

SKRIPSI

**PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL TERBUKA TAHAN GEMPA
GEDUNG FAKULTAS ILMU SOSIAL DAN ILMU POLITIK
UNIVERSITAS BRAWIJAYA**



**Di Susun Oleh
NUR MAYASARI
12.21.034**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2016**

LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI

PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL TERBUKA TAHAN GEMPA GEDUNG
FAKULTAS ILMU SOSIAL DAN ILMU POLITIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA

*Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil
Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

Nur Mayasari

12.21.034

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Ir. Ester Priskasari, MT.

Mohamad Erfan, ST., MT.

Malang, September 2016

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang



Ir. A. Agus Santosa, MT

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

2016

LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI

PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL TERBUKA TAHAN GEMPA GEDUNG
FAKULTAS ILMU SOSIAL DAN ILMU POLITIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA

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

Pada hari :Rabu

Tanggal : 10 Agustus 2016

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1*

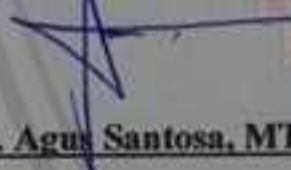
Disusun Oleh :

Nur Mayasari

12.21.034

Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

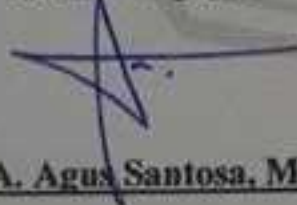
Sekretaris



(Ir. Munasih, MT)

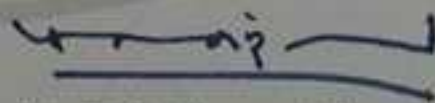
Anggota Penguji :

Dosen Penguji I



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Dosen Penguji II



(Ir. H. Sudirman Indra, MSc.)

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

2016

SKRIPSI

**PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL TERBUKA TAHAN GEMPA
GEDUNG FAKULTAS ILMU SOSIAL DAN ILMU POLITIK
UNIVERSITAS BRAWIJAYA**



**Di Susun Oleh :
NUR MAYASARI
12.21.034**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2016**

LEMBAR PENGESAHAN

SKRIPSI

**PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL TERBUKA TAHAN GEMPA GEDUNG
FAKULTAS ILMU SOSIAL DAN ILMU POLITIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA**

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

Pada hari :Rabu

Tanggal : 10 Agustus 2016

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan

Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1

Disusun Oleh :

Nur Mayasari

12.21.034

Disahkan Oleh :

Ketua

Sekretaris

(Ir. A. Agus Santosa, MT)

(Ir. Munasih, MT)

Anggota Penguji :

Dosen Penguji I

Dosen Penguji II

(Ir. A. Agus Santosa, MT)

(Ir. H. Sudirman Indra, MSc.)

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

2016

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL TERBUKA TAHAN GEMPA GEDUNG
FAKULTAS ILMU SOSIAL DAN ILMU POLITIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA**

*Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil
Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

Nur Mayasari

12.21.034

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing 1

Dosen Pembimbing 2

Ir. Ester Priskasari, MT.

Mohamad Erfan, ST.,MT.

Malang, September 2016

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknolog Nasional Malang

Ir. A. Agus Santosa, MT

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

2016

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Nur Mayasari
NIM : 12.21.103
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan
Institusi : Institut Teknologi Nasional Malang

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

“PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL TERBUKA TAHAN GEMPA GEDUNG FAKULTAS ILMU SOSIAL DAN ILMU POLITIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA”, adalah benar-benar merupakan hasil karya saya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur hasil karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan skripsi ini hasil duplikasi atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, maka saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, September 2016

Yang membuat pernyataan

Nur Mayasari

NIM : 12. 21. 034

ABSTRAK

Nur Mayasari.2016. Perencanaan Struktur Portal Terbuka Tahan Gempa Gedung FISIP – Universitas Brawijaya. Skripsi. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang. Pembimbing (I) Ir. Ester Priskasari.,M.T., (II) Mohammad Erfan. ST, MT.

Perencanaan struktur gedung tahan gempa saat ini sangat banyak di Indonesia, karena Indonesia termasuk dalam wilayah yang rawan gempa. Oleh karena itu diperlukan pengetahuan dalam perencanaan struktur yang tahan terhadap beban gravitasi dan beban gempa. Gedung berada di kota Malang dengan zona gempa menengah. Gedung terdiri dari 8 lantai dengan panjang gedung 53.17 m, lebar 25 m dan tinggi gedung 28.4 m. Fungsi gedung sebagai gedung kuliah.

Struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan. Di Indonesia perhitungan struktur gedung bertingkat tahan gempa harus memenuhi standar peraturan terbaru yang terdapat dalam SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dan SNI 2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung Kedua SNI tersebut memberikan pedoman dalam menganalisa dan mendesign bangunan beton bertulang khususnya yang menerima beban gempa. Dengan demikian pada perencanaan struktur portal terbuka tahan gempa gedung Fakultas Ilmu Sosial dan Ilmu Politik Universitas Brawijaya digunakan metodev Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Mutu beton yang digunakan ($f_c' = 30$ MPa), mutu baja ulir ($f_y = 400$ MPa), Baja polos ($f_y = 240$ MPa). Struktur gedung yang digunakan yaitu struktur beton bertulang. Untuk perhitungan analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.

Dari hasil perhitungan didapatkan dimensi balok 45/70, 30/45, 25/40 . Pada perhitungan balok dengan panjang batang 8m dengan menggunakan dimesi 45/70 didaptkan hasil tulangan tumpuan kiri (5 D 25), tulangan lapangan (3 D 25), Tumpuan kanan (7 D 25), daerah sendi plastis (10-30 (2 kaki)), dan daerah luar sendi plastis (10-30 (2 kaki)). Pada perhitungan kolom dimensi 70/70 dengan jumlah tulangan 16 d 22 dengan tinggi kolom 3.2 m didapatkan hasil daerah sendi plastis (12-100 (4 kaki)), daerah di luar sendi plastis (12-100 (4 kaki)), pada hubungan balok dan kolom dipasang pengekang horizontal 4 D 22 (4 kaki). Perencanaan kolom pada portal memenuhi konsep “ Strong Column Weak Beam”. Sehingga disimpulkan bahwa struktur yang di design mampu menahan gaya gempa.

Kata Kunci : Beton, Portal Terbuka Tahan Gempa, Penulangan balok, Penulangan Kolom.

KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, Yang telah memberikan rahmat, taufik serta hidayahnya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Laporan Skripsi ini dengan baik dan tepat waktu.

Tak lepas dari berbagai hambatan, rintangan, dan kesulitan yang muncul, penyusun mengucapkan banyak terimakasih kepada semua pihak yang telah membantu tak lupa juga saya ucapkan terimakasih kepada :

1. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc. Selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
2. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. Selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil
3. Ibu Ir. Ester Priskasari.,MT. Selaku Dosen Pembimbing 1 Laporan Skripsi
4. Bapak Mohamad Erfan, ST.,MT. Selaku Dosen Pembimbing 2 Laporan Skripsi

Dengan segala kerendahan hati penyusun menyadari bahwa dalam Laporan Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu kritik dan saran yang bersifat membangun dari pembaca sangat penyusun harapkan, akhir kata semoga Laporan Skripsi ini dapat bermanfaat bagi pembaca.

Malang, Agustus 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAKSI	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR NOTASI	x
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Maksud dan Tujuan	3
1.3.1 Maksud.....	3
1.3.2 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
BAB II TINJAUN PUSTAKA	
2.1 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	6
2.2 Sistem Struktur Penahan Gaya Seismik.....	6

2.2.1	Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)	6
2.2.2	Sistem Ganda	8
2.3	Kombinasi sistem perangkai dalam arah yang berbeda	11
2.4	Desain Kapasitas	13
2.5	Balok	14
2.5.1	Perencanaan Balok dengan Tulanagn Tekan dan Tarik	14
2.5.2	Perencanaan Balok Terhadap Geser	17
2.6	Kolom	19
2.6.1	Perencanaan Penulangan Kolom pada Portal Terhadap Lentur dan Aksial	21
2.7	Perencanaan Struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	21
2.7.1	Perencanaan Komponen Lentur pada SRPMK	21
2.7.2	Persyaratan Kuat Geser pada SRPMK	22
2.7.3	Perencanaan Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial pada SRPMK	22
2.8	Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan dengan resiko – tertarget (MCE_R)	27
2.9	Spektrum Respon Desain	28
2.9.1	Eksentrisitas pusat masa terhadap pusat rotasi lantai tingkat	30
2.10	Metode Perencanaan Struktur gedung (SNI 1726-2002)	30
2.10.1	Analisa Beban Gempa Statik Ekuivalen	30
2.10.2	Analisa Beban Gempa Dinamik	31

2.11 Kombinasi pembebanan	31
2.11.1 pengaruh beban gempa vertikal.....	32
2.12 Perencanaan Struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	35
2.12.1 Perencanaan Komponen Lentur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	35
2.12.2 Persyaratan Kuat Geser pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	42
2.12.3 Perencanaan Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	45
2.13 Hubungan Balok dan Kolom	50
2.13.1 Pengertiab balok dan kolom	50
2.14 Bagan Alir	52

BAB III DATA PERENCANAAN

3.1 Data teknis Proyek.....	54
3.2 Teknik Pengumpulan Data	54
3.3 Tahapan Perencanaan	54
3.3.1 Analisa Pembebanan	55
3.3.2 Analisa Statika.....	55
3.4 Perataan Beban	56

BAB IV PEMBEBANAN

4.1 Perencanaan Dimensi Balok Kolom.....	77
4.1.1 Dimensi Balok	77

4.1.2 Dimensi Kolom	79
4.2 Perhitungan Pembebanan pada atap	79
4.2.1 Beban Mati (Dead Load)	79
4.2.2 Berat Balok	84
4.2.3 Berat Kolom	86
4.2.4 Berat dinding Bata Merah	88
4.3. Perhitungan Pembebanan LT 7.5	91
4.3.1 Beban Mati (Dead Load)	91
4.3.2 Berat Balok	95
4.3.3 Berat Kolom	97
4.3.4 Berat Dinding Bata Merah	98
4.4 Perhitungan Pembebanan pada LT 7.6.5.4.3	101
4.4.1 Beban Mati (Dead Load)	101
4.4.2 Berat Balok	104
4.4.3 Berat Kolom	109
4.4.4 Berat Dinding Bata Merah	110
4.5 Perhitungan Pembebanan LT 2	115
4.5.1 Beban Mati (Dead Load)	115
4.5.2 Berat Balok	118
4.5.3 Berat kolom	122
4.5.4 Berat Dinding	123
4.6 Bebn Hidup (Live Load)	127
4.7 Beban Gempa	129

4.7.1 Peta Zonasi Gempa	129
4.7.2 Menentukan Nilai S_s dan S_1	132
4.7.3 Menentukan tKategori Resiko bangunan dan Faktor Keutamaan	133
4.7.4 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS).....	135
4.7.5 Membuat Spectrum Respons Design	138
4.7.6 Menentukan Perkiraan Perioda Fundamental Alami	138
4.7.7 Batasan Penggunaan Prosedur analisis Gaya Lateral Ekuivalen	141
4.7.8 Menentukan Faktor R , C_d	141
4.7.9 Menghitung Nilai Base Shear	144
4.7.10 Menghitung gaya gempa lateral f_x	146
4.7.11 Perhitungan pusat massa	149
4.8 Simpangan Antar Lantai (Story Drift).....	151
4.9 Penulangan pada Balok	153
4.9.1 Penulangan pada Balok Melintang Line B408	153
4.9.2 Penulangan Lentur Balok T	154
4.9.3 Penulangan Geser Balok.....	177
4.9.4 Tulangan geser pada daerah sendi plastis (B408).....	181
4.9.5 Tulangan Geser pada Daerah Sendi Plastis (B408)	182
4.10 Perhitungan Penulangan Kolom	184
4.10.1 Perhitungan Penulangan Lentur Kolom.....	184
4.10.2 Perhitungan Penulangan Geser Kolom	201
4.10.3 Perhitungan Penulangan Transversal kolom Akibat V_e	203
4.10.4 Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis	205

4.10.5 Tulangan Geser di Luar Daerah Sendi Plastis	207
4.10.6 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom.....	208
4.10.7 Perhitungan Pertemuan Balok dan Kolom.....	211

BAB V KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan.....	216
5.2 Saran	217

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

BAB 1 PENDAHULUAN

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

- ❑ Gambar 2.1 peta respon spektral percepatan gempa maksimum $T= 0,2$ detik ;
kelas situ SB..... 9
- ❑ Gambar 2.2 peta respons spektral percepatan gempa maksimum $T= 0,1$ detik;
kelas situs SB 10
- ❑ Gambar 2.3 Diagram tegangan Balok T 15
- ❑ Gambar 2.4 lebar efektif untuk penempatan tulangan pada sambungan tepi
dan sudut 20
- ❑ Gambar 2.5 diagram gaya geser dan daerah penempatan tulangan geser..... 20
- ❑ Gambar 2.6 spektrum respons desain 29
- ❑ Gambar 2.7 lokasi tulangan pada slab 36
- ❑ Gambar 2.8 penempatan tulangan pada slab..... 36
- ❑ Gambar 2.9 persyaratan penulangan komponen lentur pada SRPMK..... 38
- ❑ Gambar 2.10 sambungan lewatan pada sengkang tertutup pada SRPMK 40
- ❑ Gambar 2.11 penulangan transversal untuk komponen lentur pada SRPMK 42
- ❑ Gambar 2.12 geser desain untuk balok 44
- ❑ Gambar 2.13 geser desain untuk kolom..... 44
- ❑ Gambar 2.14 “strong colum weak beam” persyaratan rangka pada SRPMK..... 46
- ❑ Gambar 2.15 tipikal sambungan lewatan kolom pada SRPMK 47

❑ Gambar 2.16 tulangan transversal pada kolom.....	48
❑ Gambar 2.17 syarat pengekangan ujung-ujung kolom penulangan hoops (senggang tertutup) persegi.....	49
❑ Gambar 2.18 gaya-gaya yang bekerja pada hubungan balok dan kolom.....	50

BAB III DATA PERENCANAAN

❑ Gambar 3.1 Denah Perataan beban.....	67
--	----

BAB IV PEMBEBANAN

❑ Gambar 4.1 Luas lantai atap	82
❑ Gambar 4.2 Denah pembalokan lantai atap	84
❑ Gambar 4.3 Rencana Kolom Lantai Atap.....	87
❑ Gambar 4.4 Pembalokan lantai 7.5	94
❑ Gambar 4.5 Rencana Kolom lantai 7.5	97
❑ Gambar 4.6 Denah lantai lantai 3, 4, 5, 6 dan 7.....	100
❑ Gambar 4.7 Denah Rencana Kolom pada Lantai 2.....	121
❑ Gambar 4.8 Potongan A-A.....	126
❑ Gambar 4.9 Portal Melintang line 6 dan letak balok yang direncanakan	153
❑ Gambar 4.10 Penampang Balok T	154
❑ Gambar 4.11 Penampang Balok dan diagram Tegangan Momen Negatif Tumpuan Kiri.....	156

❑ Gambar 4.12 Penampang Balok dan Diagram Tegangan Momen Positif Tumpuan Kiri.....	161
❑ Gambar 4.13 Penampang Balok Diagram Tegangan Momen Positif Tumpuan Kiri yang sudah dihitung Ulang	162
❑ Gambar 4.14 Penampang Balok dan Letak Garis Netral Dimana $C < d'$	167
❑ Gambar 4.15 Penampang Balok dan Diagram Tegangan Momen Positif lapangan yang sudah dihitung Ulang	168
❑ Gambar 4.16 Penampang Balok dan Diagram Tegangan Tegangan Momen Negatif Tumpuan Kanan.....	173
❑ Gambar 4.17 Desain Gaya Geser gempa Akibat goyang gempa kekiri.....	179
❑ Gambar 4.18 Desain gaya geser gempa akibat goyangan gempa kekanan.....	180
❑ Gambar 4.19 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom Kondisi Seimbang	186
❑ Gambar 4.20 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom dengan Kondisi Seimbang $1.25 f_y$	188
❑ Gambar 4.21 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom Kondisi Patah Desak.....	190
❑ Gambar 4.22 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom Kondisi Patah Tarik.....	192
❑ Gambar 4.23 Diagram dan Regangan Kolom kondisi 1 lentur Murni.....	194
❑ Gambar 4.24 Diagram Tegangan dan regangan Kolom Kondisi 2 Lentur Murni.....	196
❑ Gambar 4.25 Diagram Kontrol Kolom Atas.....	199
❑ Gambar 4.26 Diagram Kontrol Kolom desain	200
❑ Gambar 4.27 Diagram Kontrol kolom Bawah	200
❑ Gambar 4.28 Analisa Geser dari Hubungan Balok Kolom.....	211

❑ Gambar 4.29 Luas Efektif (A_j) Untuk HBK.....	213
❑ Gambar 4.30 Penulangan Hubungan Balok Kolom.....	215

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

BAB 1 PENDAHULUAN

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

❑ Tabel 2.1 Faktor R , C_d dan ρ untuk sistem penahan gaya gempa (Ps. 7.2.2 Sni 1726-2012).....	11
❑ Tabel 2.2 kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa	23
❑ Tabel 2.3 Faktor keutamaan gempa, I_e	25
❑ Tabel 2.4 kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.....	26
❑ Table 2.5 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik	26
❑ Table 2.6 koefisien situs, F_a	27
❑ Table 2.7 koefisien situs, F_v	28

BAB III DATA PERENCANAAN

BAB IV PEMBEBANAN

❑ Tabel 4.1 berat beban mati pada atap.....	80
❑ Tabel 4.2 beban hidup pada atap.....	81
❑ Tabel 4.3 berat beban mati pada lantai 7.5	92
❑ Tabel 4.4 berat beban hidup pada lantai 7.5.....	93

❑ Tabel 4.5 berat berat beban mati pada lantai 7,6,5,4,3,.....	102
❑ Tabel 4.6 berat beban hidup pada lantai 7,6,5,4,3,.....	103
❑ Tabel 4.7 berat beban hidup lantai 2	115
❑ Tabel 4.8 berat beban hidup lantai 2	116
❑ Tabel 4.9 Perhitungan Beban mati	126
❑ Tabel 4.10 Hasil Perhitungan Beban mati dan Beban Hidup untuk peninjauan beban gempa.....	128
❑ Tabel 4.11 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	133
❑ Tabel 4.12 Faktor Keutamaan Gempa	134
❑ Tabel 4.13 Koefisien Situs	135
❑ Tabel 4.14 Klasifikasi Situs Fa	135
❑ Tabel 4.15 Klasifikasi Situs Fv	136
❑ Tabel 4.16 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter respons percepatan pada periode pendek	137
❑ Tabel 4.17 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter respons percepatan pada periode 1 detik.....	137
❑ Tabel 4.18 Koefisien Untuk Batas pada Periode yang dihitung	139
❑ Tabel 4.19 Koefisien Untuk Batas pada Periode yang dihitung	139
❑ Tabel 4.20 Koefisien Untuk Batas pada Periode yang dihitung	140
❑ Tabel 4.21 Koefisien Untuk Batas pada Periode yang dihitung	140
❑ Tabel 4.22 Faktor R, Cd dan γ untuk sistem penahan gaya gempa	141
❑ Tabel 4.23 Gaya Gempa Lateral	147

❑ Tabel 4.24 Perhitungan Gaya Lateral Gempa Statik ekuivalen (F_i) untuk setiap arah.....	148
❑ Tabel 4.25 Perhitungan pusat massa dan pusat kekakuan.....	149
❑ Tabel 4.26 Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa EQX pada sumbu X	152
❑ Tabel 4.27 Design Tulangan Longitudinal B408	184

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR NOTASI

- I_e = Faktor Keutamaan Gempa. (Bab 2.3.1)
- S_s = Percepatan batuan dasar pada perioda pendek (Bab 2.3.2)
- S_I = Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (Bab 2.3.2)
- S_{MS} = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (Bab 2.3.3)
- S_{MI} = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik (Bab 2.3.3)
- S_{DS} = percepatan spectral desain untuk perioda pendek (Bab 2.3.3)
- S_{DI} = percepatan spectral desain untuk perioda 1 detik (Bab 2.3.3)
- V = Geser dasar seismic (Bab 2.3.7)
- C_s = Koefisien respon seismic (Bab 2.3.7)
- W = Berat seismic efektif (Bab 2.3.7)
- C_d = Faktor amplifikasi defleksi (Bab 2.3.8)
- x_e = Defleksi antar lantai (Bab 2.3.8)
- M_u = Momen lentur terfaktor (Bab 2.5.2)
- M_n = Momen nominal dari momen lentur penampang (Bab 2.5.2)
- E = Modulus Elastisitas Baja (Bab 2.5.2 dan 2.5.3)
- f_y = Kuat Leleh Baja (Bab 2.5.2)
- b = Lebar sayap penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- t_f = Tebal sayap penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- h = Tinggi penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- t_w = Tebal badan penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- h_e = Tinggi bersih badan profil WF (Bab 2.5.2)

- p = Parameter batas kelangsingan untuk elemen kompak (Bab 2.5.2)
- r = Parameter batas kelangsingan untuk elemen non kompak (Bab 2.5.2)
- S_x = Modulus penampang elastis pada sumbu x (Bab 2.5.2)
- Z_x = Modulus penampang plastis pada sumbu x (Bab 2.5.2)
- V_u = Kuat geser terfaktor (Bab 2.5.3)
- V_n = Kuat geser nominal (Bab 2.5.3)
- A_w = Luas badan bruto penampang profil WF (Bab 2.5.3)
- Kn = Koefisien tekuk geser (Bab 2.5.3)
- P_u = Kuat perlu aksial akibat beban terfaktor (Bab 2.5.4)
- P_n = Kuat nominal aksial penampang (Bab 2.5.4)
- A_g = Luas bruto komponen struktur (Bab 2.5.4)
- A_e = Luas neto efektif (Bab 2.5.4)
- f_u = kuat tarik minimum penampang Baja (Bab 2.5.4)
- L = Panjang Batang Tekuk (Bab 2.5.5)
- K = Faktor panjang efektif (Bab 2.5.5)
- r = Radius girasi penampang (Bab 2.5.5)
- F_e = Tegangan tekuk kritis elastis (Bab 2.5.5)
- V_p = Kapasitas geser plastis penampang (Bab 2.5.7)
- M_p = Momen plastis penampang (Bab 2.5.7)
- e = Panjang Balok Link (Bab 2.5.7)
- p = Sudut rotasi Link (radian) (Bab 2.5.7)
- M = Simpang inelastik maksimum antara lantai (Bab 2.5.7)
- b_{eff} = Lebar efektif balok komposit (Bab 2.5.8)
- a = Daerah tekan efektif plat beton (Bab 2.5.8)

$f'c$ = Kuat tekan beton (Bab 2.5.8)

ts = Tebal plat beton (Bab 2.5.8)

b_{tr} = Lebar transformasi plat beton (Bab 2.5.8)

A_{tr} = Luas transformasi plat beton (Bab 2.5.8)

I_{tr} = Momen Inersia penampang transformasi (Bab 2.5.8)

E_c = Modulus elastisitas beton (Bab 2.5.8)

A_s = Luas penampang balok baja (Bab 2.5.8)

Y_{na} = Garis netral penampang komposit (Bab 2.5.8)

Y_t = garis netral penampang baja (Bab 2.5.8)

S_{trc} = Modulus elastisitas penampang transformasi (Bab 2.5.8)

S_{trt} = Modulus elastisitas penampang baja (Bab 2.5.8)

D = diameter tulangan longitudinal plat (Bab 2.5.8)

N = Jumlah tulangan longitudinal plat dalam beff (Bab 2.5.8)

f_{ijin} = Lendutan yang diijinkan (Bab 2.5.8)

Q_n = Kuat geser nominal stud (Bab 2.5.8)

A_{sa} = Luas penampang dari angkur steel headed stud (Bab 2.5.8)

P = Jarak antar stud (Bab 2.5.8)

A_b = Luas penampang 1 baut (Bab 2.5.9)

L_w = Panjang las (Bab 2.7)

A_{we} = Luas las efektif (Bab 2.7)

f_{nw} = teganga nominal las (Bab 2.7)

B = Lebar Plat Landasan (Bab 2.9)

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perencanaan struktur gedung tahan gempa saat ini sangat banyak kita temui dimana saja, melihat beberapa tahun belakangan ini wilayah Indonesia termasuk dalam wilayah yang rawan gempa. Baik gempa sedang maupun gempa besar, dan untuk itu perencanaan struktur gedung itu sendiri haruslah mempunyai standar keamanan yang sesuai dengan peraturan yang sudah ditetapkan.

Di Indonesia perhitungan struktur gedung bertingkat tahan gempa harus memenuhi standar peraturan terbaru yang terdapat dalam SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726) dan SNI 2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847). Kedua SNI tersebut memberikan pedoman dalam menganalisa dan mendesign bangunan beton bertulang khususnya yang menerima beban gempa.

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

tetapi harus memberikan rasa aman dan nyaman bagi orang yang berada dalam gedung tersebut.

Salah satunya adalah perencanaan sistem struktur portal, tipe struktur portal dibedakan menjadi struktur portal terbuka dan struktur portal tertutup. Dalam perencanaan kali ini akan digunakan sistem struktur portal terbuka, sistem ini akan diterapkan pada perencanaan pembangunan gedung kuliah Fakultas Ilmu Sosial-Universitas Brawijaya Malang yang terdiri dari 7 lantai. Dimana metode yang digunakan adalah metode SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen). Metode SRPM ini digunakan untuk memenuhi syarat tingkat fungsi dan keamanan yang tinggi dalam melaksanakan perencanaan struktur gedung.

Karena gedung Fakultas Ilmu Sosial-Universitas Brawijaya Malang berada di kota Malang yang menurut SNI 1726-2012 berada pada wilayah gempa dengan parameter S_s sebesar 0,9 – 1 g seperti yang pada gambar 2.1 dan parameter S_I sebesar 0,3 – 0,4 g seperti pada gambar 2.2 atau dapat disimpulkan bahwa daerah kota Malang berada pada wilayah gempa menengah.

Dengan demikian dalam skripsi ini akan dibahas mengenai perencanaan struktur gedung kuliah Fakultas Ilmu Sosial-Universitas Brawijaya Malang mengenai struktur hubungan balok dan kolom dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang direncanakan sedemikian rupa sehingga struktur mampu bertahan saat terjadi gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun masalah yang diambil dalam perencanaan portal terbuka dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada gedung kuliah Fakultas Ilmu Sosial – Universitas Brawijaya Malang meliputi beberapa hal sebagai berikut :

1. Berapakah dimensi balok dan kolom yang kuat untuk menahan gaya gempa?
2. Berapa jumlah tulangan yang digunakan pada balok dan kolom ?
3. Berapa jumlah tulangan pada sambungan balok dan kolom ?
4. Berapa simpangan yang terjadi ?
5. Bagaimana detail gambar tulangan ?

1.3 Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dan tujuan yang ingin dicapai dalam perencanaan portal dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada gedung kuliah Fakultas Ilmu Sosial – Universitas Brawijaya Malang meliputi beberapa hal :

1.3.1 Maksud

Maksud dari perencanaan struktur bangunan ini adalah :

- a) Untuk merencanakan struktur yang meliputi dimensi, penulangan dan pembebanan struktur.

1.3.2 Tujuan

Adapun tujuan dari Perencanaan Struktur Portal Tahan Gempa pada Gedung Kuliah Fakultas Ilmu Sosial – Universitas Brawijaya dengan

menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah sebagai berikut :

- a) Didapatkan dimensi balok dan kolom yang kuat untuk menahan terjadinya gaya gempa.
- b) Didapatkan jumlah perhitungan tulangan yang digunakan pada balok, kolom dan hubungan balok kolom
- c) Didapatkan konstruksi gedung yang sesuai dengan kondisi wilayah setempat dan peraturan yang berlaku di Indonesia.
- d) Didapatkan batas atau nilai simpangan
- e) Didapatkan detail gambar penulangan

1.4 Batasan Masalah

Dalam batasan masalah Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa pada wilayah Malang meliputi hal-hal sebagai berikut :

- a) Perhitungan statika gempa dengan statik ekuivalen
- b) Perencanaan balok dan kolom
- c) Penulangan Struktur pada balok dan kolom.
- d) Penulangan struktur pada sambungan balok dan kolom
- e) Hasil desain struktur gedung tahan gempa dengan menggunakan metode SRPMK.
- f) Desain ultimate

Peraturan yang digunakan adalah :

- a) SNI 1726-2012 (*syarat perencanaan struktur bangunan gedung dan non gedung tahan gempa*).
- b) SNI 2847-2013 (*persyaratan beton structural untuk bangunan gedung*).
- c) Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung, 1987
- d) Menggunakan program bantu ETABS

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Menurut Budiono (2011), struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan. Filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa adalah :

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus dapat tetap berdiri (*serviceable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan nonstruktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa medium, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen structural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural namun tidak boleh sampe menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak ada korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

2.2 Sistem Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem struktur Penahan Gaya Seismik secara umum dapat dibedakan atas Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), Sistem Dinding Struktural (SDS), dan Sistem Ganda (Gabungan SRPM dan SDS)

2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem Rangka Pemikul Momen menurut buku “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa” oleh Prof. Ir. Rachmat Purwono, M.sc adalah suatu sistem rangka dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. 3 jenis Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yaitu :

a) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem rangka pemikul momen biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil, tetapi memiliki kekuatan yang besar. Faktor reduksi gempa (R) = 3,5.

b) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem rangka pemikul momen menengah adalah suatu sistem perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya pada kegagalan struktur akibat keruntuhan struktur. Faktor reduksi gempa (R) = 5,5.

c) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem rangka pemikul momen khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gaya yang direncanakan untuk memikul lentur. Faktor reduksi gempa (R) = 8,5.

2.2.2 Sistem Ganda

Sistem ini terdiri dari sistem rangka yang digabung dengan sistem dinding struktural. Rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen berfungsi memikul beban gravitasi. Sesuai tabel 3 di SNI 1726-2012 pasal 4.3.6 dan pasal 5.2.3, system rangka pemikul momen pada sistem ganda ini harus mampu menahan minimum 25% baban lateral total yang bekerja pada struktur bangunan. Sedangkan sistem dinding struktural menahan 75% gaya lateral tersebut.

Berdasarkan SNI 1726-2012, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun. Wilayah gempa berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 14, ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Hal ini dapat dilihat pada gambar 2.1 dan 2.2.

2.3 Kombinasi sistem perangkai dalam arah yang berbeda

Sistem penahan gaya-gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d dan ω harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam table berikut

Tabel 2.1 Faktor R , C_d dan ω untuk sistem penahan gaya gempa (Ps. 7.2.2 Sni 1726-2012)

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^{b,j}	TI ^a	TI ^r
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^b	TI ^a	TI ^r
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5%	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3%	3 ^p	3%	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB

8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3%	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2%	6%	TB	TB	TB	TB	TB
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempayang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	10	TI	TI ^A
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6%	2%	5	TB	TB	48	30	30

CATATAN

- R mereduksi gaya sampai tingkat kekuatan, bukan tingkat tegangan ijin.
- Faktor modifikasi respons R , untuk penggunaan pada seluruh tata cara.
- Faktor pembesaran defleksi, C_d , untuk penggunaan dalam 7.8.6, 7.8.7 dan 7.9.2.
- TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diiijinkan.
- Lihat 7.2.5.4. untuk penjelasan sistem penahan gaya gempa yang dibatasi sampai bangunan ketinggian 72 m atau kurang
- Lihat 7.2.5.4. untuk penjelasan sistem penahan gaya gempa yang dibatasi sampai bangunan ketinggian 48 m atau kurang
- Rangka pemikul momen biasa diijinkan untuk digunakan sebagai pengganti rangka pemikul momen menengah kategori desain seismic B atau C
- Harga tebal kuat-lebih, ϕ , diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistem kolom kantilever.
- Lihat 7.2.5.6 dan 7.2.5.7 untuk struktur yang dikenai kategori seismik D dan E

- Lihat 7.2.5.6 dan 7.3.5.7 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik F.

2.4 Desain Kapasitas

Struktur bangunan mempunyai nilai kekakuan lateral yang beraneka ragam sehingga mempunyai waktu getar alami yang berbeda-beda pula. Oleh karena itu, respon percepatan maksimum suatu struktur tidak selalu sama besar dengan percepatan getaran gempa. Mengingat kemungkinan besarnya gaya inersia gempa yang bekerja pada titik pusat massa bangunan, maka tidaklah ekonomis untuk merencanakan suatu struktur-struktur umum sedemikian kuatnya sehingga tetap berperilaku elastis saat dilanda gempa. Pada dasarnya struktur didesain agar tidak rusak ketika terjadi gempa kecil dan sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat, struktur tersebut masih mampu berperilaku duktail dengan memencarkan energi dan membatasi beban gempa yang masuk ke struktur tersebut. Konsep desain kapasitas adalah suatu filosofi perencanaan gempa yang berupaya untuk mengatur atau mengendalikan pembentukan sendi-sendi plastis pada struktur. Hal ini dilakukan agar saat terjadi gempa kuat, struktur dapat berperilaku memuaskan dan tidak runtuh. Guna menjamin terjadinya mekanisme goyangan dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok, maka konsep desain kapasitas diterapkan agar kolom kolom portal lebih kuat dari balok-baloknya. Hal lain yang harus diperhatikan yaitu mengenai keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas harus dihindari terlebih dahulu dari kegagalan akibat lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi yang cukup besar.

2.5 Balok

Kekuatan momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari sepertiga kekuatan momen negative yang disediakan pada muka joint. Baik kekuatan momen negative atau positif pada sembarang penampang sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperlima kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint.

Pada kedua ujung balok, sengkang harus disediakan sepanjang tidak kurang dari $2h$ diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

- a) $d/4$
- b) delapan kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi
- c) 24 kali diameter batang tulangan sengkang
- d) 300 mm

2.5.1 Perencanaan Balok dengan Tulangan Tekan dan Tarik (Rangkap)

Perencanaan balok T tulangan rangkap adalah proses menentukan dimensi tebal dan lebar flens. Lebar dan tinggi efektif balok, dan luas tulangan baja tarik. Balok T juga didefinisikan sebagai balok yang menyatu pada plat, dimana plat tersebut mengalami tekanan.

Untuk tulangan maksimum ada persyaratan bahwa balok atau komponen struktur lain yang menerima beban lentur murni harus bertulang lemah (under

reinforced) SNI 2847-2013 memberikan batasan tulangan tarik maksimum sebesar 75% dari yang diperlukan pada keadaan regang seimbang. $A_s maks = 0,75 A_s$

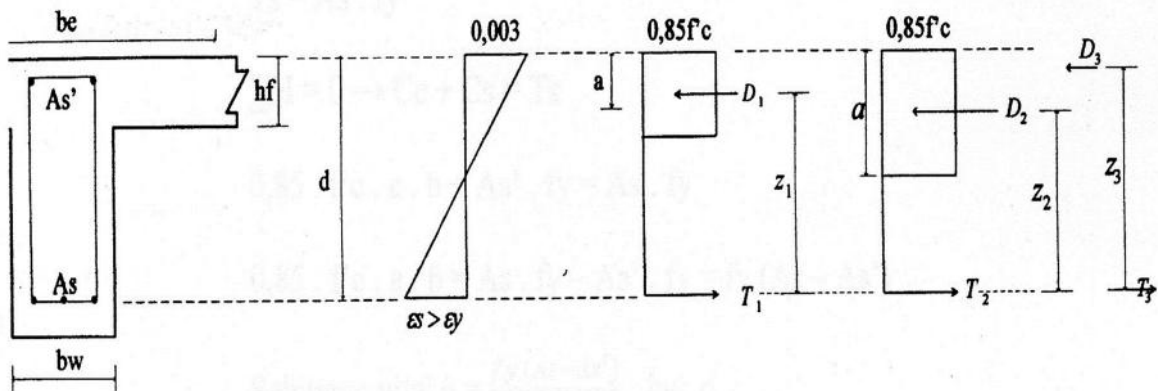
$$A_s maks = 0,75 \left(\frac{0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{b \cdot d}{x} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Untuk tulangan minimum agar menghindari terjadinya kehancuran getas pada balok, maka SNI 2847-2013 pada halaman 76 juga mengatur jumlah minimum tulangan yang harus terpasang pada balok, yaitu :

$$A_s min = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \text{ dan } A_s min = \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Langkah-Langkah Perencanaan Balok T Tulangan Rangkap

1. Tentukan tulangan tarik dan tekan
2. Hitung nilai $d' =$ selimut beton + diameter sengkang + $\frac{1}{2} \times$ diameter tulangan tarik. Setah itu hitung $d = h - d'$



Gambar 2.3 : Diagram tegangan Balok T

Menurut SNI 2847-2013 pasal 8.12.2, lebar plat efektif yang diperhitungkan bekerjasama dengan rangka menahan momen lentur ditentukan sebagai berikut :

a) Jika balok mempunyai plat 2 sisi

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

$b_{eff} < \frac{1}{4}$ dari bentang balok (panjang balok)

$$< b_w + 8h_{f_{kiri}} + 8h_{f_{kanan}}$$

$< b_w + \frac{1}{2}$ jarak bersih ke badan di sebelahnya.

b) Jika balok hanya mempunyai plat satu sisi.

Lebar efektif diambil dari nilai terkecil dari :

- $b_{eff} < \frac{1}{12}$ dari bentang balok (panjang balok) L

- $b_{eff} < b_w + (6 \times h_{f_{kiri}}) + (6 \times h_{f_{kanan}})$

- $b_{eff} < b_w + \frac{1}{2}$ jarak bersih ke badan di sebelahnya.

3. Mencari Letak garis netral

Analisa balok bertulang rangkap dimana tulangan tekan sudah leleh.

Misalkan tulangan tarik dan tulangan leleh.

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

$$C_s = A_s' \cdot f'_s = A_s' \cdot f_y$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

$$H = 0 \rightarrow C_c + C_s = T_s$$

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

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

$$\text{Sehingga nilai } a = \frac{f_y (A_s - A_s')}{0,85 \cdot f'_{c.a.b}} \cdot b \cdot w \cdot d$$

Dengan nilai tersebut kita kontrol tegangan yang terjadi apakah tulangan tekan leleh atau belum. Jika leleh, perhitungan dapat dilanjutkan pada jika belum leleh nilai a kita hitung kembali dengan persamaan lain.

$$\text{Tinggi garis netral } c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{f_y (A_s - A_s')}{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f'_{c.b}}$$

$$\text{Dari diagram regangan } \frac{\epsilon'_{ts}}{\epsilon'_{tc}} = \frac{c-d'}{c} \rightarrow \epsilon'_{ts} = \frac{c-d'}{c} \epsilon'_{tc}$$

Jika $\epsilon'_{ts} < \epsilon_y = f_y / \epsilon_s \rightarrow$ berarti tulangan tekan belum leleh maka perhitungan diulang.

2.5.2 Perencanaan Balok Terhadap Geser

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

Kuat geser pada struktur yang mengalami lentur SNI 2847-2013 adalah :

$\begin{aligned} &\text{Yang mengalami} \\ &V_u \geq V_n \\ &V_n = V_c + V_s \end{aligned}$

Dimana :

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_c = kuat geser nominal yang disediakan oleh beton pada penampang yang ditinjau

V_s = kuat geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser pada penampang yang ditinjau

V_n = kuat geser nominal pada penampang yang ditinjau.

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.21.1.1 adalah :

$$V_c = 0,17 \frac{\lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d}{\lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d}$$

Dimana :

bw = Lebar badan balok

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

Ada 2 keadaan :

Bila $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser minimum dengan luas tulangan adalah :

$$A_v = \frac{0,33 \cdot bw \cdot s}{f_y}$$

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

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

Dimana :

A_v = Luas tulangan geser dalam daerah sejarak s .

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot d^2$$

S = spasi tulangan geser dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal.

Sedangkan untuk spasi sengkang adalah :

$$s \leq \frac{1}{2} d$$

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

Sedangkan bila $V_s > 0,33\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, maka spasi tulangan adalah :

$$s \leq \frac{1}{4} d$$

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

Dalam hal ini V_s tidak boleh lebih besar dari $0,66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$

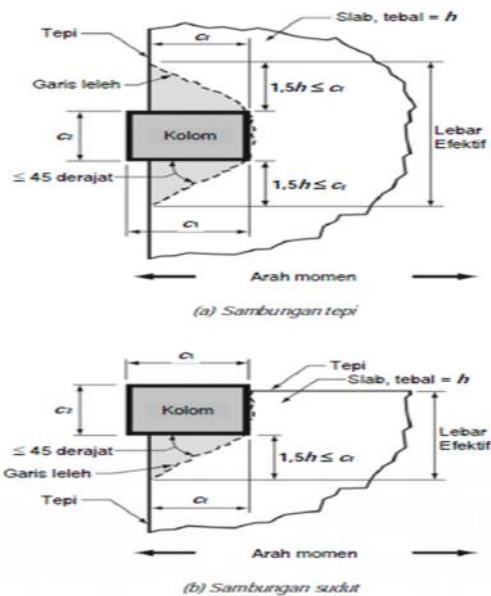
2.6 Kolom

Pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi S_o sepanjang l_o di ukur dari muka joint. Spasi S_o tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a) Delapan kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi
- b) 24 kali diameter batang tulangan begel
- c) Setengah dimensi penampang kolom terkecil
- d) 300 mm.

Panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar berikut :

- a) seperenam bentang bersih kolom
- b) dimensi penampang maksimum kolom
- c) 450 mm



Gambar 2.4 – Lebar efektif untuk penempatan tulangan pada sambungan tepi dan sudut (*Sumber SNI 2847-2013 Ps 21.3.6.1*)

2.6.1 Perencanaan Penulangan Kolom Portal Terhadap Lentur dan Aksial

Kolom-kolom di dalam sebuah konstruksi meneruskan beban dari balok dan plat-plat ke bawah sampai ke pondasi, dan kolom-kolom merupakan bagian konstruksi tekan, meskipun mereka mungkin harus pula menahan gaya-gaya lentur akibat kontinuitas konstruksi.

- Momen Ultimat (M_u) → dari perhitungan statika momen
- Beban aksial terfaktor, normal terhadap penampang (P_u) → dari perhitungan statika gaya normal.

Luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g (1% - 8% A_g). Penulangan yang lazim digunakan antara 1,5% - 3%. Kuat beban aksial maksimum dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\phi P_n = 0,85 \phi \{0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} \rightarrow \text{pengikat spiral}$$

(Rachmat Purwono, Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa, hal. 91)

2.7 Perencanaan Terhadap Beban Gempa

2.7.1 Pengaruh arah pembebanan gempa

Untuk menentukan pengaruh gempa yang kemungkinan tidak searah sumbu utama struktur gedung, maka SNI 1726-2012 menetapkan, pengaruh pembebanan

searah sumbu utama harus dianggap terjadi bersamaan dengan 30% pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan.

2.7.2 Pengaruh Gempa Horizontal

Pengaruh gempa bekerja dalam kedua arah utama dari gedung secara bersamaan. Perputaran ini menetapkan bahwa struktur-struktur daktail direncanakan terhadap suatu bagian kecil saja dari pengaruh gempa dan karenanya banyak unsur-unsur struktur sudah akan mencapai sebagian saja dari percepatan gempa dalam suatu arah tertentu baru mencapai sebagian saja dari percepatan maksimum gempa tersebut. Hal-hal diatas perlu kiranya disadari dalam perencanaan struktur dan bila diinginkan dapat diterapkan dalam perencanaan sesungguhnya, terutama untuk struktur-struktur gedung yang sangat penting. Pengaruh beban gempa horisontal, E_h , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan sebagai berikut:

$$E_h = QE \dots\dots\dots(2.2)$$

Keterangan:

QE = pengaruh gaya gempa horisontal dari V atau V_p , seperti ditetapkan, 8.8.1, dan 9.2.1

2.7.3 Pengaruh Gempa Vertikal

Walaupun percepatan-percepatan vertikal yang besar dicatat dekat pada pusat dari banyak gempa, respon dari struktur –struktur gedung terhadap gerakan tersebut belum banyak diketahui. Karena itu, dianggap bahwa sampai tersedianya hasil penelitian lebih lanjut mengenai respon dari struktur – struktur gedung terhadap gerakan vertikal, hanya beberapa bagian yang kritis dari struktur gedung. Pengaruh

beban gempa vertikal, E_v , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan sebagai berikut:

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \dots\dots\dots(2.3)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrumresponsdesain pada perioda pendek yang diperoleh dari 6.6.4

D = pengaruh beban mati

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa hal yang harus diperhatikan adalah fungsi dari bangunan yang akan direncanakan, fungsi bangunan ini berkaitan dengan beban gempa yang akan timbul yang nantinya untuk menentukan faktor keutamaan gempa (I_e). Kategori ini bisa dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 2.2 – kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I

<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	<p>II</p>
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - bioskop - gedung pertemuan - stadion - fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - fasilitas penitipan anak - penjara - bangunan untuk orang jompo <p>gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang</p>	

<p>memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massa/terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pusat pembangunan listrik biasa - fasilitas penangan air - fasilitas penanganan limbah - pusat telekomunikasi <p>gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	<p>III</p>
---	------------

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 2.3 Faktor keutamaan gempa, *I_e*

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, <i>I_e</i>
I atau II	1,0
III	1,25

IV	1,50
----	------

Sumber : SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2

Untuk Kategori desain seismic berdasarkan parameter percepatan respons spectrum pada periode 1 detik (S_1) dan parameter percepatan respons spectra pada periode pendek (SDS) Berdasarkan SNI 1726-2012 dapat dilihat pada tabel 2.3 dan 2.4.

Tabel 2.4 Kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau	IV
$S_{DS} 0,167$	A	A
$0,167 S_{DS} 0,33$	B	C
$0,33 S_{DS} 0,50$	C	D
$0,50 S_{DS}$	D	D

Tabel 2.5 Kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik.

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} 0,167$	A	A
$0,167 S_{D1} 1,33$	B	C
$1,33 S_{D1} 0,20$	C	D
$0,20 S_{D1}$	D	D

2.8 Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan dengan resiko – tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respon spectral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi seismic pada periode 0.2 detik dan periode 1 detik. Factor amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Koefisien situs F_a dan F_v mengikuti table berikut :

Tabel 2.6 - koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0.2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SSb				

Catatan :

- (a) Untuk nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi

- (b) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs – spesifik.

Tabel 2.7 - Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T=0.1$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SSb				

Catatan

- (a) Untuk nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi
- (b) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs – spesifik.

2.9 Spektrum Respon Desain

Kurva spectrum desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respon percepatan desain, S_a , harus diambil persamaan ;

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 , spectrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} .
3. Untuk Periode lebih basar dari T_s , spectrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

Keterangan :

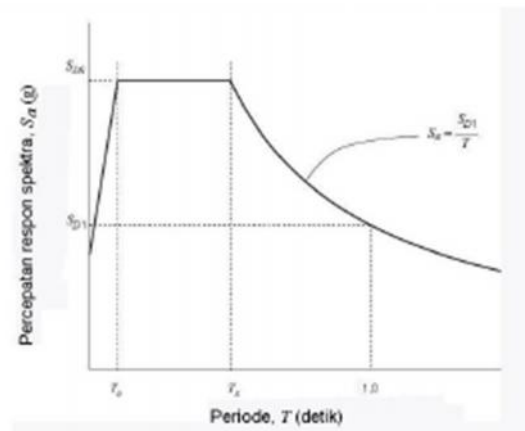
S_{DS} = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = Periode getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0.2 \frac{SD1}{SDS}$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$



Gambar 2.6 – Spektrum respons desain

2.9.1 Eksentrisitas pusat masa terhadap pusat rotasi lantai tingkat

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung padalantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut (pasal 5.4.3) SNI1726-2002 :

maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e < 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \dots\dots\dots(21)$$

atau
$$e_d = e - 0,05 b \dots\dots\dots(22)$$

2.10 Metode Perencanaan Struktur Gedung (SNI 1726 -2002)

2.10.1 Analisa Beban Gempa Statik Ekuivalen

- 1) Gempa Rencana didasarkan pada kala ulang gempa 500 tahun dengan probabilitas 10%
- 2) Wilayah gempa (*lihat Tabel dan Peta*)
- 3) Struktur bangunan gedung beraturan
 - Tinggi struktur gedung maks 10 tingkat (atau 40 meter)
 - Denah gedung seragam dan bentuk persegi panjang

Dengan syarat :

Tanpa tonjolan, maks 25% dari dimensu arah tonjolan tersebut.

Tanpa coakan sudut, maks 15 % dari dimensi sisi gedung.

- Bentuk portal seragam tiap tingkat, tidak ada loncatan bidang muka, min 75% dari dimensi terbesar denah struktur dibawahnya
- Kekauan lateral seragam tiap tingkat
- Berat lantai seragam
- Struktur memiliki sistem penahan beban lateral beban lateral yang menerus (kolom, dinding geser, vertikal outrigger), dan arahnya tegak lurus dan sejajar sumbu utama denah gedung
- Sistem lantai menerus, tanpa bukaan/lobang
Maks 50% luas seluruh lantai tingkat, atau
Maks 20% dari jumlah lantai tingkat keseluruhan

4) Beban gempa pada dasar gedung :

$$V = \frac{C1I}{R} W_1$$

2.10.2 Analisa Beban Gempa Dinamik

- 1) Analisa ragam spectrum respon
- 2) Analisa respon dinamik riwayat waktu

2.11 Kombinasi Pembebanan

Sesuai dengan ketentuan yang tertera dalam SNI 2847 – 2013 pasal 9 disebutkan agar struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi dan gaya terfaktor.

- $U = 1.4 D$

- $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
- $U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ atau } R) + (1.0L \text{ atau } W)$
- $U = 1.2 D + 1.0 W + 1.0L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
- $U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L$
- $U = 0.9 D + 1.0 W$
- $U = 0.9 D + 1.0 E$

Dimana

U = kombinasi pembebanan

D = beban mati

L = beban hidup

Lr = beban atap

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

2.11.1 Pengaruh Beban Gempa Vertikal

Pengaruh beban gempa vertikal E_v , harus ditentukan dengan persamaan 17 berikut (pasal 7.4.2.2) SNI 1726-2012 :

$$E_v = 0.2 S_{DS} D$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respon desain pada periode pendek

D = pengaruh beban mati

Kombinasi pembebanan pengaruh gempa vertikal

$$E_v = 0.2 S_{DS} D$$

$$E_v = 0.2 \times 0.623 D$$

$$= 0.124599 D$$

- 1) $1.4 D$
- 2) $1.2 D + 1.6 L$
- 3) $1.2 D + 1 L + 0.3 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS} D) + 1 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS} D)$
 $1.2 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} + 0.03738 D + 1.3 Q_{ey} + 0.124599 D$
 $1.362 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} + 1.3 Q_{ey}$
- 4) $1.2 D + 1 L - 0.3 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS} D) + 1 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS} D)$
 $1.2 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} - 0.03738 D + 1.3 Q_{ey} + 0.124599 D$
 $1.287 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} + 1.3 Q_{ey}$
- 5) $1.2 D + 1 L + 0.3 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS} D) - 1 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS} D)$
 $1.2 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} + 0.03738 D - 1.3 Q_{ey} - 0.124599 D$
 $1.113 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} - 1.3 Q_{ey}$
- 6) $1.2 D + 1 L - 0.3 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS} D) - 1 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS} D)$
 $1.2 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} - 0.03738 D - 1.3 Q_{ey} - 0.124599 D$

$$1.038 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} - 1.3 Q_{ey}$$

$$7) 1.2 D + 1 L + 1 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS}D) + 0.3 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS}D)$$
$$1.2 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} + 0.1246 D + 0.39 Q_{ey} + 0.0374 D$$

$$1.362 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} + 0.39 Q_{ey}$$

$$8) 1.2 D + 1 L - 1 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS}D) + 0.3 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS}D)$$
$$1.2 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} - 0.1246 D + 0.39 Q_{ey} + 0.0374 D$$

$$1.113 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} + 0.39 Q_{ey}$$

$$9) 1.2 D + 1 L + 1 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS}D) - 0.3 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS}D)$$
$$1.2 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} + 0.1246 D - 0.39 Q_{ey} - 0.0374 D$$

$$1.287 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} - 0.39 Q_{ey}$$

$$10) 1.2 D + 1 L - 1 (1.3 Q_{ex} + 0.2 S_{DS}D) - 0.3 (1.3 Q_{ey} + 0.2 S_{DS}D)$$
$$1.2 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} - 0.1246 D - 0.39 Q_{ey} - 0.0374 D$$

$$1.038 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} - 0.39 Q_{ey}$$

$$11) 0.9 D + 1 L + 0.3 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) + 1 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$
$$1.2 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} - 0.03738 D + 1.3 Q_{ey} - 0.124599 D$$

$$0.738 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} + 1.3 Q_{ey}$$

$$12) 0.9 D + 1 L - 0.3 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) + 1 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$
$$1.2 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} + 0.03738 D + 1.3 Q_{ey} - 0.124599 D$$

$$0.813 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} + 1.3 Q_{ey}$$

$$13) 0.9 D + 1 L + 0.3 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) - 1 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$
$$1.2 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} + 0.03738 D - 1.3 Q_{ey} + 0.124599 D$$

$$0.987 D + 1 L + 0.39 Q_{ex} - 1.3 Q_{ey}$$

$$14) 0.9 D + 1 L - 0.3 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) - 1 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$

$$1.2 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} + 0.03738 D - 1.3 Q_{ey} + 0.124599 D$$

$$1.062 D + 1 L - 0.39 Q_{ex} - 1.3 Q_{ey}$$

$$15) 0.9 D + 1 L + 1 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) + 0.3 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$

$$0.9 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} - 0.1246 D + 0.39 Q_{ey} - 0.0374 D$$

$$0.738 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} + 0.39 Q_{ey}$$

$$16) 0.9 D + 1 L - 1 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) + 0.39 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$

$$0.9 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} + 0.1246 D + 0.39 Q_{ey} - 0.0374 D$$

$$0.987 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} + 0.39 Q_{ey}$$

$$17) 0.9 D + 1 L + 1 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) - 0.3 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$

$$0.9 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} - 0.1246 D - 0.39 Q_{ey} + 0.0374 D$$

$$0.813 D + 1 L + 1.3 Q_{ex} - 0.39 Q_{ey}$$

$$18) 0.9 D + 1 L - 1 (1.3 Q_{ex} - 0.2 S_{DS}D) - 0.3 (1.3 Q_{ey} - 0.2 S_{DS}D)$$

$$0.9 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} + 0.1246 D - 0.39 Q_{ey} + 0.0374 D$$

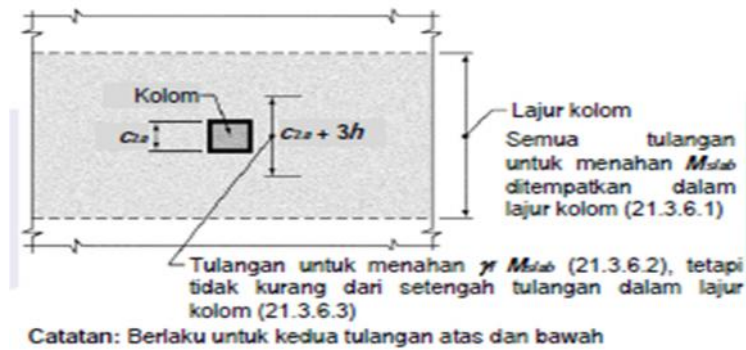
$$1.062 D + 1 L - 1.3 Q_{ex} - 0.39 Q_{ey}$$

2.12 Perencanaan Struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

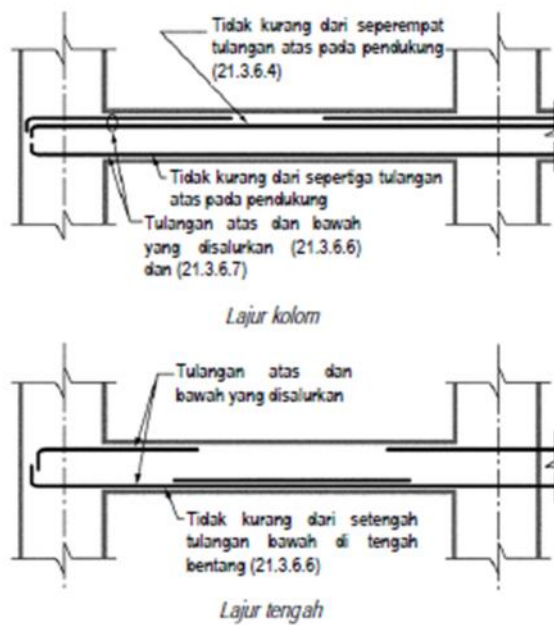
2.12.1 Perencanaan Komponen Lentur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan diproporsikan terutama untuk menahan lentur. Komponen

struktur rangka ini juga harus memenuhi kondisi-kondisi dari Ps.21.5.1.1. hingga Ps.21.5.1.4. (SNI 2847-2013).



Gambar 2.7 – Lokasi tulangan pada slab (*Sumber : SNI 2847-2012 Ps.21.3.6.2*)



Gambar 2.8 – penempatan tulangan pada slab (*Sumber : SNI 2847-2013 Ps.21.3.6.3*)

Selain penentuan kuat lentur, tiap komponen-komponen struktur yang menerima beban lentur dalam SRPMK sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.1 sampai dengan 21.6.1.2 harus memenuhi kondisi berikut :

1. Gaya tekan aksial terfaktor $P_u \leq A_g \cdot f'_c/10$
2. $B_w/h \geq 0,4$
3. $B_w \geq 300 \text{ mm}$

Dimana

A_g = Luas bruto penampang (mm^2)

d = tinggi efektif penampang (mm)

b_w = lebar badan (mm)

h = tinggi total komponen struktur (mm)

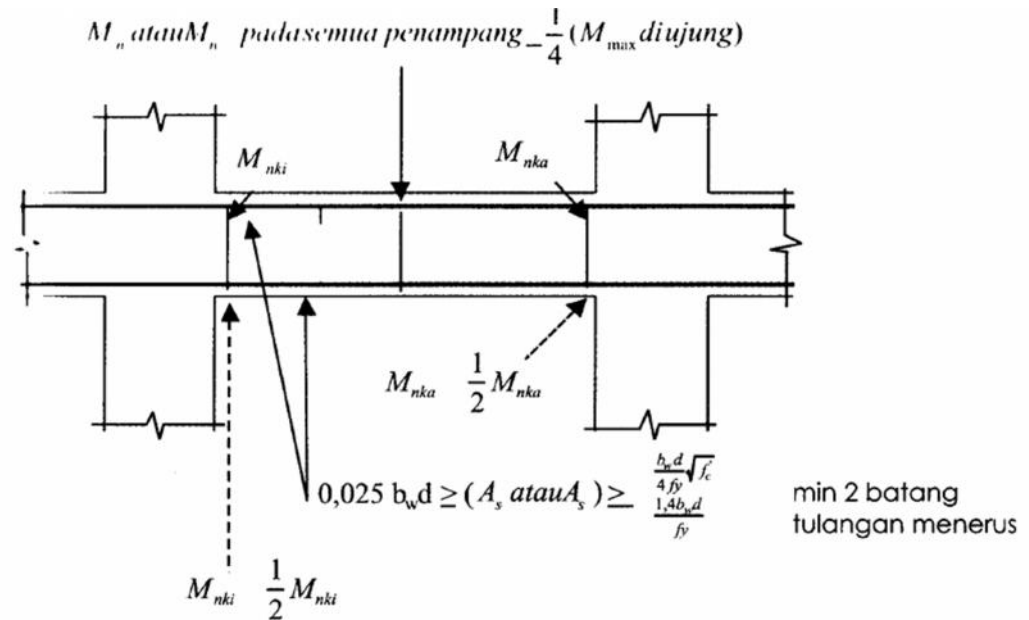
Persyaratan penulangan untuk komponen lentur pada SRPMK menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1 dan pasal 21.5.2.2 adalah sebagai berikut :

- a) Tulangan minimal baik atas maupun bawah harus sedikitnya :

$$\frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \text{ dan } \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

- b) Rasio tulangan $\rho \leq 0,025$
- c) Kekuatan momen positif pada muka joint $\geq \frac{1}{2}$ kuat momen negative yang disediakan pada muka joint tersebut.
- d) Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah

- e) Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari $\frac{1}{4}$ kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint tersebut.



Gambar 2.9 - Persyaratan Penulangan Komponen Lentur pada SRPMK

- **Tulangan Longitudinal**

Pada sebarang penampang komponen struktur lentur, kecuali seperti diberikan pada Ps.10.5.3 (SNI 2847-2013), untuk tulangan atas maupun bawah, jumlah tulangan tidak kurang dari $1,4 b_w d / f_y$ dan rasio tulangan, tidak boleh melebihi 0,025. Paling sedikit 2 batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi dan bawah. Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang komponen struktur pada boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut.

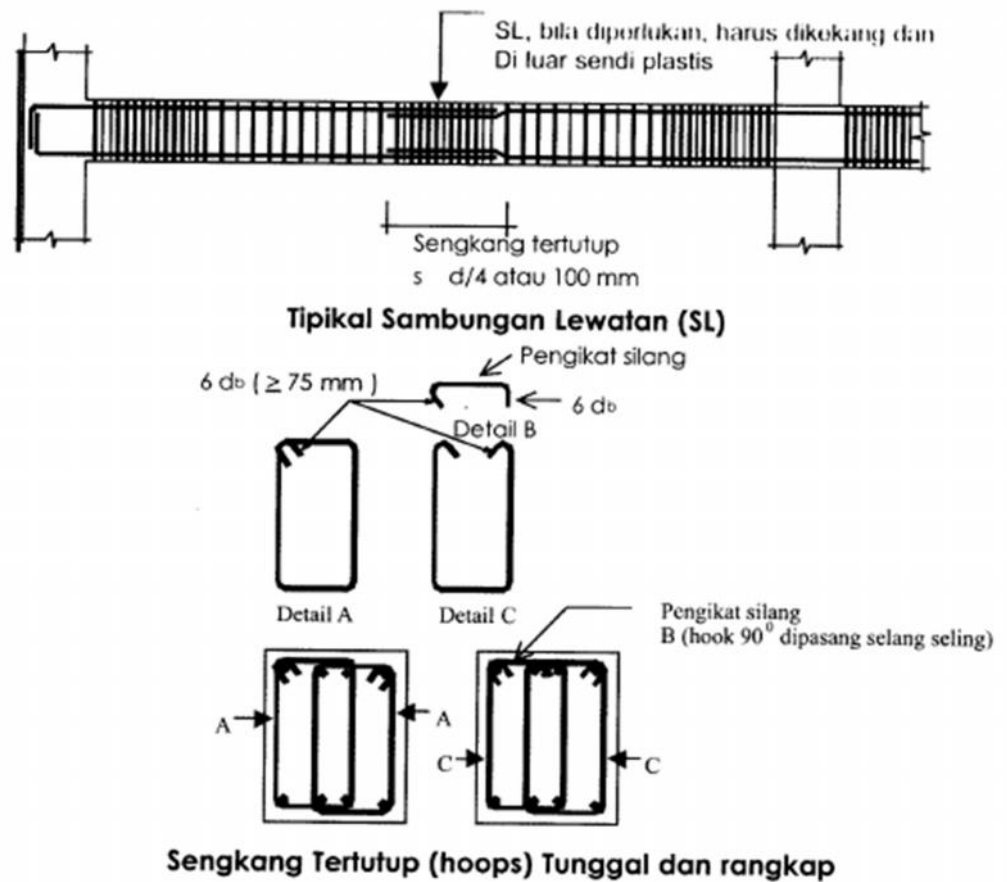
Sementara untuk sambungan lewatan (SL) harus diletakkan di luar daerah sendi plastis. Bila dipakai SL, maka sambungan itu harus di desain sebagai SL tarik dan harus dikekang sebaik-baiknya, menurut SNI 2847-2013 persyaratannya adalah :

- a) SL diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang sambungan.
- b) Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi $d/4$ dan 100 mm
- c) SL tidak boleh digunakan dalam joint, dalam jarak $2d$ dari muka joint, dilokasi kemungkinan terjadi sendi plastis dan didaerah momen maksimum.

Pengekangan yang cukup disyaratkan harus ada di ujung-ujung komponen lentur yang kemungkinan besar akan terjadi sendi plastis untuk menjamin kemampuan daktilitasnya, bila terkena momen bolak balik. Persyaratan tulangan pengekanng disyaratkan di SNI 2847-2013 :

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

- c) Hoop disyaratkan s harus tidak melebihi $d/4$, 6 x tulangan memanjang terkecil, dan 150 mm, spasi batang tulangan lentur tidak melebihi 350 mm.
- d) Dimana hoop tidak disyaratkan, begel dengan hoops gempap di dua ujung harus dipasang dengan $s \leq d/2$ sepanjang komponen.
- e) Tulangan transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser (V_c)



Gambar 2.10 - Sambungan Lewatan dan Sengkang Tertutup pada SRPMK

- **Tulangan Transversal**

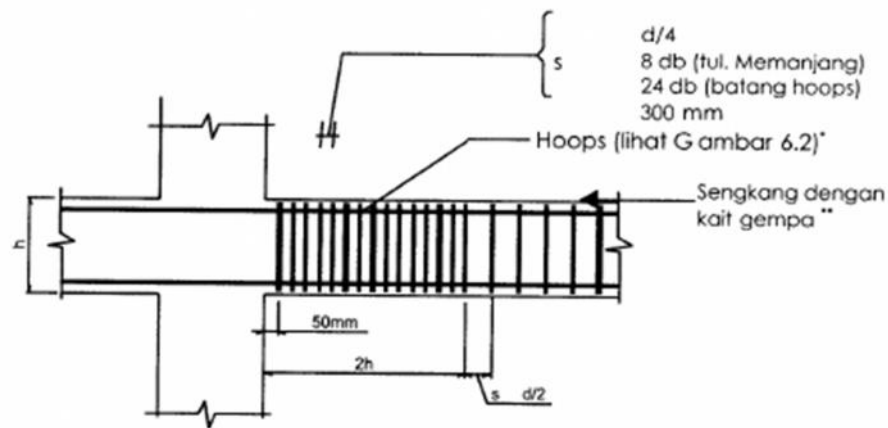
1. Sengkang harus dipasang pada daerah komponen struktur rangkai berikut :Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu kea rah tengah bentang, dikedua ujung komponen struktur lentur.
2. Sepanjang panjang-panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelastic rangka.

Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan pada lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidka boleh melebihi yang terkecil dari :

- a) $d/4$
- b) enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal yang disyaratkan oleh Ps.10.6.7 (SNI 2847-2013)
- c) 150 mm

Sengkang pada komponen struktur lentur diizinkan terbentuk dari dua potong tulangan: sebuah sengkang yang mempunyai kait gempu pada kedua ujungnya dan ditutup oleh pengikat silang. Pengikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan memanjang yang sama harus mempunyai kait 90 derajatnya pada sisi

komponen struktur lentur yang berlawanan. Jika batang tulangan memanjang yang diamankan oleh pengikat silang dikekang oleh slab hanya pada satu sisi komponen struktur rangka lentur, kait pengikat silang 90 derajat harus ditempatkan pada sisi tersebut.



Gambar 2.11 - Penulangan Transversal untuk Komponen Lentur pada SRPMK

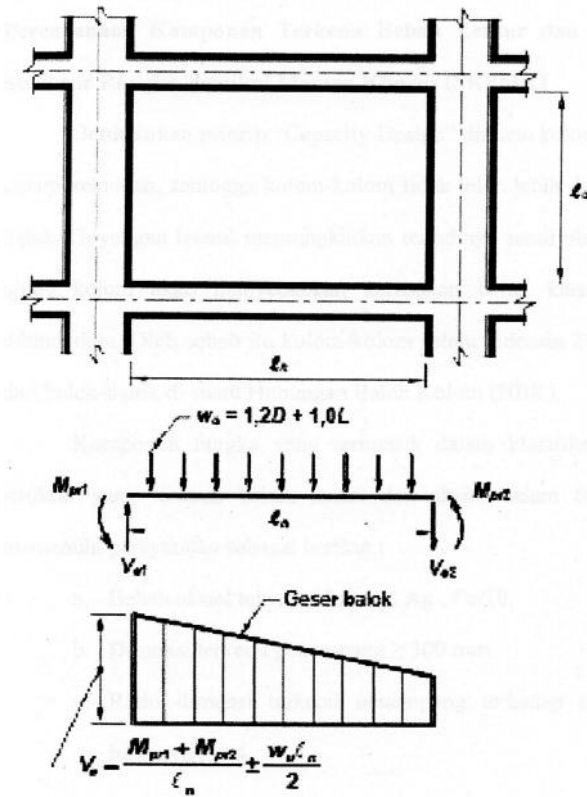
2.12.2 Persyaratan Kuat Geser pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

(SRPMK)

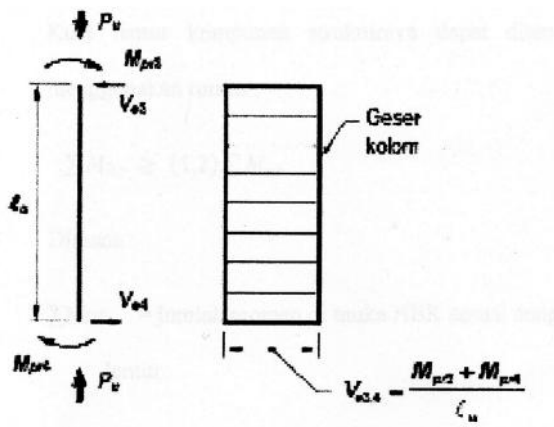
Tulangan geser pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) harus didesain sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kegagalan getas oleh geser mendahului kegagalan oleh lentur. Kebutuhan tulangan geser harus dibandingkan dengan kebutuhan tulangan pengekangan untuk dipakai yang lebih banyak agar memenuhi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

Pada komponen struktur yang menerima beban lentur harus didesain dengan gaya geser dengan memakai momen maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr}). M_{pr} merupakan momen kapasitas balok dengan tulangan sebesar $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$, ditambah dengan beban gravitasi di balok.

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



Gambar 2.12 - Geser Desain untuk Balok



Gambar 2.13 - Geser Desain untuk Kolom

2.12.3 Perencanaan Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial pada

Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Berdasarkan prinsip *capacity Design* dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom-kolom tidak leleh lebih dahulu sebelum balok. Goyongan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom dan menyebabkan kerusakan berat, karena itu harus dihindarkan. Oleh sebab itu kolom-kolom harus didesain 20% lebih kuat dari balok-balok di suatu Hubungan Balok Kolom (HBK)

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

- a) Beban aksial tekan terfaktor $\leq A_g \cdot f_c/10$
- b) Dimensi terkecil penampang ≥ 300 mm
- c) Ratio dimensi terkecil penampang terhadap dimensi tegak lurus nya $\geq 0,4$.

Kuat lentur komponennya dapat ditentukan dengan menggunakan rumus :

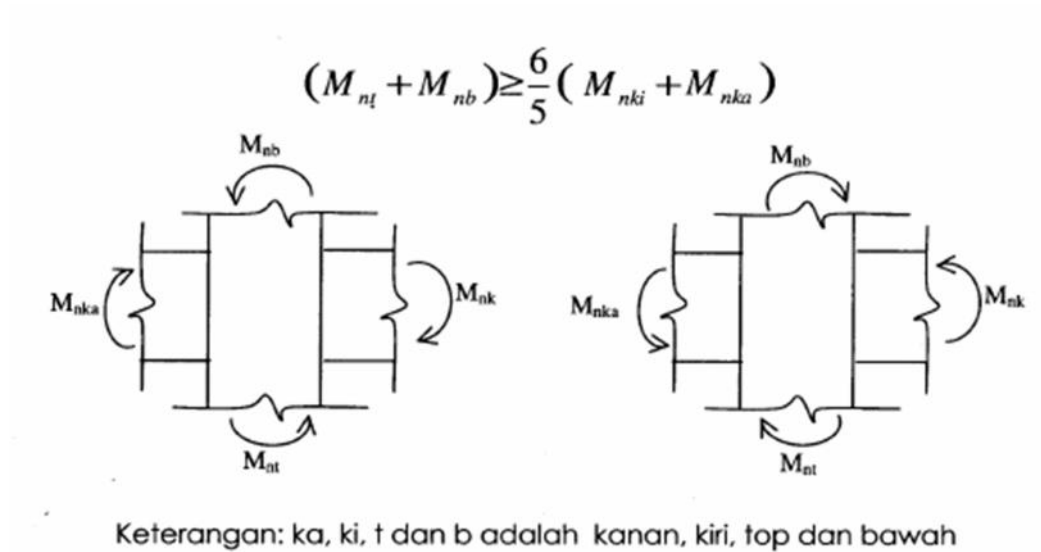
$$\sum M_n \geq (1,2) \sum M_n$$

Dimana :

$\sum M_n$ = Jumlah momen di muka Hubungan Balok Kolom sesuai dengan desain kuat lentur

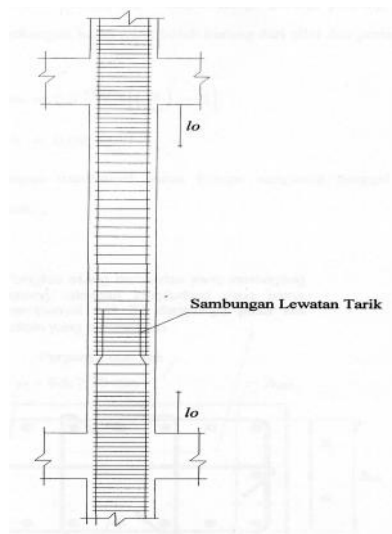
$\sum M_n$ = jumlah momen di muka HBK sesuai dengan desain kuat lentur nominal balok-balok.

- d) Ratio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06



Gambar 2.14 - “Strong Column Weak Beam” persyaratan Rangka pada SRPMK

- e) SL hanya diijinkan disekitar tengah panjang komponen, harus sebagai sambungan tarik, yang harus dikenai tulangan transversal sepanjang penyalurannya.



Gambar 2.15 - Tipikal Detail Sambungan Lewatan Kolom pada SRPMK

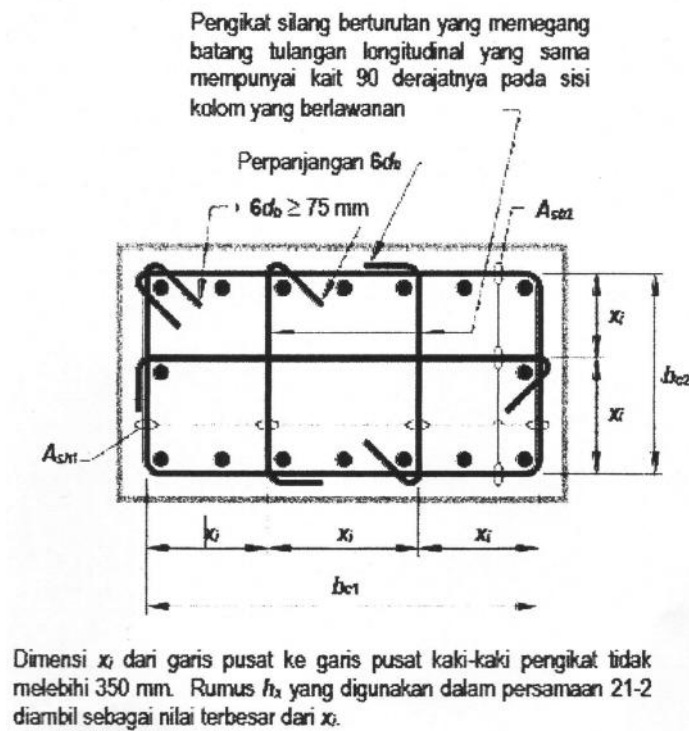
Persyaratan Tulangan Transversal (TT) di SNI 2847-2013 adalah sebagai berikut :

- a) Ratio volumerik tulangan spiral atau sengkang cincin tidak boleh kurang dari $\rho_s = 0,12 f'_c / f_{yh}$
- b) Total luas penampang tulangan hoops persegi panjang untuk pengekanan harus tidak boleh kurang dari nilai dua persamaan ini :

$$A_{sh} = 0,3 \frac{sbc \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{sbc \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

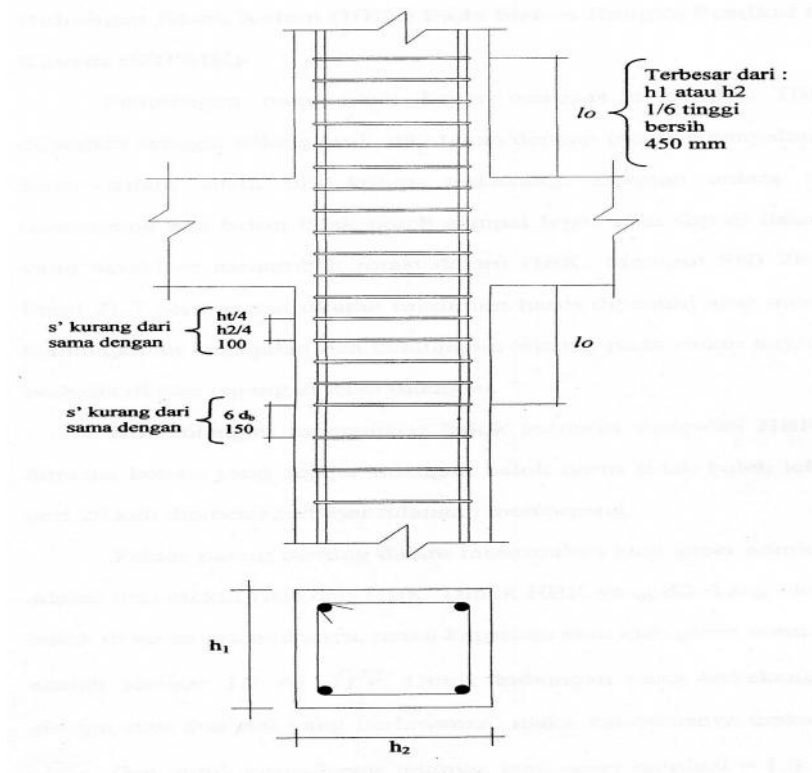
- c) Tulangan transversal harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk



Gambar 2.16 - Tulangan Transversal pada Kolom

- d) Perlu dipasang sepanjang l_o dari muka HBK dikena ujung kolom dimana lentur leleh memungkinkan dapat terjadi l_o harus tak boleh lebih kecil dari:
- Tinggi penampang komponen struktur pada HBK
 - $1/6$ panjang bentang bersih
 - 450 mm
- e) Spasi tulangan transversal sepanjang panjang l_o tidak boleh melebihi $1/4$ dimensi komponen struktur minimum, $6 \times \emptyset$ tulangan longitudinal, $100 \text{ mm} \leq s_o \leq 150 \text{ mm}$

- f) Spasi pengikat sengkang atau kaki-kaki sengkang persegi, h_x dalam penampang komponen struktur tidak boleh melebihi 350 mm pusat ke pusat.
- g) Tulangan vertikal tidak boleh berjarak bersih lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral. Bila TT untuk pengekanan tidak lagi disyaratkan maka sisa panjang kolom harus terpasang tulangan hoops dengan jarak s tak melebihi 6 x diameter tulangan memanjang atau 150 mm.

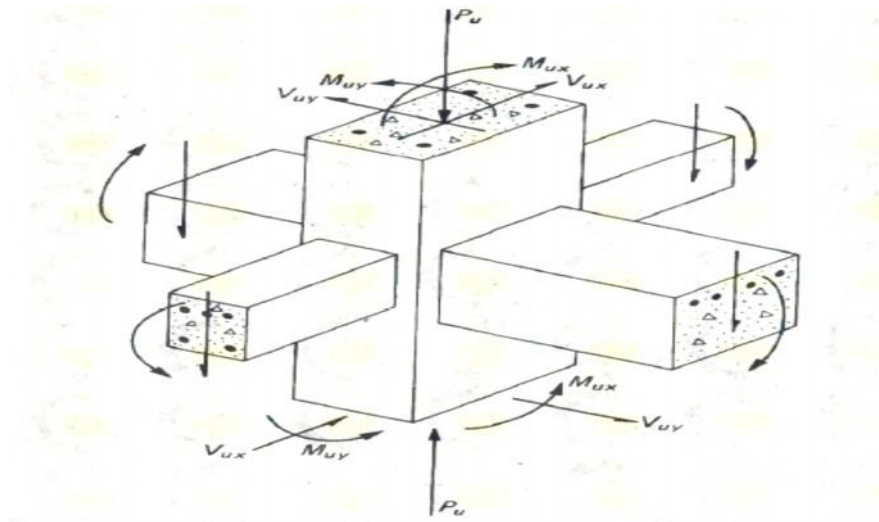


Gambar 2.17 Syarat Pengekanan Ujung-Ujung Kolom Penulangan Hoops (Sengkang Tertutup) Persegi

2.13 Hubungan Balok Kolom

2.13.1 Pengertian Hubungan Balok kolom

Hubungan balok kolom adalah titik pertemuan antara kolom dan balok pada struktur, dimana pertemuannya tersebut menghasilkan luasan efektif antara keduanya.



Gambar 2.18 - Gaya-gaya yang bekerja pada Hubungan Balok Kolom

Hubungan balok kolom memiliki beberapa ketentuan umum diantaranya ialah :

1. Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah **1,25 f_y** .
2. Kuat hubungan balok-kolom harus direncanakan menggunakan faktor reduksi kekuatan.
3. Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus diteruskan hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkeang.

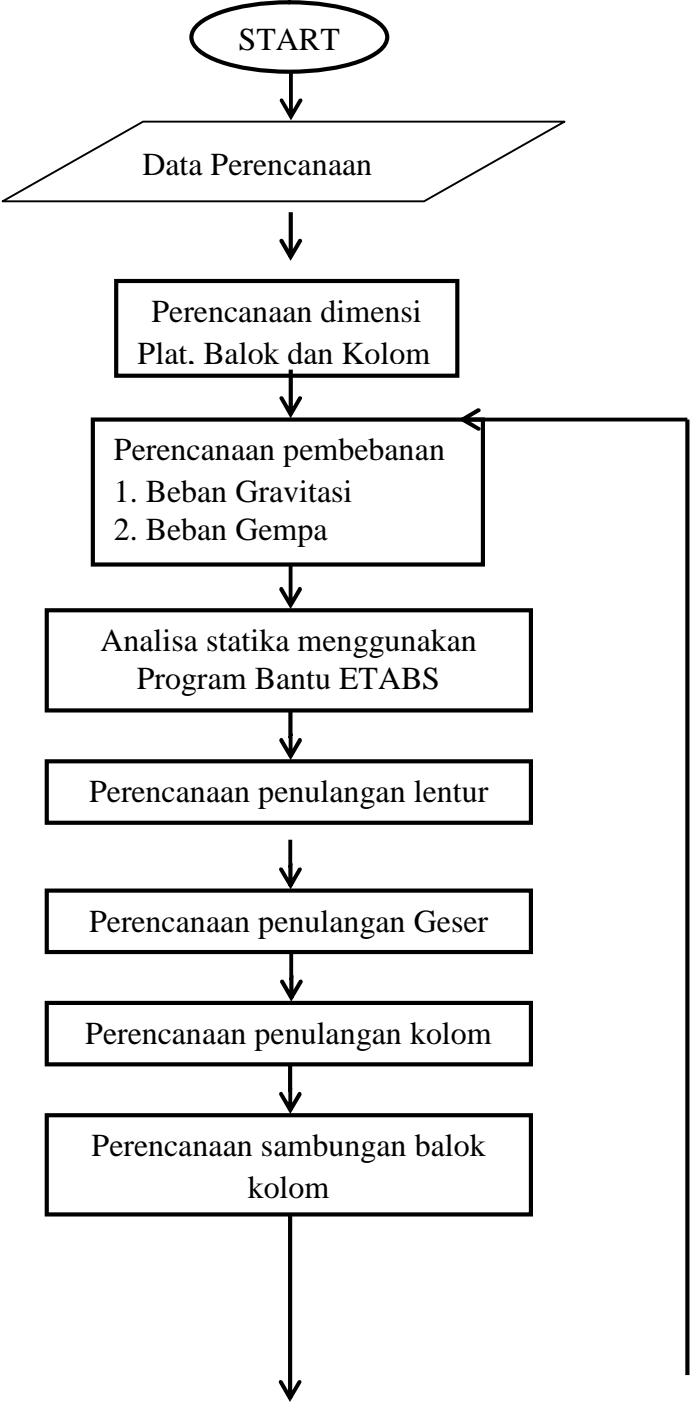
4. Bila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balok-kolom, dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal. Bila digunakan beton ringan maka dimensi tersebut tidak boleh kurang daripada 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

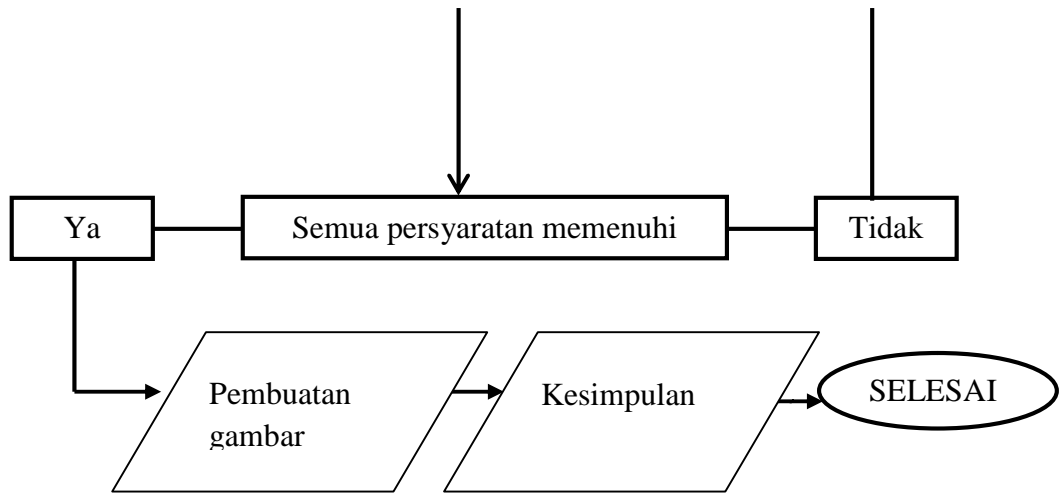
Tulangan transversal sepanjang panjang yang diidentifikasi dalam 21.5.3.1 harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila keduanya (a) dan (b) terjadi :

- (a) Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang dihitung sesuai dengan pasal 21.5.4.1 mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang.
- (b) Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$.

Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri tidak boleh kurang dari 300 mm. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0.4.

2.14 Bagan Alir





BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data Teknis Proyek

- Nama Proyek : Gedung FISIP – Univ. Brawijaya
- Lokasi : Universitas Brawijaya, Malang.
- Fungsi Bangunan : Gedung Kuliah
- Panjang Bangunan : 53.17 m
- Lebar Bangunan : 25 m
- Tinggi Bangunan : 28.4 m
- Struktur Gedung : Struktur Beton Bertulang
- Tebal plat lantai : 120 mm
- Tebal plat atap : 100 mm

3.2 Teknik Pengumpulan Data

Dalam kasus ini pengumpulan data dilakukan dengan cara mengambil data dari kontraktor yang berangkutan yang berupa data gambar arsitek maupun gambar struktur kemudian data yang sudah ada diolah kembali.

3.3 Tahapan Perencanaan

Tahapan dari perencanaan Gedung FISIP Universitas Brawijaya meliputi tahapan sebagai berikut :

3.3.1 Analisa Pembebanan

Pembebanan yang diperhitungkan pada perencanaan gedung FISIP Universitas Brawijaya secara garis besar adalah sebagai berikut :

- Beban Mati (Dead Load)
- Beban Hidup (Live Load)
- Beban Gempa (Quake Load), Untuk kota Malang Berdasarkan SNI 1726 - 2012 memiliki percepatan batuan dasar, yaitu :

$$S_s = 1.0$$

$$S_1 = 0.4$$

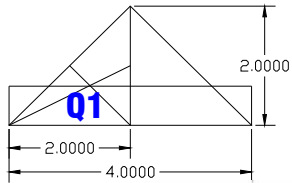
Berdasarkan beban-beban tersebut maka struktur gedung FISIP Universitas Brawijaya harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan.

3.3.2 Analisa Statika

untuk mendapatkan besaran gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur gedung yaitu digunakan program bantu ETABS.

3.4 Perataan Beban

a. Perataan Beban Tipe A



$$Q = \frac{1}{2} \times 2,0 \times 2,0$$

$$Q = 2$$

$$R_a = R_b = Q = 2$$

$$M1 = \left(R_a \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right)$$

$$= \left(2 \times \frac{4}{2} \right) - \left(2 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 4,0 \right)$$

$$= 2,6667 \text{ m}$$

$$M2 = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h \times 4,0^2$$

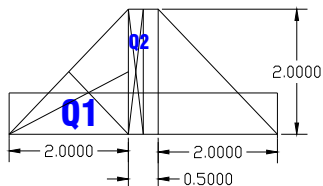
$$= 2h$$

$$M1 = M2$$

$$2,6667 = 2h$$

$$H = 1,3333 \text{ m}$$

b. Perataan Beban Tipe B



$$a = 2 \text{ m}$$

$$b = 0,5 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q_1 = \frac{1}{2} x 2,0 x 2,0 = 2$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} x 0,5 x 2,0 = 0,5$$

$$R_a = R_b = \frac{(4,5 + 0,5) x 2,0 x 0,5}{2}$$

$$= 2,5$$

$$M_1 = \frac{1}{2} x R_a x L - \left[\left(Q_1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q_2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 2,5 x 5 - \left[\left(2 x \left(\frac{1}{3} x 2 + \frac{1}{2} 0,5 \right) \right) - \left(0,5 x \frac{1}{4} x 0,5 \right) \right]$$

$$= 4,1042$$

$$M_2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 4,5^2$$

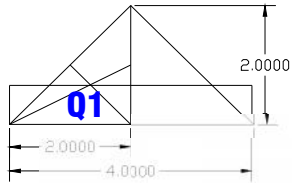
$$= 2,5313 h$$

$$M_1 = M_2$$

$$4,1042 = 2,53125 h$$

$$h = 1,6214 m$$

c. Perataan Beban Tipe C



$$Q = \frac{1}{2} \times 2,0 \times 2,0$$

$$Q = 2$$

$$R_a = R_b = Q = 2$$

$$\begin{aligned} M1 &= \left(R_a \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right) \\ &= \left(2 \times \frac{4}{2} \right) - \left(2 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 4,0 \right) \\ &= 2,6667 \text{ m} \end{aligned}$$

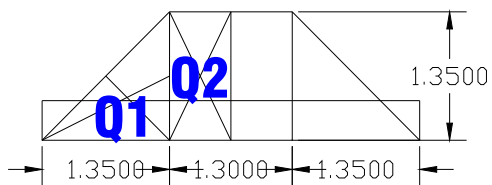
$$\begin{aligned} M2 &= \frac{1}{8} \times h \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times h \times 4,0^2 \\ &= 2h \end{aligned}$$

$$M1 = M2$$

$$2,6667 = 2h$$

$$h = 1,3333 \text{ m}$$

d. Perataan Beban Tipe D



$$a = 1,35 \text{ m}$$

$$b = 1,3 \text{ m}$$

$$L = 4,0 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q_1 = \frac{1}{2} x 1,35 x 1,35 = 0,911$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} x 1,3 x 1,35 = 0,9$$

$$R_a = R_b = \frac{(4,0 + 1,3) x 1,35 x 0,5}{2}$$

$$= 1,789$$

$$M_1 = \frac{1}{2} x R_a x L - \left[\left(Q_1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q_2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 1,789 x 4 - \left[\left(0,911 x \left(\frac{1}{3} x 1,35 + \frac{1}{2} x 1,3 \right) \right) - \left(0,9 x \frac{1}{4} x 1,3 \right) \right]$$

$$= 2,803$$

$$M_2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 4,0^2$$

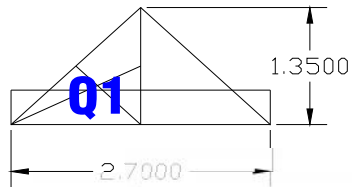
$$= 2 h$$

$$M_1 = M_2$$

$$2,803 = 2 h$$

$$h = 1,4013 / 2 = 0,701 \text{ m}$$

e. Perataan Beban Tipe E



$$Q = \frac{1}{2} \times 1,35 \times 1,35$$

$$= 0.91125$$

$$R_a = R_b = Q = 0.91125$$

$$M1 = \left(R_a \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right)$$

$$= \left(0.91125 \times \frac{3}{2} \right) - \left(0.91125 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 2.7 \right)$$

$$= 0.82 \text{ m}$$

$$M2 = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h \times 3,0^2$$

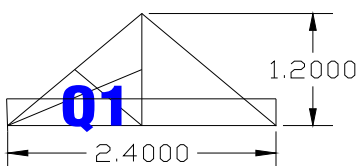
$$= 2h$$

$$M1 = M2$$

$$0.82 = 1,125 h$$

$$h = 0.911 \text{ m}$$

f. Perataan Beban Tipe F



$$Q = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 1,2$$

$$= 0,72$$

$$R_a = R_b = Q = 0,72$$

$$\begin{aligned} M_1 &= \left(R_a \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right) \\ &= \left(0,72 \times \frac{2,4}{2} \right) - \left(0,72 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 2,4 \right) \\ &= 0,576 \end{aligned}$$

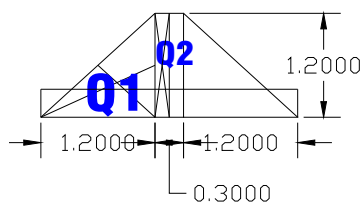
$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{8} \times h \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times h \times 2,4^2 \\ &= 0,72 h \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$0,576 = 0,72 h$$

$$h = 0,8 \text{ m}$$

g. Perataan Beban Tipe G



$$a = 1,2 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$L = 2.7 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q1 = \frac{1}{2} x 1,2 x 1,2 = 0,72$$

$$Q2 = \frac{1}{2} x 0,3 x 1,2 = 0,2$$

$$Ra = Rb = \frac{(2,7 + 0,3) x 1,2 x 0,5}{2}$$
$$= 0,9$$

$$M1 = \frac{1}{2} x Ra x L - \left[\left(Q1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 0,9 x 4 - \left[\left(0,72 x \left(\frac{1}{3} x 1,2 + \frac{1}{2} x 0,3 \right) \right) - \left(0,2 x \frac{1}{4} x 0,3 \right) \right]$$

$$= 0,791$$

$$M2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 2,7^2$$

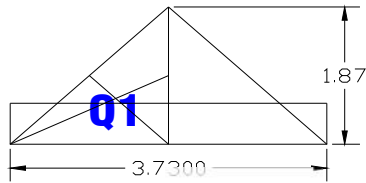
$$= 0,911 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,791 = 0,911 h$$

$$h = 0,8675 \text{ m}$$

h. Perataan Beban Tipe H



$$Q = \frac{1}{2} \times 1,87 \times 1,87$$

$$= 1,74$$

$$R_a = R_b = Q = 1,74$$

$$M_1 = \left(R_a \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right)$$

$$= \left(1,74 \times \frac{3,7}{2} \right) - \left(1,74 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 3,7 \right)$$

$$= 2,162$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h \times 3,7^2$$

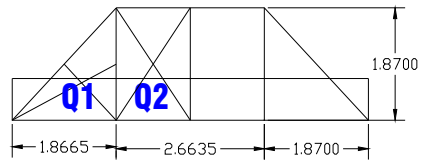
$$= 1,74 h$$

$$M_1 = M_2$$

$$2,162 = 1,74 h$$

$$h = 1,243 \text{ m}$$

i. Perataan Beban Tipe I



$$a = 1,87 \text{ m}$$

$$b = 2,67 \text{ m}$$

$$L = 6,40 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q1 = \frac{1}{2} x 1,87 x 1,87 = 1,74$$

$$Q2 = \frac{1}{2} x 2,67 x 1,87 = 2,5$$

$$Ra = Rb = \frac{(6,4 + 2,67) x 1,87 x 0,5}{2}$$

$$= 4,229$$

$$M1 = \frac{1}{2} x Ra x L - \left[\left(Q1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 4,229 x 6,4 - \left[\left(1,74 x \left(\frac{1,74}{3} + \frac{2,67}{2} \right) \right) - \left(2,5 x \frac{1}{4} x 2,67 \right) \right]$$

$$= 12,778$$

$$M2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 6,4^2$$

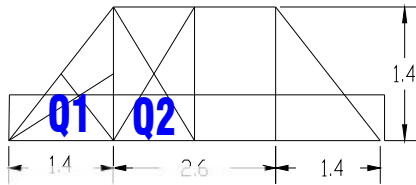
$$= 5,12 h$$

$$M1 = M2$$

$$12,778 = 5,12h$$

$$h = 1,718 \text{ m}$$

j. Perataan Beban Tipe J



$$a = 1,4 \text{ m}$$

$$b = 2,6 \text{ m}$$

$$L = 5,4 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q1 = \frac{1}{2} x 1,4 x 1,4 = 0,98$$

$$Q2 = \frac{1}{2} x 2,6 x 1,4 = 0,4$$

$$Ra = Rb = \frac{(5,4 + 2,6) x 1,4 x 0,5}{2}$$

$$= 2,8$$

$$M1 = \frac{1}{2} x Ra x L - \left[\left(Q1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 2,8 x 5 - \left[\left(0,98 x \left(\frac{1}{3} x 1,4 + \frac{1}{2} x 2,6 \right) \right) - \left(0,4 x \frac{1}{4} x 2,6 \right) \right]$$

$$= 6,9857$$

$$M2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$L = \frac{1}{8} x h x 5,4^2$$

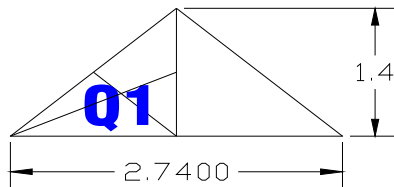
$$= 3,645 h$$

$$M1 = M2$$

$$6,9857 = 3,645 h$$

$$h = 1,91651 \text{ m}$$

k. Perataan Beban Tipe K



$$Q = \frac{1}{2} x 1,4 x 1,4$$

$$= 0,98$$

$$Ra = Rb = Q = 0,98$$

$$M1 = \left(Ra x \frac{L}{2} \right) - \left(Q x \frac{1}{3} x \frac{1}{2} x L \right)$$

$$= \left(0,98 x \frac{2,8}{2} \right) - \left(0,98 x \frac{1}{3} x \frac{1}{2} x 2,8 \right)$$

$$= 0,9147$$

$$M2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 2,8^2$$

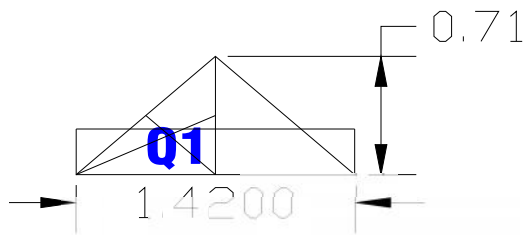
$$= 0,98 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,9147 = 0,98 h$$

$$h = 0,933 \text{ m}$$

l. Perataan Beban Tipe L



$$Q = \frac{1}{2} \times 0,71 \times 1,42$$

$$= 0,252$$

$$R_a = R_b = Q = 0,252$$

$$M1 = \left(R_a \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right)$$

$$= \left(0,252 \times \frac{1,42}{2} \right) - \left(0,252 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 1,42 \right)$$

$$= 0,1193$$

$$M2 = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h \times 1,4^2$$

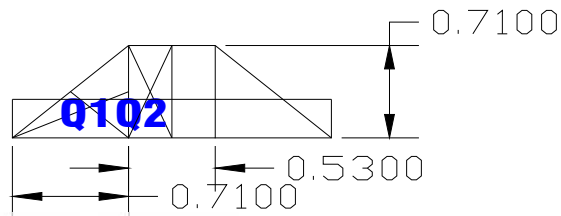
$$= 0,252 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,1193 = 0,252 h$$

$$h = 0,4733 \text{ m}$$

m. Perataan Beban Tipe M



$$a = 0,71 \text{ m}$$

$$b = 0,53 \text{ m}$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

$$Q1 = \frac{1}{2} \times 0,71 \times 0,71 = 0,252$$

$$Q2 = \frac{1}{2} \times 0,53 \times 0,71 = 0,2$$

$$Ra = Rb = \frac{(1,95 + 0,53) \times 0,71 \times 0,5}{2}$$

$$= 0,44$$

$$M1 = \frac{1}{2} \times Ra \times L - \left[\left(Q1 \times \left(\frac{1}{3} \times a + \frac{1}{2} \times b \right) \right) - \left(Q2 \times \frac{1}{4} \times b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,44 \times 2 - \left[\left(0,252 \times \left(\frac{1}{3} \times 0,7 + \frac{1}{2} \times 0,5 \right) \right) - \left(0,2 \times \frac{1}{4} \times 0,5 \right) \right]$$

$$= 0,1295$$

$$M2 = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h \times 2,0^2$$

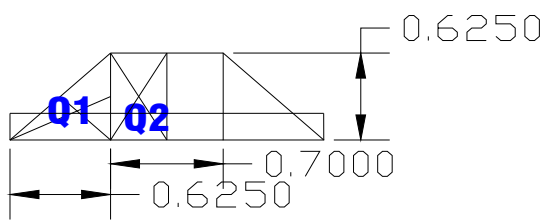
$$= 0,4753 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,1295 = 0,4753 h$$

$$h = 0,2724 \text{ m}$$

n. Perataan Beban Tipe N



$$a = 0,68 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q1 = \frac{1}{2} x 0,68 x 0,68 = 0,2278$$

$$Q2 = \frac{1}{2} x 0,68 x 0,68 = 0,2$$

$$Ra = Rb = \frac{(1,95 + 0,6) x 0,68 x 0,5}{2}$$

$$= 0,43$$

$$M1 = \frac{1}{2} x Ra x L - \left[\left(Q1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 0,43 x 1,95 - \left[\left(0,228 x \left(\frac{1}{3} x 0,68 + \frac{1}{2} x 0,6 \right) \right) - \left(0,2 x \frac{1}{4} x 0,6 \right) \right]$$

$$= 0,0987$$

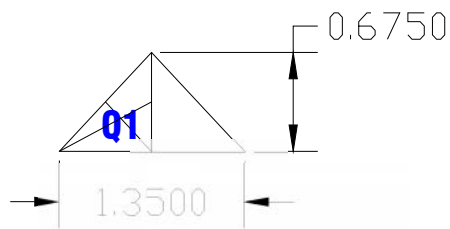
$$\begin{aligned}
 M2 &= \frac{1}{8} x h x l^2 \\
 &= \frac{1}{8} x h x 1,95^2 \\
 &= 0,4753 h
 \end{aligned}$$

$$M1 = M2$$

$$0,0987 = 0,47531 h$$

$$h = 0,20759 \text{ m}$$

o. Perataan Beban Tipe O



$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{1}{2} x 0,675 x 0,675 \\
 &= 0,228
 \end{aligned}$$

$$Ra = Rb = Q = 0,228$$

$$\begin{aligned}
 M1 &= \left(Ra x \frac{L}{2} \right) - \left(Q x \frac{1}{3} x \frac{1}{2} x L \right) \\
 &= \left(0,228 x \frac{1,35}{2} \right) - \left(0,228 x \frac{1}{3} x \frac{1}{2} x 1,35 \right) \\
 &= 0,1025
 \end{aligned}$$

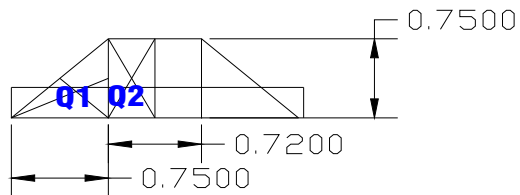
$$\begin{aligned}
 M2 &= \frac{1}{8} x h x l^2 \\
 &= \frac{1}{8} x h x 1,4^2 \\
 &= 0,228 h
 \end{aligned}$$

$$M1 = M2$$

$$0,1025 = 0,228 h$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

p. Perataan Beban Tipe P



$$a = 0,75 \text{ m}$$

$$L b = 0,72 \text{ m}$$

$$L = 2,22 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q1 = \frac{1}{2} x 0,75 x 0,75 = 0,2813$$

$$Q2 = \frac{1}{2} x 0,72 x 0,75 = 0,3$$

$$Ra = Rb = \frac{(2,22 + 0,72) x 0,75 x 0,5}{2}$$

$$= 0,551$$

$$M1 = \frac{1}{2} x Ra x L - \left[\left(Q1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 0,551 x 2,22 - \left[\left(0,281 x \left(\frac{1}{3} x 0,75 + \frac{1}{2} x 0,7 \right) \right) - \left(0,3 x \frac{1}{4} x 0,7 \right) \right]$$

$$= 2,875$$

$$M2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 2,22^2$$

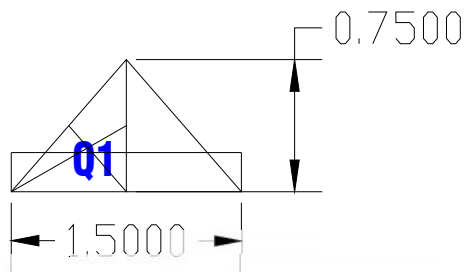
$$= 0,6161 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,2302 = 0,6161 h$$

$$h = 0,3736 \text{ m}$$

q. Perataan Beban Tipe Q



$$Q = \frac{1}{2} x 0,75 x 0,75$$

$$= 0,281$$

$$Ra = Rb = Q = 0,281$$

$$M1 = \left(Ra x \frac{L}{2} \right) - \left(Q x \frac{1}{3} x \frac{1}{2} x L \right)$$

$$= \left(0,281 x \frac{1,5}{2} \right) - \left(0,281 x \frac{1}{3} x \frac{1}{2} x 1,5 \right)$$

$$= 0,1406$$

$$M2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 1,5^2$$

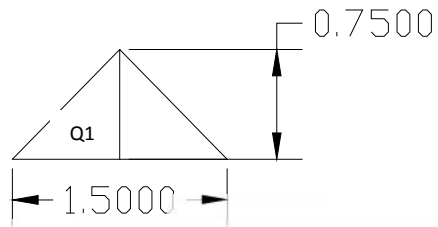
$$= 0,281 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,1406 = 0,281 h$$

$$h = 0.5 \text{ m}$$

r. Perataan Beban Tipe R



$$Q = \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,75$$

$$= 0,281$$

$$R_a = R_b = Q = 0,281$$

$$M1 = \left(R_a \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right)$$

$$= \left(0,281 \times \frac{1,5}{2} \right) - \left(0,281 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 1,5 \right)$$

$$= 0,1406$$

$$M2 = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h \times 1,5^2$$

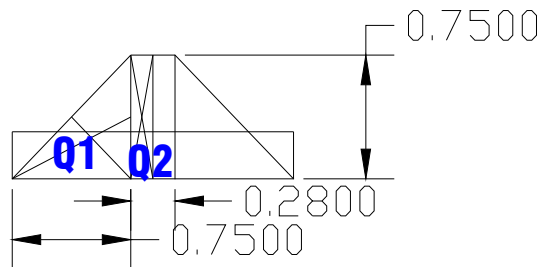
$$= 0,281 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,1406 = 0,281 h$$

$$h = 1 \text{ m}$$

s. *Perataan Beban Tipe S*



$$a = 0.75 \text{ m}$$

$$b = 0,28 \text{ m}$$

$$L = 1.78 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$Q1 = \frac{1}{2} x 0,75 x 0,75 = 0,281$$

$$Q2 = \frac{1}{2} x 0,28 x 0,75 = 0,11$$

$$Ra = Rb = \frac{(1,78 + 0,281) x 0,75 x 0,5}{2}$$

$$= 0,386$$

$$M1 = \frac{1}{2} x Ra x L - \left[\left(Q1 x \left(\frac{1}{3} x a + \frac{1}{2} b \right) \right) - \left(Q2 x \frac{1}{4} x b \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} x 0,386 x 1,75 - \left[\left(0,281 x \left(\frac{0,75}{3} + \frac{0,3}{2} \right) \right) - \left(0,11 x \frac{1}{4} x 0,3 \right) \right]$$

$$= 0,1408$$

$$M2 = \frac{1}{8} x h x l^2$$

$$= \frac{1}{8} x h x 1,78^2$$

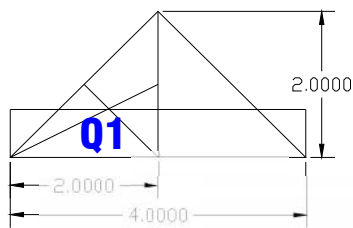
$$= 0,3961 h$$

$$M1 = M2$$

$$0,1408 = 0,3961 h$$

$$h = 0,355 \text{ m}$$

t. Perataan Beban Tipe T



$$Q = \frac{1}{2} \times 2,0 \times 2,0$$

$$Q = 2$$

$$Ra = Rb = Q = 2$$

$$M1 = \left(Ra \times \frac{L}{2} \right) - \left(Q \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times L \right)$$

$$= \left(2 \times \frac{4}{2} \right) - \left(2 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 4,0 \right)$$

$$= 2,6667$$

$$M2 = \frac{1}{8} \times h \times l^2$$

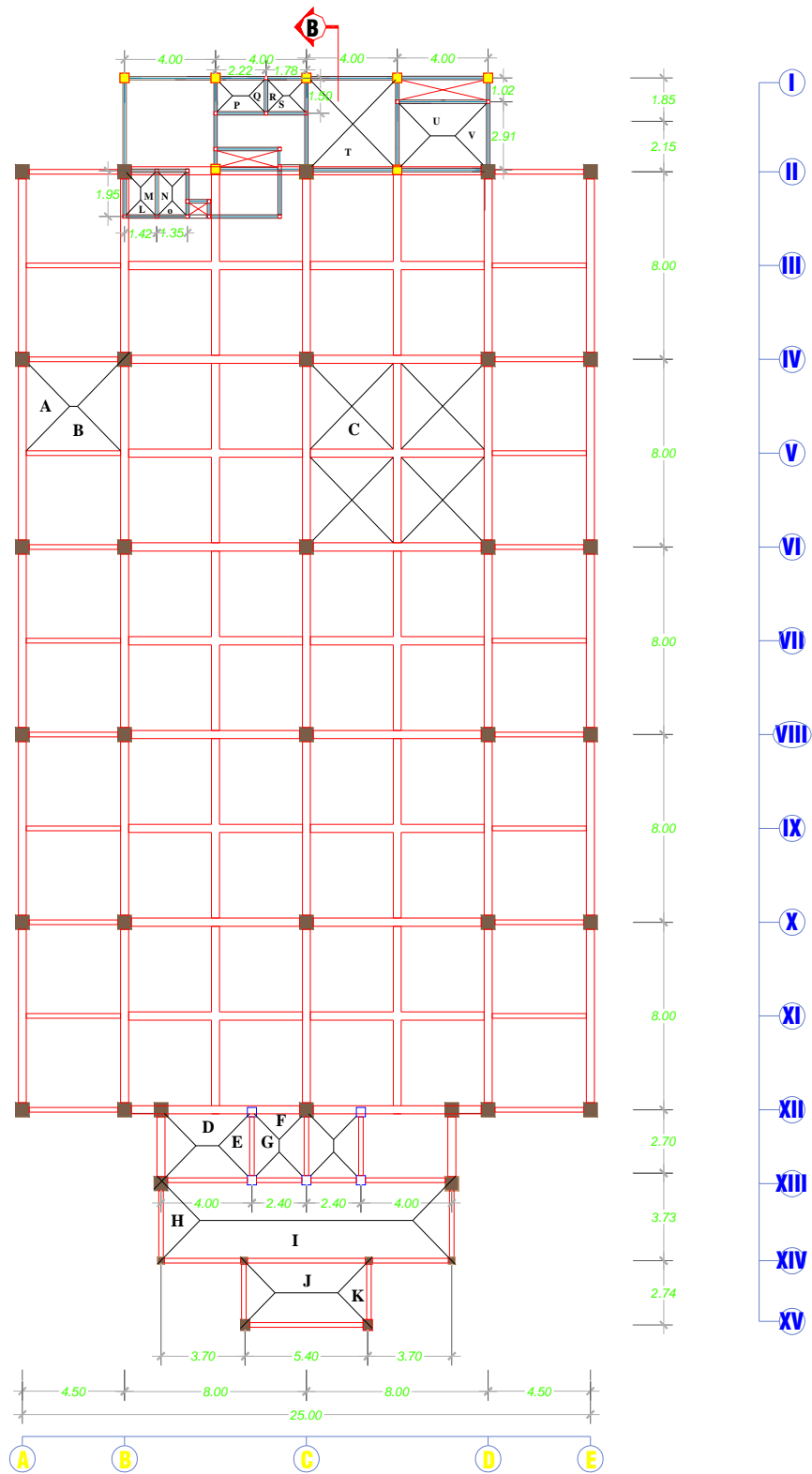
$$= \frac{1}{8} \times h \times 4,0^2$$

$$= 2h$$

$$M1 = M2$$

$$2,6667 = 2h$$

$$h = 1,3333 \text{ m}$$



Gambar 3.1 Denah Perataan beban

BAB IV
ANALISA PEMBEBANAN STRUKTUR

4.1 Perencanaan Dimensi Balok dan Kolom

4.1.1 Dimensi Balok

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.1.3 bahwa lebar balok (b) tidak boleh kurang dari 250 mm dan perbandingan lebar (b) terhadap tinggi (h) tidak boleh kurang dari 0,3.

- Untuk panjang balok induk = 8.00 m = 800 cm
$$h = \frac{1}{10} L \approx \frac{1}{15} L = \frac{1}{10} 800 \approx \frac{1}{15} 800$$

$$= 80.0 \text{ cm s/d } 53 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2} h \approx \frac{2}{3} h = \frac{1}{2} 60 \approx \frac{2}{3} 60$$

$$= 35.0 \text{ cm s/d } 47 \quad 40 \text{ cm}$$

$$\text{Dipakai balok induk berukuran} \approx 40 / 60$$

$$b/h = \frac{40}{60} = 0.6 > 0.3 \quad \text{.....OK}$$

- Untuk panjang balok induk = 4.00 m = 400 cm

$$h = \frac{1}{10} L \approx \frac{1}{15} L = \frac{1}{10} 400 \approx \frac{1}{15} 400$$

$$= 40.0 \text{ cm s/d } 26.7 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2} h \approx \frac{2}{3} h = \frac{1}{2} 40 \approx \frac{2}{3} 40$$

Dipakai balok induk berukuran 25 / 40

$$b/h = \frac{25}{40} = 0.6 > 0.3 \text{OK}$$

- Untuk panjang balok induk = 4.50 m = 450 cm

$$h = \frac{1}{10} L \approx \frac{1}{15} L = \frac{1}{10} 450 \approx \frac{1}{15} 450$$

$$= 45.0 \text{ cm s/d } 30.0 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2} h \approx \frac{2}{3} h = \frac{1}{2} 45 \approx \frac{2}{3} 45$$

$$= 22.5 \text{ cm s/d } 30 \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai balok induk berukuran 30 / 45

$$b/h = \frac{30}{45} = 0.7 > 0.3 \text{OK}$$

- Untuk panjang balok induk = 4.00 m = 400 cm

$$h = \frac{1}{10} L \approx \frac{1}{15} L = \frac{1}{10} 400 \approx \frac{1}{15} 400$$

$$= 40.0 \text{ cm s/d } 26.17 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2} h \approx \frac{2}{3} h = \frac{1}{2} 40 \approx \frac{2}{3} 40$$

$$= 20 \text{ cm s/d } 27 \approx 25 \text{ cm}$$

Dipakai balok induk berukuran 25 / 40

$$b/h = \frac{25}{40} = 0.6 > 0.3 \text{OK}$$

- Untuk panjang balok anak = 3.5 m = 350 cm

$$\begin{aligned}
h &= \frac{1}{10} L \approx \frac{1}{15} L = \frac{1}{10} 350 \approx \frac{1}{15} 350 \\
&= 35.0 \text{ cm} \quad \text{s/d} \quad 23.3 \approx 35 \text{ cm} \\
b &= \frac{1}{2} h \approx \frac{2}{3} h = \frac{1}{2} 35 \approx \frac{2}{3} 35 \\
&= 17.5 \text{ cm} \quad \text{s/d} \quad 23 \quad 25 \text{ cm} \\
&\text{Dipakai balok anak berukuran} \quad \approx 25 / 35 \\
b/h &= \frac{25}{35} = 0.7 > 0.3 \quad \text{.....OK}
\end{aligned}$$

4.1.2 Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.1 dan pasal 21.6.1.2 bahwa dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm dan rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.

- Dipakai kolom berukuran

70 / 70	=	1.00	>	0.4OK
40 / 40	=	1.00	>	0.4OK
30 / 30	=	1.00	>	0.4OK

4.2 Perhitungan Pembebanan

4.2.1 Beban Mati (Dead Load)

- * Tebal plat = 10 cm
- * Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m³

$$\begin{aligned}
\text{Beban plat} &= \text{Tebal plat} \times \text{berat volume beton bertulang} \\
&= 0.1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\
&= 240 \text{ kg/m}^2
\end{aligned}$$

Sumber: PPIUG 1983

a) Berat air hujan = tinggi air hujan x berat volume air hujan
 $= 0.05 \text{ m} \times 1000 \text{ kg/m}^3 = 50 \text{ kg/m}^2$

b) Berat struktur lantai atap

- Berat gypsum + rangka hallow

Diketahui

- Berat gypsum = 5.5 kg/m²
- Berat hallow 2 x 4 = 11.304 kg/m²

Berat gypsum + penggantung = berat gypsum + berat hallow 2x4
 $= 5.5 \text{ kg/m}^2 + 11.304 \text{ kg/m}^2$
 $= 16.804 \text{ kg/m}^2$

Maka total berat atap/m² adalah :

- Berat Mekanika Elektronik = 35 kg/m²
- Berat Pelat = 240 kg/m²
- Berat Air Hujan = 50 kg/m²
- Berat gypsum + penggantung = 16.804 kg/m²
 $= 341.804 \text{ kg/m}^2$

4.1 tabel Berat beban mati lantai atap

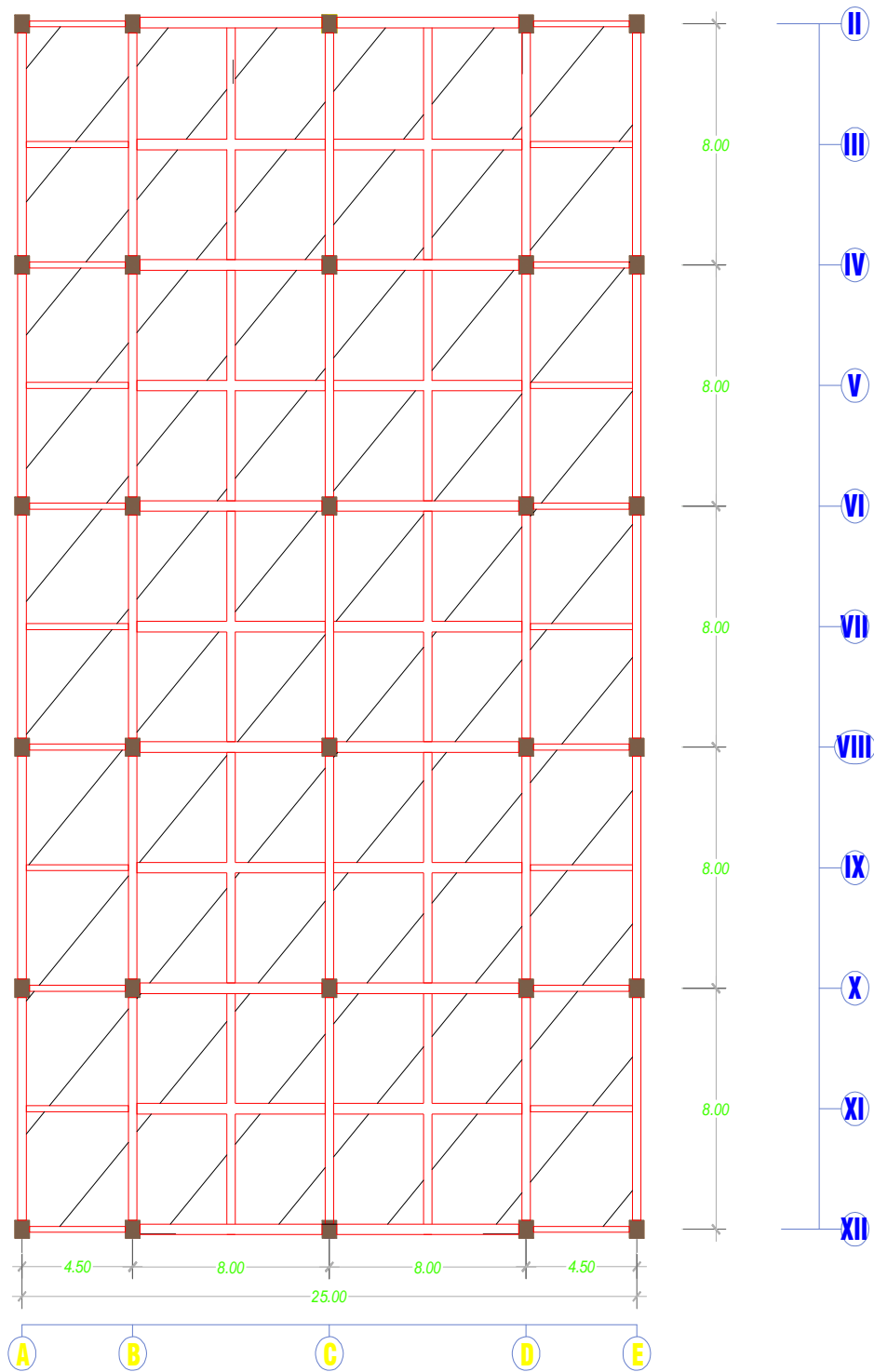
No	Line	Tipe	h (m)	Qd Pelat (kg/m ²)	Jumlah (kg/m)
1	2,3-A	A	1.33	341.804	455.739
2	2-A	B	1.62	341.804	554.201

3	2,3-B	A+C	2.67	341.804	911.477
4	2.3-B	B+B	3.24	341.804	1108.401
5	5-C	C	1.33	341.804	455.739
6	3,4 C	C+C	2.67	341.804	911.477

Menurut PPURG 1987 beban hidup untuk lantai atap adalah 100 kg/m²

Tabel 4.2 Berat Beban Hidup Lantai Atap

No	Line	Tipe	h (m)	Qd Pelat (kg/m ²)	Jumlah (kg/m)
1	2,3-A	A	1.33	100.0	133.333
2	2-A	B	1.62	100.0	162.140
3	2,3-B	A+C	2.67	100.0	266.667
4	5-C	C	1.33	100.0	133.333
5	2.3-B	B+B	3.24	100.0	324.280
6	3,4 C	C+C	2.67	100.0	266.667



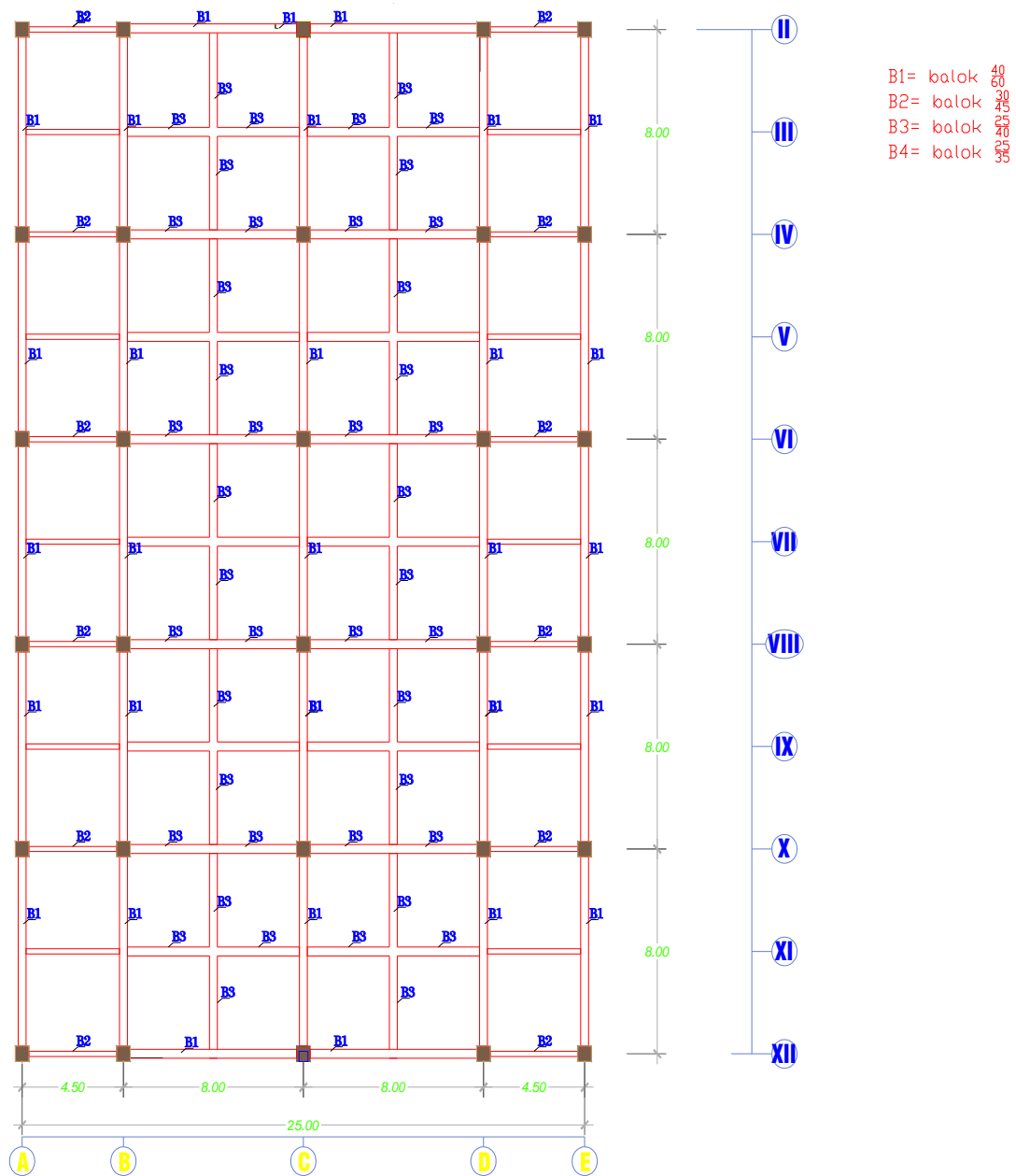
Gambar 4.1 luas lantai atap

Diketahui :

- Panjang gedung = 40 m
- Lebar gedung = 25 m
- Berat lantai/m² = 341.804 kg/ m²

$$\begin{aligned}\text{Luas total lantai atap} &= \text{luas lantai atap} \\ &= (40 \times 25) \\ &= 1000 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat lantai atap} &= \text{luas total lantai atap} \times \text{berat lantai/ m}^2 \\ &= 1000 \text{ m}^2 \times 341.804 \text{ kg/ m}^2 \\ &= 341804 \text{ kg}\end{aligned}$$



Gambar 4.2 Denah Pembalokan lantai Atap

4.2.2 Berat balok

Diketahui

- Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m^3

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

Sumber : PPIUG 1983

Dimana :

A = Luas penampang balok, dimana dimensi tinggi balok dikurangi dengan tebal plat ($h = H_{\text{balok}} - T_{\text{pelat}}$)

L = Panjang bentangan balok (m), dimana bentangan balok dikurangi dimensi kolom, sesuai arah dimensi balok

Bj = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m^3)
= Jumlah balok (buah)

Berat balok induk memanjang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

Balok (45/70) = $(0.45 \times (0.7 - 0.10)) \times (8 - 0.7) \times 2400 \times 25$
= 118260 kg

Balok (25/40) = $(0.25 \times (0.4 - 0.10)) \times (4 - 0.3) \times 2400 \times 25$
= 6660 kg

Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$DL_{\text{balok memanjang}} = 124920 \text{ kg}$

Berat balok induk melintang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

Balok (45/70) = $(0.45 \times (0.7 - 0.10)) \times (8 - 0.7) \times 2400 \times 12$
= 5676.8 kg

Balok (30/45) = $(0.3 \times (0.45 - 0.10)) \times (4 - 0.7) \times 2400 \times 12$
= 11491.2 kg

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/40)} &= (0.25 \times (0.4-0.10)) \times (4-0.3) \times 2400 \times 10 \\ &= 6660 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$$DL_{\text{balok melintang}} = 74916 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total balok} &= DL_{\text{balok memanjang}} + DL_{\text{balok melintang}} \\ &= 124920 \text{ kg} + 74916 \text{ kg} \\ &= 199836 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.2.3 Berat Kolom

Diketahui :

- Berat volume beton = 2400 kg
- Tinggi lantai = $3 \text{ m} / 2 = 1.5 \text{ m}$

Berat kolom : A x h x Bj Beton bertulang x kolom

Dimana :

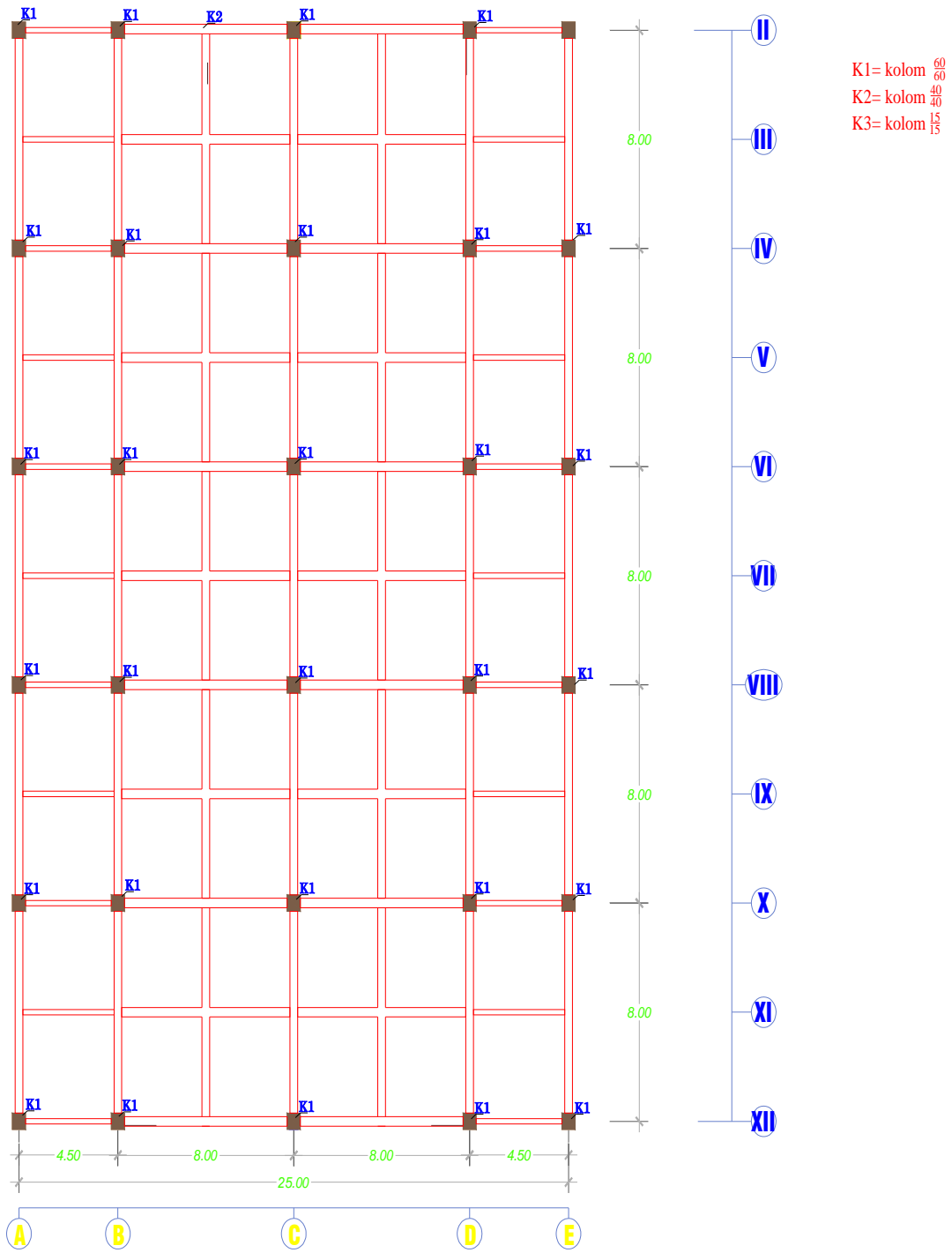
A = Luas penampang kolom (lebar x panjang)

h = Tinggi kolom (m)

Bj = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m³)

= jumlah kolom (buah)

Sumber : PPIUG 1983



Gambar 4.3 Rencana Kolom Lantai Atap

Berat Kolom

Berat kolom : $A \times h \times B_j$ Beton bertulang x kolom

$$\begin{aligned}\text{Kolom (70/70)} &= (0.7 \times 0.7) \times 1.5 \times 2400 \times 30 \\ &= 52920 \text{ kg}\end{aligned}$$

Maka total berat kolom adalah : 52920 kg

4.2.4 Berat dinding bata merah

Diketahui :

- Pasangan bata merah $\frac{1}{2}$ batu = 250 kg/m²
- Tinggi lantai = 3 m / 2 = 1.5

Dimana :

h = tinggi tembok (m), dimana tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi balok ($h = H_{\text{lantai}} - H_{\text{balok}}$)

L = panjang bentangan dinding (m), dimana panjang dinding harus dikurangi lebar balok ($L = L_{\text{dinding}} - B_{\text{kolom}}$)

B = Berat pasangan bata merah $\frac{1}{2}$ batu (250 kg/m²)

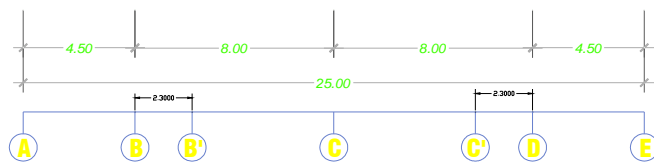
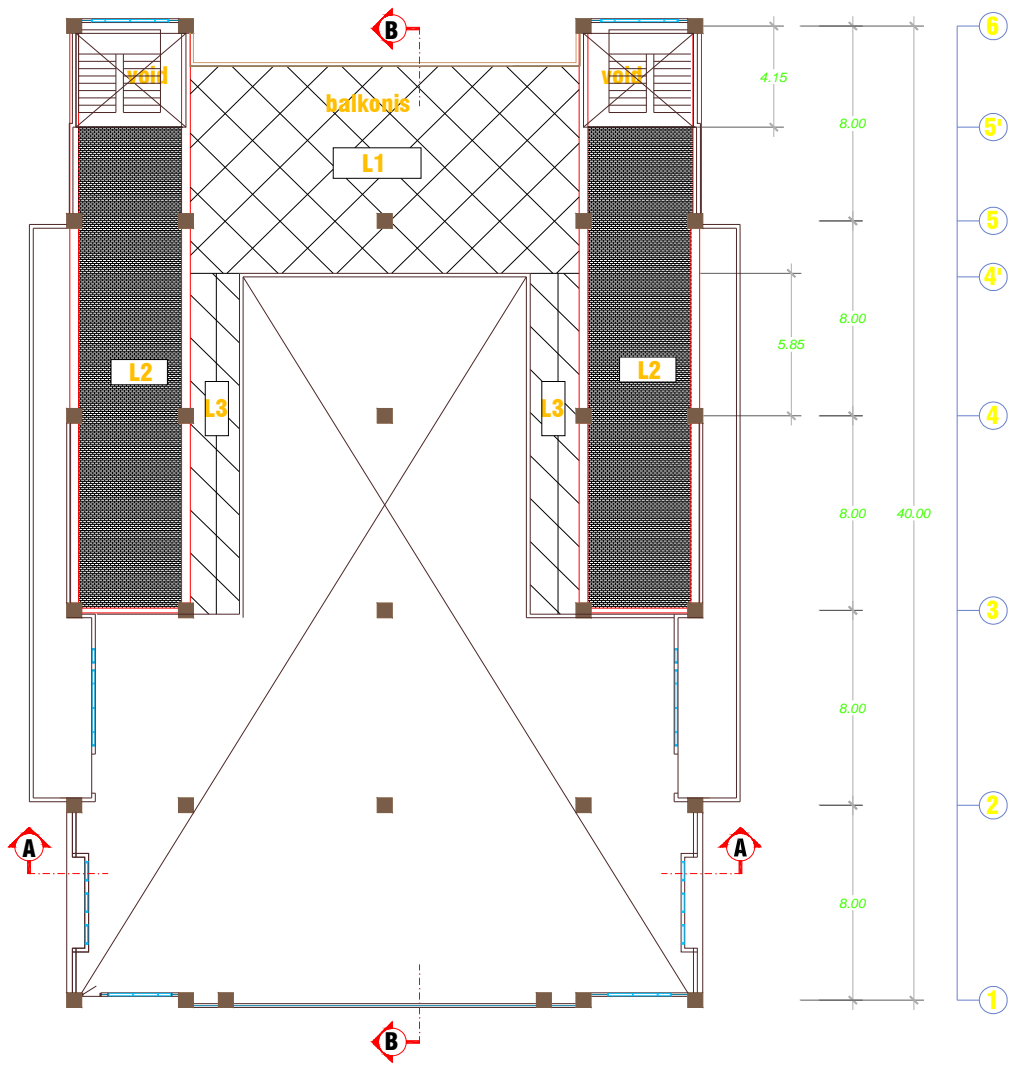
Berat dinding penuh :

$$\begin{aligned}\text{Memanjang} &= (1.5 - 0.7) \times (40 - 0.7) \times 250 \\ &= 7860 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Melintang} &= (1.5 - 0.7) \times (25 - 0.7) \times 250 \\ &= 4860 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapat total berat beban mati keseluruhan untuk struktur lantai atap adalah sebesar :

- Berat lantai atap = 341804 kg
 - Berat balok = 199836 kg
 - Berat kolom = 52920 kg
 - Berat dinding = 12720 kg +
-
- Berat total (qd) = 607280 kg



Denah Lt. 7.5
Skala 1 : 200

$$L1 = 16 + 10.15 = 26.15 \text{ m}^2$$

$$L2 = 4.5 + 19.85 = 24.35 \text{ m}^2$$

$$L3 = 2.3 + 13.85 = 16.15 \text{ m}^2$$

4.3 Perhitungan Pembebanan LT 7.5

4.3.1 Beban Mati (Dead Load)

a) Berat struktur lantai 7.5

Diketahui :

- Tebal pelat = 12 cm = 0.12 m
- Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m³
- Berat pelat = Tebal pelat x berat volume beton bertulang
= 0.12 m x 2400 kg/m³
= 288 kg/m²

Sumber : PPIUG 1983

Berat Lantai

- Berat pasangan keramik

Diketahui

- Tebal adukan = 4 cm
- Berat volume adukan = 21 kg/m²/ cm tebal
- Tebal keramik = 1 cm
- Berat volume keramik = 24 kg/ m²/ cm tebal

Sumber PPIUG 1983

Berat Pas. Keramik = (tebal adukan x berat volume adukan) + (tebal keramik
x berat volume keramik)

$$= (4 \times 21) + (1 \times 24)$$

$$= 108.00 \text{ kg/m}^2$$

b) Berat struktur lantai atap

- Berat gypsum + rangka hallow

Diketahui

- Berat gypsum = 5.5 kg/m²

- Berat hallow 2 x 4 = 11.304 kg/m²

$$\text{Berat gypsum + penggantung} = \text{berat gypsum} + \text{berat hallow 2x4}$$

$$= 5.5 \text{ kg/m}^2 + 11.304 \text{ kg/m}^2$$

$$= 16.804 \text{ kg/m}^2$$

Maka total berat lantai 7.5 m² adalah :

- Berat Pelat = 288 kg/m²

- Berat pasangan keramik = 108 kg/m²

- Berat ME = 35 kg/m²

- Berat gypsum + rangka hallow = 16.804 kg/m² +

$$\text{Berat Lantai /m}^2 = 447.8 \text{ kg/m}^2$$

Table 4.3 Berat beban mati lantai 7.5

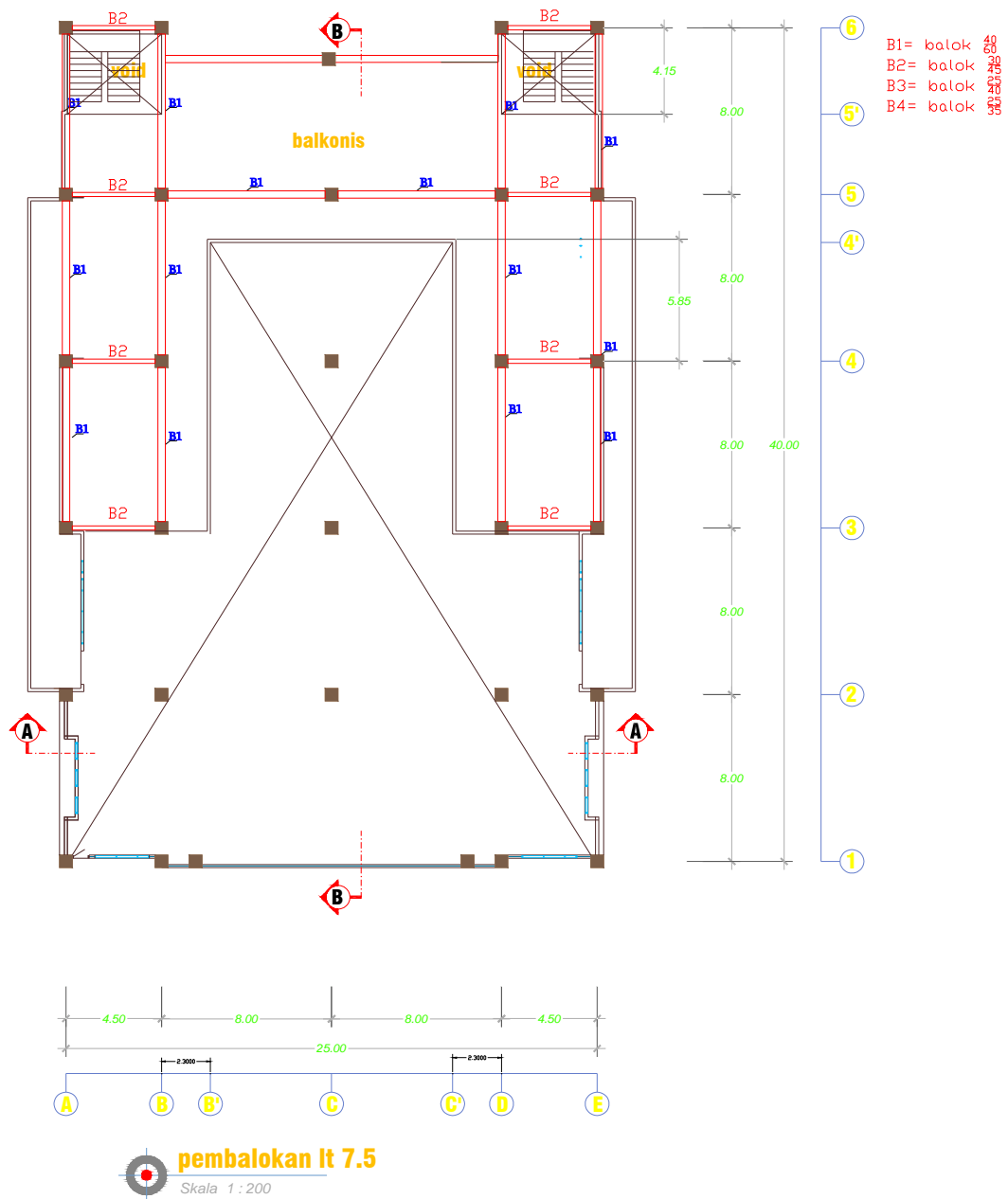
line	tipe	h	Qd Pelat	JUMLAH
2,3-A	A	1.33	447.8	597.072
2-A	B	1.62	447.8	726.069037
2,3-B	A+C	2.67	447.8	1194.144
3-B	B+B	3.24	447.8	1450.88496

5-C	C	1.33	447.8	595.57932
3,4 C	C+C	2.67	447.8	1194.144

Menurut PPURG 1987 beban hidup untuk lantai ruangan 250 kg/m²

Tabel 4.4 Berat Beban Hidup lantai 7.5

line	tipe	h	Qd Pelat	JUMLAH
2,3-A	A	1.33	250.0	333.3333333
2-A	B	1.62	250.0	405.3497942
3-B	B+B	3.24	250.0	810
5-C	C	1.33	250.0	332.5
2,3-B	A+C	2.67	250.0	666.6666667
3,4 C	C+C	2.67	250.0	666.6666667



Diketahui :

- Panjang gedung = 40 m
- Lebar gedung = 25 m
- Berat lantai/m² = 291.804 kg/ m²

$$\begin{aligned}
 \text{Luas total lantai 7.5} &= (L1 + L2 + L3) \\
 &= (26.15 + 24.35 + 16.25) \\
 &= 107.15 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat lantai atap} &= \text{luas total lantai atap} \times \text{berat lantai/ m}^2 \\
 &= 107.15 \text{ m}^2 \times 447.8 \text{ kg/ m}^2 \\
 &= 47982 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

4.3.2 Berat balok

Diketahui

- Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m³

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

Sumber : PPIUG 1983

Dimana :

A = Luas penampang balok, dimana dimensi tinggi balok dikurangi dengan tebal plat ($h = H_{\text{balok}} - T_{\text{pelat}}$)

L = Panjang bentangan balok (m), dimana bentangan balok dikurangi dimensi kolom, sesuai arah dimensi balok

Bj = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m³)
= Jumlah balok (buah)

Berat balok induk memanjang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

$$\begin{aligned}
 \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7 - 0.12)) \times (8 - 0.7) \times 2400 \times 12 \\
 &= 54873 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$$DL_{\text{balok memanjang}} = 54873 \text{ kg}$$

Berat balok induk melintang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

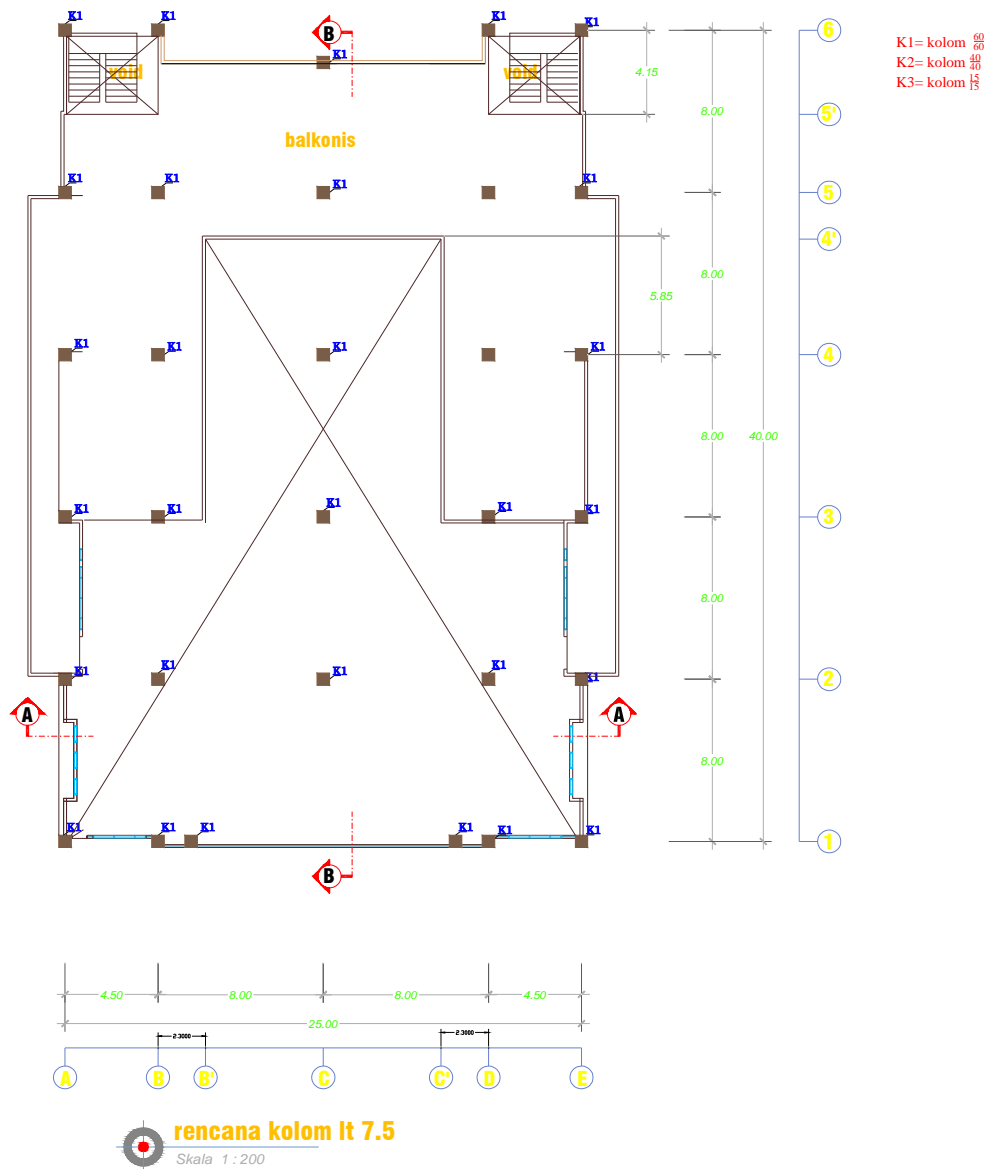
$$\begin{aligned} \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.10)) \times (8-0.7) \times 2400 \times 4 \\ &= 18290.88 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (30/45)} &= (0.3 \times (0.45-0.10)) \times (4-0.7) \times 2400 \times 8 \\ &= 7223.04 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$$DL_{\text{balok melintang}} = 25514 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total balok} &= DL_{\text{balok memanjang}} + DL_{\text{balok melintang}} \\ &= 54873 \text{ kg} + 25514 \text{ kg} \\ &= 80386.56 \text{ kg} \end{aligned}$$



4.3.3 Berat Kolom

Diketahui :

- Berat volume beton = 2400 kg
- Tinggi lantai = $0.5 \times 3\text{m} + 0.5 \times 3\text{m} = 3\text{m}$

Berat kolom : $A \times h \times B_j$ Beton bertulang x kolom

Dimana :

A = Luas penampang kolom (lebar x panjang)

h = Tinggi kolom (m)

Bj = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m³)
= jumlah kolom (buah)

Sumber : PPIUG 1983

Berat Kolom

Berat kolom : A x h x Bj Beton bertulang x kolom

$$\begin{aligned}\text{Kolom (70/70)} &= (0.7 \times 0.7) \times 2 \times 2400 \times 29 \\ &= 102312 \text{ kg}\end{aligned}$$

Maka total berat kolom adalah :102312 kg

4.3.4 Berat dinding bata merah

Diketahui :

- Pasangan bata merah ½ batu = 250 kg/m²

- Tinggi lantai = 0.5 x 3m + 0.5 x 3m = 3 m

Dimana :

h = tinggi tembok (m), dimana tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi balok ($h = H_{\text{lantai}} - H_{\text{balok}}$)

L = panjang bentangan dinding (m), dimana panjang dinding harus dikurangi lebar balok ($L = L_{\text{dinding}} - B_{\text{kolom}}$)

B = Berat pasangan bata merah ½ batu (250 kg/m²)

Berat dinding penuh :

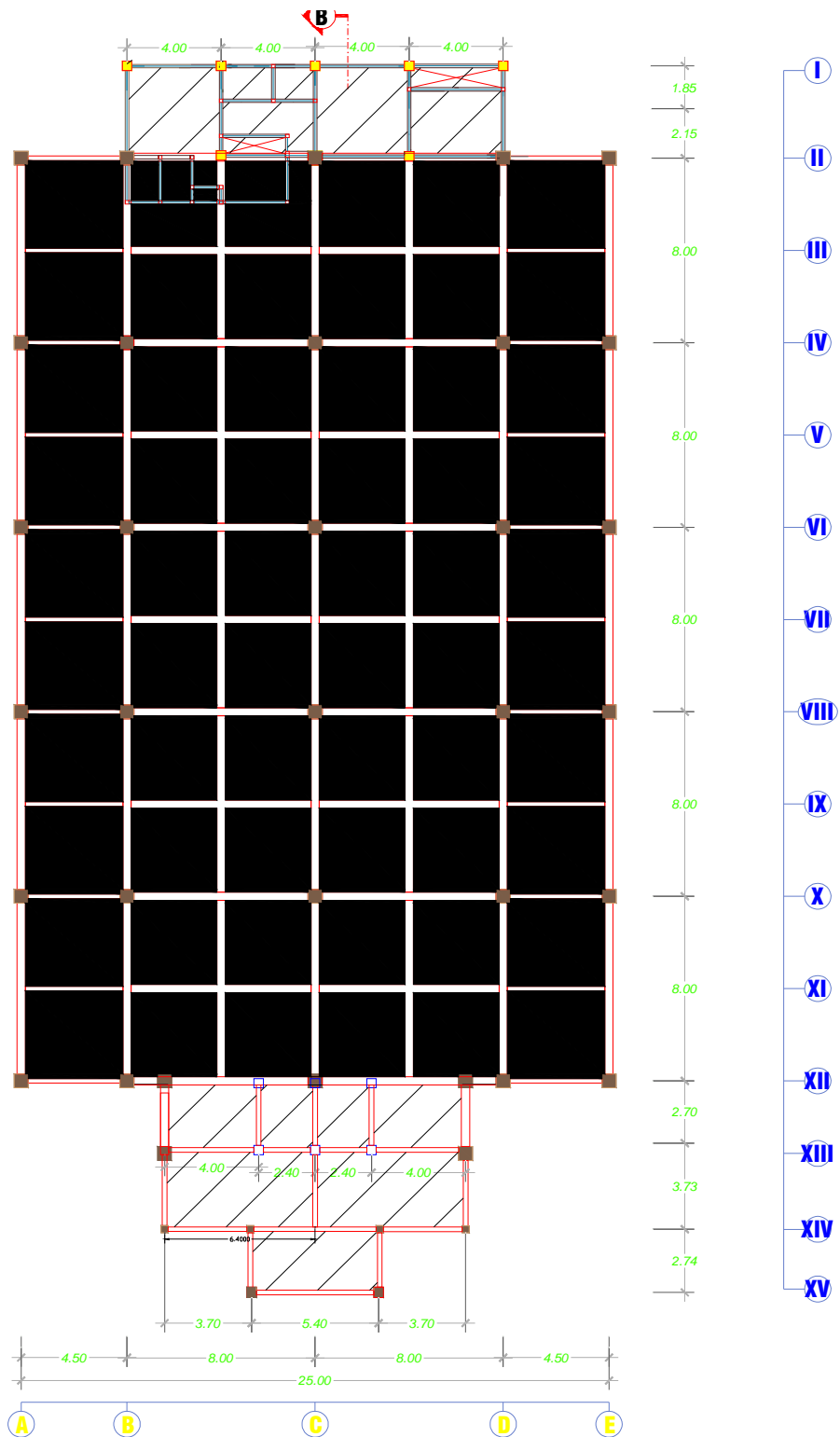
$$\text{Memanjang} = (3 - 0.7) \times (40 - 0.7) \times 250$$

$$\begin{aligned}
 &= 20585 \text{ kg} \\
 \text{Melintang} &= (3 - 0.7) \times (25 - 0.7) \times 250 \\
 &= 11960 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka berat dinding bata merah} &= \text{Berat dinding penuh} \\
 &= 32545 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapat total berat beban mati keseluruhan untuk struktur lantai 7.5 adalah sebesar :

• Berat lantai lantai 7.5	= 47982.1986 kg
• Berat balok	= 80386.56 kg
• Berat kolom	= 102312 kg
• Berat dinding	= 32545 kg +
Berat total (qd)	= 263225.7586 kg



Gambar 4.6 Denah lantai 2, 3,4,5,6, dan 7

4.4 Perhitungan Pembebanan pada LT 7, 6,5,4,dan 3

4.4.1 Beban Mati (Dead Load)

a) Berat struktur lantai 3.5.6. dan 7

Diketahui :

- Tebal pelat = 12 cm = 0.12 m
- Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m³
- Berat pelat = Tebal pelat x berat volume beton bertulang
= 0.12 m x 2400 kg/m³
= 288 kg/m²

Sumber : PPIUG 1983

Berat Lantai

- Berat pasangan keramik

Diketahui

- Tebal adukan = 4 cm
- Berat volume adukan = 21 kg/m²/ cm tebal
- Tebal keramik = 1 cm
- Berat volume keramik = 24 kg/ m²/ cm tebal

Sumber PPIUG 1983

$$\begin{aligned}\text{Berat Pas. Keramik} &= (\text{tebal adukan} \times \text{berat volume adukan}) + (\text{tebal keramik} \\ &\quad \times \text{berat volume keramik}) \\ &= (4 \times 21) + (1 \times 24) \\ &= 108.00 \text{ kg/ m}^2\end{aligned}$$

b) Berat struktur lantai atap

- Berat gypsum + rangka hallow

Diketahui

- Berat gypsum = 5.5 kg/m²
- Berat hallow 2 x 4 = 11.304 kg/m²

$$\text{Berat gypsum + penggantung} = \text{berat gypsum} + \text{berat hallow 2x4}$$

$$= 5.5 \text{ kg/m}^2 + 11.304 \text{ kg/m}^2$$

$$= 16.804 \text{ kg/m}^2$$

Maka total berat lantai 7.5 m² adalah :

- Berat Pelat = 288 kg/m²
 - Berat pasangan keramik = 108 kg/m²
 - Berat ME = 35 kg/m²
 - Berat gypsum + rangka hallow = 16.804 kg/m² +
- Berat Lantai /m² = 447.8 kg/m²

Tabel 4.5 berat beban mati lantai 7-3

line	tipe	h	Qd Pelat	JUMLAH
1B	T	1.33	447.8	597.072
1B'	T + Q	1.61	447.8	723.016875
1C	T + R	1.61	447.8	723.016875
1,2-B1	Q+R	0.56	447.8	251.88975
1C'	T+V	2.3	447.8	1031.44188
1D	V	0.97	447.8	434.36988
1-Bb'	T+Q	1.61	447.8	723.016875
2,3-A	A	1.33	447.8	597.072
2-A	B	1.62	447.8	726.069037
2,3-B	A+C	2.67	447.8	1194.144
3,4 C	C+C	2.67	447.8	1194.144
12,13 - C'''	E	1	447.8	447.804
12.13-B'	G	1	447.8	432.280128
13,14-C'''	H	1.24	447.8	556.76964
14,15-B''	K	0.5	447.8	223.902

15B"	J	0.94	447.8	420.2357882
3-B	B+B	3.24	447.8	1450.88496
12,13-B'''	E+G	2	447.8	880.084128
12,13-C	H+H	2	447.8	1113.53928
13,14-C	H	3.24	447.8	1450.88496
5-C	C	1.33	447.8	595.57932
14B"	I+J	2.66	447.8	1189.473499
13B"	I+2D	3.32	447.8	1485.724111
6"	M+N	0.48	447.8	214.9411309

Tabel 4.6 berat beban hidup lantai 7-3

line	type	h	Qd Pelat	JUMLAH
1B	T	1.33	250.0	333.3333333
1B'	T + Q	1.61	250.0	403.6458333
1C	T + R	1.61	250.0	403.6458333
1C'	T+V	2.3	250.0	575.8333333
1,2-B1	Q+R	0.5	250.0	125
1D	V	0.97	250.0	242.5
1-Bb'	T+Q	1.61	250.0	403.6458333
2,3-A	A	1.33	250.0	333.3333333
2-A	B	1.62	250.0	405.3497942
2,3-B	A+C	2.67	250.0	666.6666667
3,4 C	C+C	2.67	250.0	666.6666667
12,13 - C'''	E	1	250.0	250
12.13-B'	G	0.97	250.0	241.3333333
13,14-C'''	H	1.24	250.0	310.8333333
14,15-B"	K	0.5	250.0	125
3-B	B+B	3.24	250.0	810

5-C	C	1.33	250.0	332.5
15B"	J	0.94	250.0	234.6092197
14B"	I+J	2.66	250.0	664.0592197
13B"	I+2D	3.32	250.0	829.45
12,13-B"	E+G	4	250.0	935
12,13-C	H+H	3	250.0	665
13,14-C	H	3.24	250.0	810
6"	M+N	0.5	250.0	125

Diketahui :

- Panjang gedung = 40 m
- Lebar gedung = 25 m
- Berat lantai/m² = 291.804 kg/ m²

$$\begin{aligned} \text{Luas total lantai 7.5} &= \{(40 \times 25) + (16 \times 4) + (6.43 \times 12.8) + (5.4 \times \\ &2.7)\} \\ &= 1161 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat lantai atap} &= \text{luas total lantai atap} \times \text{berat lantai/ m}^2 \\ &= 1160.88 \text{ m}^2 \times 447.8 \text{ kg/ m}^2 \\ &= 519848 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.4.2 Berat balok

Diketahui

- Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m³

$$\text{Berat balok} = A \times L \times B_j \text{ Beton Bertulang} \times \text{balok}$$

Sumber : PPIUG 1983

Dimana :

A = Luas penampang balok, dimana dimensi tinggi balok dikurangi dengan tebal plat ($h = H_{\text{balok}} - T_{\text{pelat}}$)

L = Panjang bentangan balok (m), dimana bentangan balok dikurangi dimensi kolom, sesuai arah dimensi balok

Bj = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m^3)
= Jumlah balok (buah)

Berat balok induk memanjang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

$$\begin{aligned} \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (8-0.7) \times 2400 \times 25 \\ &= 114318 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (2.7-0.7) \times 2400 \times 4 \\ &= 18291 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (3.73-0.7) \times 2400 \times 2 \\ &= 3796 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/40)} &= (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.3) \times 2400 \times 10 \\ &= 6216 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat balok anak memanjang

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/40)} &= (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.4) \times 2400 \times 3 \\ &= 1814.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/35)} &= (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (2.15-0.15) \times 2400 \times 6 \\ &= 1656 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/35)} &= (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (1.5-0.15) \times 2400 \times 3 \\ &= 558.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/35)} &= (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (2.7-0.4) \times 2400 \times 3 \\ &= 952.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$$DL_{\text{balok memanjang}} = 147602 \text{ kg}$$

Berat balok induk melintang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

$$\begin{aligned} \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (8-0.7) \times 2400 \times 12 \\ &= 54872.64 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (6.4-0.7) \times 2400 \times 2 \\ &= 7140.96 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (5.4-0.7) \times 2400 \times 1 \\ &= 2944.08 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (30/45)} &= (0.3 \times (0.45-0.12)) \times (4.5-0.7) \times 2400 \times 12 \\ &= 10834.56 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/40)} &= (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.3) \times 2400 \times 10 \\ &= 6216 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat balok anak melintang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

$$\begin{aligned} \text{Balok (25/40)} &= (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.7) \times 2400 \times 3 \\ &= 1814.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Balok (25/35)} = (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (4-0.4) \times 2400 \times 3$$

$$= 1814.4 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/35)} = (0.25 \times (0.35 - 0.12)) \times (2.4 - 0.4) \times 2400 \times 2$$

$$= 672 \text{ kg}$$

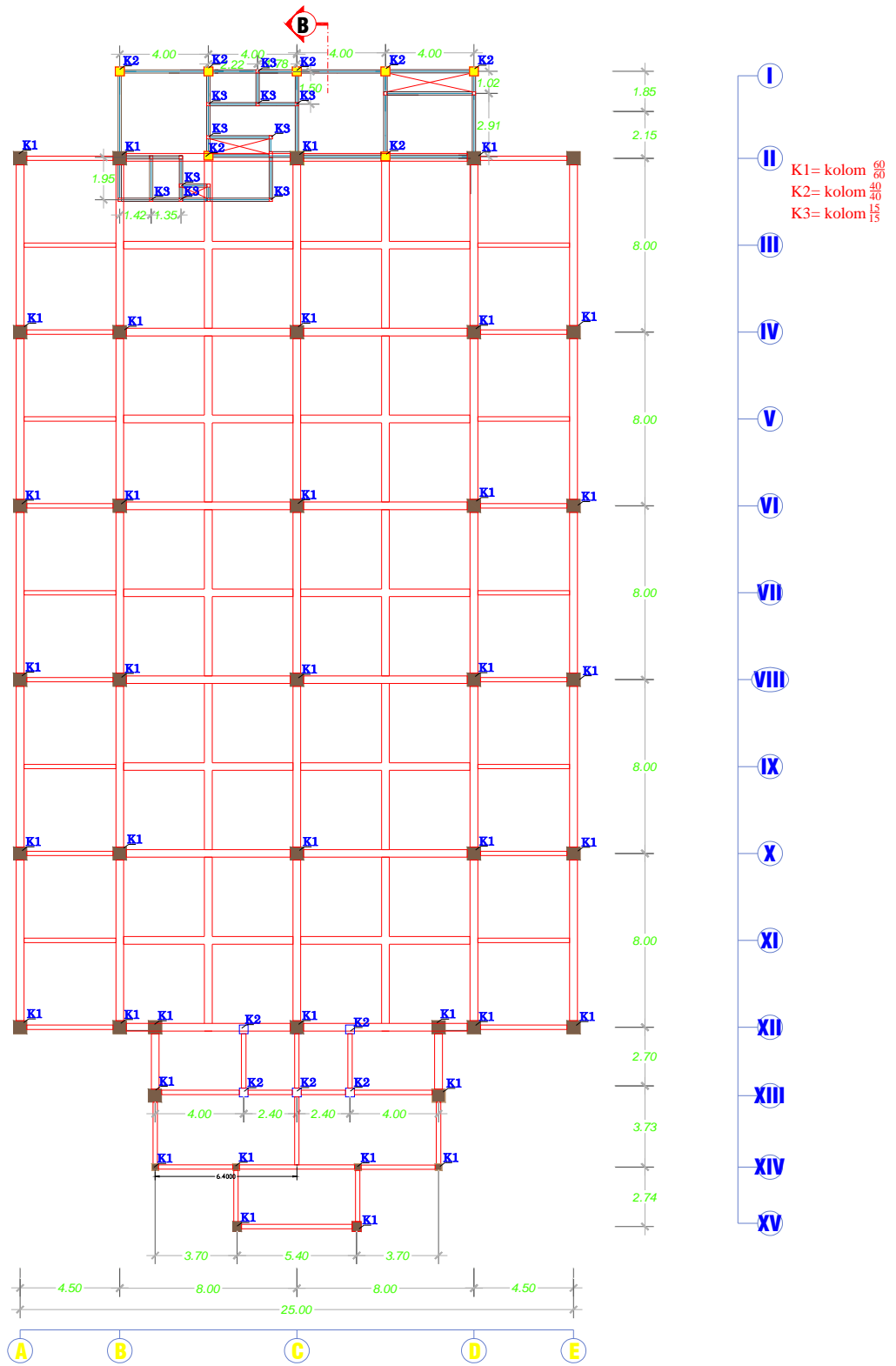
Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$$DL_{\text{balok melintang}} = 86309 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total balok} = DL_{\text{balok memanjang}} + DL_{\text{balok melintang}}$$

$$= 147602 \text{ kg} + 86309 \text{ kg}$$

$$= 233911.404 \text{ kg}$$



Gambar 4.7 Denah rencana kolom pada lantai 7 -2

4.4.3 Berat Kolom

Diketahui :

- Berat volume beton = 2400 kg
- Tinggi lantai = $0.5 \times 4\text{m} + 0.5 \times 4\text{m} = 4\text{ m}$

Berat kolom : $A \times h \times B_j$ Beton bertulang x kolom

Dimana :

A = Luas penampang kolom (lebar x panjang)

h = Tinggi kolom (m)

B_j = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m³)

= jumlah kolom (buah)

Sumber : PPIUG 1983

Berat Kolom

Berat kolom : $A \times h \times B_j$ Beton bertulang x kolom

$$\begin{aligned}\text{Kolom (70/70)} &= (0.7 \times 0.7) \times 4 \times 2400 \times 40 \\ &= 188160 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kolom (40/40)} &= (0.4 \times 0.4) \times 4 \times 2400 \times 12 \\ &= 18432 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kolom (30/30)} &= (0.3 \times 0.3) \times 4 \times 2400 \times 6 \\ &= 5184 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka total berat kolom adalah} &= 188160 \text{ kg} + 18432 \text{ kg} + 5184 \text{ kg} \\ &= 211776 \text{ kg}\end{aligned}$$

4.4.4 Berat dinding bata merah

Diketahui :

- Pasangan bata merah ½ batu = 250 kg/m²
- Tinggi lantai = 0.5 x 4m + 0.5 x 4m = 4 m

Dimana :

h = tinggi tembok (m), dimana tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi balok ($h = H_{\text{lantai}} - H_{\text{balok}}$)

L = panjang bentangan dinding (m), dimana panjang dinding harus dikurangi lebar balok ($L = L_{\text{dinding}} - B_{\text{kolom}}$)

B = Berat pasangan bata merah ½ batu (250 kg/m²)

Berat dinding penuh :

$$\begin{aligned} \text{Memanjang} &= (4 - 0.7) \times (53.17 - 0.7) \times 250 \\ &= 37512.75 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Melintang} &= (4 - 0.7) \times (25 - 0.7) \times 250 \\ &= 17160 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{aka berat dinding bata merah} &= \text{Berat dinding penuh} \\ &= 54673 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat dinding partisi

Diketahui :

- Berat partisi gypsum (2 sisi) + rangka

Berat gypsum berukuran 1.2 x 2.4 m selain ukuran customized, tebal 9 -15 mm. dari segi berat material gypsum umumnya memiliki berat 16 kg per lembar untuk ukuran standard dan berat/ m² berkisar 5.5 kg.

- Panjang hollow (L) = 6000 mm
- Lebar hollow (H) = 40 mm
- Ketebalan (B) = 40 mm
- Berat jenis besi = 7850 kg/m³
- Berat jenis besi (Bj) = 7.85 kg / 1.000000 mm³
- Berat Hollow = (W+H) x 2 x L x B x Bj
 = (40+40)mm x 2 x 6000mm x 2 mm x
 7.85kg/1000000 mm³
 = 15.072 kg

Berat gypsum untuk 2 sisi = 5.5 x 2 = 11 kg/m²

Berat hollow ukuran 40 mm x 40 mm = 15.072 kg/m² +

Total = 26.072 kg/m²

- Berat partisi gypsum (2 sisi) + rangka = 26.072 kg/m²
- Tinggi lantai = 4m / 2 = 2 m

Berat Dinding = h x L x B x partisi gypsum

Dimana :

h = tinggi dinding (m), dimana tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi balok(h= h_{lantai} – h_{balok})

L = Panjang bentangan dinding (m), dimana panjang dinding harus dikurangi lebar balok (L = L_{dinding} – B_{kolom})

B = Berat dinding partisi (26.072 kg/m²)

Berat dinding partisi

$$\begin{aligned} \text{Memanjang} &= (2 - 0.7) \times (140.62 - 0.7) \times 26.072 \\ &= 4505.1373 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Melintang} &= (2 - 0.7) \times (142.76 - 0.7) \times 26.072 \\ &= 38321.46 \text{ kg} \end{aligned}$$

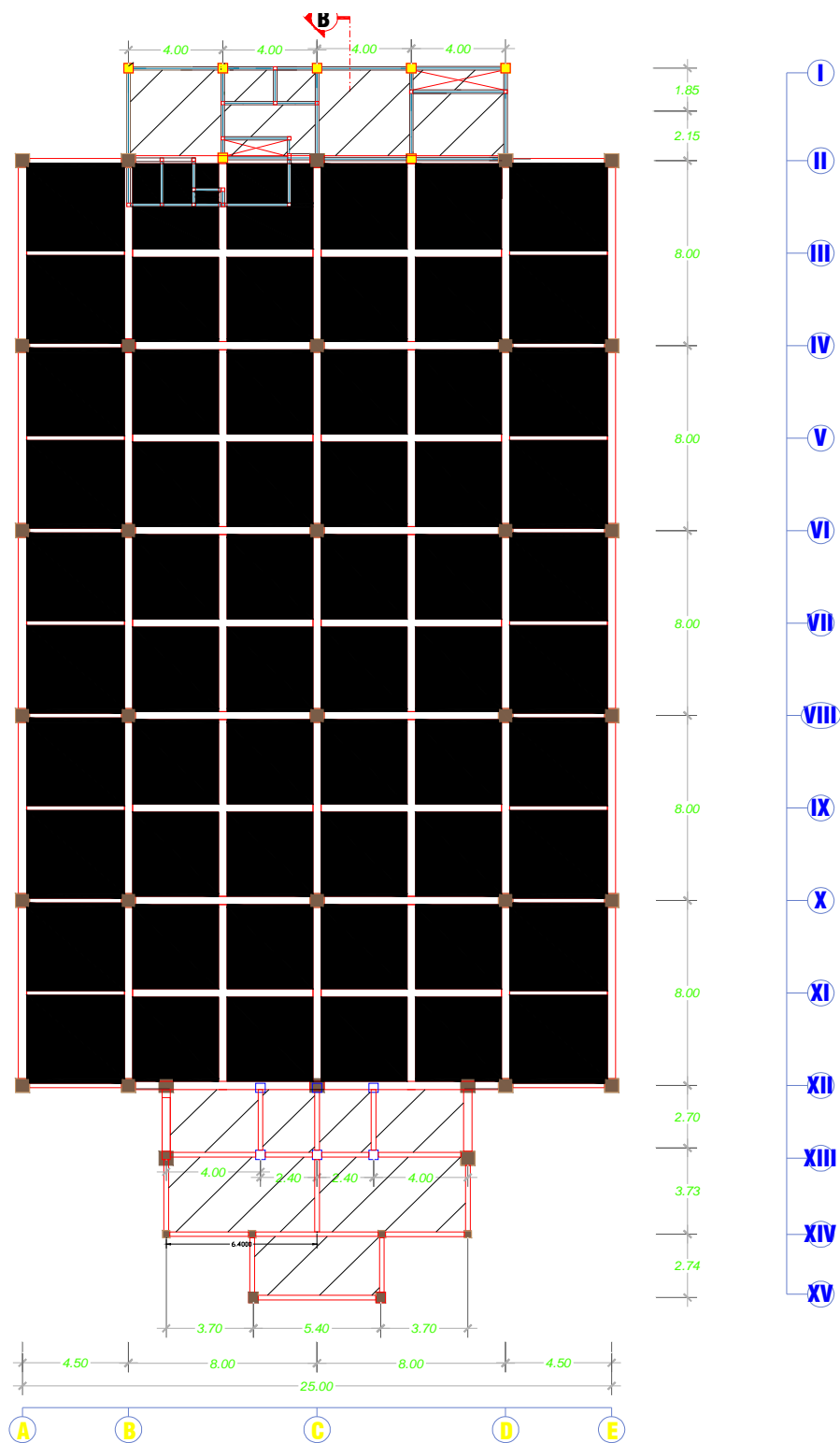
$$\text{Maka berat dinding partisi} = 42827 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka total berat dinding} &= \text{berat dinding bata merah} + \text{berat dinding partisi} \\ &= 54672.8 + 42827 \\ &= 97499.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapat total berat beban mati keseluruhan untuk struktur

lantai 7-3 adalah sebesar :

- Berat lantai lantai 7-3 = 519848 kg
 - Berat balok = 233911.404 kg
 - Berat kolom = 211776 kg
 - Berat dinding = 97499.3 kg +
-
- Berat total (qd) = 1063035.25 kg



Gambar 4.6 Denah lantai 3,4,5,6, dan 7

4.5 Perhitungan Pembebanan pada LT 2

4.5.1 Beban Mati (Dead Load)

a) Berat struktur lantai 2

Diketahui :

- Tebal pelat = 12 cm = 0.12 m
 - Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m³
- Berat pelat = Tebal pelat x berat volume beton bertulang
- $$= 0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$
- $$= 288 \text{ kg/m}^2$$

Sumber : PPIUG 1983

Berat Lantai

- Berat pasangan keramik

Diketahui

- Tebal adukan = 4 cm
- Berat volume adukan = 21 kg/m²/ cm tebal
- Tebal keramik = 1 cm
- Berat volume keramik = 24 kg/ m²/ cm tebal

Sumber PPIUG 1983

$$\begin{aligned} \text{Berat Pas. Keramik} &= (\text{tebal adukan} \times \text{berat volume adukan}) + (\text{tebal keramik} \\ &\quad \times \text{berat volume keramik}) \\ &= (4 \times 21) + (1 \times 24) \\ &= 108.00 \text{ kg/ m}^2 \end{aligned}$$

c) Berat struktur lantai atap

- Berat gypsum + rangka hallow

Diketahui

- Berat gypsum = 5.5 kg/m²
- Berat hallow 2 x 4 = 11.304 kg/m²

$$\begin{aligned} \text{Berat gypsum + penggantung} &= \text{berat gypsum} + \text{berat hallow 2x4} \\ &= 5.5 \text{ kg/m}^2 + 11.304 \text{ kg/m}^2 \\ &= 16.804 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Maka total berat lantai 2 m² adalah :

- Berat Pelat = 288 kg/m²
 - Berat pasangan keramik = 108 kg/m²
 - Berat ME = 35 kg/m²
 - Berat gypsum + rangka hallow = 16.804 kg/m² +
- $$\text{Berat Lantai /m}^2 = 447.8 \text{ kg/m}^2$$

Tabel 4.7 berat beban mati lantai -2

line	type	h	Qd Pelat	JUMLAH
1B	T	1.33	447.8	597.072
1B'	T + Q	1.61	447.8	723.016875
1C	T + R	1.61	447.8	723.016875
1,2-B1	Q+R	0.56	447.8	251.88975
1C'	T+V	2.3	447.8	1031.44188
1D	V	0.97	447.8	434.36988
1-Bb'	T+Q	1.61	447.8	723.016875
2,3-A	A	1.33	447.8	597.072

2-A	B	1.62	447.8	726.069037
2,3-B	A+C	2.67	447.8	1194.144
3,4 C	C+C	2.67	447.8	1194.144
12,13 - C'''	E	1	447.8	447.804
12.13- B'	G	1	447.8	432.280128
13,14- C'''	H	1.24	447.8	556.76964
14,15- B''	K	0.5	447.8	223.902
15B''	J	0.94	447.8	420.2357882
3-B	B+B	3.24	447.8	1450.88496
12,13- B'''	E+G	2	447.8	880.084128
12,13- C	H+H	2	447.8	1113.53928
13,14- C	H	3.24	447.8	1450.88496
5-C	C	1.33	447.8	595.57932
14B''	I+J	2.66	447.8	1189.473499
13B''	I+2D	3.32	447.8	1485.724111
6''	M+N	0.48	447.8	214.9411309

Tabel 4.8 berat beban hidup lantai ' 2

line	type	h	Qd Pelat	JUMLAH
1B	T	1.33	250.0	333.3333333
1B'	T + Q	1.61	250.0	403.6458333
1C	T + R	1.61	250.0	403.6458333
1C'	T+V	2.3	250.0	575.8333333
1,2-B1	Q+R	0.5	250.0	125
1D	V	0.97	250.0	242.5
1-Bb'	T+Q	1.61	250.0	403.6458333

2,3-A	A	1.33	250.0	333.3333333
2-A	B	1.62	250.0	405.3497942
2,3-B	A+C	2.67	250.0	666.6666667
3,4 C	C+C	2.67	250.0	666.6666667
12,13 - C'''	E	1	250.0	250
12.13- B'	G	0.97	250.0	241.3333333
13,14- C'''	H	1.24	250.0	310.8333333
14,15- B''	K	0.5	250.0	125
3-B	B+B	3.24	250.0	810
5-C	C	1.33	250.0	332.5
15B''	J	0.94	250.0	234.6092197
14B''	I+J	2.66	250.0	664.0592197
13B''	I+2D	3.32	250.0	829.45
12,13- B'''	E+G	4	250.0	935
12,13- C	H+H	3	250.0	665
13,14- C	H	3.24	250.0	810
6''	M+N	0.5	250.0	125

Diketahui :

- Panjang gedung = 40 m
- Lebar gedung = 25 m
- Berat lantai/m² = 291.804 kg/ m²

$$\begin{aligned}
 \text{Luas total lantai 2} &= \{(40 \times 25) + (16 \times 4) + (6.43 \times 12.8) + (5.4 \times \\
 &2.7)\} \\
 &= 1161 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat lantai atap} &= \text{luas total lantai atap} \times \text{berat lantai/ m}^2 \\
&= 1160.88 \text{ m}^2 \times 447.8 \text{ kg/ m}^2 \\
&= 519848 \text{ kg}
\end{aligned}$$

4.5.2 Berat balok

Diketahui

- Berat volume beton bertulang = 2400 kg/m³

$$\text{Berat balok} = A \times L \times B_j \text{ Beton Bertulang} \times \text{balok}$$

Sumber : PPIUG 1983

Dimana :

A = Luas penampang balok, dimana dimensi tinggi balok dikurangi dengan tebal plat ($h = H_{\text{balok}} - T_{\text{pelat}}$)

L = Panjang bentangan balok (m), dimana bentangan balok dikurangi dimensi kolom, sesuai arah dimensi balok

B_j = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m³)
= Jumlah balok (buah)

Berat balok induk memanjang

$$\text{Berat balok} = A \times L \times B_j \text{ Beton Bertulang} \times \text{balok}$$

$$\begin{aligned}
\text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (8-0.7) \times 2400 \times 25 \\
&= 114318 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Balok (45/70)} &= (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (2.7-0.7) \times 2400 \times 4 \\
&= 18291 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\text{Balok (45/70)} = (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (3.73-0.7) \times 2400 \times 2$$

$$=3796 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/40)} = (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.3) \times 2400 \times 10$$

$$=6216 \text{ kg}$$

Berat balok anak memanjang

$$\text{Balok (25/40)} = (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.4) \times 2400 \times 3$$

$$= 1814.4 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/35)} = (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (2.15-0.15) \times 2400 \times 6$$

$$= 1656 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/35)} = (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (1.5-0.15) \times 2400 \times 3$$

$$= 558.9 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/35)} = (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (2.7-0.4) \times 2400 \times 3$$

$$= 952.2 \text{ kg}$$

Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$$DL_{\text{balok memanjang}} = 147602 \text{ kg}$$

Berat balok induk melintang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

$$\text{Balok (45/70)} = (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (8-0.7) \times 2400 \times 12$$

$$= 54872.64 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (45/70)} = (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (6.4-0.7) \times 2400 \times 2$$

$$= 7140.96 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (45/70)} = (0.45 \times (0.7-0.12)) \times (5.4-0.7) \times 2400 \times 1$$

$$= 2944.08 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (30/45)} = (0.3 \times (0.45-0.12)) \times (4.5-0.7) \times 2400 \times 12$$

$$= 10834.56 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/40)} = (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.3) \times 2400 \times 10$$

$$= 6216 \text{ kg}$$

Berat balok anak melintang

Berat balok = A x L x Bj Beton Bertulang x balok

$$\text{Balok (25/40)} = (0.25 \times (0.4-0.12)) \times (4-0.7) \times 2400 \times 3$$

$$= 1814.4 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/35)} = (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (4-0.4) \times 2400 \times 3$$

$$= 1814.4 \text{ kg}$$

$$\text{Balok (25/35)} = (0.25 \times (0.35-0.12)) \times (2.4-0.4) \times 2400 \times 2$$

$$= 672 \text{ kg}$$

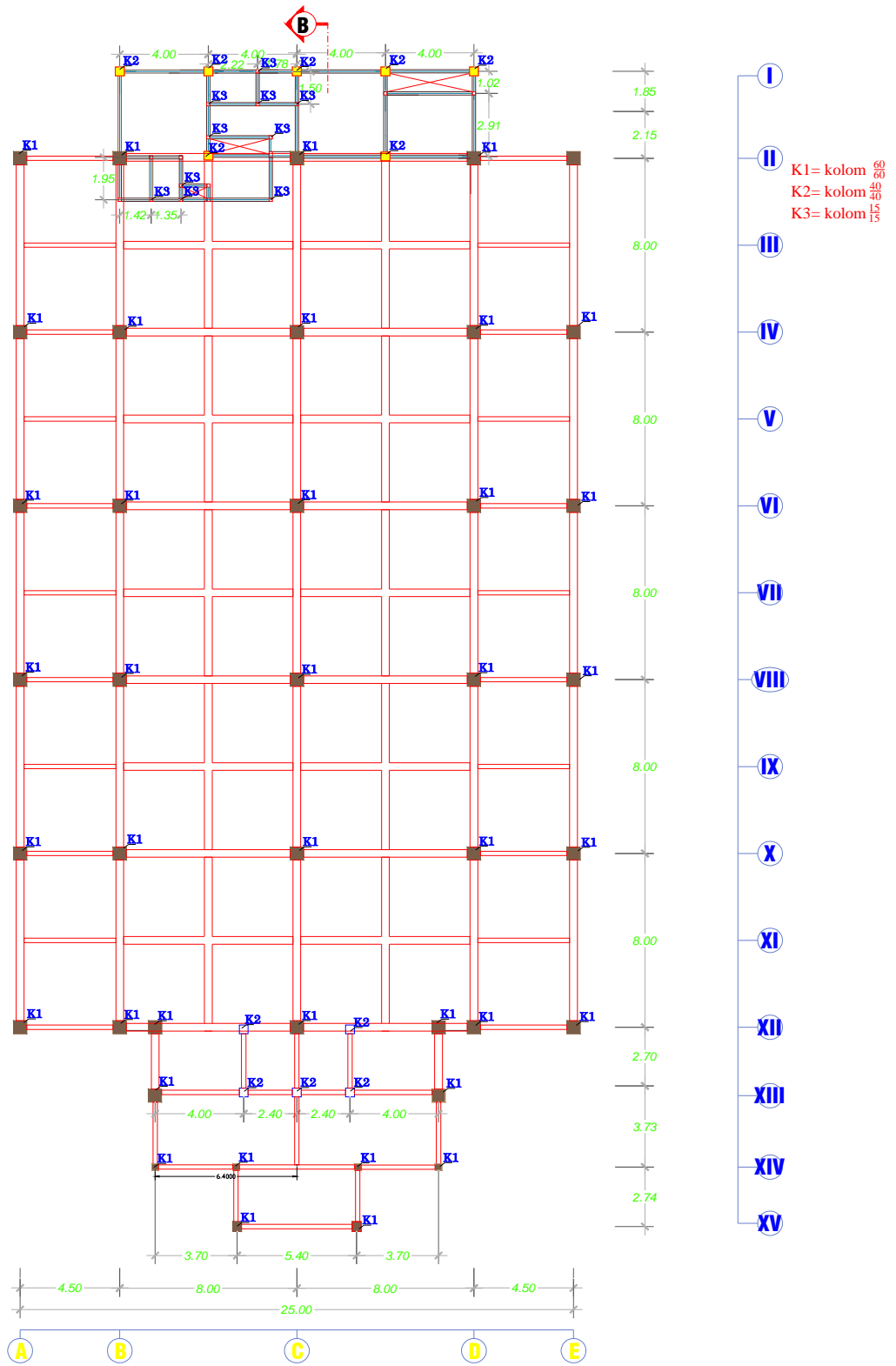
Maka berat balok memanjang pada lantai atap

$$DL_{\text{balok melintang}} = 86309 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total balok} = DL_{\text{balok memanjang}} + DL_{\text{balok melintang}}$$

$$= 147602 \text{ kg} + 86309 \text{ kg}$$

$$= 233911.404 \text{ kg}$$



Gambar 4.7 Denah rencana kolom pada lantai 2

4.5.3 Berat Kolom

Diketahui :

- Berat volume beton = 2400 kg
- Tinggi lantai = $0.5 \times 3.2 \text{ m} + 0.5 \times 3.2 \text{ m} = 3.2 \text{ m}$

Berat kolom : $A \times h \times B_j$ Beton bertulang x kolom

Dimana :

A = Luas penampang kolom (lebar x panjang)

h = Tinggi kolom (m)

B_j = Berat volume beton bertulang (2400 kg/m³)

= jumlah kolom (buah)

Sumber : PPIUG 1983

Berat Kolom

Berat kolom : $A \times h \times B_j$ Beton bertulang x kolom

$$\begin{aligned} \text{Kolom (70/70)} &= (0.7 \times 0.7) \times 3.2 \times 2400 \times 40 \\ &= 150528 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom (40/40)} &= (0.4 \times 0.4) \times 3.2 \times 2400 \times 12 \\ &= 14745.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom (30/30)} &= (0.3 \times 0.3) \times 3.2 \times 2400 \times 6 \\ &= 4147.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka total berat kolom adalah} &= 150528 \text{ kg} + 14745.6 \text{ kg} + 4147.2 \text{ kg} \\ &= 169420.8 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.5.4 Berat dinding bata merah

Diketahui :

- Pasangan bata merah ½ batu = 250 kg/m²
- Tinggi lantai = 0.5 x 3.2 m + 0.5 x 3.2 m = 3.2 m

Dimana :

h = tinggi tembok (m), dimana tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi balok ($h = H_{\text{lantai}} - H_{\text{balok}}$)

L = panjang bentangan dinding (m), dimana panjang dinding harus dikurangi lebar balok ($L = L_{\text{dinding}} - B_{\text{kolom}}$)

B = Berat pasangan bata merah ½ batu (250 kg/m²)

Berat dinding penuh :

$$\begin{aligned}\text{Memanjang} &= (3.2 - 0.7) \times (53.17 - 0.7) \times 250 \\ &= 28418.75 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Melintang} &= (3.2 - 0.7) \times (25 - 0.7) \times 250 \\ &= 13000 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{aka berat dinding bata merah} &= \text{Berat dinding penuh} \\ &= 41418.8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Berat dinding partisi

Diketahui :

- Berat partisi gypsum (2 sisi) + rangka

Berat gypsum berukuran 1.2 x 2.4 m selain ukuran customized, tebal 9 -15 mm. dari segi berat material gypsum umumnya memiliki berat 16 kg per lembar untuk ukuran standard dan berat/ m² berkisar 5.5 kg.

- Panjang hollow (L) = 6000 mm
- Lebar hollow (H) = 40 mm
- Ketebalan (B) = 40 mm
- Berat jenis besi = 7850 kg/m³
- Berat jenis besi (Bj) = 7.85 kg / 1.000000 mm³
- Berat Hollow = (W+H) x 2 x L x B x Bj
 = (40+40)mm x 2 x 6000mm x 2 mm x
 7.85kg/1000000 mm³
 = 15.072 kg

Berat gypsum untuk 2 sisi = 5.5 x 2 = 11 kg/m²

Berat hollow ukuran 40 mm x 40 mm = 15.072 kg/m² +

Total = 26.072 kg/m²

- Berat partisi gypsum (2 sisi) + rangka = 26.072 kg/m²
- Tinggi lantai = 3.2 m / 2 = 1.6 m

Berat Dinding = h x L x B x partisi gypsum

Dimana :

h = tinggi dinding (m), dimana tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi lantai harus dikurangi dimensi tinggi balok(h= h_{lantai} - h_{balok})

L = Panjang bentangan dinding (m), dimana panjang dinding harus dikurangi lebar balok (L = L_{dinding} - B_{kolom})

B = Berat dinding partisi (26.072 kg/m²)

Berat dinding partisi

$$\begin{aligned} \text{Memanjang} &= (1.6 - 0.7) \times (140.62 - 0.7) \times 26.072 \\ &= 3118.9412 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Melintang} &= (1.6 - 0.7) \times (142.76 - 0.7) \times 26.072 \\ &= 26530.241 \text{ kg} \end{aligned}$$

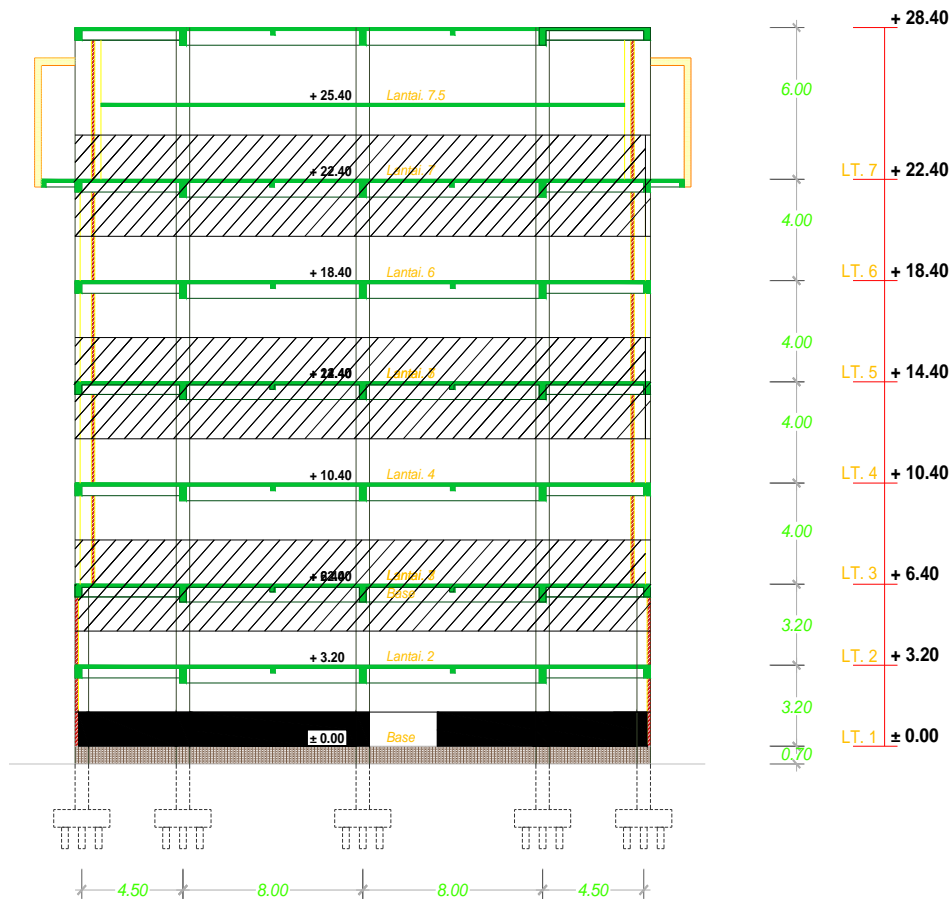
$$\text{Maka berat dinding partisi} = 29649 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka total berat dinding} &= \text{berat dinding bata merah} + \text{berat dinding partisi} \\ &= 41418.8 + 29649 \\ &= 71067.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapat total berat beban mati keseluruhan untuk struktur

lantai 2 adalah sebesar :

- Berat lantai lantai 2 = 519848 kg
 - Berat balok = 234322.524 kg
 - Berat kolom = 169420.8 kg
 - Berat dinding = 71067.9 kg +
-
- Berat total (qd) = 994659.7554 kg



Gambar 4.8 potongan A-A

Keseluruhan perhitungan beban mati diatas dapat dilihat pada table dibawah ini :

Tabel 4.9 perhitungan beban mati

Lantai	Berat				
	Lantai (kg)	Balok (kg)	Kolom (kg)	Dinding (kg)	W Total (kg)
lantai atap	341804	199836	52920	12720	65640
Lantai 7.5	47982.2	80386.6	102312	32545	134857
Lantai 7	519848	233911	211776	97499.35	309275.347
Lantai 6	519848	233911	211776	97499.35	309275.347
Lantai 5	519848	233911	211776	97499.35	309275.347
Lantai 4	519848	233911	211776	97499.35	309275.347
Lantai 3	519848	233911	211776	97499.35	309275.347

Lantai 2	519848	233911	169420.8	71067.93	240488.7
Total	3508877	1683691	1383532.8	558564.67	1786865.47

4.6 Beban Hidup (Live Load)

Menurut SNI 1727-2013 Tabel 4.1 hal. 26 dan PPIUG 1983, beban hidup pada lantai gedung yang berfungsi sebagai sekolah adalah sebesar 240 Kg/m² dan beban hidup pada bagian atap adalah sebesar 100 Kg/m² dengan koefisien reduksi untuk peninjauan gempa sebesar 50% (PPIUG 1983, Tabel 3.3)

Tabel 4.9. hasil perhitungan beban hidup sebagai beban total beban gempa

Lantai	Panjang Lantai (m)	Lebar Lantai (m)	Beban Hidup (kg/m ²)	Koefisien Reduksi	Beban Hidup Tereduksi (kg)
Lantai atap	40	25	100	50%	50000
Lantai 7.5	40	25	250	50%	125000
Lantai 7	53.17	25	250	50%	166156.25
Lantai 6	53.17	25	250	50%	166156.25
Lantai 5	53.17	25	250	50%	166156.25
Lantai 4	53.17	25	250	50%	166156.25
Lantai 3	53.17	25	250	50%	166156.25
Lantai 2	53.17	25	250	50%	166156.25
Total					1171937.5

Lantai	Panjang Lantai (m)	Lebar Lantai (m)	Beban Hidup (kg/m ²)	Beban Hidup Tak Tereduksi (kg)
Lantai atap	40	25	100	100000
Lantai 7.5	40	25	250	250000

Lantai 7	53.17	25	250	332312.5
Lantai 6	53.17	25	250	332312.5
Lantai 5	53.17	25	250	332312.5
Lantai 4	53.17	25	250	332312.5
Lantai 3	53.17	25	250	332312.5
Lantai 2	53.17	25	250	332312.5

Maka berat total beban hidup dan beban mati pada struktur untuk perencanaan pembebanan gempa, dapat dilihat pada table dibawah ini :

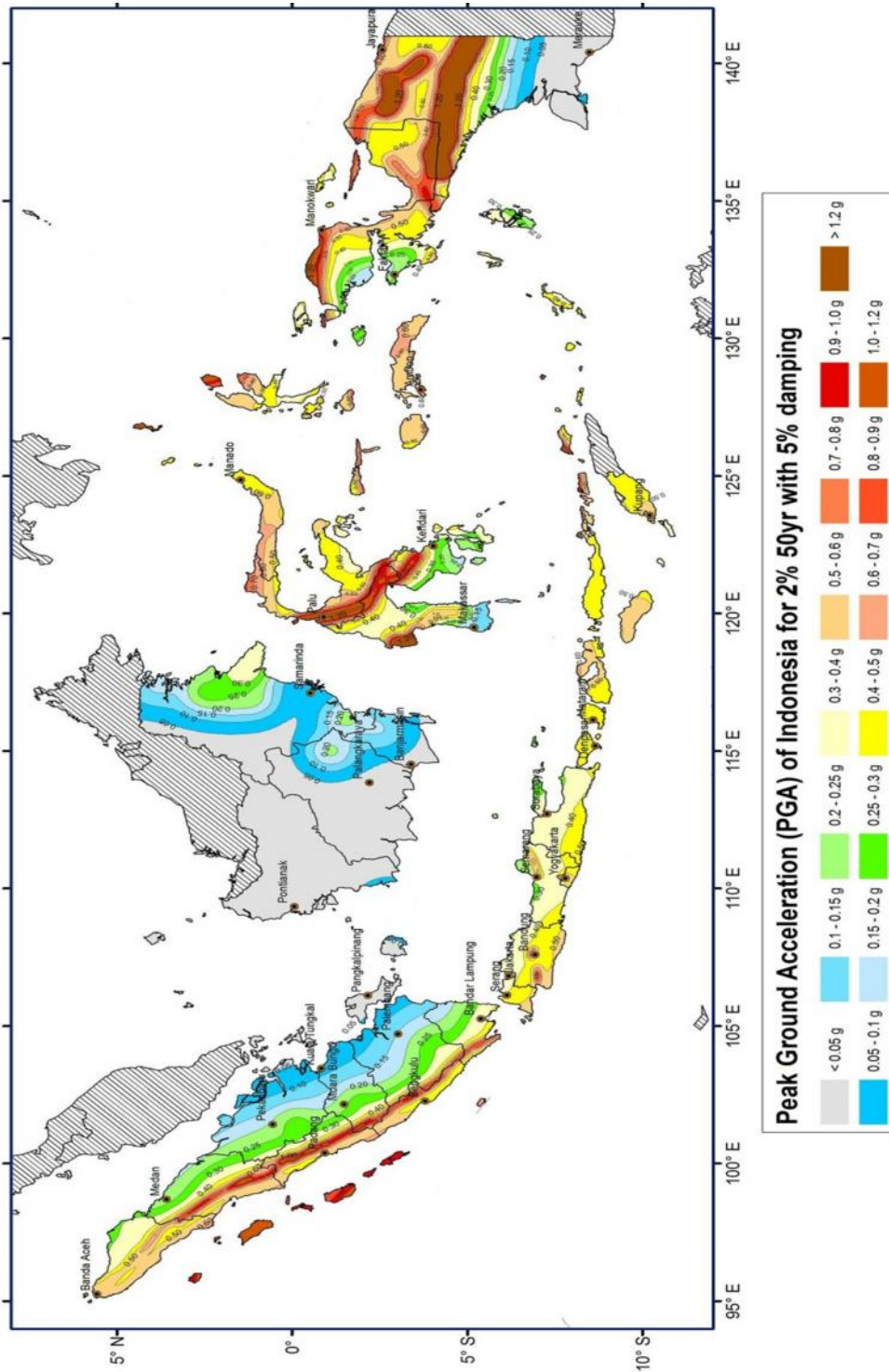
Tabel 4.10 Hasil perhitungan beban hidup dan beban mati untuk peninjauan beban gempa

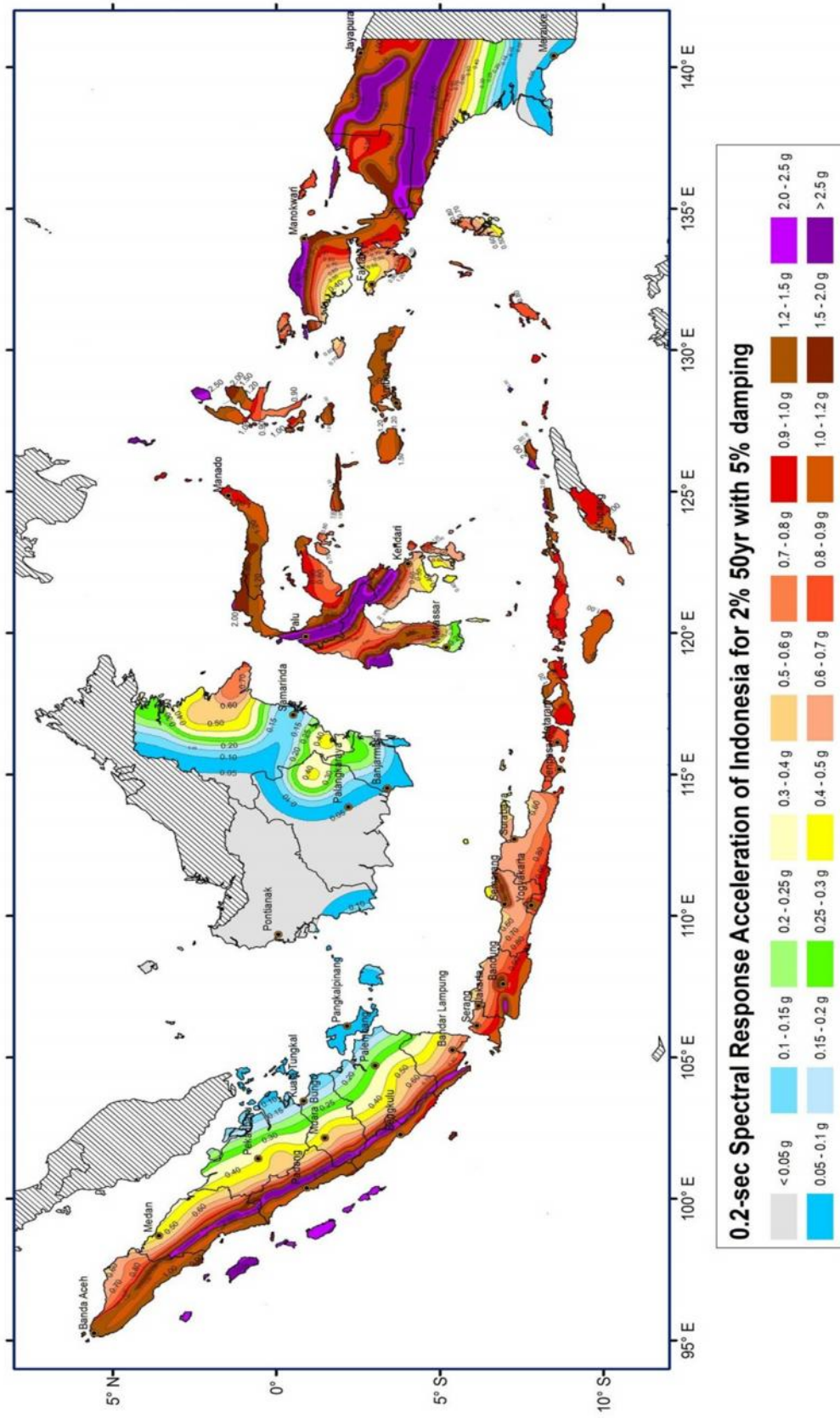
Lantai	Beban		
	DL (Kg)	LL (Kg)	Total (Kg)
Lantai atap	65640	50000	115640.00
Lantai 7.5	134857	125000	259857.00
Lantai 7	309275.347	166156.25	475431.60
Lantai 6	309275.347	166156.25	475431.60
Lantai 5	309275.347	166156.25	475431.60
Lantai 4	309275.347	166156.25	475431.60
Lantai 3	309275.347	166156.25	475431.60
Lantai 2	240488.733	166156.25	406644.98
W Total			3159299.97

Wilayah Gempa dan Spektrum Respon

4.7 Beban Gempa

4.7.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia

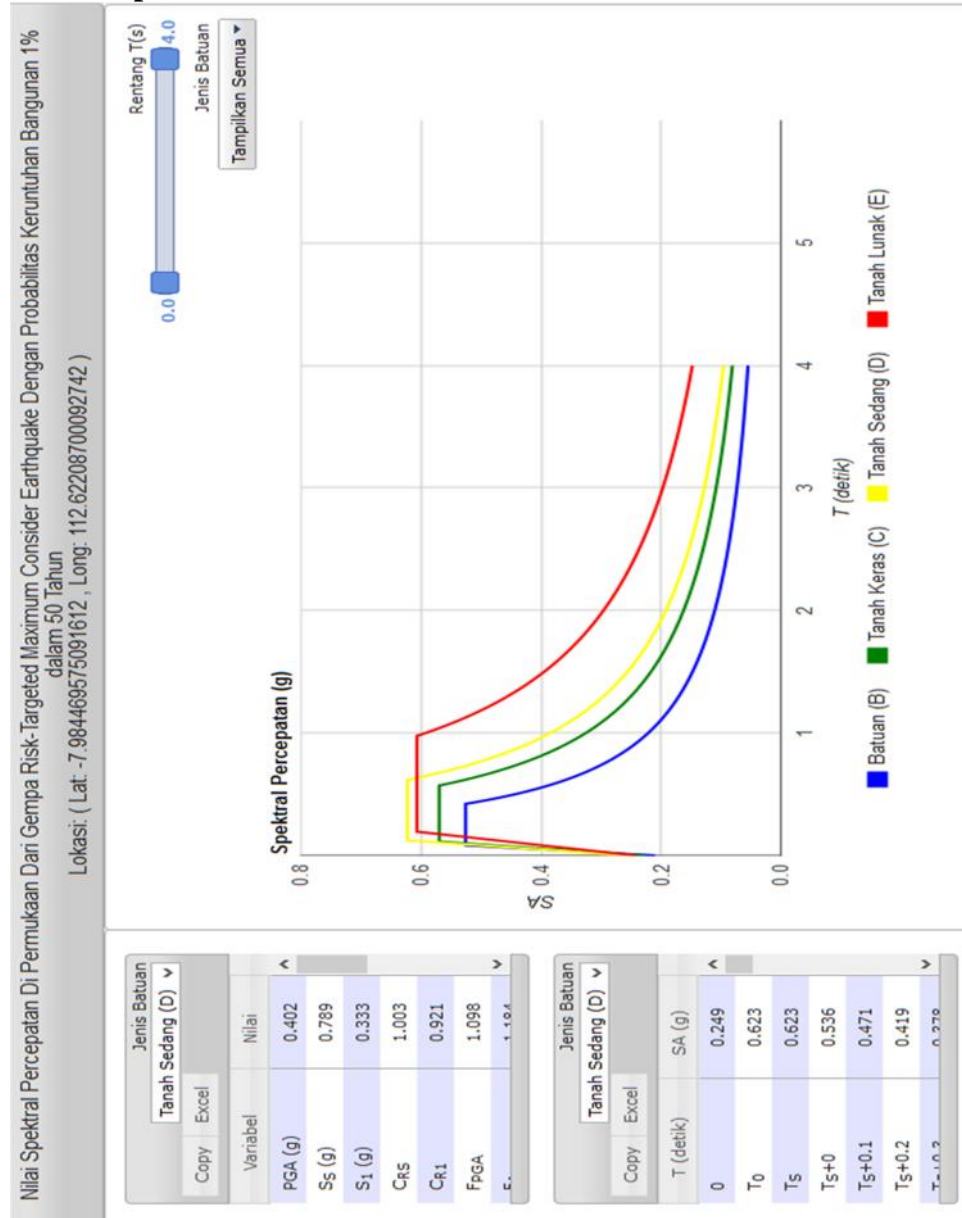




4.7.2 Menentukan Nilai S_S dan S_I

Lokasi Gedung = Malang

Data didapat dari = Puskim.Pu.Co. Id



Maka didapat data :

$$S_S \sim 0,789 \text{ g}$$

$$S_I \sim 0,333 \text{ g}$$

4.7.3 Menentukan Kategori Resiko bangunan dan faktor Keutamaan I_e

Tabel 4.11 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 14 dari 138)

Lanjutan Tabel Diatas

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	<div style="border: 2px dashed red; border-radius: 50%; width: 40px; height: 40px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin: 0 auto;">IV</div>

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

Tabel 4.12: Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

4.7.4 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)

Menentukan Koefisien Situs F_a dan F_v

Tabel 4.13: Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, dan 3. Kuat geser niralis $\bar{s}_u < 25kPa$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1) Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa.		

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 16 dari 138)

Tabel 4.14: Klasifikasi Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	S_s 0,25	S_s 0,5	S_s 0,75	S_s 1,0	S_s 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

CATATAN:

(a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 4.15: Klasifikasi Situs F_V

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	S_1 0,1	S_1 0,2	S_1 0,3	S_1 0,4	S_1 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

(a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Maka dari Hasil Interpolasi di atas didapat :

$$\text{Untuk } S_s = 0,789 \text{ g}$$

$$\text{Untuk } S_1 = 0,333 \text{ g}$$

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai S_s 0,789 g berada diantara nilai

$$S_s = 1 \quad F_a = 1,1$$

$$S_s = 0,75 \quad F_a = 1,2$$

$$S_s = 0,789 \quad F_a = \dots?$$

Maka untuk mendapatkan nilai F_a dan S_s harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$F_a = 1,1 + \frac{(0,789 - 1)}{(0,750 - 1)} \times 1,2 - 1,1 = 1,184$$

$$S_1 = 0,333 \text{ g}$$

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai S_s 0,333 g berada diantara nilai

$$S_s = 1 \quad F_a = 1,6$$

$$S_s = 0,400 \quad F_a = 1,8$$

$$S_s = 0,300 \quad F_a = \dots?$$

Maka untuk mendapatkan nilai F_a dan S_s harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$F_a = 1,6 + \frac{(0,333 - 0,4)}{(0,3 - 0,4)} \times 1,8 - 1,6 = 1,734$$

Menentukan Nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_S \\ &= 0,6667 \times 1,184 \times 0,789 \\ &= 0,623 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= 2/3 \times F_V \times S_1 \\ &= 0,6667 \times 1,734 \times 0,333 \\ &= 0,385 \text{ g} \end{aligned}$$

Tabel 4.16 : Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

$$S_{DS} = 0,623 \text{ g}$$

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 24 dari 138)

Tabel 4.17 Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

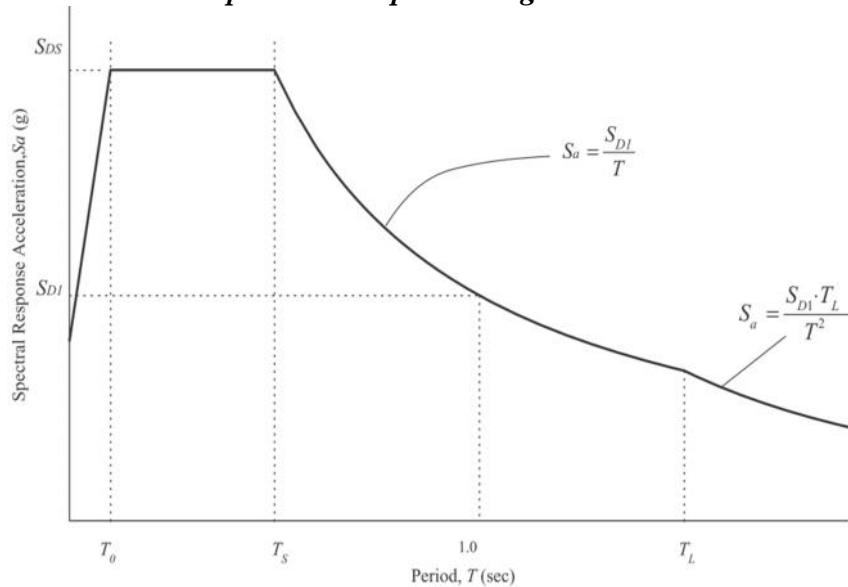
$$S_{D1} = 0,385 \text{ g}$$

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 25 dari 138)

Kesimpulan Jenis tanah yang berada di Kota Malang adalah Tanah Sedang

dengan Kategori D.

4.7.5 Membuat Spectrum Respons Design



$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS}) & T_s &= S_{D1}/S_{DS} \\
 &= 0,2 \times \frac{0,385}{0,623} & &= \frac{0,385}{0,623} \\
 &= \mathbf{0,124 \text{ Detik}} & &= \mathbf{0,618 \text{ Detik}}
 \end{aligned}$$

4.7.6. Menentukan Perkiraan Perioda Fundamental Alami

Untuk struktur dengan ketinggian < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0,1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah Tingkat}$$

Untuk struktur dengan ketinggian >12 tingkat :

$$T_a = C_-(t)$$

Dimana :

h_n = Ketinggian struktur dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan Koefisien C_t dan x di tentukan dari tabel.

Batas periode maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Tabel 4.18: Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

$S_{D1} = 0,385 g$ Maka Koefisien $C_u = 1,4$

Tabel 4.19: Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

Tipe Struktur penahan gaya lateral arah X dan arah Y adalah dinding geser sehingga termasuk tipe *semua sistem struktur lainnya*.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Tabel 4.20 : Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

$$S_{D1} = 0,385 \text{ g} \quad \text{Maka Koefisien } C_u = 1,4$$

Tabel 4.21: Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

Tipe struktur	C_i	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

Tipe Struktur penahan gaya lateral arah X dan arah Y adalah dinding geser sehingga termasuk tipe *semua sistem struktur lainnya*.

$$T_a = 0.1 N$$

Maka :

$$\begin{aligned} T_a &= 0.1 \times 8 \\ &= 0.8 \text{ detik} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} T_a &= 0.1 \times 8 \\ &= 0.8 \text{ detik} \end{aligned}$$

$T_{max} = C_u \cdot T_a$

$$\begin{aligned} T_{max1} &= 1,4 \times 0,8 \\ &= 1,120 \text{ Detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max2} &= 1,4 \times 0,8 \\ &= 1,120 \text{ Detik} \end{aligned}$$

4.7.7 Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

Kontrol :

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} \qquad S_{DS} = 0,623 \text{ g}$$

4.7.8 Menentukan faktor R, C_d

Tabel 4.22 : Faktor R, C_d dan θ untuk sistem penahan gaya gempa

$$= 0,6179 \qquad S_{D1} = 0,385 \text{ g}$$

$$3,5 T_s = 2,1626$$

T < 3.5 T_s, Sehingga digunakan prosedur analisa gempa statik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, $\frac{g}{0}$	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. Sistem dinding penumpu	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 ^k	12 ^k	12 ^k
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2¼	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1¼	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2½	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2½	2	TB	TB	10	TI	TI
18. Sistem dinding rangka ringan (baja canai dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3½	TB	TB	20	20	20
B. Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3¼	2	3¼	TB	TB	10 ^j	10 ^j	TI ^j
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12 ^k	12 ^k	12 ^k
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	30
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6½	2½	5½	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	2½	4	TB	TB	48	48	30
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI

18.Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	2	TB	48	TI	TI	TI
19.Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20.Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21.Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
22.Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23.Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24.Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C.Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,i}	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10.Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11.Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10.Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11.Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13.Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB
E.Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempayang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus ^f	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI ^{h,k}
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30

3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan betonkomposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
F.Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa	4½	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
G.Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1¼	1¼	1¼	10	10	TI	TI ^{h,i}	TI ^{h,i}
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1¼	1½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1¼	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Dari table diatas maka di dapat nilai Faktor R, Cd dan ρ_0 untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan dinding geser beton bertulang khusus sebagai berikut :

$$R = 8$$

$$Cd = 4$$

$$\rho_0 = 5.5$$

4.7.9 Menghitung Nilai Base Shear

$$V = C_s \cdot W \rightarrow \text{Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

Keterangan :

C_s = Koefisien Respons Seismik

W = Berat Seismik Efektif

Koefisien respons seismik $C_s \rightarrow$ Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$$

Nilai C_S yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)}$$

C_S harus tidak kurang dari :

$$C_S = 0,044 S_{DS} I_e \quad 0,01$$

Untuk $S_1 = 0,6$ g, nilai C_S harus tidak kurang dari :

$$C_S = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

$$S_1 = 0,333 \text{ g}$$

$$V = C_S \cdot W$$

$$C_S = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0,623 \text{ g}}{8,00 / 1} = 0,07787$$

$$C_{S \text{ Maks}} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,384948}{1,112 \times 8,00} = 0,04296$$

$$C_{S \text{ Min}} = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)} = \frac{0,5 \times 0,33}{8,00} = 0,02081$$

$$C_{Sx} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,384948}{1,112 \times 8,00} = 0,04296$$

$$C_{sy} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,384948}{1,112 \times 8,00} = 0,04296$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} C_{S \text{ min}} &= 0,044 \times S_{DS} \times 1,00 \\ &= 0,044 \times 0,623 \text{ g} \times 1,00 \\ &= 0,027412 \quad 0,01 \quad \text{-----} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Kesimpulan :

$$\text{Nilai } C_S \text{ yang dipakai adalah} \quad = \quad 0,04296$$

Maka Nilai V_x dan V_y adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_x &= C_s \cdot W \\
 &= 0,04296 \times 3159299,97 \\
 &= 135732,835 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_y &= C_s \cdot W \\
 &= 0,04296 \times 3159299,97 \\
 &= 135732,835 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

4.7.10 Menghitung Gaya Gempa lateral F_x

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dimana :

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

W_i & W_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i & h_x = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang , $K = 1$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih , $K = 2$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

$$T_x = 1,326 \text{ Detik}$$

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai S_s 1,326 g berada diantara nilai
 $T_x = 0,500$ $K_x = 1,000$ Maka untuk mendapatkan nilai K dari
 $T_x = 2,500$ $K_x = 2,000$ T_x harus di interpolasi terlebih dahulu
 $T_x = 1,326$ $K_x = \dots\dots\dots?$ sebagai berikut :

$$K_y = 1 + \frac{(1,326 - 0,5)}{(2,5 - 0,5)} \times 2 - 1$$

$$= 1,413$$

$$V_x = 135732.835 \text{ Kg} = 135.733 \text{ Ton}$$

$$V_y = 135732.835 \text{ Kg} = 135.733 \text{ Ton}$$

Table 4.23 Gaya Gempa Lateral

Lantai	Weight (Wi) Kg	Tinggi (hi) m	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_y}$	F_x (kg)	F_y (kg)
Lantai Atap	115640.00	28.4	9267340.3	9267340.3	11412.71	11412.71
Lantai 7.5	259857.00	25.4	17991467.5	17991467.5	22156.46	22156.46
Lantai 7	475431.60	22.4	27919841.3	27919841.3	34383.23	34383.23
Lantai 6	475431.60	18.4	21577413.8	21577413.8	26572.54	26572.54
Lantai 5	475431.60	14.4	15651029.4	15651029.4	19274.21	19274.21
Lantai 4	475431.60	10.4	10218842.7	10218842.7	12584.48	12584.48
Lantai 3	475431.60	6.4	5409832.4	5409832.4	6662.20	6662.20
Lantai 2	475431.60	3.2	2181898.3	2181898.3	2687.00	2687.00
Total	3228086.58		110217665.7	110217665.7	135732.84	135732.84

Table 4.24 Perhitungan Gaya Lateral gempa static ekuivalen (F_i) untuk setiap arah

Lantai	Perhitungan gempa 100% arah yang ditinjau dan 30% arah tegak lurus			
	FX (kg)	30% Fx (Kg)	FY (kg)	30% Fy (Kg)
Lantai Atap	11412.71	3423.8	11412.7	3423.8
Lantai 7.5	22156.46	6646.9	22156.5	6646.9
Lantai 7	34383.23	10315.0	34383.2	10315.0
Lantai 6	26572.54	7971.8	26572.5	7971.8
Lantai 5	19274.21	5782.3	19274.2	5782.3
Lantai 4	12584.48	3775.3	12584.5	3775.3
Lantai 3	6662.20	1998.7	6662.2	1998.7
Lantai 2	2687.00	806.1	2687.0	806.1

4.7.11 Perhitungan pusat massa (Center Gravity) dan pusat kekakuan struktur (Center Rigidity)

Untuk perhitungan pusat massa lantai dianalisa menggunakan perintah Display – show table - building output – table : Center Mass Rigidity pada program ETABS

Tabel 4.25 Perhitungan pusat massa (Center Gravity) dan pusat kekakuan struktur (Center Rigidity)

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
LT2	D1	57756.403	57756.4025	12.5	27.155	57756.403	57756.403	12.5	27.155	12.496	26.248
LT3	D2	61501.319	61501.3188	12.325	27.164	61501.319	61501.319	12.325	27.164	12.473	25.387
LT4	D3	63530.502	63530.5018	12.331	27.079	63530.502	63530.502	12.331	27.079	12.422	24.663
LT5	D4	62486.383	62486.3833	12.119	27.378	62486.383	62486.383	12.119	27.378	12.389	24.343
LT6	D5	61095.458	61095.4577	12.038	26.707	61095.458	61095.458	12.038	26.707	12.367	24.229
LT7	D6	58603.22	58603.2204	12.317	27.649	58603.22	58603.22	12.317	27.649	12.351	24.262
LT7.5	D7	30028.021	30028.0205	12.491	31.224	30028.021	30028.021	12.491	31.224	12.346	24.74
ATAP	D8	40878.5	40878.4998	12.363	28.961	40878.5	40878.5	12.363	28.961	12.362	25.342

CM = Center Mest

CR = Center Rotasi

Ukuran gedung

B = 25 m bentang terpendek

L = 53.17 m

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)		ed = 1,5e + 0,05b		ed = e - 0,05b	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
LT2	12.5	27.155	12.496	26.248	0.004	0.907	1.26	2.61	-1.246	-0.343
LT3	12.325	27.164	12.473	25.387	-0.148	1.777	1.03	3.92	-1.398	0.527
LT4	12.331	27.079	12.422	24.663	-0.091	2.416	1.11	4.87	-1.341	1.166
LT5	12.119	27.378	12.389	24.343	-0.27	3.035	0.85	5.80	-1.52	1.785
LT6	12.038	26.707	12.367	24.229	-0.329	2.478	0.76	4.97	-1.579	1.228
LT7	12.317	27.649	12.351	24.262	-0.034	3.387	1.20	6.33	-1.284	2.137
LT7.5	12.491	31.224	12.346	24.74	0.145	6.484	1.47	10.98	-1.105	5.234
ATAP	12.363	28.961	12.362	25.342	0.001	3.619	1.25	6.68	-1.249	2.369

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

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

Contoh perhitungan pada Atap :

$$e = \text{Pusat Massa } x - \text{Pusat Rotasi } x$$

$$= 12.5 - 12.479 = 0.021$$

$$ed_x = 1.5e + 0.05b$$

$$= (1.5 \times 0.021) + (0.05 \times 25) = 1.28$$

4.8 Simpangan Antar lantai (Story Drift) Δ_a

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antarlantai hanya ada kondisi kinerja batas ultimit saja.

- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa EQX sumbu X pada lantai 7.5, yaitu 2.85 cm. Jadi nilai $\delta_{e7.5} = 2.85 \text{ cm}$
- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa EQX sumbu X pada lantai 7, yaitu 2.49 cm. Jadi nilai $\delta_{e7} = 2.49 \text{ cm}$
- Hitung simpangan atau perpindahan antarlantai untuk lantai 7 yaitu dengan persamaan: $(\delta_{e7.5} - \delta_{e7}) = 2.85 - 2.49 = 0,36 \text{ cm}$
- Hitung nilai perpindahan antarlantai (story drift) yang
$$\frac{((\delta_{e7.5} - \delta_{e7}) \times C_d)}{I_e}$$

Dimana: $C_d =$ Pembesaran defleksi : 5.5

$I_e =$ Faktor Keutamaan Gempa : 1.5

- Story Drift Δ_a antarlantai tidak boleh lebih besar dari: $\Delta_a = 0,020 \text{ hsx}$ SNI 1726-2012 pasal 7.12.1
- Untuk lantai atap, dengan tinggi kolom di bawahnya sebesar 3 m, maka simpangan antarlantai ijinnya adalah sebesar: $\Delta_a = 0.02 \times 3 = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$
- Kontrol nilai simpangan antarlantai tingkat desain harus lebih kecil dari simpangan antarlantai tingkat ijin.

Untuk perhitungan simpangan antarlantai (story drift) akibat beban gempa EQX, pada sumbu X selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.26 Simpangan antar lantai akibat gempa EQX pada sumbu X

Lantai	Tinggi Lantai	Total Drift	Story Drift	Batas Story Drift	Kontrol Story Drift
	(m)	(cm)	(cm)	a	
Atap	3	2.82	-0.110	6	OK
7.5	3	2.85	1.320	6	OK
7	4	2.49	1.467	8	OK
6	4	2.09	1.907	8	OK
5	4	1.57	2.017	8	OK
4	4	1.02	1.797	8	OK
3	4	0.53	1.357	8	OK
2	3.2	0.16	0.587	6.4	OK

Untuk perhitungan simpangan antarlantai (story drift) akibat beban gempa EQX, pada sumbu Y selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.27 Simpangan antar lantai akibat gempa EQX pada sumbu y

Lantai	Tinggi Lantai	Total Drift	Story Drift	Batas Story Drift	Kontrol Story Drift
	(m)	(cm)	(cm)	a	
Atap	3	0.87	0.183	6	OK
7.5	3	0.82	0.220	6	OK
7	4	0.76	0.440	8	OK
6	4	0.64	0.550	8	OK
5	4	0.49	0.660	8	OK
4	4	0.31	0.550	8	OK
3	4	0.16	0.367	8	OK
2	3.2	0.06	0.220	6.4	OK

4.9 Penulangan Pada Balok

4.9.1 Penulangan pada balok Melintang Line B408

Tebal Pelat Lantai = 120 mm

Tinggi Balok = 700 mm

Lebar Balok = 450 mm

Dia. Tul. Utama = 22 mm

Tebal Selimut = 40 mm

Dia. Tul plat = 8 mm

Mutu Beton = 30 MPa

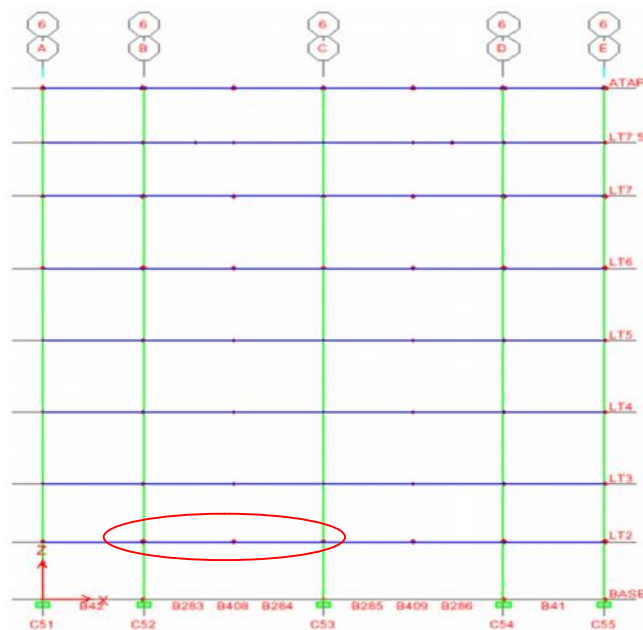
Mutu Tul. Tarik = 400 MPa

Dia. Tul. Sengkang = 10 mm

Mutu Tul. Sengkang = 240 MPa

ρ = 0.85

Panjang Bentang = 8000 mm

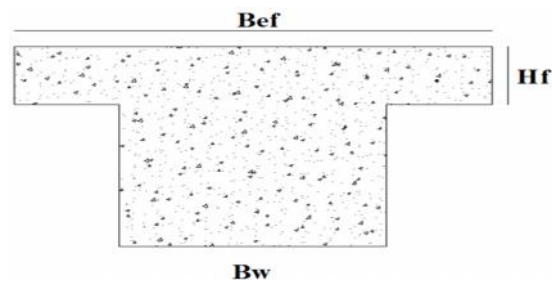


Gambar 4.9 Portal Melintang line 6 dan letak balok yang direncanakan

4.9.2 Penulangan Lentur Balok T

$$\begin{aligned}d' &= \text{Tebal Sel. Beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter tul. Tarik} \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 700 - 62.5 \\ &= 638 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 4.10 Penampang Balok T

$$\begin{aligned}B_w &= 450 \text{ mm} \\ H_f &= 120 \text{ mm} \\ H &= 700 \text{ mm} \\ L &= 8000 \text{ mm}\end{aligned}$$

Menentukan lebar balok L yang mempunyai flens 2 sisi :

$$\begin{aligned}B_e &< \frac{1}{8} \text{ dari bentang balok (panjang balok)} \\ &< \frac{1}{4} \times 8000 = 2000 \text{ mm} \\ B_e &< b_w + 6h_f \\ &< 350 + 6(120) = 1070 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Be &< b_w + \frac{1}{2} L_n \\
 &< 350 + \frac{1}{2} (4150) = 2425 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai nilai terkecil} = 2000 \text{ mm}$$

Tulangan minimal sedikitnya harus dihitung menurut SNI 2847-2013 pasal 10.5.1

$$A_{S_{\min}} = \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d = \frac{0.25\sqrt{30}}{400} \times 450 \times 637.5 = 982.049 \text{ mm}^2$$

dan

$$A_{S_{\min}} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 450 \times 637.5}{400} = 1004.0625 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan minimal = 3 D 25 ($A_s = 1471.875 \text{ mm}^2 > 982.05 \text{ mm}^2$ dan

$$(A_s = 1471.875 \text{ mm}^2 > 1004.0625 \text{ mm}^2)$$

A. Perhitungan Penulangan Tumpuan Kiri

$$\begin{aligned}
 Mu^- &= 501.859 \text{ kNm (COMB18 Combo)} \\
 &= 501859000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu^+ &= 15.484 \text{ kNm (DCON11 Combo)} \\
 &= 15484000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 5 D 25 ($A_s = 2453.125 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 3 D 25 ($A_s' = 1471.875 \text{ mm}^2$)
- Tulangan pelat terpasang di sepanjang beff 6 \emptyset 8 ($A_{S_{\text{pelat}}} = 301.44 \text{ mm}^2$)

Kontrol Momen Negatif

$$\text{Tulangan tarik } A_{S_{\text{pelat}}} = 6 \emptyset 8 = 301.44 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{balok}}} = 5 \text{ D } 25 = 2453.13 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tarik} = 2754.57 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 3 \text{ D } 25 = 1471.875 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \times 8 = 24 \text{ mm}$$

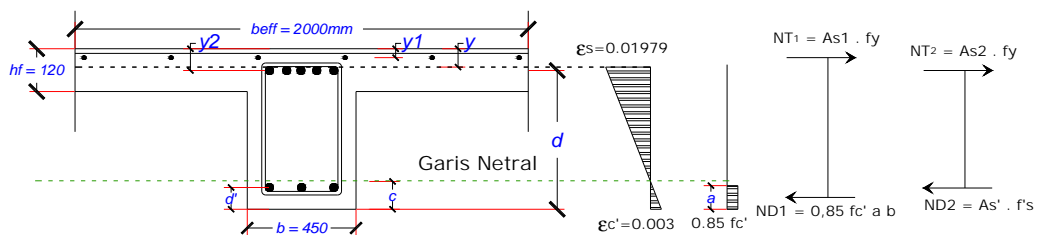
$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{A_s \text{ plat} \times y_1 + A_s \text{ Balok} \times y_2}{A_s \text{ tarik}}$$

$$= \frac{301.44 \times 24 + 2453.13 \times 62.5}{2754.57} = 58.287 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 58.287 = 641.713 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.50 \text{ mm}$$



Gambar 4.11 Penampang Balok dan Diagram Tegangan Momen Negatif Tumpuan Kiri

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0.85 \times f'c \times a \times b + A_s' \times f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai } = f_s' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) + A_s' \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 = A_{S_{\text{pelat}}} \cdot F_{y_{\text{polos}}} + A_{S_{\text{balok}}} \cdot F_{y_{\text{ulir}}}$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + A_s'(c-d') \cdot 600 = A_{S_{\text{pelat}}} \cdot F_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{S_{\text{balok}}} \cdot F_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \rho_1 \cdot c$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + A_s'(c-d') \cdot 600 = A_{s_{pelat}} \cdot F_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot F_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' = A_{s_{pelat}} \cdot F_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot F_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' - A_{s_{pelat}} \cdot F_{y_{polos}} \cdot c - A_{s_{balok}} \cdot F_{y_{ulir}} \cdot c = 0$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_{s_{pelat}} \cdot F_{y_{polos}} - A_{s_{balok}} \cdot F_{y_{ulir}}) c - 600 A_s' d' = 0$$

$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 450) \cdot c^2 + (600 \cdot 1471,875 - 301,44 \cdot 240 - 2453,125 \cdot 400) c - 600 \cdot 1471,875 \cdot 62,5 = 0$$

$$9753,75 c^2 - 170470,6 c - 55195313 = 0$$

$$c = 84,47013 \text{ mm} > d' = 62,50 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

$$a = \rho_1 \cdot c$$

$$= 0.85 \times 84,470 = 71,8 \text{ mm}$$

$$s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{84.470-62.50}{84.470} \times 0.003 = 0.00078$$

$$s = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_c = \frac{641.713-84.470}{84.470} \times 0.003 = 0.01979$$

$$y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000} = 0.002$$

Karena $s > y > s'$ maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan :

$$\begin{aligned} F'_s &= s' \times E_s \\ &= 0.00078 \times 200000 \\ &= 156.06 < 400 \text{ Mpa} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tarik tekan dan tarik

$$\begin{aligned}ND_1 &= 0.85 \times f'c \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 71.8 \times 450 \\ &= 823900.539 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ND_2 &= A_s' \times f's \\ &= 1471.875 \times 156.06 \\ &= 229695.061 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}NT_1 &= A_{Spelat} \times f_{ypolos} \\ &= 301.44 \times 240 \\ &= 72345.6 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}NT_2 &= A_{Sbalok} \times f_{yulir} \\ &= 2453.13 \times 400 \\ &= 981250 \text{ N}\end{aligned}$$

Resultan gaya tarik :

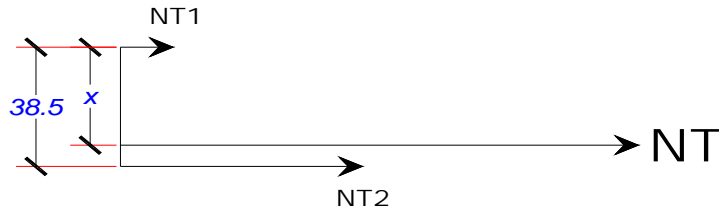
$$\begin{aligned}NT &= NT_1 + NT_2 \\ &= 72345.6 + 981250 \\ &= 1053595.60 \text{ N}\end{aligned}$$

$$ND_1 + ND_2 = NT_1 + NT_2$$

$$\begin{aligned}823900.539 + 229695.06 &= 72345.6 + 981250 \\ 1053595.6 &= 1053595.6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak dari } NT_1 \text{ ke } NT_2 &= y_2 - y_1 \\ &= 62.5 - 24.0\end{aligned}$$

$$= 38.5 \text{ mm}$$



Perhitungan letak NT yakni :

Dimisalkan NT terletak disebelah bawah NT1:

$$M_{(gaya)} = M_{(resultan)}$$

$$NT1 (0) + NT2 (38.5) = NT (x)$$

$$72345.6 (0) + 981250 (38.5) = 1053595.60 (x)$$

$$0 - 37778125 = 1053595.60 x$$

$$\frac{37778125}{1053595.60} = x$$

$$35.86 \text{ mm} = x$$

Z1 = jarak dari ND1 ke NT

$$= h - a/2 - y1 - x$$

$$= 700 - \frac{71.80}{2} - 24 - 35.86$$

$$= 604.244 \text{ mm}$$

Z2 = jarak dari ND2 ke NT

$$= h - d' - y1 - x$$

$$= 700 - 62.5 - 24 - 35.86$$

$$= 577.644 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= (ND1.Z1) + (ND2.Z2) \\
&= 823900.539 \times 604.244 + 229695.06 \times 577.644 \\
&= 630518690.1 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_r &= \phi \times M_n \\
&= 0.8 \times 630518690.1 \\
&= 504414952.1 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$M_n > M_u$$

$$504414952.1 \text{ Nmm} > 501859000 \text{ Nmm (Aman)}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 5 D 25 ($A_s = 2453.125 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 3 D 25 ($A_s' = 1471.875 \text{ mm}^2$)
- Tulangan pelat terpasang di sepanjang beff 6 ϕ 8 ($A_{s_{\text{pelat}}} = 301.44 \text{ mm}^2$)

Kontrol Momen Positif

$$\text{Tulangan tekan } A_{s'_{\text{pelat}}} = 6 \phi 8 = 301.44 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{\text{balok}}} = 5 \text{ D } 25 = 2453.13 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tarik} = 2754.57 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 3 \text{ D } 25 = 1471.875 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \times 8 = 24 \text{ mm}$$

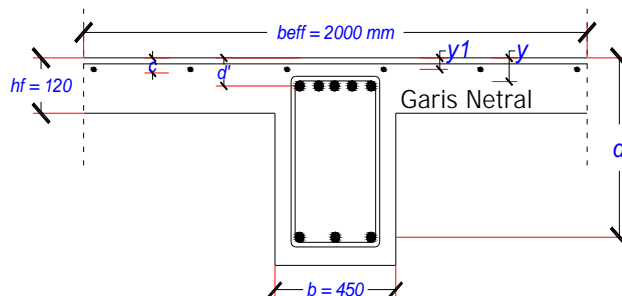
$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{A_{s_{\text{plat}}} \times y_1 + A_{s_{\text{Balok}}} \times y_2}{A_s \text{ tarik}}$$

$$= \frac{301.44 \times 24 + 2453.13 \times 62.5}{2754.57} = 58.287 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 58.287 = 641.713 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.50 \text{ mm}$$



Gambar 4.12 Penampang Balok dan Diagram Tegangan Momen Poistif Tumpuan Kiri

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0.85 \times f'c \times a \times b + As' \times fs' = As \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai} = fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) + As' \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As \cdot fy$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai} : a = \frac{1}{3} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As \cdot fy) c - 600As' \cdot d' = 0$$

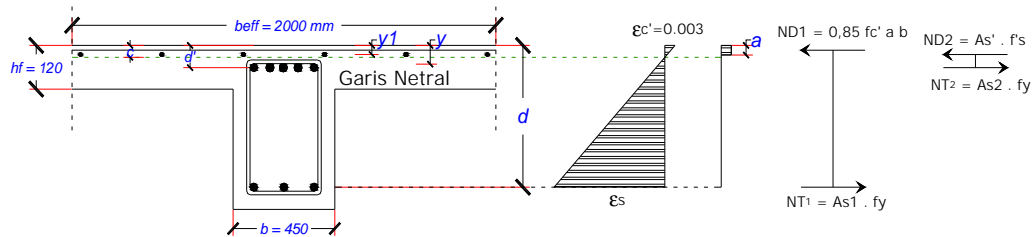
$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 450) \cdot c^2 + (600 \cdot 2754,565 - 1471,875 \cdot 400) c - 600 \cdot$$

$$2754,565 \cdot 62,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 1063989 c - 103296188 = 0$$

$$c = 34,913 \text{ mm} < d' = 62.50 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{ERROR}$$

Karena $c < d'$, tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik maka nilai c harus dihitung ulang.



Gambar 4.13 Penampang Balok dan diagram tegangan momen positif tumpuan kiri yang sudah dihitung ulang

Dimisalkan garis netral diantara y_1 dan d' maka perhitungan garis netral dicari :

$$0.85 \times f'c \times a \times beff + As'_{plat} \times fs' = As_1 \cdot Fs + As_2 \cdot fy_{ulir}$$

Substitusi nilai $fs' = \frac{(c-y_1)}{c} \times 600$ dan $fs = fy_{ulir}$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) + As'_{plat} \times \frac{(c-y_1)}{c} \times 600 = As_1 \cdot fy_{ulir} + As_2 \cdot fy_{ulir}$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c + As'_{plat} (c-y_1) \cdot 600 = As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c + As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \frac{1}{\beta_1} \cdot c$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c + As'_{plat} (c-y_1) \cdot 600 = As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c + As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As'_{plat} \cdot c - 600 As'_{plat} \cdot y_1 = As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c + As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c^2 + (600 \cdot As'_{plat} \cdot c - As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c - As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c) - 600 \cdot As_{plat} \cdot y_1 = 0$$

$$y_1 = 0$$

$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 2000). c^2 + (600 \cdot 301.44 - 1471,875 \cdot 400 - 2453,125 \cdot 400)$$

$$c - 600 \cdot 301.44 \cdot 62,5 = 0$$

$$43350 c^2 - 13889136 c - 4340736 = 0$$

$$c = 34.913 \text{ mm} > y1 = 24 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

$$d' = 62.5 \text{ mm}$$

$$a = \rho \cdot c$$

$$= 0.85 \times 34.913 = 29.676 \text{ mm}$$

$$s' = \frac{c-y1}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{34.913-24}{34.91} \times 0.003 \times 200000 = 187.54 \text{ Mpa}$$

$$f_s = f_{y_{ulir}} = 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tarik tekan dan tarik

$$ND_1 = 0.85 \times f'_c \times a \times b_{eff}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 29.676 \times 2000$$

$$= 1513467.02 \text{ N}$$

$$ND_2 = A_s'_{plat} \times f'_s$$

$$= 301.44 \times 187.54$$

$$= 56532.9756 \text{ N}$$

Resultan gaya tekan :

$$ND = ND_1 + ND_2$$

$$= 1513467.02 + 56532.9756$$

$$= 1570000.00 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 NT_1 &= A_{s1} \times f_y \\
 &= 1471.88 \times 400 \\
 &= 588750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT_2 &= A_{s2} \times f_y \\
 &= 2453.13 \times 400 \\
 &= 981250 \text{ N}
 \end{aligned}$$

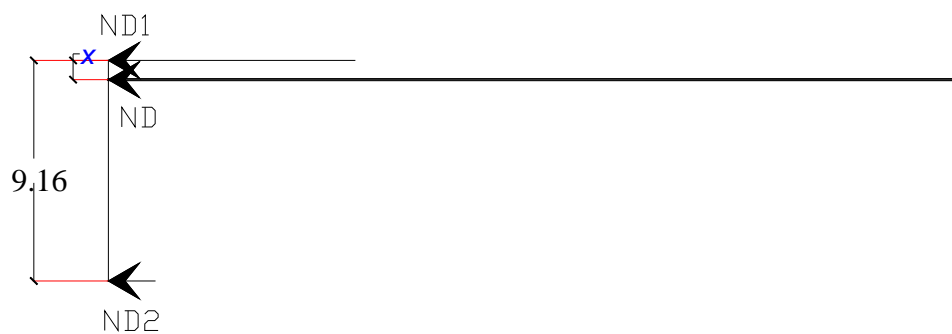
Resultan gaya tarik :

$$\begin{aligned}
 NT &= NT_1 + NT_2 \\
 &= 588750 + 981250 \\
 &= 1570000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$ND_1 + ND_2 = NT_1 + NT_2$$

$$\begin{aligned}
 1513467.02 + 56532.9756 &= 588750 + 981250 \\
 1570000.00 \text{ N} &= 1570000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak dari } NT_1 \text{ ke } NT_2 &= y_1 - \frac{a}{2} \\
 &= 62.5 - \frac{29.676}{2} \\
 &= 9.16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Perhitungan letak ND yakni :

Dimisalkan ND terletak disebelah bawah ND1:

$$\begin{aligned}M_{(\text{gaya})} &= M_{(\text{resultan})} \\- \text{ND1 (0) - ND2 (9.16)} &= - \text{ND (x)} \\1513467,024 (0) + 56532,976 (9.16) &= -1570000,00 \text{ x} \\0 - 517960,1 &= - 1570000,00 \text{ x}\end{aligned}$$

$$\frac{517960.1}{1570000.0} = x$$

$$0,330 \text{ mm} = x$$

Z1 = jarak dari NT1 ke ND

$$= d' - a/2 - x$$

$$= 62.50 - \frac{71.80}{2} - 0.3299$$

$$= 622.332177 \text{ mm}$$

Z2 = jarak dari NT2 ke ND

$$= d' - a/2 - x$$

$$= 62.50 - \frac{29.68}{2} - 0.3299$$

$$= 47.3321771 \text{ mm}$$

Mn = (NT1.Z1) + (NT2.Z2)

$$= 588750 \times 622.332 + 981250 \times 47.332$$

$$= 412842768.1 \text{ Nmm}$$

Mr = Φ x Mn

$$= 0.8 \times 412842768.1$$

$$= 330274214.4 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_u$$

$$330274214.4 \text{ Nmm} > 15484000 \text{ Nmm (Aman)}$$

B. Perhitungan Penulangan lapangan

$$M_{u+} = 544.179 \text{ kNm} \quad (\text{COMB2 Combo})$$

$$= 544179000 \text{ Nmm}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 3 D 25 ($A_s = 1471.875 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 5 D 25 ($A_s' = 2453.125 \text{ mm}^2$)
- Tulangan pelat terpasang di sepanjang beff 6 ϕ 8 ($A_{s_{\text{pelat}}} = 301.44 \text{ mm}^2$)

Kontrol Momen Positif

$$\text{Tulangan tekan } A_{s'_{\text{pelat}}} = 6 \phi 8 = 301.44 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{\text{balok}}} = 3 \text{ D } 25 = 1471.88 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tarik} = 1773.32 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 5 \text{ D } 25 = 2453.125 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \times 8 = 24 \text{ mm}$$

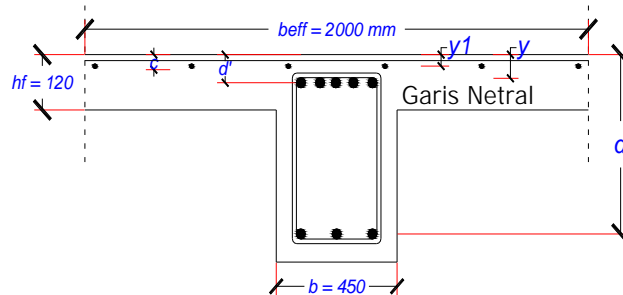
$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{A_{s_{\text{plat}}} \times y_1 + A_{s_{\text{Balok}}} \times y_2}{A_s \text{ tarik}}$$

$$= \frac{301.44 \times 24 + 1471.88 \times 62.5}{1773.32} = 55.956 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 55.956 = 644.044 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.50 \text{ mm}$$



Gambar 4.14 Penampang Balok dan Letak Garis Netral Dimana $c < d'$

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0.85 \times f'c \times a \times b + As' \times fs' = As \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai} = fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) + As' \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As \cdot fy$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai} : a = \frac{1}{3} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' \cdot c - As \cdot fy) c - 600As' \cdot d' = 0$$

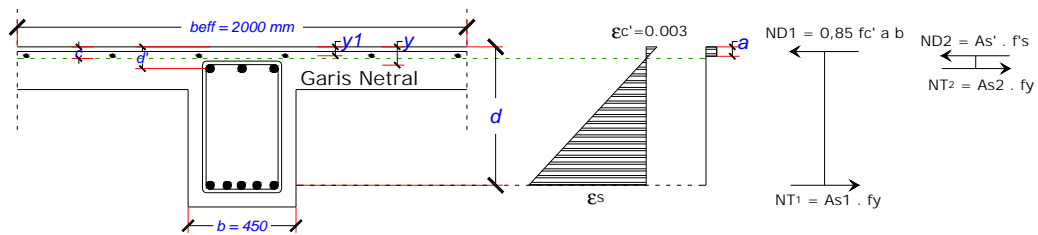
$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 450) \cdot c^2 + (600 \cdot 1773,315 \cdot c - 2453,125 \cdot 400) c - 600 \cdot$$

$$1773,315 \cdot 62,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 762549 c - 66499313 = 0$$

$$c = 54.024 \text{ mm} < d' = 62.50 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{ERROR}$$

Karena $c < d'$, tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik maka nilai c harus dihitung ulang.



Gambar 4.15 Penampang Balok dan diagram tegangan momen positif lapangan yang sudah dihitung ulang

Dimisalkan garis netral diantara y_1 dan d' maka perhitungan garis netral dicari :

$$0.85 \times f'c \times a \times beff + As'_{plat} \times fs' = As_1 \cdot Fs + As_2 \cdot fy_{ulir}$$

Substitusi nilai $fs' = \frac{(c-y_1)}{c} \times 600$ dan $fs = fy_{ulir}$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) + As'_{plat} \times \frac{(c-y_1)}{c} \times 600 = As_1 \cdot fy_{ulir} + As_2 \cdot fy_{ulir}$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c + As'_{plat} (c-y_1) \cdot 600 = As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c + As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = 1 \cdot c$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c + As'_{plat} (c-y_1) \cdot 600 = As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c + As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As'_{plat} \cdot c - 600 As'_{plat} \cdot y_1 = As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c + As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times beff) \cdot c^2 + (600 \cdot As'_{plat} \cdot c - As_1 \cdot fy_{ulir} \cdot c - As_2 \cdot fy_{ulir} \cdot c) - 600 \cdot As_{plat} \cdot y_1 = 0$$

$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 2000) \cdot c^2 + (600 \cdot 301,44 \cdot c - 2453,125 \cdot 400 - 1471,875 \cdot 400)$$

$$c - 600 \cdot 301,44 \cdot 24 = 0$$

$$43350 c^2 - 13889136 c - 4340736 = 0$$

$$c = 34.913 \text{ mm} > y_1 = 24 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

$$d' = 62.5 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$= 0.85 \times 34.913 = 29.676 \text{ mm}$$

$$s' = \frac{c - y_1}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{34.913 - 24}{34.91} \times 0.003 \times 200000 = 187.54 \text{ Mpa}$$

$$f_s = f_{y_{ulir}} = 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tarik tekan dan tarik

$$ND_1 = 0.85 \times f'_c \times a \times b_{eff}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 29.676 \times 2000$$

$$= 1513467.02 \text{ N}$$

$$ND_2 = A_{s'_{plat}} \times f'_s$$

$$= 301.44 \times 187.54$$

$$= 56532.9756 \text{ N}$$

Resultan gaya tekan :

$$ND = ND_1 + ND_2$$

$$= 1513467.02 + 56532.9756$$

$$= 1570000.00 \text{ N}$$

$$NT_1 = A_{s_1} \times f_y$$

$$= 2453.13 \times 400$$

$$= 981250 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 NT_2 &= A_{s2} \times f_y \\
 &= 1471.88 \times 400 \\
 &= 588750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

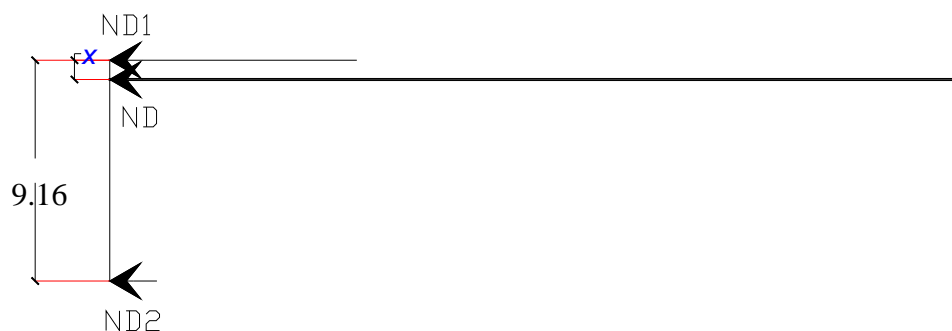
Resultan gaya tarik :

$$\begin{aligned}
 NT &= NT_1 + NT_2 \\
 &= 981250 + 588750 \\
 &= 1570000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$ND_1 + ND_2 = NT_1 + NT_2$$

$$\begin{aligned}
 1513467.02 + 56532.9756 &= 588750 + 981250 \\
 1570000.00 \text{ N} &= 1570000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak dari } NT_1 \text{ ke } NT_2 &= y_1 - \frac{a}{2} \\
 &= 62.5 - \frac{29.676}{2} \\
 &= 9.16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Perhitungan letak ND yakni :

Dimisalkan ND terletak disebelah bawah ND1:

$$\begin{aligned}
M_{(\text{gaya})} &= M_{(\text{resultan})} \\
- \text{ND1 (0) - ND2 (9.16)} &= - \text{ND (x)} \\
1513467,024 (0) + 56532,976 (9.16) &= -1570000,00 \text{ x)} \\
0 - 517960,1 &= - 1570000,00 \text{ x} \\
\frac{517960.1}{1570000.0} &= x \\
0,330 \text{ mm} &= x
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z1 &= \text{jarak dari NT1 ke ND} \\
&= d' - a/2 - x \\
&= 644.04 - \frac{71.80}{2} - 0.3299 \\
&= 628.876666 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z2 &= \text{jarak dari NT2 ke ND} \\
&= d' - a/2 - x \\
&= 62.50 - \frac{29.68}{2} - 0.3299 \\
&= 47.3321771 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Mn &= (\text{NT1} \cdot Z1) + (\text{NT2} \cdot Z2) \\
&= 981250 \times 628.877 + 588750 \times 47.332 \\
&= 544358060 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Mr &= \phi \times Mn \\
&= 0.8 \times 544358060 \\
&= 435486448 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$Mn > Mu$$

$$435486448\text{Nmm} > 544179000\text{ Nmm (Aman)}$$

C. Perhitungan Penulangan Tumpuan Kanan

$$\begin{aligned} \text{Mu}^- &= 663.276 \text{ kNm (COMB2 Combo)} \\ &= 663276000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 7 D 25 ($A_s = 3434.375 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4 D 25 ($A_s' = 1962.5 \text{ mm}^2$)
- Tulangan pelat terpasang di sepanjang beff 6 ϕ 8 ($A_{s_{\text{pelat}}} = 301.44 \text{ mm}^2$)

Kontrol Momen Negatif

$$\text{Tulangan tarik } A_{s_{\text{pelat}}} = 6 \phi 8 = 301.44 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{balok}}} = 7 \text{ D } 25 = 3434.375 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tarik} = 3735.82 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 4 \text{ D } 25 = 1962.5 \text{ mm}^2$$

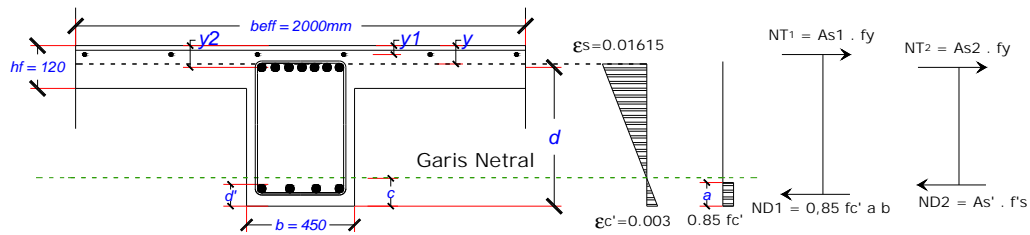
$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \times 8 = 24 \text{ mm}$$

$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} y &= \frac{A_s \text{ plat} \times y_1 + A_s \text{ Balok} \times y_2}{A_s \text{ tarik}} \\ &= \frac{301.44 \times 24 + 3434.38 \times 62.5}{3735.82} = 59.393 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = 700 - 59.39 = 640.607 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 25 = 62.50 \text{ mm}$$



Gambar 4.16 Penampang Balok dan Diagram Tegangan Momen Negatif Tumpuan Kanan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0.85 \times f'c \times a \times b + As' \times fs' = As \cdot fy$$

Substitusi nilai $fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) + As' \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As_{pelat} \cdot Fy_{polos} + As_{balok} \cdot Fy_{ulir}$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As_{pelat} \cdot Fy_{polos} \cdot c + As_{balok} \cdot Fy_{ulir} \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = 1 \cdot c$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As_{pelat} \cdot Fy_{polos} \cdot c + As_{balok} \cdot Fy_{ulir} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' = As_{pelat} \cdot Fy_{polos} \cdot c + As_{balok} \cdot Fy_{ulir} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' - As_{pelat} \cdot Fy_{polos} \cdot c - As_{balok} \cdot Fy_{ulir} \cdot c = 0$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As_{pelat} \cdot Fy_{polos} - As_{balok} \cdot Fy_{ulir}) \cdot c - 600 As' \cdot d' = 0$$

$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 450) \cdot c^2 + (600 \cdot 1962,5 - 301,44 \cdot 240 - 3434,375 \cdot 400) \cdot c - 600 \cdot 1962,5 \cdot 62,5 = 0$$

$$9753,75 c^2 - 268595,6 c - 71238750 = 0$$

$$c = 100.333 \text{ mm} > d' = 62.50 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \rho \cdot c \\
 &= 0.85 \times 101.716 = 86.459 \text{ mm} \\
 s' &= \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{101.716-62.50}{101.716} \times 0.003 = 0.00116 \\
 s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_c = \frac{640.607-101.716}{101.716} \times 0.003 = 0.01589 \\
 y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.002
 \end{aligned}$$

Karena $s > y > s'$ maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan :

$$\begin{aligned}
 F'_s &= s' \times E_s \\
 &= 0.00116 \times 200000 \\
 &= 231.33 < 400 \text{ Mpa.... OK}
 \end{aligned}$$

Menghitung gaya tarik tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 ND_1 &= 0.85 \times f'_c \times a \times b \\
 &= 0.85 \times 30 \times 86.46 \times 450 \\
 &= 992115.344 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ND_2 &= A_s' \times f'_s \\
 &= 1962.5 \times 231.33 \\
 &= 453980.256 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT_1 &= A_{s_{\text{pelat}}} \times f_{y_{\text{polos}}} \\
 &= 301.44 \times 240 \\
 &= 72345.6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

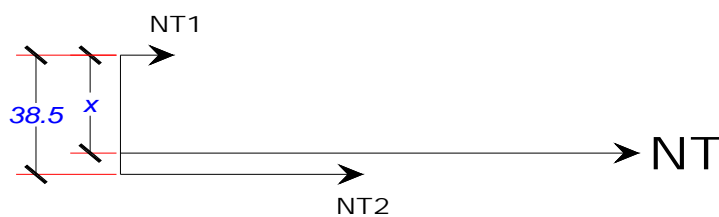
$$\begin{aligned}
 NT_2 &= A_{\text{sbalok}} \times f_{y\text{ulir}} \\
 &= 3434.38 \times 400 \\
 &= 1373750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Resultan gaya tarik :

$$\begin{aligned}
 NT &= NT_1 + NT_2 \\
 &= 72345.6 + 1373750 = 1053595.60 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ND_1 + ND_2 &= NT_1 + NT_2 \\
 992115.3436 + 453980.26 &= 72345.6 + 1373750 \\
 1446095.6 &= 1446095.6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak dari } NT_1 \text{ ke } NT_2 &= y_2 - y_1 \\
 &= 62.5 - 24.0 \\
 &= 38.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Perhitungan letak NT yakni :

Dimisalkan NT terletak disebelah bawah NT1:

$$\begin{aligned}
 M_{(\text{gaya})} &= M_{(\text{resultan})} \\
 NT_1 (0) + NT_2 (38.5) &= NT (x) \\
 72345.6 (0) + 1373750 (38.5) &= 1446095.60 (x)
 \end{aligned}$$

$$0 - 52889375 = 1446095.60 x$$

$$\frac{52889375}{1446095.60} = x$$

$$36.57 \text{ mm} = x$$

$$Z1 = \text{jarak dari ND1 ke NT}$$

$$= h - a/2 - y1 - x$$

$$= 700 - \frac{86.46}{2} - 24 - 36.57$$

$$= 596.197 \text{ mm}$$

$$Z2 = \text{jarak dari ND2 ke NT}$$

$$= h - d' - y1 - x$$

$$= 700 - 62.5 - 24 - 36.57$$

$$= 576.926 \text{ mm}$$

$$Mn = (ND1.Z1) + (ND2.Z2)$$

$$= 992115.344 x 596.197 + 453980.26 x 576.926$$

$$= 682727125.6 \text{ Nmm}$$

$$Mr = \phi x Mn$$

$$= 0.8 x 682727125.6$$

$$= 682727125.6 \text{ Nmm}$$

$$Mn > Mu$$

$$682727125.6 \text{ Nmm} > 663276000 \text{ Nmm (Aman)}$$

4.9.3 Penulangan Geser Balok

Diketahui :

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$d = 641.7 \text{ mm}$$

$$L = 8000 \text{ mm}$$

$$L_n = 8000 \left(\frac{1}{2} \cdot 450 + \frac{1}{2} \cdot 450 \right) = 7550 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{y_{ulir}} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{y_{polos}} = 240 \text{ MPa}$$

🚦 Menghitung M_{pr} (*Moment Probable Capacities*)

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok yang diperkuat mencapai $1.25 f_y$ dan factor reduksi $\phi=1$

a) Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang kekanan

Kondisi 1 (searah jarum jam)

$$a = \frac{1.25 \times A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{1.25 \times 2453.1 \times 400}{0.85 \times 30 \times 450} = 106.9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
M_{pr+} &= 1.25 \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 1.25 \times 2453.13 \times 400 \left(642 - \frac{107}{2}\right) \times 10^{-6} \\
&= 721.548 \text{ kN-m}
\end{aligned}$$

Kondisi 2 (berlawanan jarum jam)

$$a = \frac{1.25 \times A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} = \frac{1.25 \times 1471.9 \times 400}{0.85 \times 30 \times 450} = 64.13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
M_{pr-} &= 1.25 \times A_s' \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 1.25 \times 3434.38 \times 400 \left(642 - \frac{150}{2}\right) \times 10^{-6} \\
&= 973.457 \text{ kN-m}
\end{aligned}$$

b) Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang kekiri

Kondisi 3 (searah jarum jam)

$$a = \frac{1.25 \times A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} = \frac{1.25 \times 3434.4 \times 400}{0.85 \times 30 \times 450} = 149.6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
M_{pr+} &= 1.25 \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 1.25 \times 3434.4 \times 400 \left(642 - \frac{150}{2}\right) \times 10^{-6} \\
&= 973.457 \text{ kN-m}
\end{aligned}$$

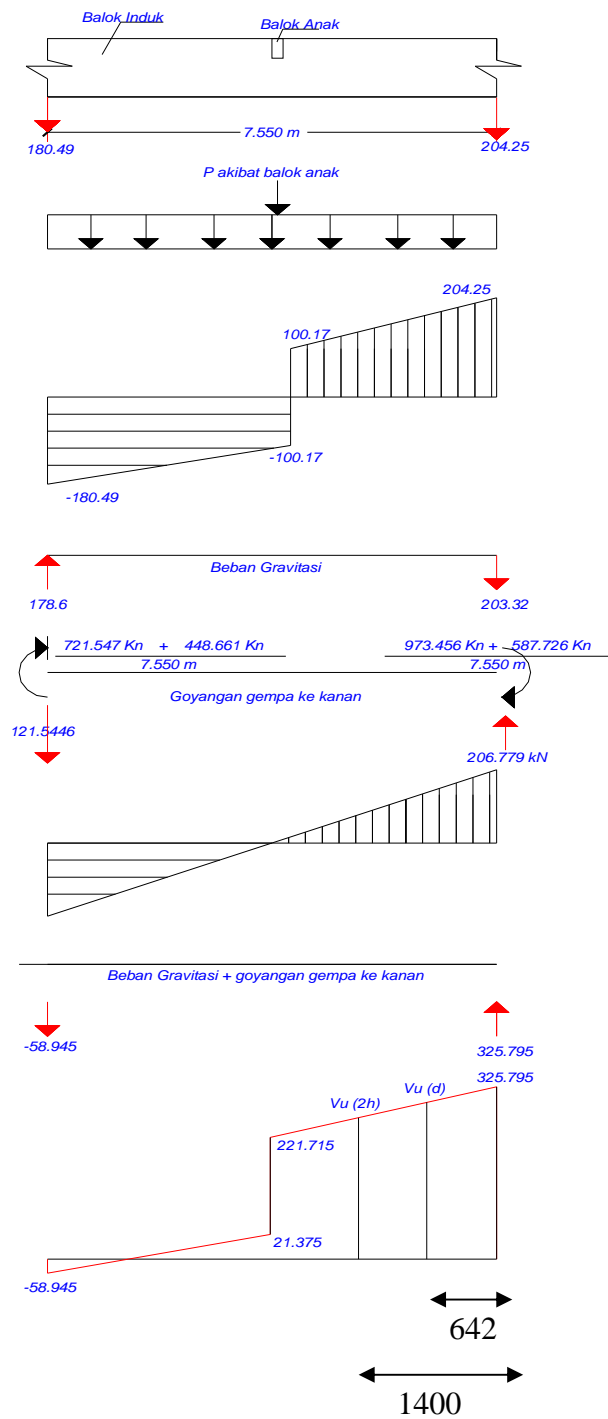
Kondisi 4 (berlawanan jarum jam)

$$a = \frac{1.25 \times A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} = \frac{1.25 \times 1962.5 \times 400}{0.85 \times 30 \times 450} = 85.51 \text{ mm}$$

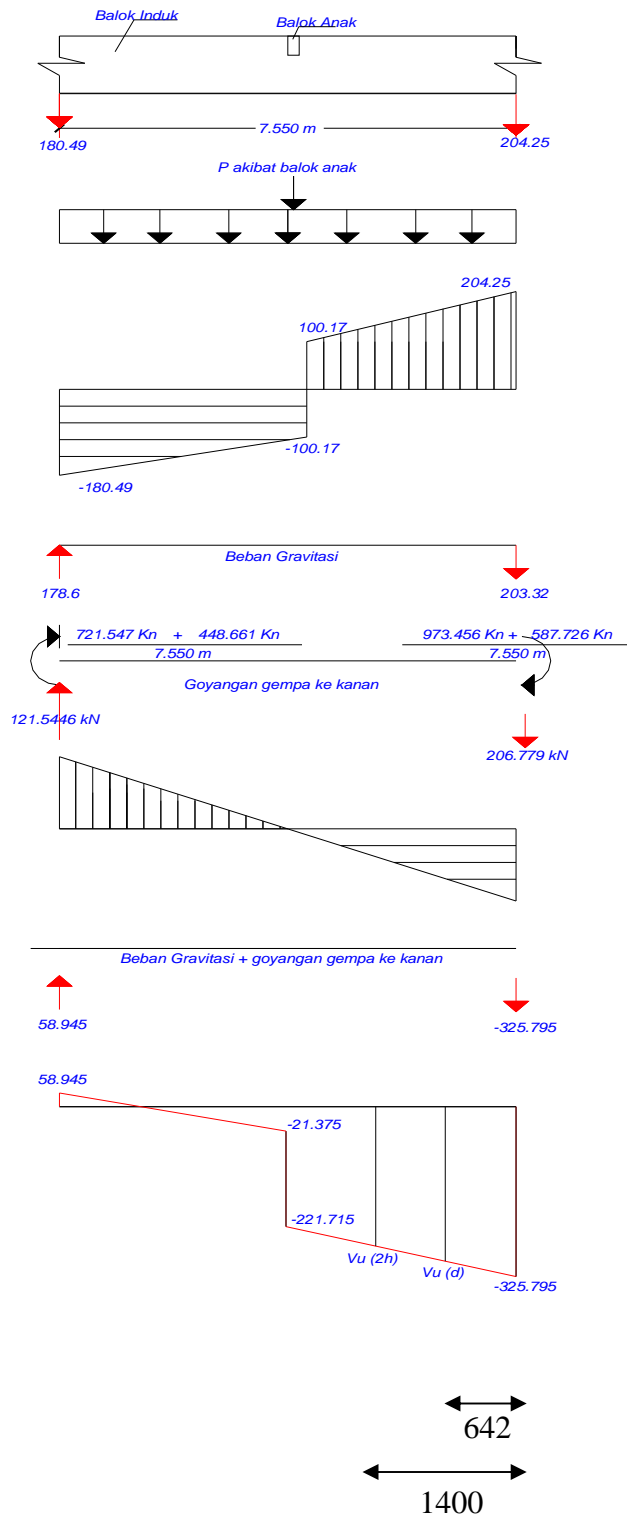
$$M_{pr-} = 1.25 \times A_s' \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1.25 \times 1962.5 \times 400 \left(642 - \frac{85.5}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 587.727 \text{ kN-m}$$



Gambar 4.17 Desain gaya geser gempa akibat goyangan gempa ke kiri



Gambar 4.18 Desain gaya geser gempa akibat goyangan gempa kekanan

4.9.4 Tulangan geser pada daerah sendi plastis (B408)

Pada sistem rangka pemikul momen khusus untuk menahan geser maka diasumsikan nilai $V_c = 0$. (SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2)

$$\begin{aligned} V_u(d) &= 324.674 - \frac{3775-642}{3775} \times (324.674 - 428.754) \\ &= 324.674 - (-86.387) \\ &= 411.061 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u(d)}{\phi} - V_c = \frac{411.061}{0.75} - 0.0 = 548.082 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{\left(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2\right) \times 240 \times 641.7 \times 0.001}{548.042} = 44.117 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.2, S_{maks} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 700 = 1400\text{mm}$, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $d/4 = \frac{641.7}{4} = 160.428 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Jadi dipasang sengkang $\phi 10 - 30 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$= \frac{\left(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2\right) \times 240 \times 641.7 \times 0.001}{30} = 805.992 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 0 + 805.992 = 805.992 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.75 \times V_n$$

$$= 0.75 \times 805.992$$

$$= 604.494 \text{ kN} > V_u(d) = 411.061 \dots \dots \dots (\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} = 0.06 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$V_s \text{ maks} = 0.66 \sqrt{30} \times 450 \times 641.7 \times 0.001$$

$$805.992 < 1043.90 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

4.9.5 Tulangan geser pada daerah sendi plastis (B408)

Pada sistem rangka pemikul momen khusus untuk menahan geser maka diasumsikan nilai $V_c = 0$. (SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2)

$$V_u(2h) = 324.674 - \frac{3775 - 1400}{3775} \times (324.674 - 428.754)$$

$$= 324.674 - (65.481)$$

$$= 259.193 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c = \frac{259.193}{0.75} - 0.0 = 345.6 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{\left(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2\right) \times 240 \times 641.7 \times 0.001}{345.6} = 70 \text{ mm}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.2, S_{maks} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 700 = 1400\text{mm}$, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $d/2 = \frac{641.7}{2} = 320.857 \text{ mm}$
- 350 mm

Jadi dipasang sengkang $\phi 10 - 90 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$= \frac{\left(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2\right) \times 240 \times 641.7 \times 0.001}{90} = 268.664 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 0 + 268.664 = 268.664 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.75 \times V_n$$

$$= 0.75 \times 268.664$$

$$= 201.498 \text{ kN} > V_u(d) = 259.193 \dots \dots \dots (\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} = 0.06 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$V_s \text{ maks} = 0.66 \sqrt{30} \times 450 \times 641.7 \times 0.001$$

$$268.664 \text{ kN} < 1043.90 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Dari hasil perhitungan dan ketentuan – ketentuan diatas maka dipasang

Tabel 4.27 Design Tulangan Longitudinal B408

Lokasi		Mu (Nmm)	Tulangan Tarik	As terpasang (mm ²)	Tulangan Tekan	As terpasang (mm ²)	φ Mn (Nmm)
Tmp.Kiri	M ⁻	501859000	5 D 25	2453.125	3 D 25	1471.875	504414952
	M ⁺	15484000	3 D 25	1471.875	5 D 22	2453.125	330274214
Lapangan Tmp.	M ⁺	544179000	5 D 25	2453.125	3 D 25	1471.875	544358060
Kanan	M ⁻	663276000	7 D 25	3434.375	4 D 25	1962.5	682727126

Dengan demikian penulangan longitudinal balok B408 adalah sebagai berikut:

- Daerah sendi plastis = 2 kaki 10 – 30
- Daerah luar sendi plastis = 2 kaki 10 – 90

4.10 Perhitungan Penulangan Kolom

4.10.1 Perhitungan Penulangan Lentur kolom

Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur portal memanjang line C, dengan no kolom C21

Diketahui :

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

Tulangan sengkang $\phi 12$

Tulangan utama dipakai D22

Tebal selimut beton 40 mm

$$\text{Tinggi kolom} = h \text{ kolom} = 3200 \text{ mm}$$

$$f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Dicoba tulangan D 22 mm

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \text{\textcircled{ø}sengkang} - \frac{1}{2} \text{\textcircled{ø}tulangan pokok} \\ &= 700 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \times 22 \\ &= 637 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d' = 700 - 637 = 63 \text{ mm}$$

- Luas penampang kolom (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan pada kolom 1% - 6% dicoba dengan jumlah tulangan 1.2%,
 $= 0.012$

$$\begin{aligned} A_{S\text{perlu}} &= \rho \times A_g \\ &= 0.012 \times 490000 \\ &= 5880 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan 16 D 22, $A_s \text{ ada} = 6079.0 \text{ mm}^2$

🚦 **Beban sentries**

$$\begin{aligned} P_o &= 0.85 \times f'c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \\ &= (0.85 \times 30 (490000 - 6079) + 400 \times 6079.04) \times 0.001 \\ &= 14771.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0.80 \times P_o \\ &= 0.80 \times 14771.60 \\ &= 11817.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_n = 0.65 \times 11817.28$$

$$= 7681.232 \text{ kN}$$

🚧 Kondisi Seimbang

$$C_b = \frac{600 \times d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 637}{600 + 400} = 382.20 \text{ mm}$$

$$A_b = c_b \times$$

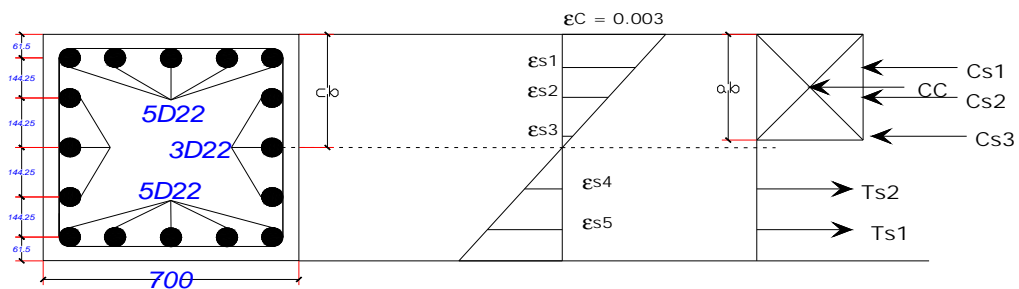
$$= 382.20 \times 0.85$$

$$= 324.87 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a_b \times b$$

$$= 0.85 \times 30 \times 324.87 \times 700 \times 0.001$$

$$= 5798.929 \text{ kN}$$



Gambar 4.19 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi seimbang

$$y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.002$$

$$s_1 = \frac{382.2 - 63}{382.200} \times 0.003$$

$$= 0.00251 > y ; \text{ maka } f_s = f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$C_{s1} = 1889.7 \times 400 \times 0.001 = 759.88 \text{ kN}$$

$$s_2 = \frac{382.2 - 206.5}{382.200} \times 0.003$$

$$= 0.00138 < \sigma_y ; \text{ maka } f_s = 0.00138 \times 200000 = 275.824 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Cs2} = 1139.8 \times 275.824 \times 0.001 = 314.39 \text{ kN}$$

$$s_3 = \frac{382.2-350}{382.200} \times 0.003$$

$$= 0.00025 < \sigma_y ; \text{ maka } f_s = 0.00025 \times 200000 = 50.549 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Cs3} = 1139.8 \times 50.549 \times 0.001 = 57.62 \text{ kN}$$

$$s_4 = \frac{493.50-382.200}{382.200} \times 0.003$$

$$= 0.0009 < \sigma_y ; \text{ maka } f_s = 0.0009 \times 200000 = 174.73 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts2} = 1139.8 \times 174.73 \times 0.001 = 199.155 \text{ kN}$$

$$s_5 = \frac{637-382.200}{382.200} \times 0.003$$

$$= 0.002 = \sigma_y ; \text{ maka } f_s = 0.002 \times 200000 = 400 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts1} = 1899.7 \times 400 \times 0.001 = 759.880 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{Pnb} &= Cc + Cs1 + Cs2 + Cs3 - Ts2 - Ts1 \\ &= 5798.929 + 759.88 + 314.390 + 57.617 - 199.155 - 759.880 \\ &= 5971.781 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{Pnb} &= 0.65 \times 5971.781 \\ &= 3881.657 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{Mnb} &= Cc (h/2 - ab/2) + \{(Cs1 + Ts1) \times (h/2 - 63)\} + \{(Cs2 + Ts2) \times \\ &\quad (h/2 - 206.5)\} \\ &= 5798.93 (700/2 - 324.87/2) + \{(759.88 + 759.88) \times (700/2 - 63)\} \\ &\quad + \{(314.39 + 199.16) \times (700/2 - 206.5)\} + \{(57.62 + 759.88) \times \\ &\quad (700/2 - 350)\} \times 0.001 \\ &= 1597.542 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{nb} = 0.65 \times 1597.542$$

$$= 1038.402 \text{ kNm}$$

$$E_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1597.542}{5971.781} = 0.2675 \text{ m} = 267.515 \text{ mm}$$

🚩 **Kondisi Seimbang dengan 1.25 fy**

$$f_y = 1.25 \times 400 = 500 \text{ MPa}$$

$$C_b = \frac{600 \times d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 637}{600 + 500} = 347.455 \text{ mm}$$

$$A_b = c_b \times$$

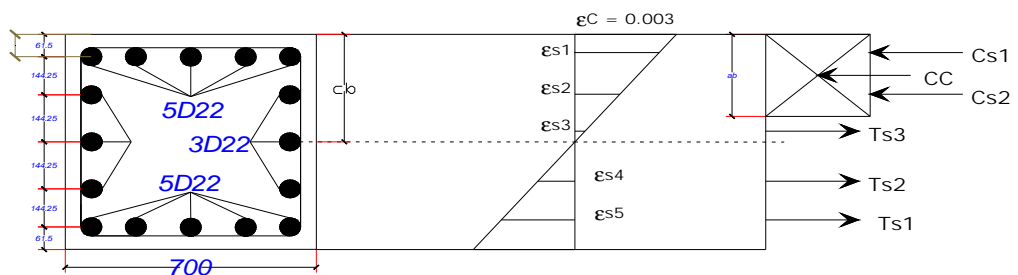
$$= 347.455 \times 0.85$$

$$= 295.336 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a_b \times b$$

$$= 0.85 \times 30 \times 295.336 \times 700 \times 0.001$$

$$= 5271.754 \text{ kN}$$



Gambar 4.20 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi seimbang 1.25fy

$$y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$s_1 = \frac{347.455 - 63}{347.4550} \times 0.003$$

$$= 0.00246 < y ; \text{ maka } f_s = 0.00246 \times 200000 = 491.21 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Cs1} = 1889.7 \times 491.21 \times 10^{-3} = 933.149 \text{ kN}$$

$$s_2 = \frac{347.455 - 206.5}{347.4550} \times 0.003$$

$$= 0.00122 < y ; \text{ maka } f_s = 0.00122 \times 200000 = 243.407 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Cs2} = 759.880 \times 243.407 \times 10^{-3} = 184.960 \text{ kN}$$

$$s_3 = \frac{350 - 347.455}{347.4550} \times 0.003$$

$$= 0.00002 < y ; \text{ maka } f_s = 0.00002 \times 200000 = 4.396 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts3} = 759.880 \times 4.396 \times 10^{-3} = 3.340 \text{ kN}$$

$$s_4 = \frac{494 - 347.455}{347.4550} \times 0.003$$

$$= 0.00126 < y ; \text{ maka } f_s = 0.00126 \times 200000 = 252.198 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts2} = 759.880 \times 252.198 \times 10^{-3} = 191.640 \text{ kN}$$

$$s_5 = \frac{637 - 347.455}{347.4550} \times 0.003$$

$$= 0.0025 = y ; \text{ maka } f_s = 0.0025 \times 200000 = 500 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts1} = 1899.700 \times 500 \times 10^{-3} = 949.850 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Pnb} = Cc + Cs1 + Cs2 - Ts3 - Ts2 - Ts1$$

$$= 5271.754 + 933.149 + 184.960 - 3.340 - 191.640 - 949.850$$

$$= 5245.033 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Pnb} = 0.65 \times 5245.033$$

$$= 3409.271 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Mnb} = Cc (h/2 - ab/2) + \{(Cs1 + Ts1) \times (h/2 - 63)\} + \{(Cs2 + Ts2) \times (h/2 - 206.5)\}$$

$$\begin{aligned}
&= 5271.754 (700/2 - 295.34/2) + \{(933.149 + 949.850) \times (700/2 - \\
&63)\} \\
&+ \{(184.96 + 191.65) \times (700/2 - 206.5)\} \times 10^{-3} \\
&= 1661.099 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= 0.65 \times 1661.099 \\
&= 1079.715 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

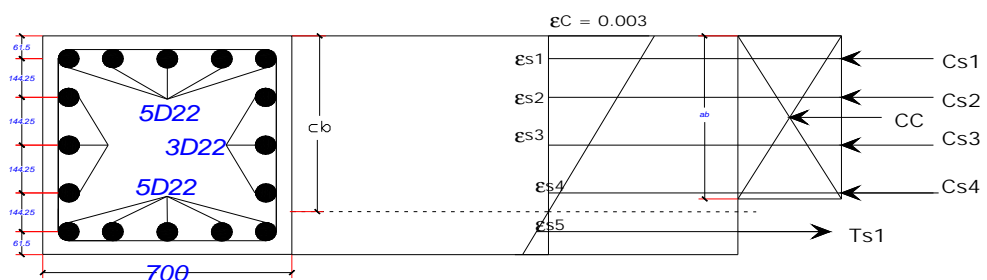
$$E_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1661.099}{5245.033} = 0.3167 \text{ m} = 316.700 \text{ mm}$$

🚧 Kondisi Patah Desak ($c > c_b$)

Dipakai nilai $c = 450 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
A &= c \times \\
&= 450 \times 0.85 \\
&= 382.50 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_c &= 0.85 \times f'_c \times a_b \times b \\
&= 0.85 \times 30 \times 382.50 \times 700 \times 10^{-3} \\
&= 6827.625 \text{ kN}
\end{aligned}$$



Gambar 4.21 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi patah desak

$$y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.002$$

$$s_1 = \frac{450-63}{450} \times 0.003$$

$$= 0.00258 > .y ; \text{ maka } f_s = f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mathbf{Cs1} = 1889.7 \times 400 \times 10^{-3} = 759.880 \text{ kN}$$

$$s_2 = \frac{450-206.5}{450} \times 0.003$$

$$= 0.00162 < .y ; \text{ maka } f_s = 0.00162 \times 200000 = 324.67 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Cs2} = 759.880 \times 243.407 \times 10^{-3} = 184.960 \text{ kN}$$

$$s_3 = \frac{450-350}{450} \times 0.003$$

$$= 0.00067 < .y ; \text{ maka } f_s = 0.00067 \times 200000 = 133.33 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Cs3} = 759.880 \times 133.33 \times 10^{-3} = 101.317 \text{ kN}$$

$$s_4 = \frac{450-494}{450} \times 0.003$$

$$= -0.0003 < .y ; \text{ maka } f_s = -0.0003 \times 200000 = -58 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Cs4} = 759.880 \times -58 \times 10^{-3} = -44.073 \text{ kN}$$

$$s_5 = \frac{637-450}{450} \times 0.003$$

$$= 0.00125 < y ; \text{ maka } f_s = 0.00125 \times 200000 = 249.33 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts1} = 1899.700 \times 249.33 \times 10^{-3} = 473.659 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Pnb} = Cc + Cs1 + Cs2 - Ts3 - Ts2 - Ts1$$

$$= 6827.625 + 759.88 + 246.708 + 101.317 + -44.073 - 473.659$$

$$= 7417.798 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Pnb} = 0.65 \times 7417.798$$

$$= 4821.569 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Mnb} = Cc (h/2 - ab/2) + \{(Cs1 + Ts1) \times (h/2 - 63)\} + \{(Cs2 + Ts2) \times$$

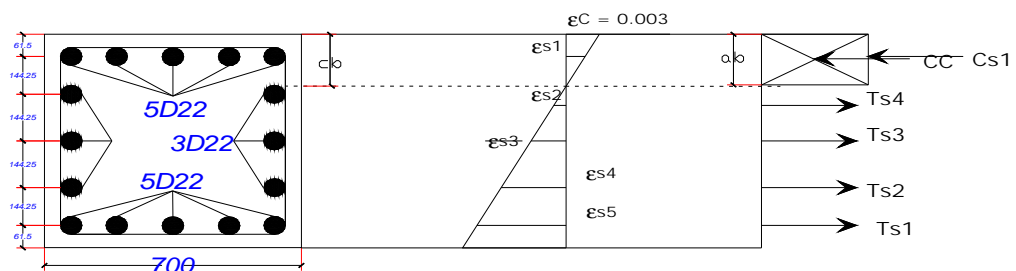
$$\begin{aligned}
& (h/2 - 206.5)\} \\
& = 6827.63 (700/2 - 295.34/2) + \{(759.88 + 473.66) \times (700/2 - 63)\} \\
& \quad + \{(246.71 + -44.073) \times (700/2 - 206.5)\} \times 10^{-3} \\
& = 1466.9896 \text{ kNm} \\
M_{nb} & = 0.65 \times 1466.9896 \\
& = 953.543 \text{ kNm} \\
E_b & = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1466.989}{7417.798} = 0.1978 \text{ m} = 197.766 \text{ mm}
\end{aligned}$$

🔧 Kondisi Patah Tarik ($c < c_b$)

Dipakai nilai $c = 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
A & = c \times b \\
& = 250 \times 0.85 \\
& = 212.5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_c & = 0.85 \times f'_c \times a_b \times b \\
& = 0.85 \times 30 \times 212.5 \times 700 \times 10^{-3} \\
& = 3793.125 \text{ kN}
\end{aligned}$$



Gambar 4.22 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi patah tarik

$$y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.002$$

$$s_1 = \frac{250-63}{250} \times 0.003$$

$$= 0.00224 > y ; \text{ maka } f_s = f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mathbf{Cs1} = 1889.7 \times 400 \times 10^{-3} = 759.880 \text{ kN}$$

$$s_2 = \frac{206.5-250}{250} \times 0.003$$

$$= -0.0005 < y ; \text{ maka } f_s = -0.0005 \times 200000 = -104.4 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts4} = 759.880 \times -104.4 \times 10^{-3} = -79.331 \text{ kN}$$

$$s_3 = \frac{350-250}{250} \times 0.003$$

$$= 0.00120 < y ; \text{ maka } f_s = 0.00120 \times 200000 = 240 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts3} = 759.880 \times 240 \times 10^{-3} = 182.371 \text{ kN}$$

$$s_4 = \frac{494-250}{250} \times 0.003$$

$$= 0.00292 > y ; \text{ maka } f_s = f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts2} = 759.880 \times 400 \times 10^{-3} = 303.952 \text{ kN}$$

$$s_5 = \frac{637-250}{250} \times 0.003$$

$$= 0.00464 > y ; \text{ maka } f_s = f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{Ts1} = 1899.700 \times 400 \times 10^{-3} = 759.880 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Pnb} = Cc + Cs1 - Ts4 - Ts3 - Ts2 - Ts1$$

$$= 3793.125 + 759.88 - -79.331 - 182.371 - 303.952 - 759.880$$

$$= 3386.133 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Pnb} = 0.65 \times 3386.133$$

$$= 2200.986 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Mnb} = Cc (h/2 - ab/2) + \{(Cs1 + Ts1) \times (h/2 - 63)\} + \{(Cs2 + Ts2) \times$$

$$\begin{aligned}
& (h/2 - 206.5)\} \\
& = 3793.13 (700/2 - 295.34/2) + \{(759.88 + 759.88) \times (700/2 - 63)\} \\
& \quad + \{(-79.34 + 303.96) \times (700/2 - 206.5)\} \times 10^{-3} \\
& = 1392.979 \text{ kNm} \\
M_{nb} & = 0.65 \times 1392.979 \\
& = 905.437 \text{ kNm} \\
E_b & = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1392.979}{3386.133} = 0.4114 \text{ m} = 411.4 \text{ mm}
\end{aligned}$$

🚧 Kondisi Lentur Murni

Dicoba pasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 7 \text{ D } 22 = 2659.580 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 9 \text{ D } 22 = 3419.460 \text{ mm}^2$$

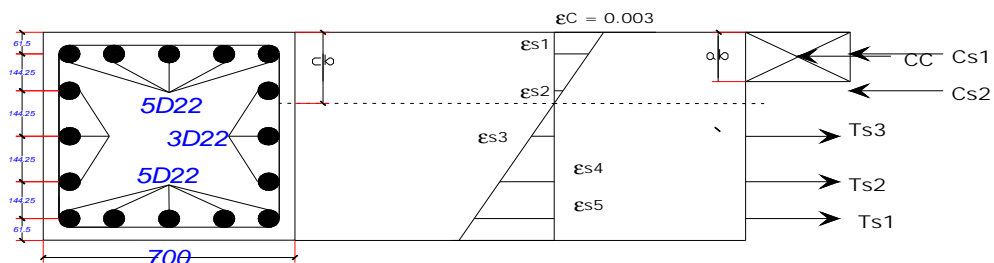
$$A_{s1} = 3 \text{ D } 22 = 1139.820 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 5 \text{ D } 22 = 1899.700 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 22 = 61 \text{ mm}$$

$$Y_2 = 61 + 143.5 = 205 \text{ mm}$$

$$Y = d' = \frac{1139.82 \times 61 + 1899.70 \times 205}{3419.460} = 133.950 \text{ mm}$$



Gambar 4.23 Diagram dan regangan kolom kondisi 1 lentur murni

Dimisalkan garis netral $c > y_2$ maka perhitungan garis netral harus dicari

dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \times f'c \times a \times b + A_s' \times f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai } = f_s' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) + A_s' \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 = A_s \cdot f_y$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + A_s'(c-d') \cdot 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = 1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + A_s'(c-d') \cdot 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' - A_s \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) c - 600 A_s' d' = 0$$

$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 700) \cdot c^2 + (600 \times 3419,46 - 2659,58 \times 400) c - 600 \times 3419,46 \times 133,95 = 0$$

$$15173 c^2 + 987844 c - 274822000,2 = 0$$

$$c = 105,91 \text{ mm}$$

Karena $c < y_2$, maka dihitung nilai c sebenarnya berdasarkan persamaan yang kedua

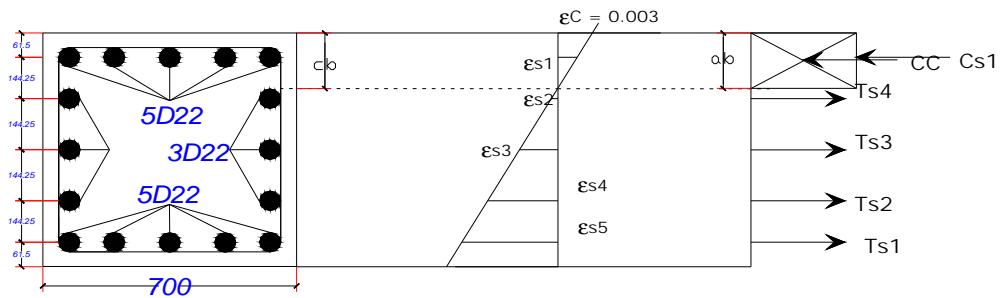
Di coba pasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 11 \text{ D } 22 = 4179,340 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Tekan } A_s' = 5 \text{ D } 22 = 1899,700 \text{ mm}^2$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 22 = 61 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 61 = 639 \text{ mm}$$



Gambar 4.24 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi 2 lentur murni

$$0.85 \times f'c \times a \times b + As' \times fs' = As \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai} = fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) + As' \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As \cdot fy$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As' \cdot (c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai} : a = \frac{1}{2} \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c + As' \cdot (c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0.85 \times f'c \times a \times b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As \cdot fy) c - 600As' \cdot d' = 0$$

$$(0.85 \times 30 \times 0,85 \times 700) \cdot c^2 + (600 \times 1889 \cdot 700 - 4179,34 \times 400) c - 600 \times$$

$$1889 \cdot 700 \times 61 = 0$$

$$15173 c^2 + 531916 c - 69529020 = 0$$

$$c = 87.456 \text{ mm}$$

$$a = \frac{1}{2} \times c$$

$$= 0.85 \times 87.456 = 74.338 \text{ mm}$$

$$Cc = 0.85 \times f'c \times a \times b$$

$$= 0.85 \times 30 \times 74.338 \times 700$$

$$= 1326.931 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{(c-d')}{c} \times 600 \times A_s'$$

$$= \frac{(87.456-61)}{87.456} \times 600 \times 1899.700 \times 10^{-3}$$

$$= 344.805 \text{ kN}$$

$$T_{s1} = A_s \times f_y$$

$$= 1899.7 \times 400 \times 10^{-3}$$

$$= 759.880 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = A_s \times f_y$$

$$= 1139.820 \times 400 \times 10^{-3}$$

$$= 455.928 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = A_s \times f_y$$

$$= 1139.820 \times 400 \times 10^{-3}$$

$$= 455.928 \text{ kN}$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_{s2} + T_{s3}$$

$$1326.931 + 344.805 = 759.880 + 455.928 + 455.928$$

$$1671.736 = 1671.736$$

$$Z_{Cc} = c - a/2$$

$$= 87.456 - 74.338/2$$

$$= 50.2874 \text{ mm}$$

$$Z_{C1} = c - y_1'$$

$$= 87.456 - 61$$

$$= 26.456 \text{ mm}$$

$$ZT3 = y3 - c$$

$$= 350 - 87.456$$

$$= 262.544 \text{ mm}$$

$$ZT2 = y4 - c$$

$$= 494 - 87.456$$

$$= 406.044 \text{ mm}$$

$$ZT1 = y5 - c$$

$$= 637 - 87.456$$

$$= 549.544 \text{ mm}$$

$$Mn = \{(Cc \times ZCc) + (Cs1 \times ZC1) + (Ts1 \times ZT1) + (Ts2 \times ZT2) + \\ (Ts3 \times ZT3)\}$$

$$= \{(1326.94 \times 50.29) + (344.81 + 26.46) + (759.88 \times 549.55) +$$

$$(455.93 \times 406.05) + (455.93 \times 262.55) \times 10^{-3}$$

$$= 798.265 \text{ kNm}$$

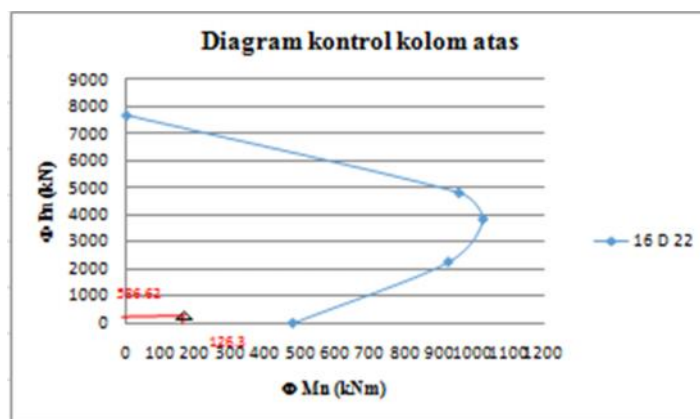
$$Mn = 0.65 \times 798.265$$

$$= 518.872 \text{ kN}$$

Kondisi	16 D 22	
	ϕ Pn (kN)	ϕ Mn (kNm)
Sentris	7681.232	0
Patah Desak	4821.569	953.543
Balance	3881.658	1038.402
Patah Tarik	2200.987	905.437
Lentur	0	518.872

ϕ Pn Kolom atas beam (kN)	586.62 kN
ϕ Pn Kolom desain (kN)	770.7 kN
ϕ Pn Kolom bawah (kN)	926.4 kN

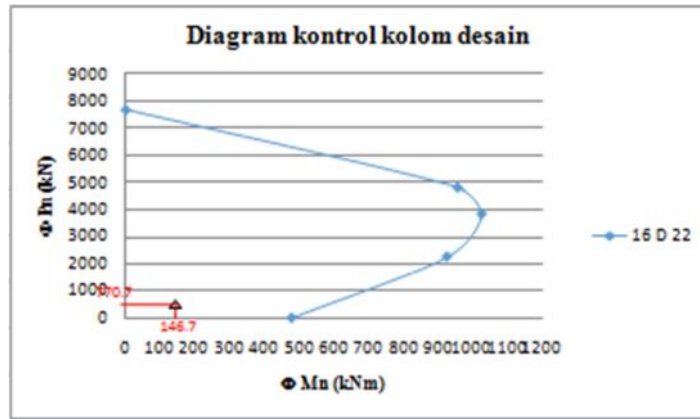
✚ Dari perhitungan ETABS, didapat nilai momen max untuk kolom atas sebesar 126.3 kNm dengan beban aksialnya sebesar 586.62 kN



Gambar 4.25 Diagram kontrol Kolom Atas

Dari diagram diatas, dapat dilihat bahwa koordinat untuk momen max yang terjadi pada kolom atas, masih berada dalam diagram. Maka dapat disimpulkan bahwa kolom atas desain mampu memikul beban-beban struktur.

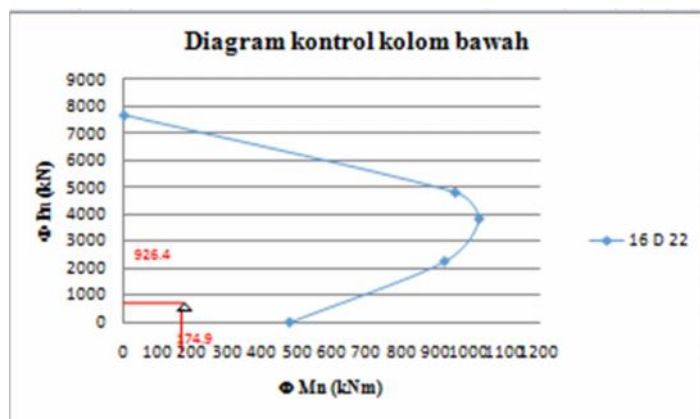
- ✚ Dari perhitungan ETABS, didapat nilai momen max untuk kolom atas sebesar 146.7 kNm dengan beban aksialnya sebesar 770.7 kN



Gambar 4.26 Diagram kontrol kolom desain

Dari diagram diatas, dapat dilihat bahwa koordinat untuk momen max yang terjadi pada kolom desain, masih berada dalam diagram. Maka dapat disimpulkan bahwa kolom desain mampu memikul beban-beban struktur.

- ✚ Dari perhitungan ETABS, didapat nilai momen max untuk kolom atas sebesar 174.9 kNm dengan beban aksialnya sebesar 926.4 kN



Gambar 4.27 Diagram kontrol kolom bawah

Dari diagram diatas, dapat dilihat bahwa koordinat untuk momen max yang terjadi pada kolom bawah, masih berada dalam diagram. Maka dapat disimpulkan bahwa kolom bawah mampu memikul beban-beban struktur.

Dari hasil pembacaan ketiga diagram interaksi kolom atas, maka didapat nilai momen nominal terfaktor untuk kolom yang ditinjau sebesar :

Mn Kolom atas (kNm)	586.62
Mn Kolom desain (kNm)	770.69
Mn Kolom bawah (kNm)	926.35

4.10.2 Perhitungan Penulangan Geser Kolom

Penulangan geser kolom No. 461 portal memanjang line B

Diketahui : $h = 700 \text{ mm}$ $f'c = 30 \text{ MPa}$

$b = 700 \text{ mm}$ $Fy_{ulir} = 400 \text{ MPa}$

$d = 637 \text{ mm}$ $Fy_{polos} = 240 \text{ Mpa}$

Tinggi bersih $ln = 2500 \text{ mm}$

Tulangan sengkang = $\phi 12 \text{ mm}$

a. Pengekangan Kolom

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak lo (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1) dari muka yang di tinjau, dimana panjang lo tidak boleh kuran dari :

- $h = 700 \text{ mm}$
- $1/6 ln = 1/6 \cdot 2500 = 416,667 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 600 mm dari muka kolom

Pesyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3), spasi terkecil maksimum tidak boleh melebihi :

- $\frac{1}{4}$ x dimensi terkecil komponen struktur = $\frac{1}{4}$ x 700 = 175 mm
- 6 x diameter terkecil komponen struktur = 6 x 22 = 132 mm
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-Hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-304}{3}\right)$
 $= 100 + 15,3 = 115$ mm

Maka diasumsikan s rencana yang di pakai sebesar 110 mm

$$H_c = 700 - 40 - 40 - 22 = 598 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = 700 - 2 \times 40^2 = 384400 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4(b) dan diambil nilai yang terbesar dari hasil rumus berikut ini :

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \frac{A_g}{A_{ch}} - 1$$

$$A_{sh} = 0,3 \frac{110 \times 598 \times 30}{400} \frac{490000}{384400} - 1$$

$$A_{sh} = 0,3 \times 4933,5 \times 0,275$$

$$A_{sh} = \mathbf{406,59022 \text{ mm}^2}$$

Atau

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}}$$
$$A_{sh} = 0,09 \frac{110 \times 598 \times 30}{400}$$
$$A_{sh} = 0,09 \times 4933,5$$
$$A_{sh} = \mathbf{444,015 \text{ mm}^2}$$

Maka yang di ambil yang terbesar yaitu 444,02 mm²

Untuk memenuhi luas perlu minimum, maka dipasang: $A_{sh} \quad \mathbf{4 \phi \ 12}$

$$A_{sh} \quad 4 \phi \ 12 = 452,571 \text{ mm}^2 > 444,015 \text{ mm}^2 \quad (\text{Terpenuhi})$$

Maka, direncanakan tulangan sengkang kolom 4 kaki diameter 12 - 100

4.10.3 Perhitungan Tulangan Transversal Kolom Akibat Ve

$$\begin{aligned} \text{Diketahui : } \quad h &= 700 \text{ mm} & f'_c &= 30 \text{ MPa} \\ & b &= 700 \text{ mm} & F_{y_{ulir}} &= 400 \text{ MPa} \\ & d &= 637 \text{ mm} & F_{y_{polos}} &= 240 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi bersih } l_n = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \phi \ 12 \text{ mm}$$

$$N_{u, k} = 586620 \text{ N}$$

Perhitungan Momen Probabilitas (Mpr)

$$M_{pr} = M_{nb} = 1661099735,800 \text{ Nmm}$$

Karena tulangan longitudinal sepanjang kolom sama, maka M_{pr3} dan $M_{pr4} =$

1661099735,800 Nmm , sehingga :

$$V_{e_{kolom}} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{h_n}$$

$$= \frac{1661099735.880 + 1661099735.880}{2500}$$

$$= 1328879.79 \text{ N}$$

$$V_{e_{balok}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h_n}$$

$$= \frac{721547685.897 + 448661480.207}{2500}$$

$$= 468083.666 \text{ N} < V_{e_{kolom}} = 1328879.79 \text{ N}$$

V_c = apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

Gaya aksial terfaktor $< A_g \times f'_c / 20$

$$586620 \text{ N} < \frac{700 \times 700 \times 30}{20}$$

$$586620 \text{ N} < 735000 \text{ N}$$

Maka dipakai V_c sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{5866620}{14 \times 490000} \right) \times 1 \times 30 \times 700 \times 637,0$$

$$= 450694.334 \text{ N}$$

4.10.4 Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_0 (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1) dari muka yang di tinjau, dimana panjang l_0 tidak boleh kurang dari :

- $h = 700 \text{ mm}$
- $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \cdot 2500 = 416,667 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 700 mm dari muka kolom

Pesyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3), spasi terkecil maksimum tidak boleh melebihi :

- $\frac{1}{4} \times \text{dimensi terkecil komponen struktur} = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter terkecil komponen struktur} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - H_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 304}{3} \right)$
 $= 100 + 15,3 = 115 \text{ mm}$

Maka diasumsikan s rencana yang di pakai sebesar 110 mm

$$H_c = 700 - 40 - 40 - 22 = 598 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = 700 - 2 \times 40^2 = 384400 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4(b) dan diambil nilai yang terbesar dari hasil rumus berikut ini :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} - \frac{A_g}{A_{ch}} - 1$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{110 \times 598 \times 30}{400} \frac{490000}{384400} - 1$$

$$A_{sh} = 0.3 \times 4933.5 \times 0.275$$

$$A_{sh} = \mathbf{406.59022 \text{ mm}^2}$$

Atau

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{110 \times 598 \times 30}{400}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times 4933,5$$

$$A_{sh} = \mathbf{444,015 \text{ mm}^2}$$

Maka yang di ambil yang terbesar yaitu 444,02 mm²

Untuk memenuhi luas perlu minimum, maka dipasang : Ash 4 12 = 452.571 mm² > 444.015 mm² (terpenuhi) maka, direncanakan tulangan sengkang kolom 4 kaki ø12 – 100

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{452.571 \times 400 \times 637}{100} = 1153152 \text{ N}$$

Jadi dipasang tulangan geser 4 ø 12 – 100 mm

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847 – 2013 pasal 11.4.7.9

$$V_s \leq 0.66 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_s \leq 0.66 \times \sqrt{30} \times 700 \times 637$$

1153152 N 1611915 kN OK

Maka :

$$\begin{aligned}(V_s + V_c) &= 0.75 \times (1153152 + 1611915) \\ &= 1202884.750 \text{ N} > V_u = 468083,666 \text{ N} \text{ .. OK}\end{aligned}$$

Jadi untuk penulangan geser di daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh

$l_0 = 700 \text{ mm}$ dipasang tulangan geser 4 kaki ϕ 12- 100

4.10.5 Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

Pesyaratan spasi maksimum untuk daerah luar sendi plastis menurut SNI

2847-2013 Pasal 21.6.4.5, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- 6 x diameter tulangan utama = 6 x 22 = 132 mm
- 150 mm

Dipakai sengkang 4 \emptyset 12 dengan spasi 130 mm

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{452,57 \times 400 \times 637,0}{130} \\ &= 887040,000 \text{ N}\end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned}V_s &= 0,66 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \\ V_s &= 0,66 \times 30 \times 700 \times 637,0 \\ 887.040 \text{ N} &< 1.611.915 \text{ N} \text{OK}\end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}\phi (V_s + V_c) &= 0,75 \times 887040,000 + 461834,865 \\ &= 1011656,149 \text{ N} > V_u = 468083,666 \text{ N} \text{ ..OK}\end{aligned}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis di pasang tulangan geser

4 kaki ϕ 12-130

4.10.6 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 panjang sambungan lewatan harus di

hitung sesuai dengan rumus sebagai berikut :

$$l_d = \frac{f_y}{1,1 \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{t \cdot o \cdot s}{c_b + K_{tr}} d_b$$

dimana : $t = 1$ $o = 1$ $s = 0,8$ λ

$$\begin{aligned} c &= \text{selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ kolom} \\ &= 40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 22 \\ &= 63,0 \text{ Mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{700 - 2 \cdot 40 + 12 - 22}{2 \times 4} \\ &= 71,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

diambil $c = 71,75$ mm yang menentukan

$$K_{tr} = 0$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{71,75}{22} + \frac{0}{22} = 3,261$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga : } l_d &= \frac{400}{1,1 \times 1 \times 30} \times \frac{1 \times 1 \times 0,8}{3,261} \cdot 22 \\ &= 358,278 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sesuai Pasal 21.6.3.3, sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Mengingat sambungan lewatan ini termasuk kelas B, maka panjangnya harus = $1,3 l_d = 1,3 \times 358,278 = 465,761 \approx 500$ mm. Sedangkan untuk spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan, harus memenuhi syarat syarat yang terdapat pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.3 yaitu :

- $d/4 = \frac{637,0}{4} = 159,3$ mm
- 100 mm

Maka digunakan spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan sebesar 90 mm
 Dan dari analisa diatas, maka digunakan tulangan sengkang pada lewatan 4 kaki $\phi 12-90$ mm.

4.10.7 Kontrol Desain Kapasitas

Kontrol desain kapasitas untuk C21

a. Momen pada kolom

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &= \phi M_n \text{ atas} + \phi M_n \text{ desain} \\ &= 770690000 + 586620000 \\ &= 1357310000 \quad \text{Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &= \phi M_n \text{ bawah} + \phi M_n \text{ desain} \\ &= 926350000 + 586620000 \\ &= 1512970000 \quad \text{Nmm} \end{aligned}$$

b. Momen pada balok

$$M_{pr}^- = 448661480,207 \quad \text{Nmm}$$

$$M_{pr}^+ = 721547685,897 \quad \text{Nmm}$$

$$M_{nc} \quad 1,2 \quad M_{nb}$$

$$M_{nc} = \frac{1357310000,000 + 1512970000,000}{0,65}$$

$$= 4415815384,615 \quad \text{Nmm}$$

$$1,2 \quad M_{nb} = \frac{1,2 \times (448661480,207 + 721547685,897)}{0,9}$$

$$= 1560278888,139 \quad \text{Nmm}$$

Maka :

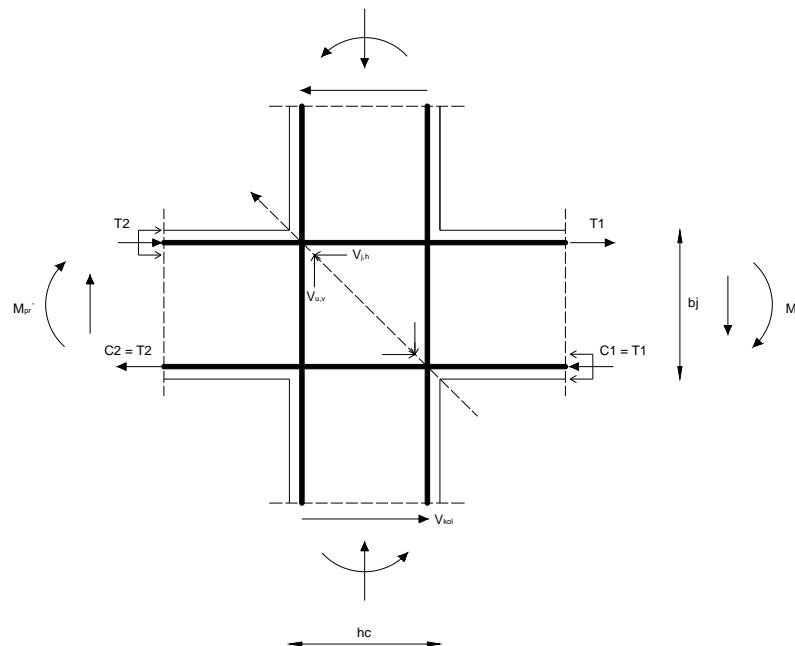
$$M_{nc} \quad 1,2 \quad M_{nb}$$

$$4.415.815.385 \quad \text{Nmm} > 1.560.278.888 \quad \text{Nmm} \quad \text{.....OK}$$

Dari hasil perencanaan balok dan kolom dapat disimpulkan bahwa : Persyaratan

“Strong Column Weak Beam” telah terpenuhi.

4.10.7 Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom



Gambar 4.28 Analisa geser dari hubungan balok kolom (Joint 223)

Data perencanaan :

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{pr-, b} = 448661480,207 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr+, b} = 721547685,897 \text{ Nmm}$$

$$h_n, a = 2500 \text{ mm}$$

$$h_n,$$

$$b = 2500 \text{ mm}$$

Tulangan yang terpasang pada balok :

$$\text{balok kiri} = 4 \text{ D } 22$$

$$\text{balok kanan} = 4 \text{ D } 22$$

Pemeriksaan kuat geser nominal pada joint :

Gaya geser yang terjadi

$$A_{s1} = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y$$

$$T_1 = 1519,76 \cdot 1,25 \cdot 400 = 759880,000 \text{ N}$$

$$T_2 = 1519,76 \cdot 1,25 \cdot 400 = 759880,000 \text{ N}$$

$$M_u = \frac{\text{Mpr, b. kanan} + \text{Mpr, b. Kiri}}{2}$$

$$= \frac{448661480,207 + 721547685,897}{2}$$

$$= 585104583,052 \text{ Nmm}$$

$$V_h = \frac{2 \times M_u}{h_n / 2}$$

$$= \frac{2 \times 585.104.583}{2500 / 2}$$

$$= 936167,333 \text{ N}$$

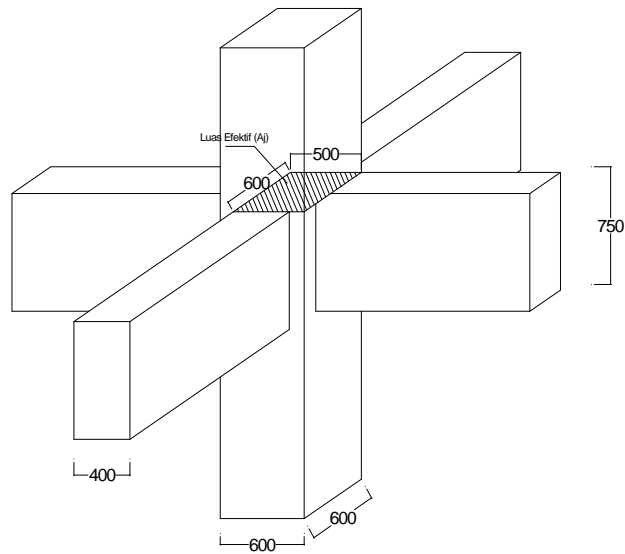
$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_h$$

$$= 759880,000 + 759880,000 - 936167,333$$

$$= 583592,667 \text{ N}$$

Kuat geser nominal untuk HBK yang terkekang keempat sisinya maka berlaku :

$$V_{jh} < \phi \times 1,7 \times \sqrt{f_c'} \times A_j$$



Gambar 4.29 Luas efektif (Aj) untuk HBK

Maka :

$$V_{jh} < \phi \times 1,7 \times \sqrt{f'c} \times A_j$$

$$583592,667 < 0,75 \times 1,7 \times 30 \times 500 \times 700$$

$$583592,667 \text{ N} < 2444211,913 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Penulangan geser horisontal

$$Nu = 770690 \text{ N}$$

$$\frac{Nu}{Ag} = \frac{770.690}{700 \times 700}$$

$$= 1,966 \text{ N/mm}^2 > 0,1 \cdot f'c = 0,1 \times 30 = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

Jadi $V_{c,h}$ dihitung menurut persamaan :

$$V_{c,h} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{Nu,k}{Ag} - 0,1 \times f'c \right)} \times bj \times hc$$

$$= \frac{2}{3} \frac{770690}{490000} - 0,1 \times 30 \times 700 \times 700$$

$$= -969137,989 \text{ N}$$

$$V_{s,h} + V_{c,h} = V_{j,h}$$

$$V_{s,h} = V_{j,h} - V_{c,h}$$

$$= 583592,667 - -969137,989$$

$$= 1552730,656 \text{ N}$$

$$A_{j,h} = \frac{V_{s,h}}{f_y}$$

$$= \frac{1552730,656}{400}$$

$$= 3881,8266 \text{ mm}^2$$

Coba dipasang 10 lapis tulangan sengkang

Maka A_s ada = $10 \cdot 452,57$

$$= 4525,714 \text{ mm}^2 > A_{j,h} = 3881,827 \text{ mm}^2 \text{ (AMAN)}$$

- Penulangan geser vertikal

$$V_{j,v} = \frac{hc}{bj} V_{j,h}$$

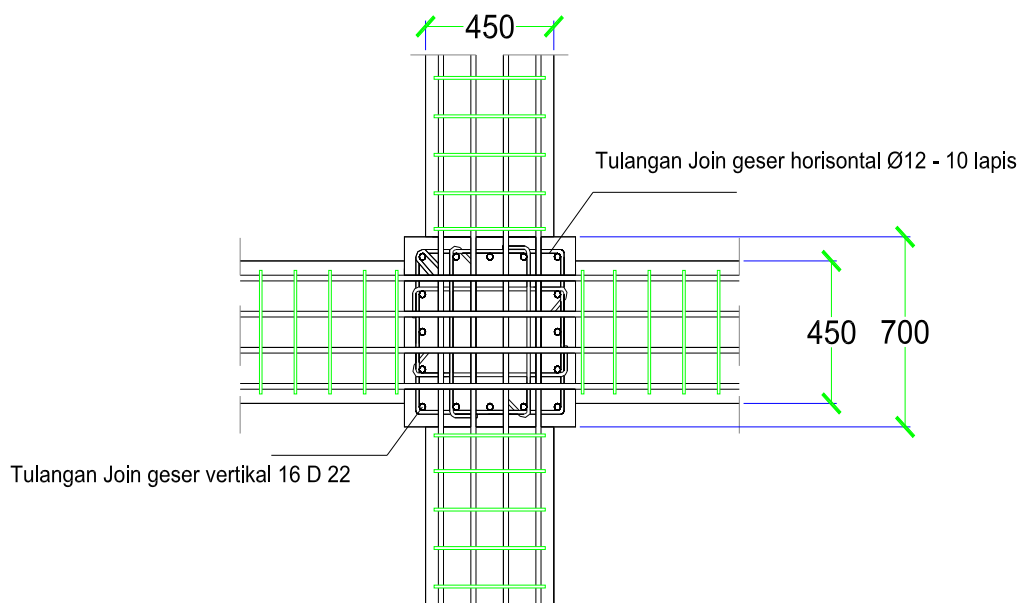
$$= \frac{700}{700} \times 583592,667$$

$$= 583592,667 \text{ N}$$

$$V_{c,v} = \frac{A_s' \cdot V_{i,h}}{A_s} \times 0,6 + \frac{Nu, k}{Ag \cdot f'c}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1519,76}{1519,76} \times \frac{583592,667}{1519,76} \times 0,6 + \frac{770690}{490000 \times 30} \\
&= 380752,133 \quad \text{N} \\
V_{s,v} &= V_{j,v} - V_{c,v} \\
&= 583592,667 - 380752,133 \\
&= 202840,534 \quad \text{N} \\
A_{j,v} &= \frac{V_{s,v}}{f_y} \\
&= \frac{202840,534}{400} \\
&= 507,101 \quad \text{mm}^2
\end{aligned}$$

Tulangan kolom yang terpasang 16 D 22, dimana luas tulangan ($A_s \text{ ada} = 6079,04 \text{ mm}^2$) $> 507,101 \text{ mm}^2$. Maka tidak diperlukan lagi tulangan geser vertikal karena sudah ditahan oleh tulangan kolom yang terpasang.



Gambar 4.30 Penulangan hubungan balok kolom (C21)

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Pada perencanaan gedung kuliah Fakultas Ilmu Sosial Politik (FISIP) Universitas Brawijaya menggunakan struktur portal tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Mutu beton yang digunakan $f_c' = 30$ MPa, mutu baja ulir $f_y = 400$ MPa, mutu baja polos $f_y = 240$ MPa dan untuk perhitungan analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.

➤ **Balok**

- Dimensi Balok : 45/70
- Tulangan Tumpuan Kiri : atas 5 D 25, bawah 3 D 25
- Tulangan Lapangan : atas 3 D 25, bawah 5 D 25
- Tulangan Tumpuan Kanan : atas 7 D 25, bawah 5 D 25

Joint Kiri

Daerah Sendi Plastis : 10 – 30 (2 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : 10 – 90 (2 kaki)

Joint Kanan

Daerah Sendi Plastis : 10 – 30 (2 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : 10 – 90 (2 kaki)

➤ **Kolom**

Kolom pada portal ini direncanakan menggunakan dimensi 70/70 cm dengan jumlah tulangan 16 D 22, dengan spesifikasi tulangan geser :

Daerah Sendi Plastis : 12 – 100 (4 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : 12 – 130 (4 kaki)

- Pada perencanaan kolom pada portal ini telah memenuhi konsep “Capacity Design” yaitu Strong Column Weak Beam. Misalkan pada joint 10028 :
- 4415815385 Nmm > 1924127162 Nmm OK
- Pada hubungan balok kolom dipasang pengekang horisontal 4 D 22 (4 kaki) dan untuk pengekang vertikal menggunakan tulangan longitudinal kolom.
- Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan struktur yang didesain diharapkan mampu menahan gaya gempa dan tidak mengalami kerusakan pada waktu menahan gaya gempa dengan kekuatan kecil, sedang dan tidak mengalami kerusakan fatal akibat gempa kuat.

5.2 Saran

Dengan kemajuan teknologi saat ini, perencanaan struktur gedung portal , kita dapat menggunakan fasilitas program bantu contohnya ETABS yang mampu menghasilkan penulangan dan hasil output secara langsung, tetapi tetap memperhatikan peraturan-peraturan yang ada akan lebih efisien dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.

DAFTAR PUSTAKA

Purwono, Rachmat . 2010. *Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa* : perencanaan dan perhitungan sesuai SNI 1726 dan SNI 2847 terbaru – edisi keempat.

Muto Kiyoshi. 1987. *ASEISMIC DESIGN ANALYSIS OF BUILDINGS (Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa)* yang di terjemahkan oleh Wira, Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Indonesia – Penerbit Erlangga.

Badan Standarisasi Nasional. 2012. *SNI 1726 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*

Badan Standarisasi Nasional. 2013. *SNI 2847 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*

Badan Standarisasi Nasional. 2013. *SNI 1727 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*

Tavio. 2009. *DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA* (sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-1726-2002 dilengkapi pemodelan dan analisis dengan menggunakan program bantu ETABS v.9.07) – Cetakan Pertama– Penerbit itspress.

PERSEMBAHAN

Kupersembahkan Skripsi ini teruntuk:

Allah SWT & Rasulullah SAW

Ya Allah engkaulah Dzat yang telah menciptakanku, memberikan karunia nikmat yang tak terhingga, melindungiku, membimbingku dan mengajariku dalam kehidupanku, serta wahai engkau ya Rasulullah ya habiballah yang telah memberikanku pengetahuan akan ajaran tuhanku dan membawa dari jurang kejahilan menuju kehidupan yang terang benderang

Bapak dan Ibu Tercinta

Terimakasih telah berjuang dengan penuh keikhlasan, yang telah menorehkan segala kasih dan sayangmu dengan penuh rasa ketulusan yang tak kenal lelah dan waktu. Spesial buat bapak tersayang “semangat sehat”.

Saudara - saudariku Tercinta

Suryawan Afandi (tetaplah menjadi kakak terbaik), Putrawan Afandi (terimakasih sudah menjadi adek yang selalu merepotkan), Via Aprilliayana Sari (adek yang selalu “kurang ajar”), Asniah (terimakasih atas semangat yang selalu kau berikan). Mamak Uky (terimakasih, terimakasih, you’re the best mom for me. I love you)

Fospast Fam’s

Kholid, Prase, Chigo, Ezra. Vivit, Ena, Arini, Irwan, Intan, Yogi, Iin, Arkani, Yuda, Widhi, Mira, Niar, Ijek, Jannah, Ulfa, Cici, Unik, Rita, Diana, Abang, Awan, Zulfin, Pipit, Alul, Widya, Ika (kalian bukan lagi teman dan bukan lagi sahabat, tapi kalian adalah saudara yang tak pernah terlupakan. Terimakasih atas pengalaman yang selama ini kita ciptakan bersama)

Kos Nusantara

Hey kalian, para mulut yang tak sopan (Vincent, Agung, Variz, Mahesa, Pandu, Maryanto, Toto) terimakasih atas pengalaman buruk selama ini, beruntung ya punya teman seperti kalian tapi percayalah bahwa kalian teman “terbaik”, semoga sillaturahmi tetap terjaga dimanapun kita berada. (jangan meliciki satu dengan yang lain, hindari perpecahan)

Sahabat - Sahabat

Ngakan Aradea Dwi Prasetya (terimakasih atas semangat dan motivasi selama ini), Andhika Ramadhan (enggak tau lah harus ngomong apa, intinya terimakasih atas bantuan nyalinnya, sering-sering jadi orang baik haha), Abdurrahman Rosadi & Hurun In Ikhwatika Fitri (Sahabat segoldar, terimakasih kalian emang everything)