuat geser nominal tak boleh lebih besar dari V_s maksimum (SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5 (6(8))) yaitu sebagai berikut :

$$V_s < \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f_c'}$$

$$691,891 \text{ kN} < \frac{2}{3} \times 400 \text{ mm} \times 637 \text{ mm} \times \sqrt{22,825 \text{ MPa}}$$

$$691,891 \text{ kN} < 811,547 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Dengan hasil tersebut, maka telah dipenuhi pula pasal 23.3(3(3)) SNI 03-2847-2002, sehingga untuk penulangan geser pada daerah sendi plastis untuk balok melintang 63 digunakan jarak antar tulangan $s = 100 \text{ mm}$, hoop pertama $\phi 12 \text{ mm}$ dipasang 25 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.



B. Perhitungan Penulangan Geser pada Daerah di luar Sendi Plastis

$$V_u = 228,983 \text{ kN (pada jarak 1400 mm)}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= \frac{V_u}{\phi} - \left(\frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \right)$$

$$= \frac{171,737 \text{ kN}}{0,75} - \left(\frac{1}{6} \times \sqrt{22,825 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 637 \text{ mm} \right)$$

$$= 228,983 \text{ kN} - 122,630 \text{ kN}$$

$$= 106,353 \text{ kN}$$

Tulangan geser yang direncanakan adalah tulangan geser 2 kaki ϕ 12 ($A_v = 226,2 \text{ mm}^2$) diperoleh s sebesar :

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{226,2 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 637 \text{ mm}}{106,353 \cdot 10^3 \text{ N}}$$

$$= 201,439 \text{ mm}$$

Spasi tulangan geser maksimum (s maks) di luar sendi plastis tidak boleh melebihi persyaratan berikut (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3(3(4))) :

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ s maks} &= \frac{d}{2} \\ &= 318,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, pada daerah di luar sendi plastis digunakan tulangan geser ϕ 12-200 sebanyak :

$$n = \frac{l_n - 4h}{s} + 1$$

$$= \frac{7400 \text{ mm} - 4 \times 700 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} + 1$$

$$= 24 \text{ tulangan di bagian tengah balok.}$$

Untuk penulangan geser balok selengkapnya ditabelkan dan tercantum pada lampiran.

4.8.3 Pemutusan Tulangan Balok

Di bawah ini diberikan contoh perhitungan lokasi penghentian tulangan negatif di atas perletakan interior balok. Tulangan terpasang adalah 15 D 22, dan misalkan akan dihentikan sekaligus 9 D 22 setelah memenuhi Pasal 23.3(2(1)) SNI 03-2847-2002. Jadi desain akan ditentukan jarak penghentian 9 D 22 dari muka kolom (x). Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, maka digunakan kombinasi pembebanan 0,9 D + kemungkinan kuat momen Mpr di ujung komponen.

Kuat momen nominal (Mn) dari 9 D 22 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times (1,25f_y)}{0,85f_c' \times b} \\
 &= \frac{3422,571 \text{ mm}^2 \times (1,25 \times 320 \text{ MPa})}{0,85 \times 22,825 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}} \\
 &= 176,410 \text{ mm} \\
 M_{pr} &= A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 3422,571 \text{ mm}^2 \times (1,25 \times 320 \text{ MPa}) \times \left(590 \text{ mm} - \frac{176,410 \text{ mm}}{2} \right) \\
 &= 566216703,8 \text{ Nmm} \\
 &= 566,217 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Oleh karena itu 9 D 22 boleh dihentikan jika kuat momen nominal sudah menurun mencapai 566,217 kNm (Gambar 4.16).

Jarak penampang dengan Mn = 566,217 kNm dihitung sebagai berikut :

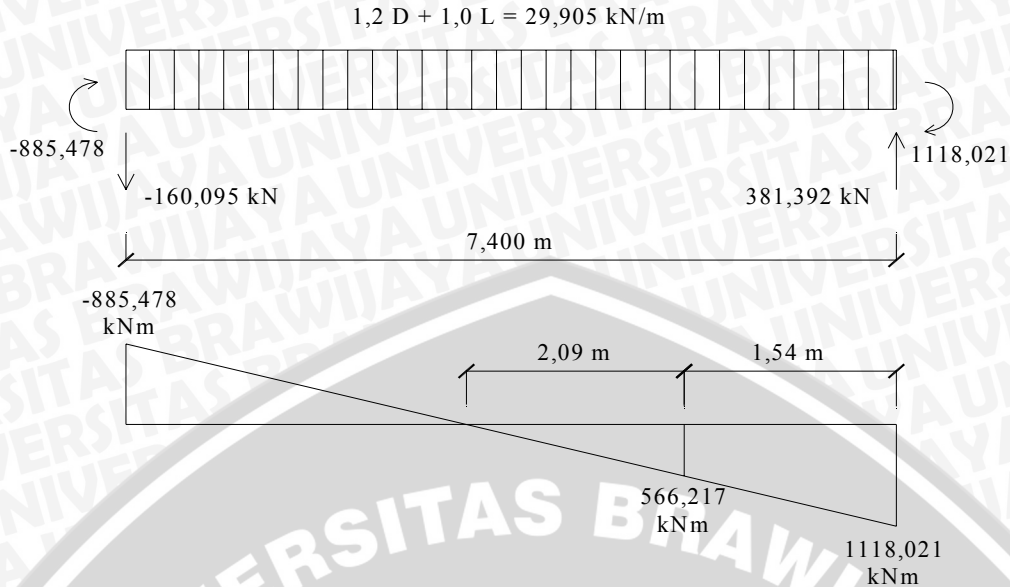
Diketahui :

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 1118,021 \text{ kNm} \\
 q &= 29,905 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Maka diperoleh persamaan :

$$\begin{aligned}
 29,905 \cdot \frac{1}{2} x^2 - 381,392 \cdot x + 1118,021 &= 566,217 \\
 29,905 \cdot \frac{1}{2} x^2 - 381,392 \cdot x + 551,804 &= 0
 \end{aligned}$$

Didapatkan c = 1,54 m.



Gambar 4.16
Diagram Momen untuk Penghentian Tulangan Negatif pada Perletakan Interior

Sesuai Pasal 14.10(3) SNI 03-2847-2002, tulangan 9 D 22 akan dihentikan sejauh :

$$\begin{aligned} \lambda &= x + d \\ &= 1,54 \text{ m} + 0,59 \text{ m} \\ &= 2,13 \text{ m} \\ &\approx 2,15 \text{ m} \quad \dots(\text{diambil}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= x + 12 \text{ db} \\ &= 1,54 \text{ m} + (12 \times 0,022 \text{ m}) \\ &= 1,804 \text{ m} \end{aligned}$$

Panjang $\lambda = 2,15 \text{ m}$ tersebut harus lebih panjang dari panjang penyaluran (λd) sesuai dengan Pasal 14.10(4) SNI 03-2847-2002 yang dihitung dengan rumus pada Pasal 14.2(3) SNI 03-2847-2002, yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{\lambda d}{db} &= \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{(c + K_{tr})} \\ &= \frac{9 \times 320}{10 \times \sqrt{22,825}} \times \frac{1,3 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0}{1,25} \\ &= 50,154 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_d &= 50,154 \times 22 \text{ mm} \\ &= 1103,40031 \text{ mm} \\ &= 1,1034 \text{ m}\end{aligned}$$

Karena $\lambda = 2,15 \text{ m} > \lambda_d = 1,1034 \text{ m}$, jadi tulangan 9 D 22 dipasang sepanjang 2,15 m dari muka kolom, lalu dihentikan.

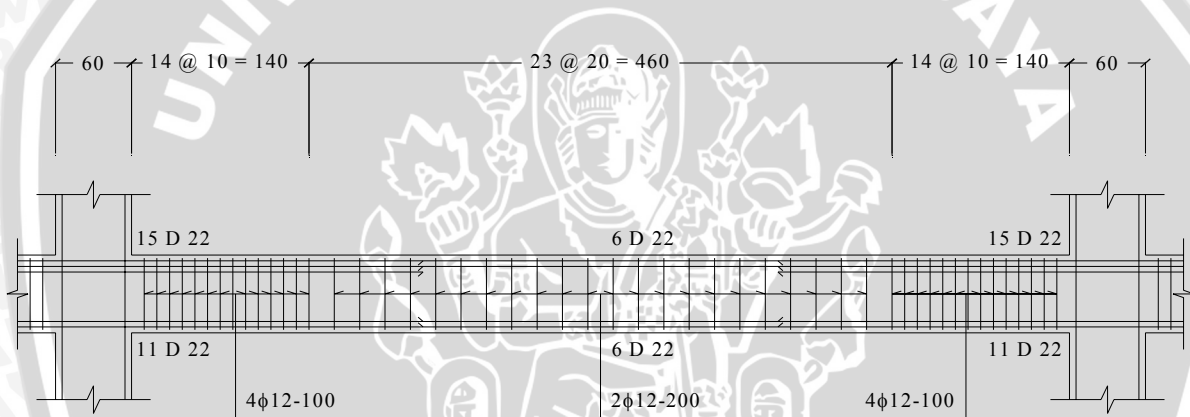
Prosedur pemutusan tulangan dapat dilakukan dengan cara yang lain sesuai dengan pertimbangan praktis. Untuk mempermudah pelaksanaan di lapangan, maka lokasi pemutusan tulangan dilakukan sebagai berikut :

- Untuk tulangan tarik pada tumpuan

$$\lambda = \frac{1}{4} L$$

- Untuk tulangan tarik pada lapangan

$$\lambda = \frac{1}{5} L$$



Gambar 4.17
Detail Penulangan Lentur dan Penulangan Geser Balok 63

Untuk tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang (Pasal 23.5(1(3)) SNI 03-2847-2002) ldh diambil yang lebih besar dari :

- $ldh = 8 db$
 $= 176 \text{ mm}$
- $ldh = 150 \text{ mm}$
- $ldh = \frac{f_y \times db}{5,4\sqrt{f_y}}$
 $= 272,881 \text{ mm}$

Maka diambil $ldh = 300 \text{ mm}$ masuk ke dalam kolom dengan panjang kail $12 db = 264 \text{ mm}$ (Pasal 9.1(2) SNI 03-2847-2002)

4.9 Desain Kolom

Suatu komponen struktur yang menerima momen lentur dan aksial tekan secara serentak harus diperhitungkan sebagai *beam column* dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut.

4.9.1 Penulangan Lentur Kolom

Prosedur perhitungan kolom yang mengalami momen dari dua arah (biaksial bending) adalah sebagai berikut :

1. Menentukan jenis kolom, apakah kolom pendek atau kolom langsing. Jika jenis kolom adalah kolom langsing, maka momen dikalikan faktor pembesaran momen dahulu.
2. Penulangan kolom dihitung dengan menggunakan momen gabungan dua arah yang terbesar (apabila kolom langsing, setelah diperbesar dengan faktor pembesaran momen).
3. Menentukan besar rasio penulangan kolom (ρ) melalui grafik interaksi kolom, dengan :

$$K = \frac{P_u}{\phi \times A_{gr} \times 0,85 \times f_c'} \quad \text{untuk sumbu ordinat (y)}$$

$$L = K \times \frac{e}{h} \quad \text{untuk sumbu axis (x)}$$

Rasio penulangan kolom berkisar antara 0,01 sampai dengan 0,08 (SNI 03-2847-2002 Pasal 12.9(1)).

4. Besar penulangan yang diperlukan $A_s = \rho b d$.
5. Kontrol kapasitas dari penampang dengan cara analitis.

Contoh Perhitungan Penulangan Lentur Kolom

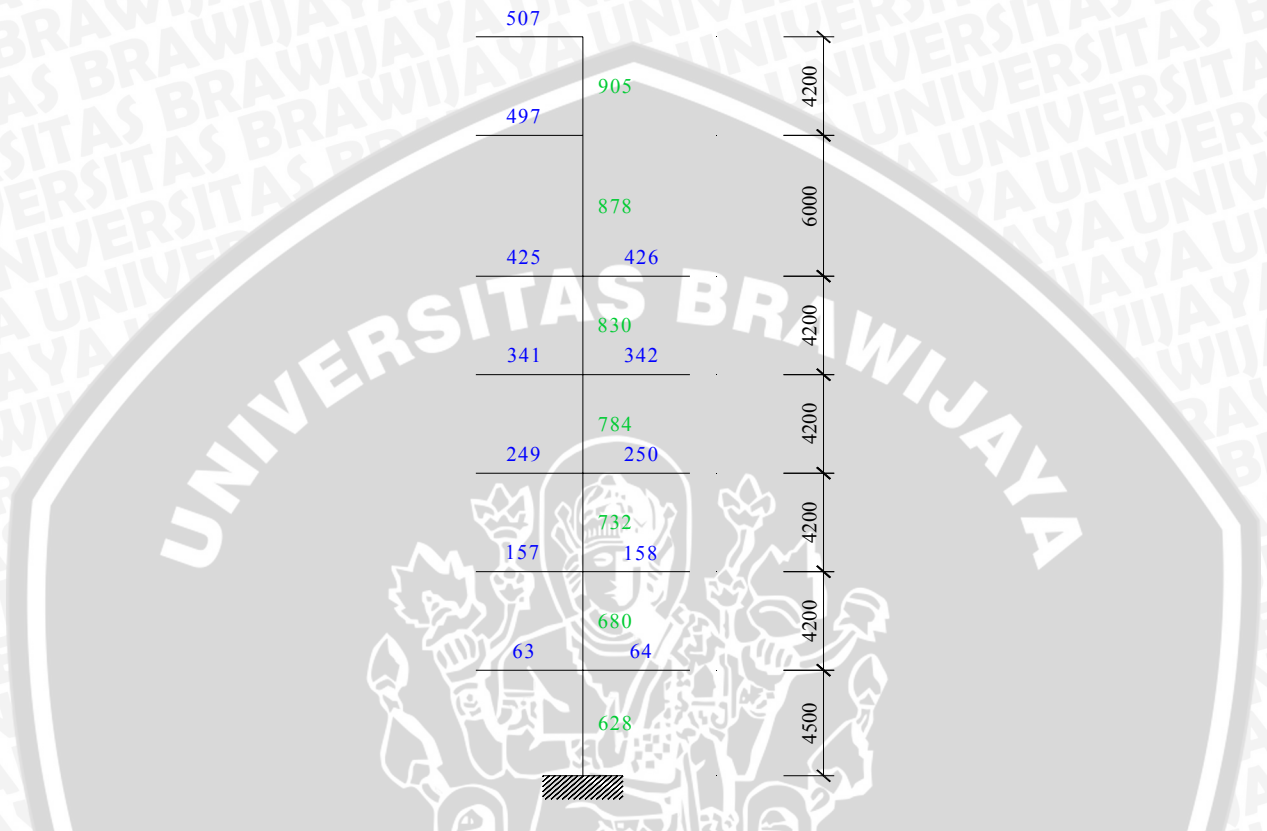
Contoh perhitungan yang dilakukan adalah penulangan pada kolom no 628, direncanakan menggunakan tulangan utama D-25 mm dan tulangan geser ϕ -12 mm, dimana data penampang kolom tersebut adalah sebagai berikut :

Tinggi kolom	=	4500 mm
Lebar kolom (b)	=	600 mm
Panjang kolom (h)	=	900 mm
Mutu beton (f_c')	=	22,825 MPa

Mutu tulangan (f_y ulir) = 320 MPa

Mutu tulangan (f_y polos) = 240 MPa

Penentuan Jenis Kolom



Gambar 4.18
Potongan Line I Portal 17

Perhitungan Momen Inersia

$$\begin{aligned}
 E_c \times I_g \text{ balok} &= (4700 \times \sqrt{f_c'}) \times \left(\frac{1}{12} \times b \times h^3\right) \\
 &= (4700 \times \sqrt{22,825} \text{ MPa}) \times \left(\frac{1}{12} \times 400 \text{ mm} \times (700 \text{ mm})^3\right) \\
 &= 29190,841 \text{ MPa} \times 11433333333 \text{ mm}^4 \\
 &= 333748,612 \text{ kNm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_c \times I_g \text{ kolom} &= (4700 \times \sqrt{f_c'}) + \left(\frac{1}{12} \times b \times h^3\right) \\
 &= (4700 \times \sqrt{22,825} \text{ MPa}) \times \left(\frac{1}{12} \times 600 \text{ mm} \times (900 \text{ mm})^3\right) \\
 &= 29190,841 \text{ MPa} \times 3,645 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \\
 &= 1064006,145 \text{ kNm}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan β_d

$$\beta_d = \frac{1,2MD}{1,2MD + 1,6ML}$$

$$\beta_d \text{ (balok) } 63 = 0,698$$

$$\beta_d \text{ (balok) } 64 = 0,651$$

$$\beta_d \text{ (kolom) } 628 = 0,690$$

$$\beta_d \text{ (kolom) } 680 = 0,696$$

Perhitungan EI balok dan EI kolom

$$EI \text{ balok} = \frac{\left[\frac{E_c \times I_g}{5} \right]}{1 + \beta_d}$$

$$EI \text{ balok } 63 = 39302,610 \text{ kNm}^2$$

$$EI \text{ balok } 64 = 40431,504 \text{ kNm}^2$$

$$EI \text{ kolom} = \frac{\left[\frac{E_c \times I_g}{2,5} \right]}{1 + \beta_d}$$

$$EI \text{ kolom } 628 = 251872,167 \text{ kNm}^2$$

$$EI \text{ kolom } 680 = 250887,432 \text{ kNm}^2$$

Perhitungan ψ_{atas} , ψ_{bawah}

$$\psi_{atas} = \frac{\frac{EI_{k680}}{L_{k680}} + \frac{EI_{k628}}{L_{k628}}}{\frac{EI_{b64}}{L_{b64}} + \frac{EI_{b63}}{L_{b63}}}$$

$$= \frac{\frac{250887,432 \text{ kNm}^2}{4,2 \text{ m}} + \frac{251872,167 \text{ kNm}^2}{4,5 \text{ m}}}{\frac{40431,504 \text{ kNm}^2}{3 \text{ m}} + \frac{39302,610 \text{ kNm}^2}{8 \text{ m}}}$$

$$= 6,29$$

$$\psi_{bawah} = 0 \text{ (karena terjepit sempurna)}$$

Berdasarkan Nomogram Faktor Panjang Efektif Kolom untuk portal tidak bergoyang, dengan $\psi_A = 6,28$, dan $\psi_B = 0$, diperoleh $k = 0,658$

Cek Kelangsingan Kolom

$$\frac{k \times Lu}{r} = \frac{0,658 \times (4,5 \text{ m} - 0,7 \text{ m})}{0,26 \text{ m}}$$

$$= 9,624$$

$$34 - \frac{12 M_{1b}}{M_{2b}} = 34 - \frac{12 \times 840,815 \text{ kNm}}{2205,443 \text{ kNm}}$$

$$= 29,425$$

karena $\frac{k \times Lu}{r} < 34 - \frac{12 M_{1b}}{M_{2b}}$ maka kolom 628 merupakan kolom pendek

Keterangan :

- r adalah radius girasi dalam arah lentur dan bisa dianggap sebesar $0,3 h$.
- M_{1b} dan M_{2b} adalah momen-momen ujung terfaktor pada kolom yang posisinya berlawanan. M_{2b} adalah momen ujung terfaktor yang lebih besar dan bernilai positif. M_{1b} bernilai negative apabila komponen kolom terlentur dalam kelengkungan ganda, dan bernilai positif apabila terlentur dalam lengungan tunggal.

Perhitungan Penulangan Lentur Kolom 628

Data yang diperoleh :

Mutu beton (f_c')	=	22,825 MPa
Mutu tulangan ulir (f_y)	=	320 MPa
Mutu tulangan polos (f_y)	=	240 MPa
Momen Minimum (M_{1b})	=	840,815 kNm
Momen Maksimum (M_{2b})	=	2205,443 kNm
Gaya Aksial (P_u)	=	5187,369 kN
Lebar kolom (b)	=	600 mm
Panjang kolom (h)	=	900 mm
Tinggi kolom (L)	=	4500 mm

Perhitungan Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M_u}{P_u} \\
 &= \frac{2205,443 \text{ kNm}}{5187,369 \text{ kN}} \\
 &= 425,156 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{\min} &= 15 + 0,03 h \\
 &= 15 + 0,03 \times 900 \text{ mm} \\
 &= 42 \text{ mm} < e \quad \dots(\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Perhitungan Luas Penampang Kolom

$$\begin{aligned}
 A_{gr} &= b \times h \\
 &= 600 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} \\
 &= 540000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Penentuan besar Rasio Penulangan Kolom dengan Grafik Interaksi Kolom

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{P_u}{\phi \times A_{gr} \times 0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{5187369 \text{ N}}{0,85 \times 540000 \text{ mm}^2 \times 0,85 \times 22,825 \text{ MPa}} \\
 &= 0,58 \quad \rightarrow \text{ untuk sumbu ordinat (y)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L &= K \times \frac{e}{h} \\
 &= 0,58 \times \frac{425,156 \text{ mm}}{900 \text{ mm}} \\
 &= 0,28 \quad \rightarrow \text{ untuk sumbu axis (x)}
 \end{aligned}$$

Dari Grafik Interaksi Kolom didapatkan :

$$\begin{aligned}
 r &= 0,034 \\
 \beta &= 0,913 \\
 \rho &= r \times \beta \\
 &= 0,031
 \end{aligned}$$

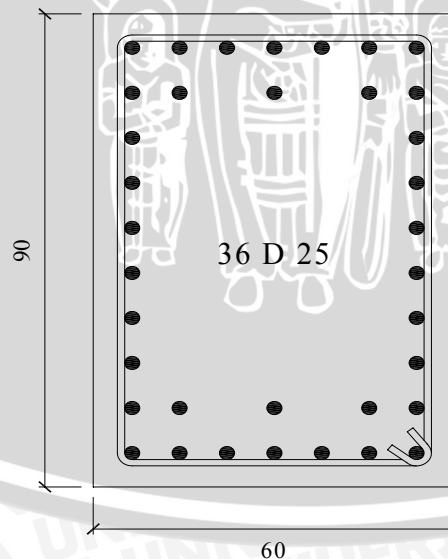
Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 12.9(1), rasio penulangan minimum kolom untuk menahan beban gravitasi berkisar antara 0,01 sampai dengan 0,08, sedangkan untuk menahan beban gempa rasio penulangan minimum kolom berkisar antara 0,01 sampai dengan 0,06.

Perhitungan Luas Perlu Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times \text{Agr} \\ &= 0,031 \times 540000 \text{ mm}^2 \\ &= 16762,68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah Tulangan yang Dibutuhkan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As 1 tulangan}} \\ &= \frac{16762,68 \text{ mm}^2}{491,071 \text{ mm}^2} \\ &= 34,1 \\ &\approx 36 \text{ buah tulangan} \end{aligned}$$



Gambar 4.19
Penampang Kolom 628

Kontrol Penampang Kolom terhadap Beban Luar yang Bekerja

Data yang diperoleh :

$$b = 600 \text{ mm}$$

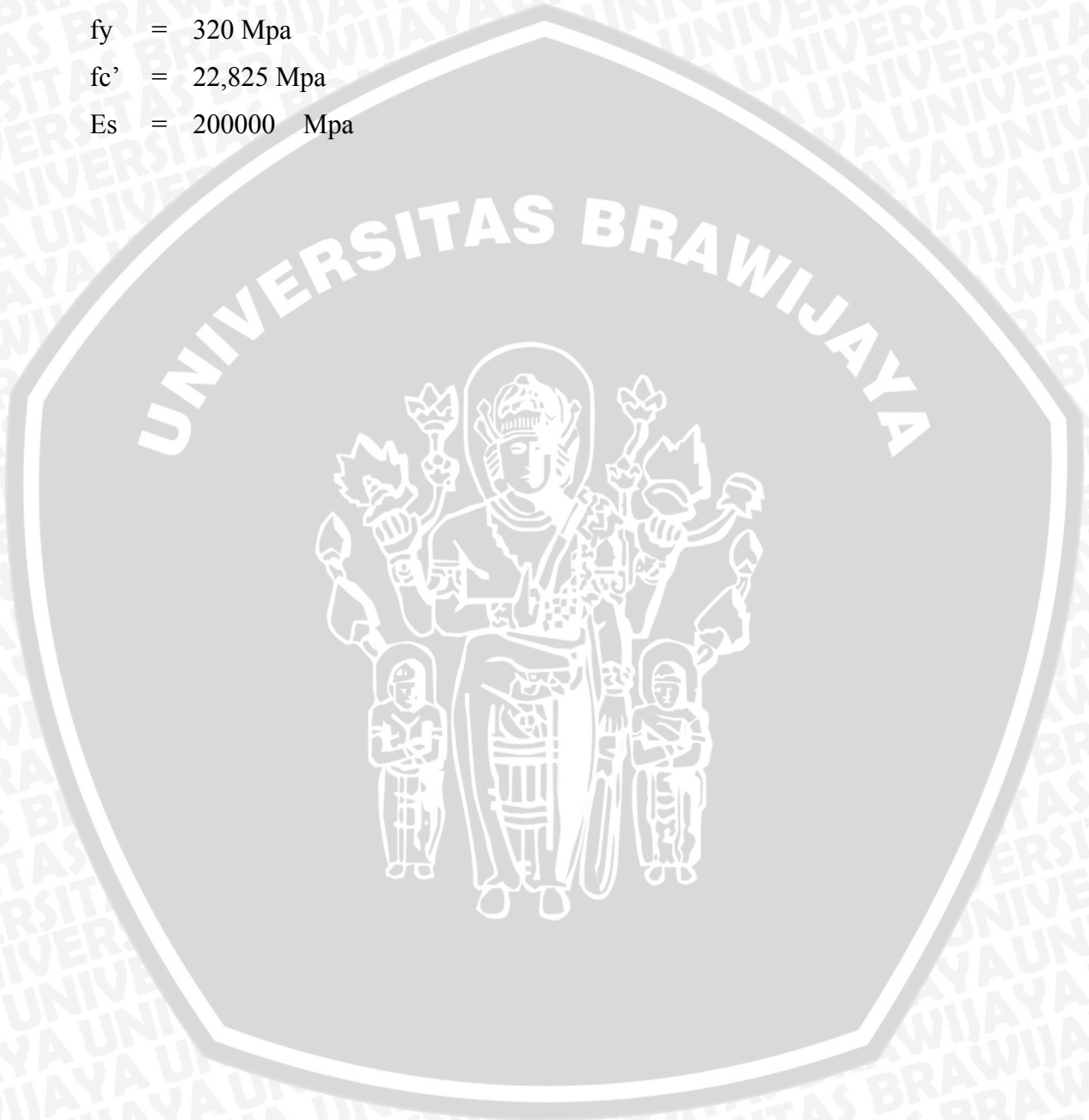
$$d' = 64,5 \text{ mm}$$

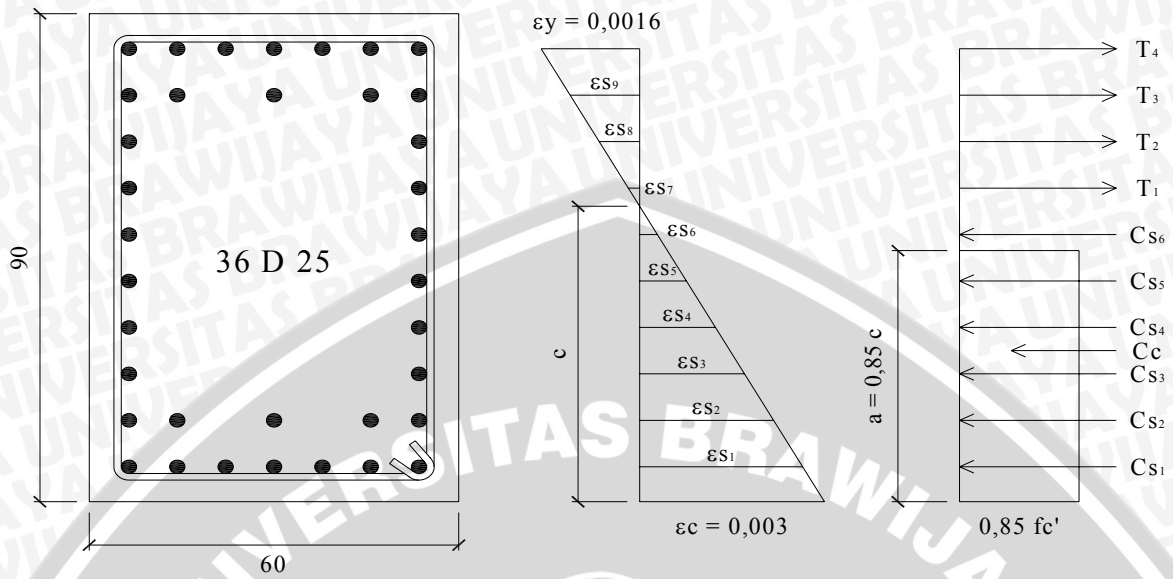
$$d = 835,5 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 22,825 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$





Gambar 4.20
Diagram Tegangan pada Penampang Kolom 628

Asumsi yang digunakan :

- Tulangan Tekan (CS_1) : sudah leleh
- Tulangan Tekan (CS_2) : sudah leleh
- Tulangan Tekan (CS_3) : sudah leleh
- Tulangan Tekan (CS_4) : belum leleh
- Tulangan Tekan (CS_5) : belum leleh
- Tulangan Tekan (CS_6) : belum leleh
- Tulangan Tarik (T_1) : belum leleh
- Tulangan Tarik (T_2) : belum leleh
- Tulangan Tarik (T_3) : sudah leleh
- Tulangan Tarik (T_4) : sudah leleh

Pemeriksaan Eksentrisitas

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$= \frac{2205,443 \text{ kNm}}{5187,369 \text{ kN}}$$

$$= 425,156 \text{ mm}$$

Regangan Tulangan Tarik (ϵ_y)

$$\begin{aligned}\epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} \\ &= \frac{320 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \\ &= 0,0016\end{aligned}$$

Perhitungan Kopel Gaya

- $C_c = 0,85 \times f_c' \times b \times a$

$$= 0,85 \times 22,825 \text{ MPa} \times 600 \text{ mm} \times 0,85 \times c$$

$$= 9916,3125 c$$
- C_{s1} sudah leleh

$$C_{s1} = A_{s1} \times (f_{s1} - 0,85 f_c')$$

$$= 7 \times 491,071 \text{ mm}^2 \times (320 \text{ MPa} - (0,85 \times 22,825 \text{ MPa}))$$

$$= 1033162,109 \text{ N}$$
- C_{s2} sudah leleh

$$C_{s2} = A_{s2} \times (f_{s2} - 0,85 f_c')$$

$$= 5 \times 491,071 \text{ mm}^2 \times (320 \text{ MPa} - (0,85 \times 22,825 \text{ MPa}))$$

$$= 738076,644 \text{ N}$$
- C_{s3} sudah leleh

$$C_{s3} = A_{s3} \times (f_{s3} - 0,85 f_c')$$

$$= 2 \times 491,071 \text{ mm}^2 \times (320 \text{ MPa} - (0,85 \times 22,825 \text{ MPa}))$$

$$= 295189,174 \text{ N}$$
- C_{s4} belum leleh

$$C_{s4} = A_{s4} \times (f_{s4} - 0,85 f_c')$$

$$= A_{s4} \times ((\epsilon_{s4} \times E_s) - (0,85 f_c'))$$

$$= A_{s4} \times \left((0,003 \times \frac{c - d'}{c}) \times E_s - (0,85 f_c') \right)$$

$$= (570230,917 - \frac{189455357,7}{c})$$

- Cs₅ belum leleh

$$\begin{aligned} Cs_5 &= As_5 \times (fs_5 - 0,85 fc') \\ &= As_5 \times ((\epsilon s_5 \times Es) - (0,85 fc')) \\ &= As_5 \times ((0,003 \times \frac{c-d'}{c}) \times Es) - (0,85 fc') \\ &= (570230,917 - \frac{239937697,1}{c}) \end{aligned}$$

- Cs₆ belum leleh

$$\begin{aligned} Cs_6 &= As_6 \times fs_6 \\ &= As_6 \times ((\epsilon s_6 \times Es) - (0,85 fc')) \\ &= As_6 \times ((0,003 \times \frac{c-d'}{c}) \times Es) - (0,85 fc') \\ &= (570230,917 - \frac{290419447,3}{c}) \end{aligned}$$

- T₁ belum leleh

$$\begin{aligned} T_1 &= As_7 \times fs_7 \\ &= As_7 \times (\epsilon s_7 \times Es) \\ &= As_7 \times (0,003 \times \frac{c-d'}{c} \times Es) \\ &= \frac{340901786}{c} - 589285,714 \end{aligned}$$

- T₂ belum leleh

$$\begin{aligned} T_2 &= As_8 \times fs_8 \\ &= As_8 \times (\epsilon s_8 \times Es) \\ &= As_8 \times (0,003 \times \frac{c-d'}{c} \times Es) \\ &= \frac{391383929}{c} - 589285,714 \end{aligned}$$

- T_3 sudah leleh

$$\begin{aligned} T_3 &= A s_9 \times f s_9 \\ &= 5 \times 491,071 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ Mpa} \\ &= 785713,6 \text{ N} \end{aligned}$$

- T_4 sudah leleh

$$\begin{aligned} T_4 &= A s_{1p} \times f s_{10} \\ &= 7 \times 491,071 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ Mpa} \\ &= 1100000 \text{ N} \end{aligned}$$

Perhitungan Garis Netral (c) dengan Mengambil Momen terhadap $P_u = 0$

$$\Sigma M_{P_u} = 0$$

$$\begin{aligned} C c \left(\frac{h}{2} + e - \frac{a}{2} \right) + C s_1 \left(\frac{h}{2} + e - d_1 \right) + C s_2 \left(\frac{h}{2} + e - d_2 \right) + C s_3 \left(\frac{h}{2} + e - d_3 \right) + C s_4 \left(\frac{h}{2} + e - d_4 \right) + C s_5 \left(\frac{h}{2} + e - d_5 \right) + C s_6 \left(\frac{h}{2} + e - d_6 \right) + T_1 \left(\frac{h}{2} + e - d_7 \right) + T_2 \left(\frac{h}{2} + e - d_8 \right) + T_3 \left(\frac{h}{2} + e - d_9 \right) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} [9916,3125 c (450 + 425,156 - 0,425 a)] + [1033162,109 \text{ N} (450 + 425,156 - 64,5)] + [738076,644 \text{ N} (450 + 425,156 - 150,167)] + [295189,174 \text{ N} (450 + 425,156 - 235,833)] + \left[\left(570230,917 - \frac{189455357,7}{c} \right) (450 + 425,156 - 321,500) \right] + \left[\left(570230,917 - \frac{239937697,1}{c} \right) (450 + 425,156 - 407,167) \right] + \left[\left(570230,917 - \frac{290419447,3}{c} \right) (450 + 425,156 - 492,833) \right] - \left[\left(\frac{340901786}{c} - 589285,714 \right) (450 + 425,156 - 578,500) \right] - \left[\left(\frac{391383929}{c} - 589285,714 \right) (450 + 425,156 - 664,167) \right] - [785713,6 (450 + 425,156 - 749,833)] - [1100000 (450 + 425,156 - 835,5)] = 0 \\ -4214,433 c^3 + 987894,797 c^2 + 3060743936 c - 6,866 \cdot 10^{11} = 0 \end{aligned}$$

Diperoleh nilai $c = 516,609 \text{ mm}$

Kontrol Regangan

$$\epsilon_s = \frac{c - d'}{c} \times 0,003$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{S1} &= \frac{516,609 \text{ mm} - 64,5 \text{ mm}}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003 \\ &= 0,00263 > \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{sudah leleh}) \end{aligned}$$

$$f_{S1} = 320 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{S2} &= \frac{516,609 \text{ mm} - 150,167 \text{ mm}}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003 \\ &= 0,00213 > \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{sudah leleh}) \end{aligned}$$

$$f_{S2} = 320 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{S3} &= \frac{516,609 \text{ mm} - 235,833 \text{ mm}}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003 \\ &= 0,00163 > \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{sudah leleh}) \end{aligned}$$

$$f_{S3} = 320 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{S4} &= \frac{516,609 \text{ mm} - 321,500 \text{ mm}}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003 \\ &= 0,00110 < \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{belum leleh}) \end{aligned}$$

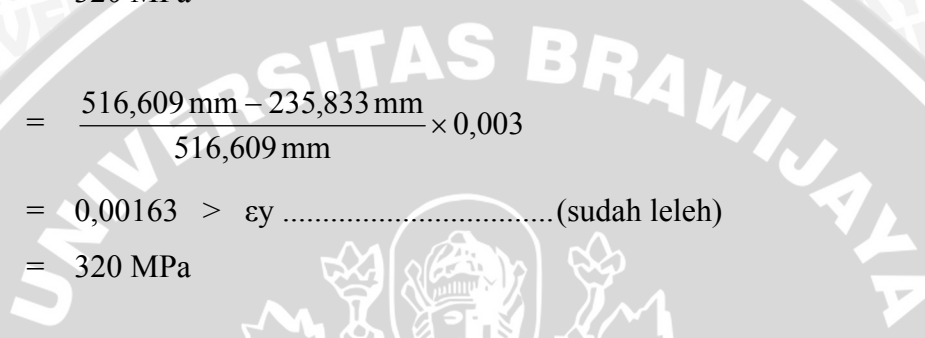
$$\begin{aligned} f_{S4} &= \epsilon_{S4} \times E_s \\ &= 0,00113 \times 200000 \text{ MPa} \\ &= 226,604 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{S5} &= \frac{516,609 \text{ mm} - 407,167 \text{ mm}}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003 \\ &= 0,000636 < \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{belum leleh}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{S5} &= \epsilon_{S5} \times E_s \\ &= 0,000636 \times 200000 \text{ MPa} \\ &= 127,109 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{S6} &= \frac{516,609 \text{ mm} - 492,833 \text{ mm}}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003 \\ &= 0,000140 < \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{belum leleh}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{S6} &= \epsilon_{S6} \times E_s \\ &= 0,000138 \times 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$



$$= 27,614 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s7} = \frac{578,500 \text{ mm} - 516,609}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003$$

$$= 0,000359 < \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{belum leleh})$$

$$\begin{aligned} f_{s7} &= \epsilon_{s7} \times E_s \\ &= 0,000359 \times 200000 \text{ MPa} \\ &= 71,881 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s8} = \frac{664,167 \text{ mm} - 516,609}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003$$

$$= 0,000857 < \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{belum leleh})$$

$$\begin{aligned} f_{s8} &= \epsilon_{s8} \times E_s \\ &= 0,000857 \times 200000 \text{ MPa} \\ &= 171,376 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s9} = \frac{749,833 \text{ mm} - 516,609}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003$$

$$= 0,001601 > \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{sudah leleh})$$

$$f_{s9} = 320 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s10} = \frac{835,500 \text{ mm} - 516,609}{516,609 \text{ mm}} \times 0,003$$

$$= 0,00185 > \epsilon_y \dots\dots\dots (\text{sudah leleh})$$

$$f_{s10} = 320 \text{ MPa}$$

Dari kontrol regangan tulangan di atas, diperoleh bahwa asumsi awal yang telah dilakukan sudah tepat.

Dengan mensubstitusikan nilai c, maka didapatkan besarnya kopel gaya yaitu sebagai berikut :

$$C_{s1} = 1033162,109 \text{ N}$$

$$C_{s2} = 738076,644 \text{ N}$$



$$\begin{aligned}
 C_{s3} &= 295189,174 \text{ N} \\
 C_{s4} &= 106831,336 \text{ N} \\
 C_{s5} &= 16646,274 \text{ N} \\
 C_{s6} &= 140122,444 \text{ N} \\
 T_1 &= 244545,255 \text{ N} \\
 T_2 &= 368022,386 \text{ N} \\
 T_3 &= 785713,6 \text{ N} \\
 T_4 &= 1100000 \text{ N} \\
 C_c &= 4054165,37 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kapasitas yang tersedia dari penampang kolom 628 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,85 \times (C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} + C_{s4} + C_{s5} + C_{s6} - T_1 - T_2 - T_3) \\
 &= 0,85 \times (4054165,37 \text{ N} + 1033162,109 \text{ N} + 738076,644 \text{ N} + 295189,174 \text{ N} + \\
 &\quad 106831,336 \text{ N} + 16646,274 \text{ N} + 140122,444 \text{ N} - 244545,255 \text{ N} - \\
 &\quad 368022,386 \text{ N} - 785713,6 \text{ N} - 1100000 \text{ N}) \\
 &= 5190,164 \text{ kN} > 5187,369 \text{ (Pu)} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi P_n \times e \\
 &= 5190,164 \times 0,425 \text{ m} \\
 &= 2206,631 \text{ kNm} > 2205,443 \text{ kNm (Mu)} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

4.9.2 Kontrol Desain Kapasitas "Strong Columns Weak Beams"

Berdasarkan filosofi "Capacity Design" dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom tidak leleh terlebih dahulu sebelum balok ketika terjadi goyangan lateral.

Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom yang dapat menyebabkan kerusakan berat, oleh karena itu kolom-kolom selalu didesain dengan 20% lebih kuat dari balok-balok pada suatu hubungan balok kolom (HBK).

Kuat lentur kolom yang termasuk dalam klasifikasi komponen struktur yang terkena beban lentur dan aksial pada Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) harus memenuhi persyaratan *strong columns weak beams* yang terdapat pada Pasal 23.4(2.(2)) SNI 03-2843-2002, yaitu sebagai berikut :



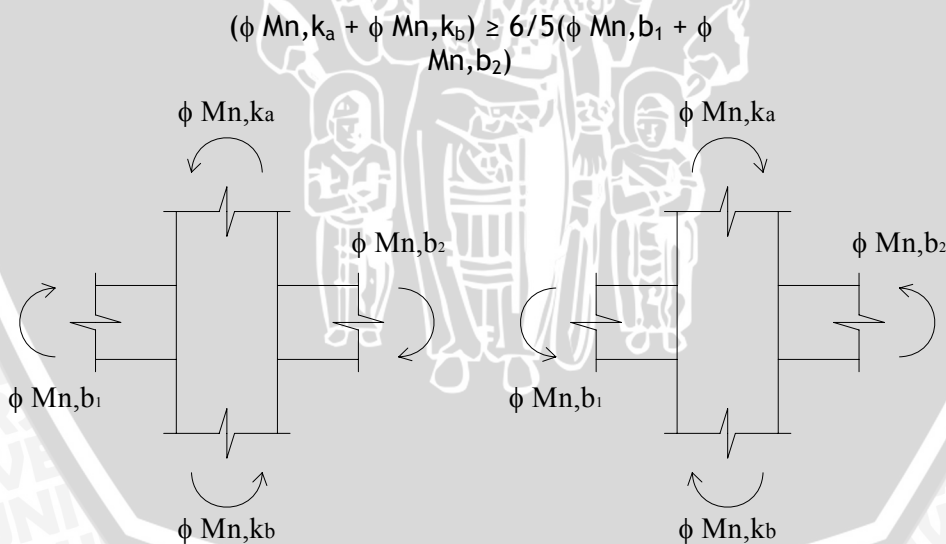
$$\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$$

Keterangan :

ΣM_e = jumlah momen pada pusat hubungan balok kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok kolom tersebut. Kuat lentur kolom harus dihitung dari gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil

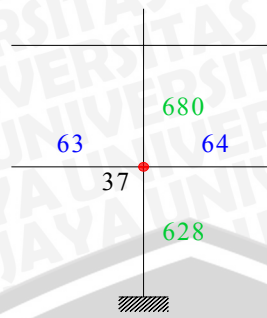
ΣM_g = jumlah momen pada pusat hubungan balok kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang merangka pada hubungan balok kolom tersebut.

Pada konstruksi balok T, dimana pelat dalam keadaan tertarik pada muka kolom, tulangan pelat yang berada dalam daerah lebar efektif pelat sesuai pasal 10.10 harus diperhitungkan dalam menentukan kuat lentur nominal balok bila tulangan tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritis lentur.



Gambar 4.21
Strong Column Weak Beam

Kontrol Desain Kapasitas "Strong Columns Weak Beams" pada Join 37



Gambar 4.22
Join 37

Data yang diperoleh dari perhitungan kapasitas momen kolom dan balok :

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas momen kolom 680 (Mn, k 680)} &= 1079,649 \text{ kNm} \\ \text{Kapasitas momen kolom 628 (Mn, k 628)} &= 2206,631 \text{ kNm} \\ \text{Kapasitas momen balok 64 (Mn, b 64)} &= 854,706 \text{ kNm} \\ \text{Kapasitas momen balok 63 (Mn, b 63)} &= 755,732 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk kolom tengah pada join 37, kuat momen nominal balok-balok yang bertemu di HBK diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \square \Sigma Mg &= Mn, b 64 + Mn, b 63 \\ &= 854,706 \text{ kNm} + 755,732 \text{ kNm} \\ &= 1610,438 \text{ kNm} \\ \Sigma Mg &= \frac{1610,438 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 2013,048 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sedangkan kuat momen nominal kolom yang bertemu di HBK diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \square \Sigma Me &= Mn, k 680 + Mn, k 628 \\ &= 1079,649 \text{ kNm} + 2206,631 \text{ kNm} \\ &= 3286,28 \text{ kNm} \\ \Sigma Me &= \frac{3286,28 \text{ kNm}}{0,65} \\ &= 5055,815 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sesuai persyaratan pada Pasal 23.4(2.(2)) SNI 03-2847-2002 bahwa M_e dan M_g harus diambil nilai nominalnya, oleh karena itu nilai M_e dan M_g dibagi oleh masing-masing koefisien reduksi.

Sehingga diperoleh :

$$\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$$

$$5055,815 \text{ kNm} > \frac{6}{5} \times 2013,048 \text{ kNm}$$

$$5055,815 \text{ kNm} > 2415,657 \text{ kNm}$$

Karena persyaratan Pasal 23.4(2.(2)) SNI 03-2843-2002 di atas terpenuhi, maka dapat disimpulkan bahwa desain yang dilakukan telah memenuhi persyaratan *strong columns weak beams*.

4.9.3 Pengekangan Kolom

Pada ujung-ujung kolom perlu cukup pengekangan untuk menjamin daktilitas struktur bila terjadi pembentukan sendi plastis. Kemudian pada ujung-ujung kolom tersebut juga perlu dipasang tulangan transversal untuk mencegah kegagalan geser sebelum penampang mencapai kapasitas lentur, dan kedua tulangan menekuk (*buckling*). SNI 03-2847-2002 menentukan jumlah, jarak, dan lokasi dari tulangan transversal, sehingga kebutuhan tulangan pengekangan, kuat geser, dan tekuk dapat terpenuhi.

Ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang dengan spasi tulangan sesuai dengan Pasal 23.4(4(2)) SNI 03-2847-2002 oleh tulangan transversal dengan ketentuan sebagai berikut :

- $l_o \geq h$
 $\geq 900 \text{ mm}$
- $l_o \geq 1/6 L_n$
 $\geq 633,333 \text{ mm}$
- $l_o \geq 450 \text{ mm}$

digunakan $l_o = 1000 \text{ mm}$

Dengan spasi tulangan (s_o) tidak melebihi :

- $s = \frac{1}{2}$ dimensi penampang terkecil
 $= \frac{1}{2} \times 600 \text{ mm}$

$$= 300 \text{ mm}$$

- $s = 8 \times \text{diameter terkecil tulangan longitudinal}$

$$= 8 \times 22 \text{ mm}$$

$$= 176 \text{ mm}$$

- $s = 24 \times \text{diameter tulangan transversal}$

$$= 24 \times 12 \text{ mm}$$

$$= 288 \text{ mm}$$

- $s = 300 \text{ mm}$

digunakan $s_0 = 100 \text{ mm}$

As minimum sesuai Pasal 23.4(4(1)) SNI 03-2847-2002, diperoleh dari nilai lebih besar dari hasil dua rumus berikut :

- $$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \left(s_0 \times hc \times \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(100 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times \frac{22,825 \text{ MPa}}{320 \text{ Mpa}} \right) \times \\ &\quad \left(\frac{540000 \text{ mm}^2}{(900 \text{ mm} - 2 \times 40 \text{ mm}) \times (600 \text{ mm} - 2 \times 40 \text{ mm})} - 1 \right) \\ &= 342,054 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- $$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \times \left(s_0 \times hc \times \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \\ &= 0,09 \times \left(100 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times \frac{22,825 \text{ MPa}}{320 \text{ Mpa}} \right) \\ &= 385,172 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk memenuhi Pasal 23.4(4(3)) SNI 03-2847-2002 maka dipasang $A_{sh} = 4\phi 12 = 452,571 \text{ mm}^2$

4.9.4 Penulangan Transversal Kolom untuk Beban Geser

Langkah-langkah penulangan geser kolom pada hakekatnya adalah sama dengan penulangan geser pada balok, hanya pada kolom daerah ujung-ujung kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi struktur bangunan beton bertulang yang tahan terhadap gempa.

Gaya geser rencana (V_e) untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut Pasal 23.10(3) SNI 03-2847-2002 ditentukan dari kuat momen maksimum (M_{pr}) dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu pada hubungan balok kolom (HBK) yang bersangkutan. M_{pr} diambil sama dengan momen *balance* diagram interaksi dari kolom yang bersangkutan dengan $f_s = 1,25 f_y$.

Pasal 23.10(3) SNI 03-2847-2002 juga membatasi bahwa gaya geser tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat HBK berdasarkan pada M_{pr} balok-balok melintang tetapi harus lebih besar dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur.

Contoh Perhitungan Penulangan Geser Kolom

Contoh perhitungan yang dilakukan adalah penulangan geser pada kolom no 628 tingkat 1, direncanakan menggunakan tulangan utama D-25 mm dan tulangan geser ϕ -12 mm, dimana data penampang kolom 628 tersebut adalah sebagai berikut :

Panjang kolom (h)	=	900 mm
Lebar kolom (b)	=	600 mm
Tinggi kolom (L)	=	4500 mm
Panjang efektif (d)	=	835,5 mm
Mutu beton (f'_c)	=	22,825 MPa
Mutu tulangan (f_y ulir)	=	320 MPa
Mutu tulangan (f_y polos)	=	240 MPa

Sedangkan data gaya-gaya dalam yang diperoleh dari perhitungan statika dengan menggunakan Staad Pro 2004 untuk kolom 628 (diambil nilai yang maksimum dari 10 kombinasi pembebanan) adalah sebagai berikut :

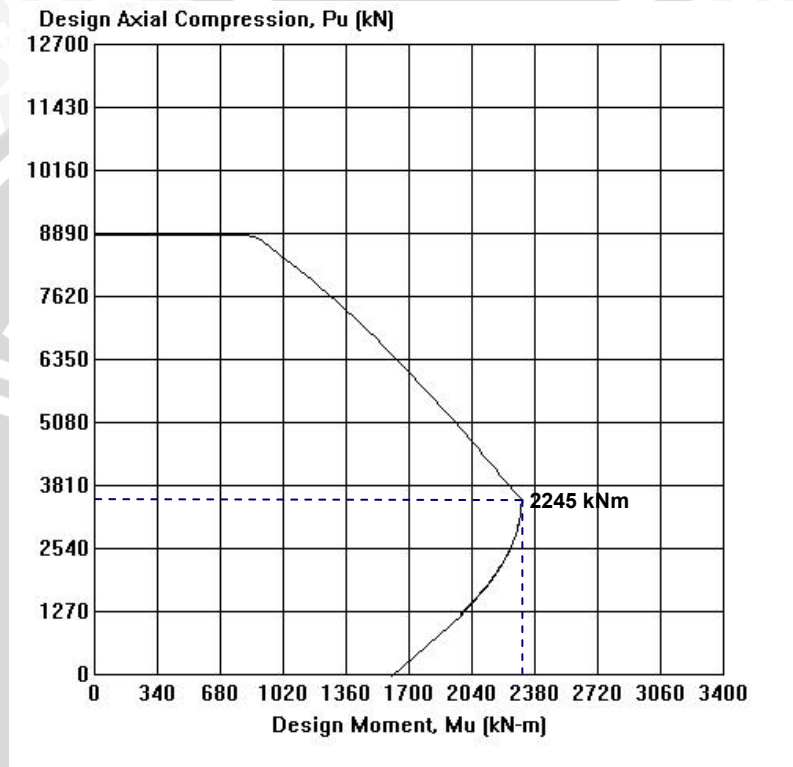
Momen Minimum (M_{1b})	=	840,815 kNm
Momen Maksimum (M_{2b})	=	2205,443 kNm
Gaya Aksial (P_u)	=	5187,369 kN
Gaya geser (V_u)	=	676,946 kN

Perhitungan Gaya Geser Rencana Kolom

Dengan bantuan Gambar 4.23, maka diperoleh $M_{pr} = M_b = 1450$ kNm. M_{pr} untuk kolom tengah di atas dan di bawah lantai 1 adalah sama besar, maka :

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{2 \times M_{pr}}{l_n} \\
 &= \frac{2 \times 2245 \text{ kNm}}{4,15 \text{ m}} \\
 &= 1081,928 \text{ kN} > 676,946 \text{ kN (hasil analisa statika dengan Staad)}
 \end{aligned}$$

Gaya geser yang diambil adalah yang terbesar yaitu $V_e = 1081,928 \text{ kN}$



Gambar 4.23
Diagram Interaksi Kuat Desain Kolom 628 dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$

Karena gaya aksial terfaktor (N_u) pada kolom 628 = 5187,369 kN lebih besar dari $A_g f_c' / 20 = 617,25 \text{ kN}$, maka kuat geser yang dapat ditahan oleh beton (V_c) diambil sesuai Pasal 13.3(1(2)) SNI 03-2847-2002, yaitu sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \left(1 + \frac{5187,369 \text{ N}}{14 \times 540000 \text{ mm}^2} \right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{22,825 \text{ MPa}} \times 600 \text{ mm} \times 835,5 \text{ mm} \\
 &= 399438,333 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan $A_v 4 \phi 12 = 452,4 \text{ mm}^2$ dan s terpasang 100 mm (pengekangan tulangan), maka :

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{452,4 \times 240 \text{ MPa} \times 835,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \\ &= 907152,480 \text{ N} \end{aligned}$$

Perhitungan Kapasitas Geser yang Tersedia

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 (907152,480 \text{ N} + 399438,333 \text{ N}) \\ &= 1105,814 \text{ kN} > 1081,928 \text{ kN} (V_e) \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Ini berarti Ash terpasang berdasarkan persyaratan Pasal 23.4(4(1)) SNI 03-2847-2002 di lo sudah cukup untuk menahan geser.

Sisa panjang kolom tetap harus dipasang tulangan transversal dengan spasi tulangan (s_0) tidak melebihi :

- $s = \frac{1}{2}$ dimensi penampang terkecil
 $= \frac{1}{2} \times 600 \text{ mm}$
 $= 300 \text{ mm}$
- $s = 8 \times$ diameter terkecil tulangan longitudinal
 $= 8 \times 22 \text{ mm}$
 $= 176 \text{ mm}$
- $s = 24 \times$ diameter tulangan transversal
 $= 24 \times 12 \text{ mm}$
 $= 288 \text{ mm}$
- $s = 300 \text{ mm}$

Jadi untuk sisa panjang kolom dipasang tulangan tranversal dengan spasi 150 mm

Untuk kebutuhan penulangan geser kolom selengkapnya dapat diperiksa dengan cara yang sama (ditabelkan).

4.9.5 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Untuk wilayah gempa 3 dan wilayah gempa 4 sebetulnya tidak ada persyaratan pembatasan untuk lokasi sambungan lewatan, yang biasanya diletakkan di atas lantai untuk

kesederhanaan pelaksanaan. Namun, untuk keamanan struktur boleh juga sambungan lewatan diletakkan di lokasi seperti pada wilayah gempa 5 dan wilayah gempa 6. Pada sambungan lewatan harus dipasang tulangan transversal untuk mengantisipasi terkena beban bolak-balik.

Sambungan lewatan tidak boleh dihentikan di lokasi lo, yang kemungkinan besar akan terjadi pelupasan dan tegangan tinggi, tetapi harus diletakkan di tengah tinggi kolom. Sambungan tersebut harus didesain sebagai sambungan tarik dan harus dikekang oleh tulangan transversal yang cukup.

Sesuai Pasal 14.2(3) SNI 03-2847-2002, panjang sambungan lewatan tulangan D25 dari kolom tengah harus dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\frac{\lambda d}{db} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{(c + K_{tr})}$$

dimana :

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$c = 40 + 12 + \frac{1}{2} 25$$

$$= 64,5$$

$$c = \frac{900 - 2(40 + 12) - 25}{9 \times 2}$$

$$= 42,833 \dots (\text{diambil})$$

$$\frac{c + K_{tr}}{db} = \frac{42,83 + 0}{25}$$

$$= 1,713$$

Dengan mensubstitusikan α , β , γ , λ , dan c , maka diperoleh :

$$\frac{\lambda d}{db} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{(c + K_{tr})}$$

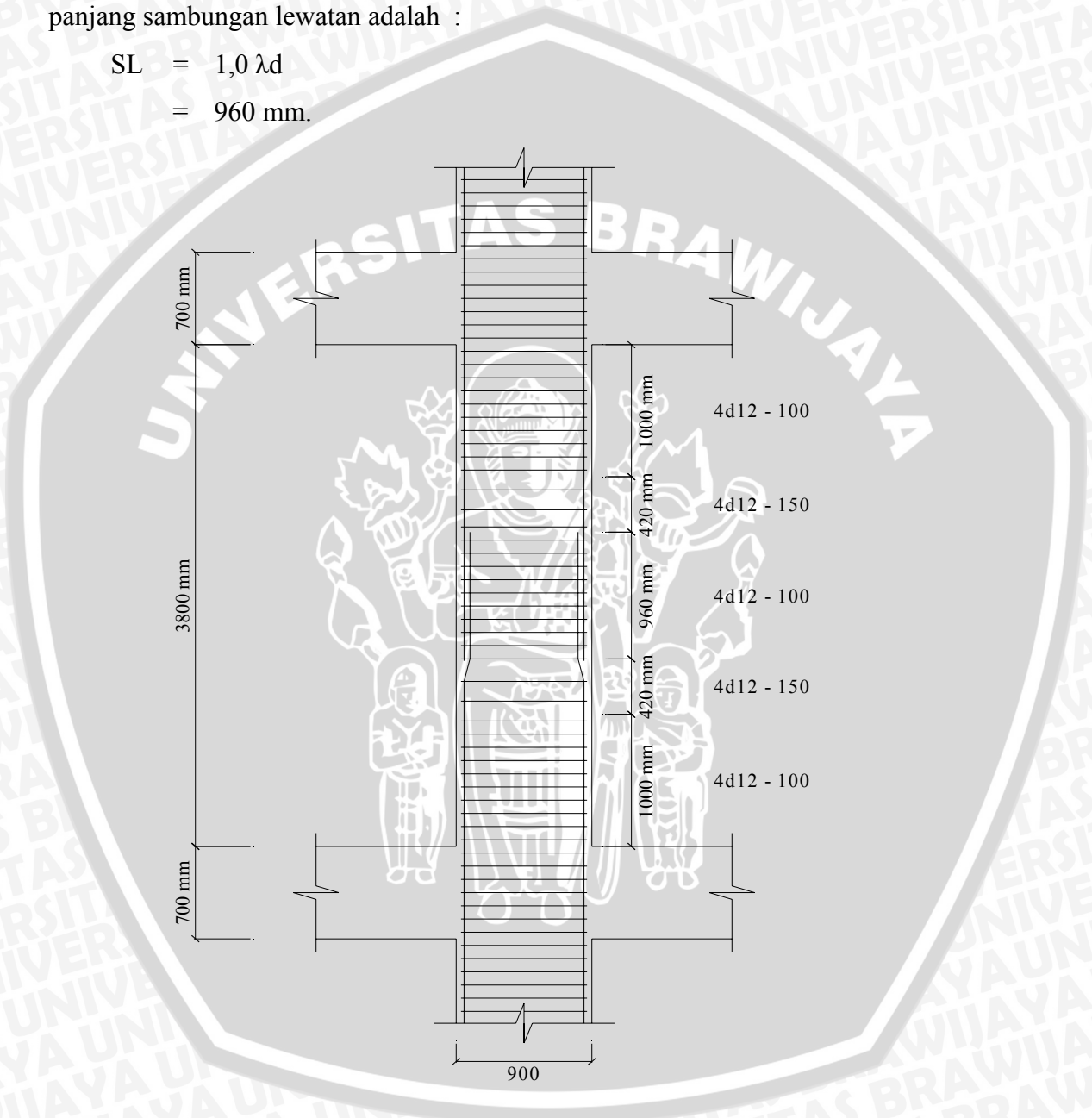
$$= \frac{9 \times 320}{10 \times \sqrt{22,825}} \times \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,713}$$

$$= 38,396$$

$$\begin{aligned} \lambda d &= 38,396 \times 25 \text{ mm} \\ &= 959,903 \text{ mm} \\ &\approx 960 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan sambungan lewatan kelas A (Pasal 14.17(2(3)) SNI 03-2847-2002) dimana panjang sambungan lewatan adalah :

$$\begin{aligned} SL &= 1,0 \lambda d \\ &= 960 \text{ mm.} \end{aligned}$$



Gambar 4.24
Detail Penulangan Kolom Tengah

4.10 Desain Hubungan Balok Kolom

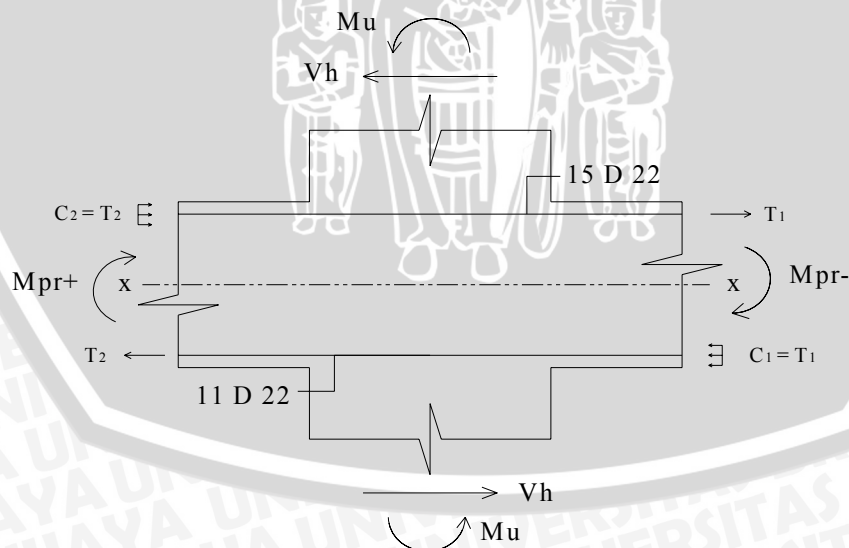
Pertemuan balok dan kolom merupakan suatu daerah dimana terjadi interaksi tegangan yang sangat tinggi, karena adanya momen berbalik arah pada balok-balok

disisinya akibat beban gempa yang cukup besar. Faktor-faktor krisis dalam perencanaan pertemuan balok dan kolom adalah pemindahan gaya-gaya yang bekerja pada suatu elemen struktur kepada elemen struktur lainnya melalui suatu pertemuan. Bila tidak direncanakan dengan tepat justru di daerah pertemuan ini akan terjadi retak diagonal akibat gaya geser horizontal yang bekerja.

Penulangan memanjang harus menerus menembus hubungan balok kolom (HBK) dan dijangkar sebagai batang tarik atau tekan dengan panjang penyaluran dalam suatu inti kolom yang terkekang. Lekatan antara tulangan memanjang dan beton tidak boleh sampai lepas (slip) di dalam HBK yang berakibat dapat menambah rotasi HBK. Sedangkan Pemasangan tulangan transversal dalam HBK bertujuan untuk memberikan pengekangan pada beton untuk menjamin tetap berperilaku daktail dan tetap dapat mempertahankan kapasitas pemikul beban, meskipun kulit beton telah mengelupas.

Pada wilayah gempa 3 dan 4, untuk keamanan berlaku Pasal 23.5(2(1)) SNI 03-2847-2002. Sedangkan persyaratan tulangan transversal pada Pasal 23.5(30) SNI 03-2847-2002 untuk wilayah gempa 3 dan 4 tidak disyaratkan, tetapi ada baiknya dikontrol kuat geser HBK, dengan gaya horizontal memanjang tulangan balok digunakan $1,0 f_y$.

4.10.1 Hubungan Balok-Kolom Tengah



Gambar 4.25
Analisa Geser dari HBK Kolom Tengah no 628 Portal 17

Data perencanaan untuk hubungan balok kolom adalah sebagai berikut :

Panjang kolom (h)	=	900 mm
Lebar kolom (b)	=	600 mm
Tinggi kolom (L)	=	4500 mm
Tinggi bersih (ln)	=	3800 mm
Mutu beton ($f'c$)	=	22,825 MPa
Mutu tulangan (f_y ulir)	=	320 MPa
Mutu tulangan (f_y polos)	=	240 Mpa

Kuat geser nominal kolom yang diperiksa adalah di arah Utara-Selatan pada baris ke-17. Gaya geser yang mungkin terjadi di potongan x-x adalah $T_1 + T_2 - V_h$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK arah B – T.

Perhitungan Kuat Tarik Tulangan

$$\begin{aligned} T_1 &= A_{s1} \times 1,0 f_y \\ &= 5704,286 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ MPa} \\ &= 1825,371 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_{s2} \times 1,0 f_y \\ &= 4183,143 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ MPa} \\ &= 1338,606 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser (V_h) di kolom dihitung dari Mpr kedua ujung balok yang menyatu di HBK, masing-masing ujung kolom memikul jumlah Mpr balok-balok sama besarnya (M_u), yaitu sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2} \\ &= \frac{1118,021 \text{ kNm} + 885,478 \text{ kNm}}{2} \\ &= 1001,750 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$V_h = \frac{M_u}{0,5l_n}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1001,750 \text{ kNm}}{0,5 \times 3,8 \text{ m}} \\
 &= 527,237 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Gaya Geser di x-x

$$\begin{aligned}
 V_{x-x} &= T_1 + T_2 - V_h \\
 &= 1825,371 \text{ kN} + 1338,606 \text{ kN} - 527,237 \text{ kN} \\
 &= 2636,741 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat Geser Nominal HBK

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 1,7 A_j \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 0,75 \times 1,7 (600 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}) \times \sqrt{22,825 \text{ MPa}} \\
 &= 3289,344 \text{ kN} > 2636,741 \text{ kN} (V_{x-x}) \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

4.10.2 Hubungan Balok-Kolom Tepi

Kuat geser HBK tepi yang diperiksa adalah arah Utara-Selatan pada kolom tepi no 603 baris ke-17, HBK tersebut hanya dikekang oleh tiga balok sehingga sesuai Pasal 23.5(2(2)) SNI 03-2847-2002, tulangan transversal di ujung kolom perlu dipasang dalam HBK.

Gambar 4.23 menunjukkan analisis momen kolom (M_n) dari gaya geser di ujung kolom (V_h), kuat tarik tulangan atas balok (T_1) sama dengan kuat tekan (C_1). Dengan cara yang sama seperti pada HBK tengah diperoleh :

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{M_{pr}^-}{2} \\
 &= \frac{1118,021 \text{ kNm}}{2} \\
 &= 559,011 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$V_h = \frac{M_u}{0,5l_n}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{559,011 \text{ kNm}}{0,5 \times 3,8 \text{ m}} \\
 &= 294,216 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

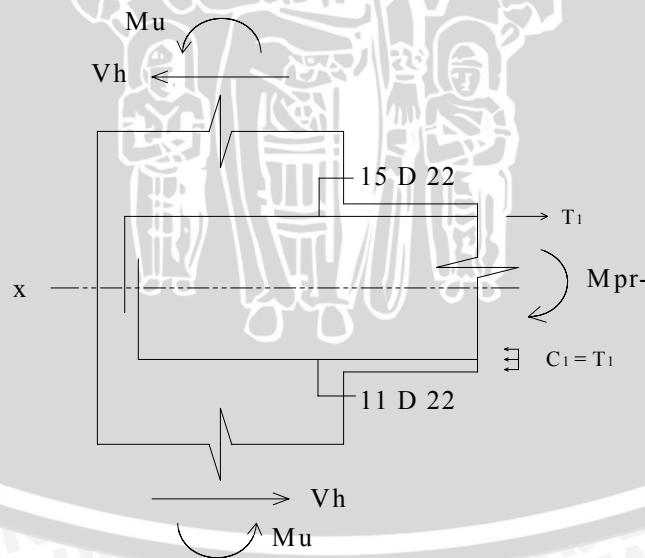
Perhitungan Gaya Geser di x-x

$$\begin{aligned}
 V_{x-x} &= T_1 - V_h \\
 &= 1825,371 \text{ kN} - 307,554 \text{ kN} \\
 &= 1517,817 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat Geser Nominal HBK

Untuk HBK yang terkekang pada ketiga sisinya berlaku kuat geser nominal sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 1,25 A_j \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 0,75 \times 1,25 (600 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}) \times \sqrt{22,825 \text{ MPa}} \\
 &= 2418,636 \text{ kN} > 1517,817 \text{ kN} (V_{x-x}) \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.26
Analisa Geser dari HBK Kolom Tepi no 603 Portal 17

4.11 Pembahasan

Perencanaan Ulang Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) yang dilakukan menggunakan mutu beton K-175 dimana $f_c' = 22,825$ MPa, mutu tulangan ulir 320 MPa, dan mutu tulangan polos 240 MPa. Dimensi awal yang digunakan pada analisis portal yang ditinjau yaitu portal 13, portal 17, portal GH, dan portal IJ seluruhnya menggunakan dimensi balok induk 40/70, dan balok anak 30/50, sedangkan untuk dimensi kolom terdiri dari 60/90, 90/60, 75/75, 60/60, serta kolom praktis 30/30. Pada perencanaan tulangan lentur balok digunakan tulangan ulir diameter 22 mm, dan untuk penulangan gesernya digunakan tulangan polos dengan diameter 12 mm. Sedangkan pada perencanaan tulangan lentur kolom digunakan tulangan ulir diameter 25 mm, dan untuk tulangan gesernya digunakan tulangan polos dengan diameter 12 mm. Beban yang diperhitungkan dalam pembebanan struktur adalah beban gempa dan beban gravitasi, dimana seluruh beban tersebut ditahan oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Karena struktur gedung terdiri dari tujuh lantai, sehingga beban lateral dalam hal ini gempa cukup berpengaruh.

Kondisi Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang yang direncanakan adalah tidak simetris, termasuk bangunan tinggi, mempunyai loncatan bidang muka pada lantai 4 yang melebihi 0,25 kali ukuran terbesar bagian inti dari denah struktur, serta denah struktur adalah persegi panjang, tetapi terdapat tonjolan yang melebihi 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut. Karena batasan-batasan tersebut maka dalam perencanaan digunakan analisis dinamis untuk menghitung gaya pada struktur akibat gaya gempa. Pada analisa dinamis yang dilakukan, memodelkan beban gempa bekerja pada pusat massa dari tiap-tiap lantai atau dapat diasumsikan terpusat pada satu nodal. Adapun cara menganalisisnya yaitu menggunakan Analisis Ragam Spektrum Respon dengan menggunakan program bantu *software* STAAD Pro 2004.

Dari data-data yang diperoleh kemudian dilakukan perhitungan statika dengan menggunakan program STAAD Pro 2004. Input data yang dilakukan yaitu beban gravitasi dan beban gempa yang telah dikombinasikan berdasarkan SNI 03-2847-2002. Sedangkan output yang dihasilkan adalah berupa gaya-gaya dalam dari struktur yang berupa momen, gaya lintang, dan gaya aksial. Gaya-gaya dalam yang diperoleh dari analisa statika tersebut digunakan untuk perencanaan kebutuhan tulangan. Dari hasil output yang ditinjau pada 4

portal yaitu portal GH, portal IJ, portal 13, dan portal 17, gaya dalam pada portal 13 lebih maksimum dibanding dengan portal yang lain, sehingga pada portal tersebut diperlukan jumlah tulangan yang lebih banyak.

Konsep perencanaan yang dilakukan yaitu konsep desain kapasitas, dimana konsep tersebut akan berhasil menjamin struktur berperilaku aman saat terjadi gempa kuat apabila disertai dengan pendetailan yang baik pada elemen-elemen struktur dan joint-joinnya. Pada perencanaan, daerah-daerah sendi plastis didetail secara khusus agar mampu berdeformasi inelastik cukup besar berdasarkan persyaratan yang tercantum dalam SNI 03-2847-2002. Sedangkan pada daerah-daerah di luar sendi plastis tidak perlu dilakukan pendetailan khusus. Pendetailan yang dilakukan berdasarkan persyaratan sistem struktur sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) yaitu pada balok, kolom, dan hubungan balok kolom (HBK).

Berdasarkan filosofi "*Capacity Design*" yang digunakan dalam perencanaan, maka kolom diberi cukup kekuatan sehingga kolom tidak leleh atau runtuh terlebih dahulu sebelum balok ketika terjadi goyangan lateral. Dalam hal ini untuk merencanakan penulangan lentur kolom dilakukan kontrol terhadap persyaratan *strong column weak beams*, yaitu bahwa kapasitas yang tersedia dari penampang kolom minimal harus lebih besar dari $6/5$ dari kapasitas penampang balok.

Setelah didapatkan jumlah tulangan yang terpasang kemudian dihitung kapasitas penampang dari tulangan terpasang. Hasil perhitungan dari semua portal yang ditinjau menghasilkan momen nominal yang lebih besar dari momen yang bekerja akibat beban.

Hasil rekapitulasi tulangan lentur dan tulangan geser balok dicantumkan dalam tabel 4.7, 4.8, 4.9, dan 4.10. Sedangkan hasil rekapitulasi tulangan lentur dan tulangan geser kolom dicantumkan dalam tabel 4.11, 4.12, 4.13, dan 4.14, yang kemudian dibandingkan dengan tulangan terpasang pada bangunan eksisting yang menggunakan Sistem Ganda.

Dari tabel 4.7 sampai dengan 4.14 dapat dilihat bahwa perbedaan jumlah tulangan dan dimensi dari elemen struktur hasil perhitungan dengan bangunan eksisting cukup besar, hal ini dikarenakan perbedaan sistem struktur yang digunakan dalam perencanaan struktur gedung. Pada hasil perhitungan, perencanaan gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dimana seluruh beban, baik itu beban gravitasi maupun gaya lateral yang berasal dari beban gempa diterima dan ditahan oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur.

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Pada perencanaan ulang Gedung Pusat Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Malang menggunakan struktur portal tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), diharapkan struktur yang telah didesain dapat menjamin struktur tersebut tidak akan mengalami kerusakan ketika menahan gaya lateral akibat gempa dengan kekuatan kecil maupun sedang, dan tidak akan mengalami kerusakan yang fatal akibat gempa kuat dengan pendetailan-pendetailan yang dilakukan pada elemen struktur (balok, kolom, dan hubungan balok kolom) sesuai dengan persyaratan yang tercantum dalam SNI 03-2847-2002.

Perbedaan utama analisa struktur yang dilakukan yaitu pada sistem struktur yang digunakan. Perencanaan gedung eksisting menggunakan Sistem Ganda dengan struktur dinding geser yang berfungsi untuk menahan beban gempa, sedangkan beban gravitasi ditahan oleh struktur portal, tetapi pada perencanaan ulang yang dilakukan struktur dinding geser tersebut dihilangkan, sehingga seluruh beban gempa dan beban gravitasi yang direncanakan hanya diterima dan ditahan oleh sistem struktur portal melalui mekanisme lentur. Hal ini mengakibatkan dimensi kolom dan balok serta jumlah tulangan yang lebih besar daripada struktur bangunan eksisting.

Perencanaan tulangan lentur dan tulangan geser untuk elemen kolom dan balok dibatasi pada portal 13, portal 17, portal IJ, dan portal GH yang dianggap telah mewakili portal-portal yang lain. Dari hasil analisa yang dilakukan didapatkan dimensi dan tulangan balok, kolom yang lebih besar dari dimensi dan tulangan balok, kolom pada struktur gedung eksisting yang telah dibangun.

5.2 Saran

Seiring kemajuan teknologi komputerisasi seperti saat ini, perencanaan struktur gedung portal dengan konsep daktilitas penuh gempa dinamis 3D, program Staad Pro 2004 mampu menghasilkan gaya-gaya dalam yang terjadi akibat pembebanan yang diberikan beserta hasil output yang diinginkan secara langsung, tetapi dari hasil yang diperoleh tersebut tetap harus memperhatikan peraturan-peraturan yang berlaku, agar dapat dihasilkan yang lebih efisien dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.

Dalam perencanaan ulang yang dilakukan, terdapat beberapa penyederhanaan dengan tujuan untuk mempermudah dalam melakukan perencanaan. Diharapkan perencanaan ini dapat menjembatani perencanaan-perencanaan lain dengan prosedur mendekati pada kenyataan di lapangan dan tetap memperhatikan persyaratan-persyaratan yang berlaku, sehingga hasil yang didapat memiliki tingkat validitas yang tinggi.



DAFTAR PUSTAKA

- Amrinsyah Nasution. 2000. "*Analisa Struktur dengan Metoda Matrik*". Bandung : Penerbit ITB.
- Anonimous. 1983. "*Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*". Bandung : Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonimous. 1999. "*Struktur Beton*". Semarang : Badan Penerbit Universitas Semarang
- Anonimous. 2002. "*Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 03-1726-2002*". Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonimous. 2002. "*Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 03-2487-2002*". Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonimous. 2006. "*Dokumen Perencanaan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya*". Malang.
- Desai, C. S. 1996. "*Dasar-Dasar Metode Elemen Hingga*". Jakarta : Erlangga.
- Gideon Kusuma. 1993. "*Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang*". Jakarta : Erlangga.
- Gideon Kusuma. 1997. "*Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa*". Jakarta : Erlangga.
- Istimawan Dipohusodo. 1994. "*Struktur Beton Bertulang*". Jakarta : PT. Gramedia Pustaka Utama.
- Iswandi Imran, Ir, MASc, Ph.D. 2000. "*Struktur Beton I*". Bandung : Penerbit ITB.
- Jimmy Juwana S, Ir, MSAE. 2005. "*Panduan Sistem Bangunan Tinggi*". Jakarta : Erlangga.
- M. Firdaus Alkaff. 2005. "*STAAD 2004 untuk Orang Awam*". Palembang : Maxikom.
- M. Firdaus Alkaff. 2006. "*STAAD 2004 untuk Tingkat Menengah*". Palembang : Maxikom.
- Mc Cormac, J. C. 2003. "*Desain Beton Bertulang Jilid I*". Jakarta : Erlangga.
- Munir M. Hamad. 2004. "*Using STAAD Pro 2003 2nd Edition With British Codes*"
- Paulay, T, and Park, R. 1975. "*Reinforced Concrete Structures*". Canada.
- Rachmat Purwono, Prof, Ir, Msc. 2005. "*Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*". Surabaya : ITSpress.

- Rachmat Purwono, Prof, Ir, Msc. 2006. "*Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Edisi Kedua*". Surabaya : ITSpress.
- Rasyid Andalus Setiawan. 2006. "*Analisan dan Desain Struktur dengan STAAD Pro 2004*". Yogyakarta : Penerbit Andi.
- Schueller, W. 1991. "*Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi*". Bandung : Refika Aditama.
- Sudarmoko, Ir, MSc. 1995. "*Diagram Perancangan Kolom Beton Bertulang*". Yogyakarta : Unit Produksi Biro Penerbit UGM.
- Taranath, B. S. 1998. "*Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Buildings*". USA : McGraw-Hill.
- Wang, C. K, & Salmon C. G. 1994. "*Disain Beton Bertulang*". Jakarta : Erlangga.
- Weaver, J. W, & Gere, M. J. 1996. "*Analisa Matriks untuk Struktur Rangka*". Jakarta : Erlangga.
- Yerri Susatio. 2004. "*Dasar-dasar Metode Elemen Hingga*". Yogyakarta : Penerbit Andi.

