

SKRIPSI

**DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN
DINDING STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN
GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS
BAWIJAYA MALANG**



OLEH

NURUDDIN DARMAWAN PUTRA (12 21 137)

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

2016

SECRET

DESAIN SISTEM RANGKA TERSIKUT MOMEN DAN
DINDING STRUKTUR BETON BERULANG TAHAN
GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS
BAWALAYA MALANG

0131

MURDIDI DAHLAWATI PUTRA (12 21 137)

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

2018

SKRIPSI

**DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN
DINDING STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN
GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS
BAWIJAYA MALANG**



OLEH

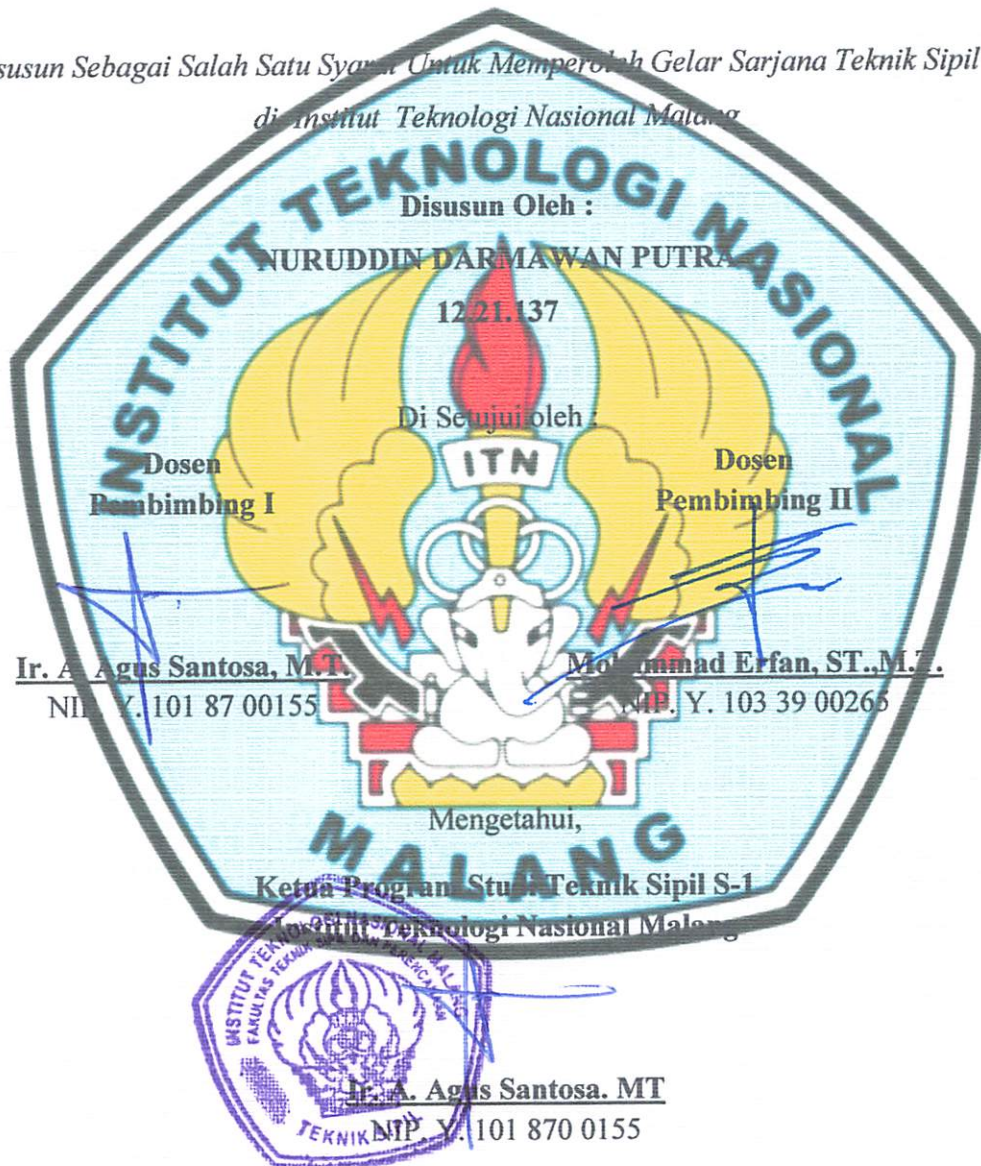
NURUDDIN DARMAWAN PUTRA (12 21 137)

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

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR
BETON BERTULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

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



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

2016

LEMBAR PENGESAHAN

SKRIPSI

**DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR
BETON BERTULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

*Dipertahankan Di hadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)
Pada Hari Jum'at, 26 Agustus 2016*

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



Disusun Oleh :

NURUDDIN DARMAWAN PUTRA

12.21.137

Disahkan Oleh :

**Ketua Program Studi
Teknik Sipil S-1 ITN Malang**

**Sekretaris Program Studi
Teknik Sipil S-1 ITN Malang**

Ir. A. Agus Santosa, M.T.
NIP. Y. 101 87 00155

Ir. Munasih, MT.
NIP. Y. 103 08 00419

Dosen Penguji I

Dosen Penguji II

Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc.
NIP. Y. 101 83 00054

Ir. Bambang Wedyantadji, M.T.
NIP. Y. 101 850 0093

**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 : Nuruddin Darmawan Putra
NIM : 12.21.137
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan
Institusi : Institut Teknologi Nasional Malang

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

“DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”.

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, 26 Agustus 2016

Yang membuat pernyataan



Nuruddin Darmawan Putra

NIM : 12.21.137

ABSTRAKSI

“DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR BETON BETULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”. Oleh : Nuruddin Darmawan Putra, (Nim : 12.21.137), Pembimbing I : Ir. Agus Santosa, MT., Pembimbing II : Mohammad Erfan, ST., MT. Program studi Teknik Sipil S-1 Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Pembangunan gedung-gedung tinggi yang direncanakan perlu mempertimbangkan beberapa factor salah satunya adalah keamanan. Semakin tinggi suatu gedung maka resiko untuk menahan gaya lateral, *terutama* akibat beban gempa semakin besar pula maka perlu adanya pembangunan gedung yang terhadap tahan gempa. Konsep perencanaan harus dapat menjamin struktur tidak runtuh walaupun menerima energi gaya gempa melebihi kekuatan strukturnya. Perkembangan ilmu pengetahuan telah memunculkan salah satu solusi untuk meningkatkan kinerja struktur bangunan tingkat tinggi yaitu dengan pemasangan *dinding geser*. Dinding geser dipasang untuk menambah kekakuan struktur dan menyerap gaya geser yang besar. Dinding geser juga berfungsi sebagai dinding utama untuk menahan gaya horisontal yang diakibatkan oleh gempa. Dinding geser berjenjang adalah elemen lentur dan tekan aksial yang memiliki ketebalan yang berbeda pada setiap lantai atau sesuai dengan perencanaan.

Pada penulisan Tugas Akhir ini adalah Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Pada Gedung MIPA Universitas Brawijaya, Perencanaan Dual System ini gabungan rangka dan dinding geser ini berfungsi sebagai perkuliahan. Untuk perencanaan dinding geser difokuskan untuk mencari dimensi dinding geser kemudian dianalisa *tulangan transversal* dan *tulangan longitudinalnya*, sedangkan untuk rangka bangunan menggunakan Balok T.

Analisa statika pada model gedung menggunakan program bantu ETABS. Dari hasil gaya-gaya dalam yang didapat dari program bantu direncanakan *tulangan transversal* dan *longitudinal* untuk dinding yang geser. Maka didapatkan jumlah *tulangan longitudinal* pada masing-masing rangkaian ialah 64 D 16 .Pada *Tulangan Transversal* setiap rangkaian didapatkan $\emptyset 12 - 100$

dan pada sambungan $\emptyset 12 - 55$. Sedangkan dimensi dinding geser panjang 6450 mm dan lebar 300 mm.

Kata Kunci : Tahan Gempa, Sistem Rangka Pemikul Momen, dinding geser berjenjang, tulangan longitudinal, dan tulangan transversal.

KATA PENGANTAR

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

Tak lepas dari berbagai hambatan, rintangan, dan kesulitan yang muncul, penyusun mengucapkan banyak terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu tak lupa juga saya ucapkan terima kasih 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. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. Selaku Dosen Pembimbing 1 Laporan Skripsi
4. Bapak Mohammad Erfan, ST., MT. Selaku Dosen Pembimbing 2 Laporan Skripsi
5. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc. Selaku Dosen Pembahas 1 Laporan Skripsi
6. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji, MT. Selaku Dosen Pembahas 2 Laporan Skripsi

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

Malang, September 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

	Halaman
ABSTRAKSI	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	x
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Tugas Akhir	2
1.4 Lingkup Pembahasan	3
1.5 Manfaat Tugas Akhir	4
BAB II LANDASAN TEORI	
2.1 Pendahuluan	5
2.2 Pembebanan Pada Struktur	6
2.2.1 Beban Mati	6
2.2.2 Beban Hidup	6
2.2.3 Beban Gempa	7
2.2.3.1 Perencanaan beban gempa	7
2.2.3.2 Wilayah Gempa	7
2.2.3.3 KDS (Kategori Desain Seismik)	15
2.2.3.4 Periode Alami Struktur	16
2.2.3.5 Perhitungan Koefisien Respons Seismik	17
2.2.3.6 Respons Spektra	18
2.2.3.7 Koefisien-Koefisien situs¶meter-parameter respons spectra percepatan	20
2.2.3.8 Parameter Percepatan Spektra desain	22
2.2.3.9 Prosedur pembuatan respons spectra desain	22

2.2.3.10 Gaya dasar Seismik	24
2.2.3.11 Simpangan antar Lantai (Soft Drift)	24
2.2.3.12 Pengaruh Arah Pembebanan Gempa	25
2.2.3.12.1 Pengaruh Gempa Horizontal	25
2.2.4 Kombinasi Pembebanan	26
2.3 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	28
2.3.1 Perencanaan Struktur Tahan Gempa	29
2.3.2 Sistem Struktur Penahan Gaya Seismik	29
2.3.3 Pengertian Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)	29
2.3.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	30
2.3.3.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	30
2.3.3.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	35
2.3.4 Perencanaan elemen struktur pada sistem rangka pemikul momen khusus	41
2.3.4.1 Perencanaan Balok	41
2.3.4.1.1 Balok T Tulangan Rangkap	42
2.3.4.1.2 Perencanaan Balok Terhadap Geser	45
2.3.4.1.3 Pemutusan Tulangan Balok	46
2.3.4.2 Perencanaan Kolom	47
2.3.4.3 Hubungan Balok - Kolom	48
2.3.4.4 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	49
2.3.4.5 Perencanaan Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial (SRPMK)	50
2.3.4.6 Perencanaan Komponen Terkena Lentur pada (SRPMK)	51
2.3.4.7 Perencanaan Dinding Geser Kantilever	55
2.3.4.8 Perencanaan Dinding Geser terhadap beban lentur dan beban aksial	56
2.3.4.9 Sistem Dinding Struktural (SDS)	59
2.3.4.10 Sistem Ganda	59
2.3.4.11 Sistem Ganda Beton Bertulang	59
2.3.4.12 Daktilitas	60
2.4.12.1 Daktilitas Material	60
2.4.12.2 Daktilitas Elemen	60
2.4.12.3 Daktilitas Struktur	62
2.3.5 Dinding geser	63
2.3.5.1 Dinding Geser Berdasarkan Jenis	64
2.3.5.1.1 Dinding geser Bukaan	64
2.3.5.1.2 Dinding geser Berangkai	64
2.3.5.1.3 Dinding geser Kantilever	65
2.3.5.2 Dinding Geser Berdasarkan Penampang Geometrik	66

2.3.5.3 Dinding Geser Berdasarkan Posisi	66
2.3.5.4 Perhitungan Tulangan Longitudinal	67
2.3.5.5 Perhitungan Tulangan Transversal	70

BAB III DATA PERENCANAAN

3.1 Deskripsi Gedung	72
3.2 Data-Data Perencanaan	73
3.2.1 Data Bangunan	73
3.2.2 Data Pembebanan	73
3.2.2.1 Beban Mati	73
3.2.2.2 Beban Hidup	74
3.2.3 Data Material	74
3.3 Perencanaan Dimensi	74
3.3.1 Dimensi Balok	74
3.3.2 Dimensi Kolom	75
3.3.3 Dimensi Plat	76
3.3.4 Dimensi Dinding Geser	76
3.4 Bagan Alir	90

BAB IV PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Perhitungan Berat sendiri Bangunan dan beban gempa	97
4.2 Pehitungan Perataan beban plat	134
4.3 Perhitungan Pembebebanan	143
4.3.1 Beban mati merata	143
4.3.2 Beban hidup merata	169

BAB V PERHITUNGAN STRUKTUR

5.1 Beban Gempa	178
5.2 Menentukan Nilai SS dan SI	180
5.3 Menentukan katagori resiko Bangunan dan factor keamanan	182
5.4 Menentukan Katagori Design Seismik (KDS)	183
5.5 Membuat Spektrum Respons Design	186
5.6 Menghitung nilai Base Sheer	190
5.7 Menghitung gaya gempa lateral Fx	192
5.8 Kombinasi Pembebanan	194

BAB VI PERHITUNGAN STRUKTUR

6.1 SRPM dan Dinding Geser	197
6.2 Partisipasi Massa	214

6.3 Simpangan antar lantai	215
----------------------------------	-----

BAB VII PERHITUNGAN TULANGAN

7.1 Perhitungan Penulangan Balok	217
7.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok	217
7.1.2 Penulangan Geser Balok	231
7.2 Perhitungan Penulangan Kolom	239
7.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Kolom	239
7.2.2 Penulangan Geser Kolom	252
7.2.3 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom	257
7.3 Perhitungan Pertemuan Balok-Kolom	258
7.4 Perhitungan Pendetailan Tulangan	262

BAB VIII PENULANGAN DINDING GESER

8.1 Perhitungan Penulangan Dinding Geser	269
8.1.1 Perhitungan Penulangan Dinding Geser	262
8.1.2 Penulangan Longitudinal Pada Segmen 1 ditinjau arah Z	274
8.1.3 Penulangan Horizontal Pada Segmen 1 ditinjau arah X	278
8.1.4 Penulangan Horizontal Pada Segmen 1 ditinjau arah Z	279
8.1.5 Penulangan Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal	281

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)
- δ_{xe} = 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)
- h = 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)
- λ_p = Parameter batas kelangsingan untuk elemen kompak (Bab 2.5.2)

λ_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)

K_n = 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)

γ_p = Sudut rotasi Link (radian) (Bab 2.5.7)

Δ_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)

- t_s = 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_{mw} = teganga nominal las (Bab 2.7)
- B = Lebar Plat Landasan (Bab 2.9)

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perkembangan Kota Malang sebagai kota pelajar sudah memang cukup pesat akhir-akhir ini. Semakin tahun semakin bertambahnya mahasiswa-mahasiswi yang dari luar kota Malang ke Malang untuk mendaftar di perguruan tinggi di Malang. Hal ini dikarenakan Kota Malang memiliki cukup banyak gedung- gedung perkuliahan. Kebutuhan *pembangunan gedung* itu sendiri, lebih efisien jika vertikal, dipengaruhi perkembangan yang mengakibatkan keterbatasan lahan. Oleh karena itu yang menjadi salah satu alasan utama didirikannya Gedung Mipa di Universitas Brawijaya. Pembangunan Gedung Mipa ini bertujuan untuk memenuhi jumlah para mahasiswa-mahasiswi lokal maupun mancanegara.

Karena Gedung yang dimaksud adalah gedung bertingkat tinggi, dengan 8 lantai, serta tinggi keseluruhan 36,4 meter dan berlokasi pada wilayah gempa, maka dalam perencanaan Bangunan tersebut diperhitungkan juga beban-beban tambahan untuk memberikan keamanan lebih dari gedung bertingkat rendah. Semakin tinggi gedung yang direncanakan, maka semakin besar pula beban yang akan diterima gedung tersebut berdasarkan dari berat sendiri maupun beban lateral. Maka dari itu, diperlukan perencanaan khusus dan perhitungan yang mendetail untuk mendesain struktur gedung tahan gempa yang cukup aman.

Indonesia sendiri merupakan negara yang berada di antara empat lempeng tektonik yang aktif, yakni tapal batas lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Filipina dan lempeng pasifik. Maka dari itu, tantangan yang dimiliki bagi perencana gedung bertingkat khususnya di Indonesia adalah harus mampu merencanakan gedung bertingkat yang mampu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan dari beban gempa sesuai dengan parameter gempa yang akan direncanakan.

Dalam tugas akhir ini, penulis akan merancang struktur gedung MIPA universitas Brawijaya, dengan judul “ Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Pada Gedung MIPA Universitas Brawijaya Malang”, maka penulis harus merencanakan gedung dengan sistem struktur penahan gaya seismik sesuai dengan SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung. Kedua SNI ini merupakan dasar utama dalam perencanaan struktur dengan sistem struktur penahan gaya seismik. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah SNI 1727-2012.

Dengan Pedoman Standar Nasional Indonesia ini, diharapkan struktur mampu bertahan dari beban gravitasi dan beban gempa tanpa mengalami kegagalan struktur. Dan apabila terjadi kegagalan struktur, kegagalan yang pertama kali terjadi adalah pada struktur balok sehingga dapat memberikan tanda dan waktu bagi penghuni gedung untuk menyelamatkan diri sebelum kegagalan kolom terjadi. Hal ini men`gacu pada filosofi sebuah struktur yaitu kolom kuat, balok lemah.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian diatas permasalahan yang dapat kami simpulkan sebagai berikut :

1. Bagaimana Perencanaan Struktur Dual System?
2. Berapa dimensi penampang Shear Wall yang dibutuhkan ?
3. Perencanaan Pembebanan Struktur Dual System?
4. Kontrol apa saja untuk menentukan Stabilitas Struktur Dual System ?
5. Berapa tulangan yang diperlukan untuk Dinding geser dan SRPM?
6. Bagaimana Gambar hasil perhitungan tulangan Struktur Dual System?

1.3 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Merencanakan struktur tahan gempa dengan struktur dual system
2. Menentukan dimensi elemen penampang Shear Wall
3. Menghitung pembebanan struktur dual sistem

4. Mengontrol stabilitas struktur dual system
 - a. Kontrol Persentase Base Shear SRPM&Shear Wall
 - b. Lendutan Balok
 - c. Simpang Lateral
 - d. Partisipasi Massa
 - e. Kinerja Batas Layan dan Ultimate (Simpangan/drift story)
5. Menghitung tulangan yang diperlukan
6. Menggambar hasil perhitungan tulangan yang diperlukan pada struktur dual sistem.

1.4 Lingkup pembahasan

Batasan Masalah yang akan dibahas pada studi perencanaan struktur pada gedung Mipa Universitas Brawijaya Kota Malang, meliputi beberapa hal sebagai berikut :

1. Perencanaan struktur dual system.
2. Fungsi bangunan gedung perkuliahan
3. Beban gempa yang dipakai yaitu static ekuivalen
4. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.
5. Perhitungan penulangan SRPM dan Dinding Geser
6. Pendetailan penulangan Kolom, Balok dan Dinding geser.
7. Menggambar hasil perhitungan
8. Peraturan yang digunakan :
 1. Pembebanan Gempa menggunakan Beban gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2012
 2. Pedoman Perencanaan berdasarkan referensi yang ada, antara lain:
 - Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung (SNI-1727-1987)
 - Tata cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 03-1726-2012

- Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2013

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Penulisan tugas akhir ini diharapkan dapat menambah pengetahuan dan pemahaman tentang Perencanaan Dual System bagi penulis maupun bagi pratisi/perencanaan struktur bangunan

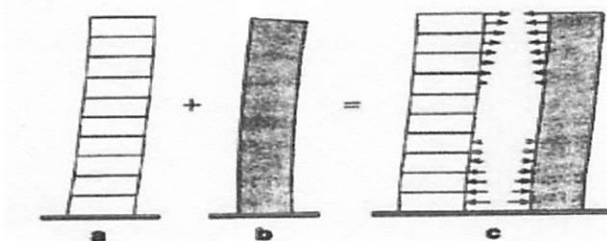
BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Pendahuluan

Sistem Struktur adalah Kombinasi dari berbagai elemen struktur yang disusun sedemikian rupa sehingga membentuk satu kesatuan yang dapat memikul beban-beban yang direncanakan. Sistem struktur sudah dikembangkan sejak zaman dahulu kala, akan tetapi sistem struktur modern baru mulai berkembang pada abad ke 19. Perkembangan sistem struktur pada saat ini sudah sangat maju, sehingga bangunan gedung dapat mencapai lebih dari 100 tingkat. Perbandingan system struktur tersebut dikelompokkan dalam dua bagian berdasarkan materialnya yaitu baja dan beton.

Struktur Sistem Ganda (*Dual System*) memiliki kemampuan yang tinggi dalam memikul gaya geser pada sistem gabungan antara portal dengan dinding geser disebabkan adanya interaksi antara keduanya. Interaksi tersebut terjadi karena kedua sistem tersebut mempunyai perilaku defleksi yang berbeda . Akibat beban lateral, dinding geser akan berperilaku flexural/bending mode, sedangkan frame akan berdeformasi dalam shear mode, dengan demikian, gaya geser dipikul oleh frame pada bagian atas dan dinding geser memikul gaya geser pada bagian bawah. Menurut Standar Perencanaan Gempa untuk Struktur Gedung SNI 1726-2012, rangka pemikul momen harus sesuai dengan ketentuan dalam Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847-2013 dan harus mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari keseluruhan beban lateral.



Gambar 2.1 Struktur Gabungan Frame dengan Dinding Geser

Syarat-syarat yang harus dipenuhi dalam sistem ganda (dual system) adalah sebagai berikut :

1. Rangka ruang yang memikul seluruh beban grafitasi
2. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah dan mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral
3. Kedua sistem harus direncanakan mampu memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi sistem ganda suatu sistem struktur yang gaya-gaya lateralnya dipikul oleh rangka ruang pemikul momen daktail, yang bekerja sejajar dengan dinding geser atau rangka berdasarkan kekauan relatifnya.

2.2 Pembebanan Pada Struktur

Beban-beban yang akan ditanggung oleh suatu struktur atau elemen struktur tidak selalu dapat diramalkan dengan tepat sebelumnya, bahkan apabila beban-beban tersebut telah diketahui dengan baik pada salah satu lokasi sebuah struktur tertentu biasanya distribusi beban dari elemen yang lain pada keseluruhan struktur masih membutuhkan asumsi dan pendekatan. Adapun beberapa jenis beban yang bekerja pada suatu struktur antara lain :

2.2.1 Beban Mati (SNI 03 – 1726 – 2012)

Beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung.

2.2.2 Beban Hidup (SNI 03 – 1726 – 2012)

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal

dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh butiran air hujan. Ke dalam beban hidup tidak termasuk beban angin, beban gempa dan beban khusus.

2.2.3 Beban Gempa

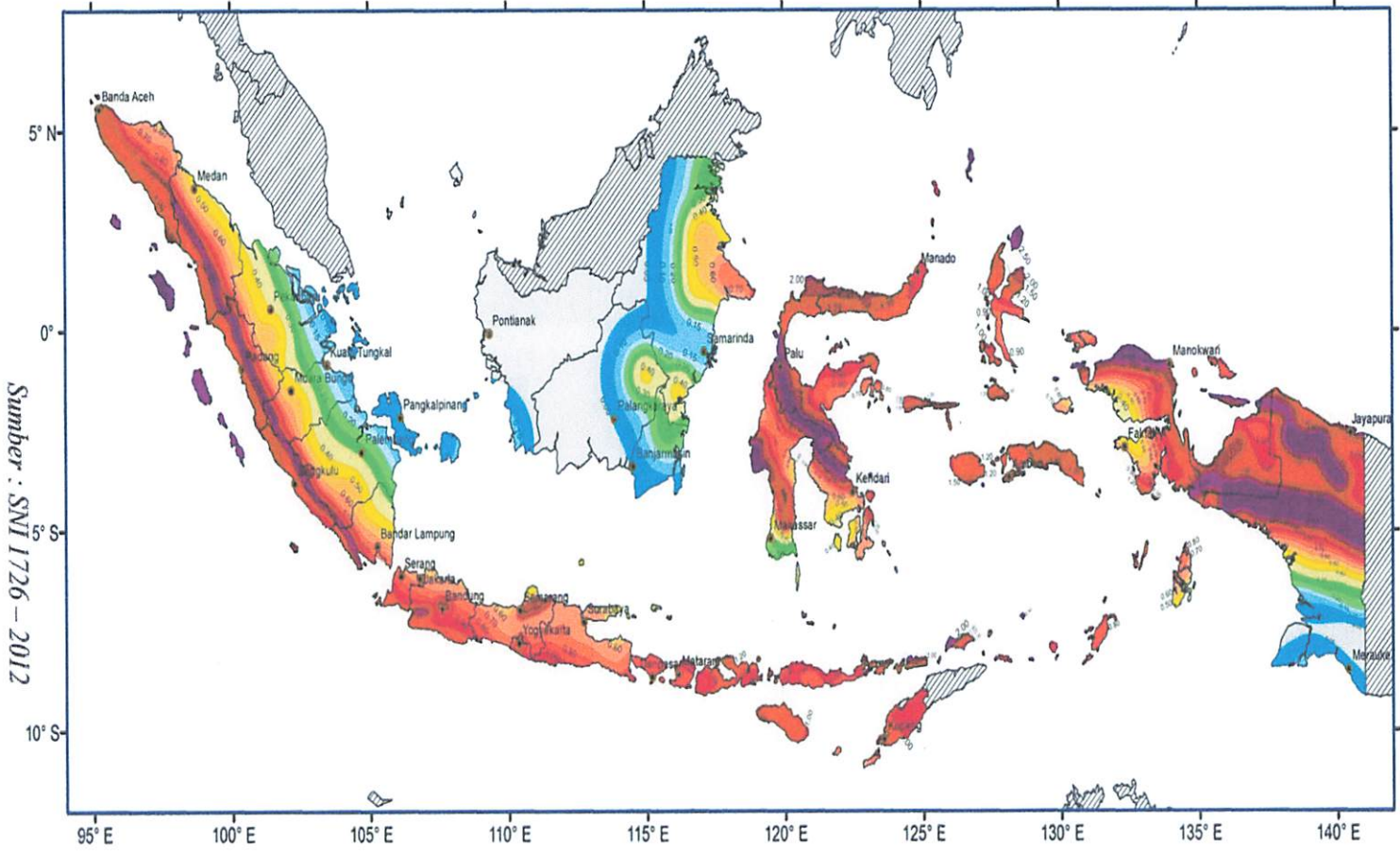
2.2.3.1 Perencanaan Beban Gempa

Perencanaan beban gempa dalam suatu perencanaan gedung harus diperhitungkan mampu memikul pengaruh beban rencana. Dalam suatu sistem yang terdiri dari kombinasi dinding geser dan rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana yang dipikul oleh rangka – rangka terbuka harus mampu menahan paling sedikit 25% pada setiap tingkat. (*Pasal 7.2.5.8 SNI 03-1726-2012*)

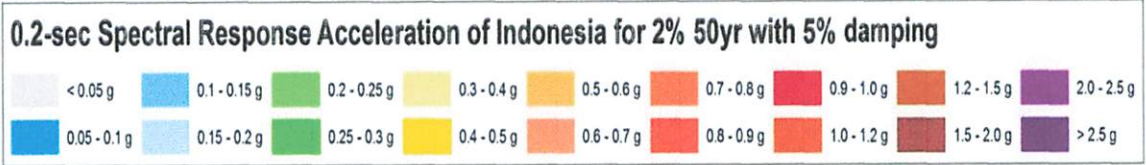
Pada SNI 03-1726-2012 pembagian wilayah gempa di Indonesia tidak dibagi menjadi 6 zona lagi melainkan diberikannya peta – peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan. Peta – Peta yang tersedia ini meliputi Peta gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R) yaitu parameter – parameter gerak tanah S_s dan S_1 , kelas situs SB. S_s adalah parameter nilai percepatan respons spektral gempa MCE_R risiko-tertarget pada periode pendek. S_1 adalah parameter nilai percepatan respons spektral gempa MCE_R risiko-tertarget pada periode 1 detik.

2.2.3.2 Wilayah Gempa

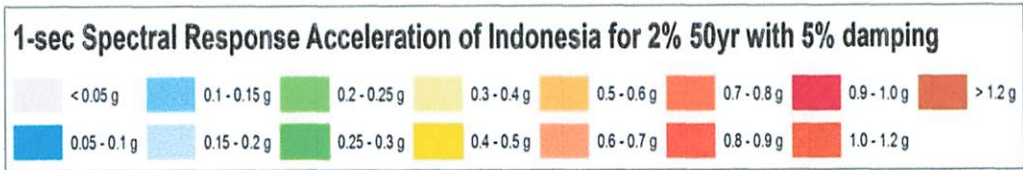
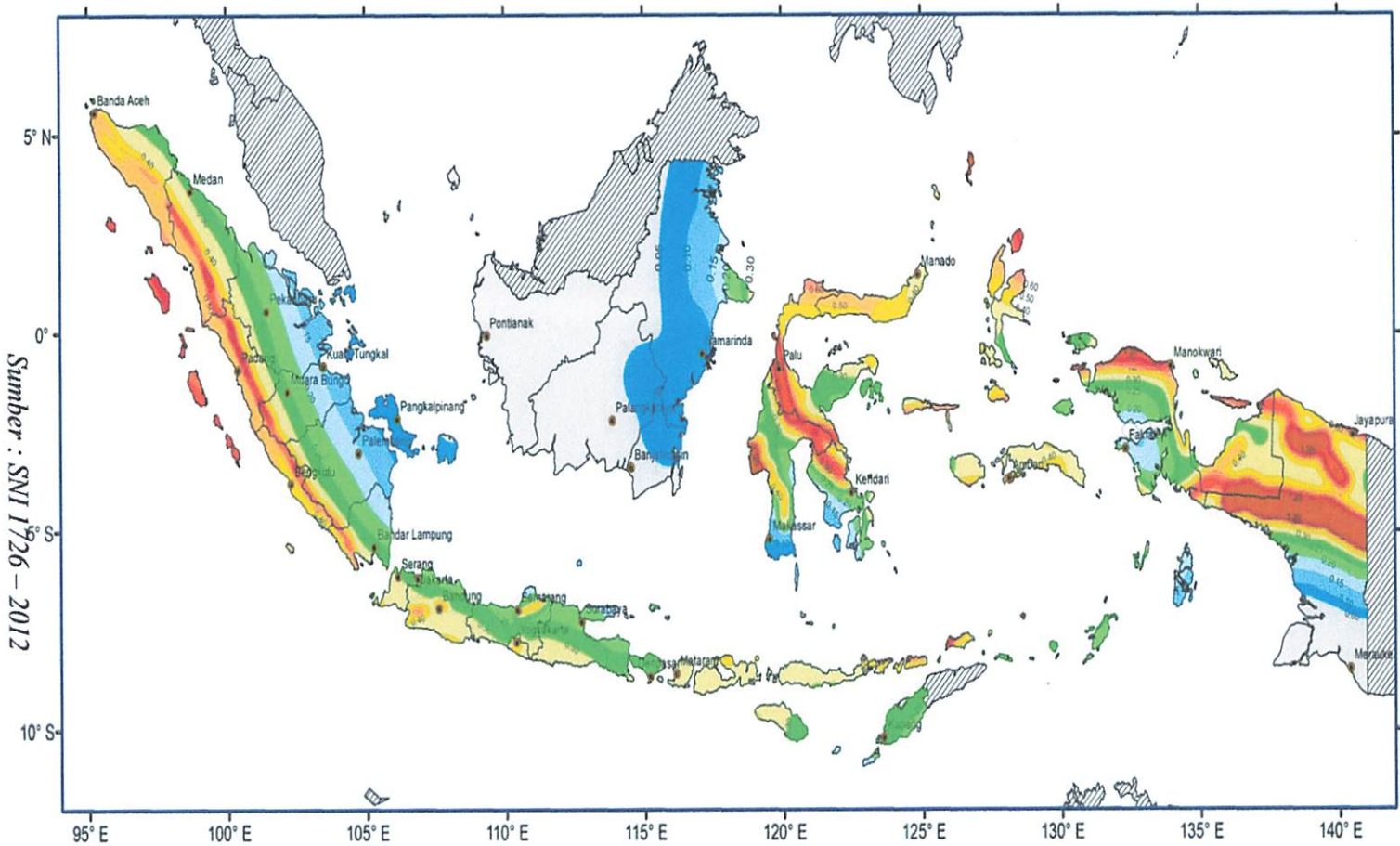
Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 14, wilayah gempa ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Pada Peta wilayah gempa SNI 03-1726-2012, wilayah gempa dibagi berdasarkan percepatan maksimum batuan dasar dan respon spektra di batuan dasar. Pada SNI 03-1726-2012 ini, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun. Untuk klasifikasi wilayah gempa, peta gempa terbaru ini menggunakan warna-warna yang menunjukkan parameter S_s & S_1 untuk setiap besaran spektrum respon percepatan.



Sumber : SNI 1726 – 2012



Gambar 2.2 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik (Ss) di Batuan Dasar (Sb)



Sumber : SNI 1726 - 2012

Gambar 2.3 Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik (S₁)
di Batuan Dasar (S_b)

Parameter percepatan spektral desain pada periode pendek maupun pada periode 1 detik dapat di tentukan menggunakan rumus berikut :

$$S_{DS} = 2/3 F_a \cdot S_s$$

$$S_{D1} = 2/3 F_v \cdot S_1$$

Dimana :

S_{DS} = Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek

S_{D1} = Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode 1 detik.

F_a = Koefisin situs berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek. (Tabel 2.1)

F_v = Koefisin situs berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada 1 detik. (Tabel 2.2)

Tabel 2.4 Koefisin Situs F_a Berdasarkan Parameter Percepatan Spektral Desain pada Periode Pendek

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

Sumber : Pasal 6.2 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.5 Koefisin Situs Fv Berdasarkan Parameter Percepatan Spektral desain Pada Periode 1 Detik

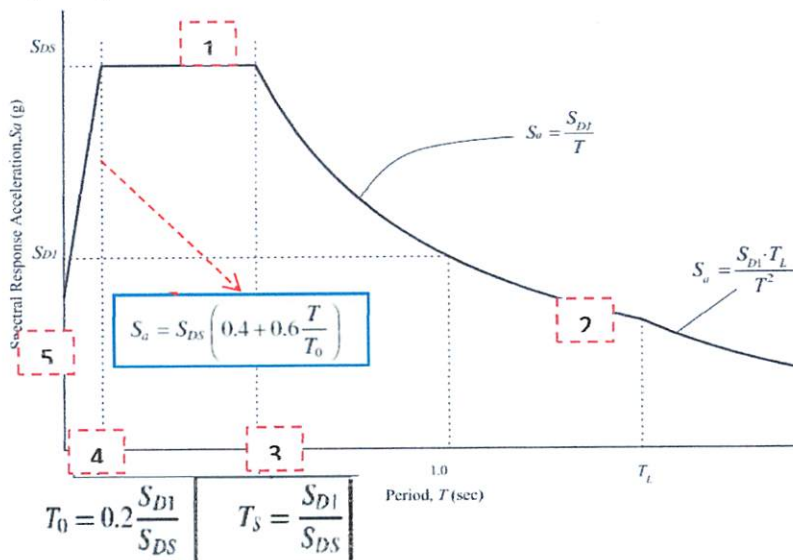
Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	S_1 0,1	S_1 0,2	S_1 0,3	S_1 0,4	S_1 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

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

Sumber : Pasal 6.2 SNI 1726 – 2012

Pembuatan Spektrum Respon desain mengacu pada nilai S_{DS} dan S_{D1} seperti gambar di bawah ini :



Gambar 2.1 Respon Spektrum Desain

Prosedur gaya lateral ekuivalen dalam menentukan geser dasar seismik menggunakan rumus :

$$V = C_s W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Batasan Perhitungan C_s

$$C_s \max = \frac{S_{DI}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_s \min = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Nilai C_s yang dipakai ialah nilai yang paling kecil

Dimana : V = Geser dasar seismik

C_s = koefisien respon seismik

R = koefisien modifikasi respons (Tabel 2.3)

I_e = Faktor keutamaan gempa (Tabel 2.)

Tabel 2.6 Faktor R , C_d , Ω_0

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, R_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, h_u (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^c
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	2½	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1½	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	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	1½	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	3½	2	3½	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 ^A	12 ^A	12 ^A
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	1½	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
21.Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	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

Sumber : Pasal 7.2.2 SNI 1726 :2012

Tabel 2.7 Kategori Risiko Bangunan Gedung&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
<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>	IV

Tabel 2.8 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber : Pasal 4.1.2 SNI 1726 :2012

Gaya gempa lateral (F_x) yang timbul pada tiap lantai harus ditentukan dengan rumus berikut :

$$F_x = C_{vx}V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_{ik}}$$

Dimana :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , (m)

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur.

Catatan :

- Untuk struktur yang mempunyai periode ≤ 0.5 detik maka nilai k ialah 1
- Untuk struktur yang mempunyai periode ≥ 2.5 detik maka nilai k ialah 2
- Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0.5 - 2.5 detik

2.2.3.3 KDS (Kategori Desain Seismik)

Dengan nilai yang didapat dari Puskim.Pu.Go.Id, jenis batuan (B) kota Malang dengan nilai $S_{DS} = 0,521$ untuk periode pendek, $S_{DI} = 0,220$ untuk periode 1,0 detik dan dengan kategori resiko II maka didapatkan Katagori desain seismik D (KDS-D).

2.2.3.4 Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1, terdapat dua nilai batas untuk periode bangunan, yaitu nilai minimum periode bangunan ($T_{a \text{ minimum}}$) dan nilai maksimum periode bangunan ($T_{a \text{ maksimum}}$).

Nilai minimum periode bangunan ($T_{a \text{ minimum}}$) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r h_n^x$$

Di mana:

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah periode bangunan

H_n = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_r = Ditentukan dari tabel 2.9

x = Ditentukan dari tabel 2.10

Tabel 2.9 Nilai Parameter periode pendekatan C_r dan x

Tipe Struktur	C_r	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangkadari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka Beton pemikul momen	0,0466	0,9

Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 03-1726-2012

Nilai maksimum periode bangunan ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}}$$

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas periode bangunan

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.10

Tabel 2.10 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektra Desain Pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (C_u)
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

Sumber: SNI 03-1726-2012

2.2.3.5 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1, perhitungan koefisien respons seismik (C_s) Harus ditentukan sesuai dengan rumus sebagai berikut:

$$C_{s(max)} = \frac{S_{ps}}{R}$$

Di mana:

S_{DS} = adalah parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = adalah faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.5

I = adalah faktor keutamaan Gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.2

Nilai C_s yang dihitung pada persamaan di atas tidak perlu melebihi nilai berikut ini:

$$C_{S(\text{hitung})} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I} \right)}$$

Nilai C_s yang dihitung tidak kurang dari nilai berikut ini:

$$C_{S(\text{minimum})} = 0.044 S_{DS} I \geq 0.01$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I} \right)}$$

Di mana:

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

S_1 = Parameter percepatan respons spektrum desain yg dipetakan

T = adalah periode struktur dasar (detik)

2.2.3.6 Respons spektra

Respons spektra adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons

spektra merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spectra berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.3 adalah:

- Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (Percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti yang ada pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

- Parameter kelas situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE dan SF berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 5.3 dapat dilihat pada tabel 2.11

Tabel 2.11 Klasifikasi situs

Kelas situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 s/d 750	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350d 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 s/d 350	15 s/d 50	50 s/d 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, $w > 40\%$, dan Kuat geser $S_u < 25$ kPa		

<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti pasal 6.9.1)</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> -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 $IP > 75$) -Lapisan lempung lunak / medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa
--	---

Sumber: SNI 03-1726-2012

Catatan, N/A = tidak dapat dipakai

2.2.3.7 Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spectra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 6.2, faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Di mana:

S_{MS} = Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

S_{M1} = Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

F_a = Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek

F_v = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik.

Koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan Tabel 2.12 dan 2.13

Tabel 2.12 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
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	2,7	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Sumber: SNI 03-1726-2012

Tabel 2.13 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda 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	1,0	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				

Sumber: SNI 03-1726-2012

Keterangan :

- a. Nilai-nilai F_a maupun F_v yang tidak terdapat pada tabel dapat dilakukan proses interpolasi linier
- b. SS merupakan yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs spesifik.

2.2.3.8 Parameter percepatan spektra desain

Parameter percepatan spektral desain adalah parameter yang akan dimasukkan dalam perencanaan koefisien respons seismik dan kategori desain seismik. Parameter ini dapat ditentukan setelah mengetahui Parameter percepatan respon spektral MCE (S_M) pada getaran periode pendek dan 1 detiknya. Parameter percepatan spektra desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{dimana :}$$

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

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

2.2.3.9 Prosedur pembuatan respons spektra desain berdasarkan SNI 03-1726-2012

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons desain, S_a , sama dengan S_{DS} .

Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{Di mana:}$$

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

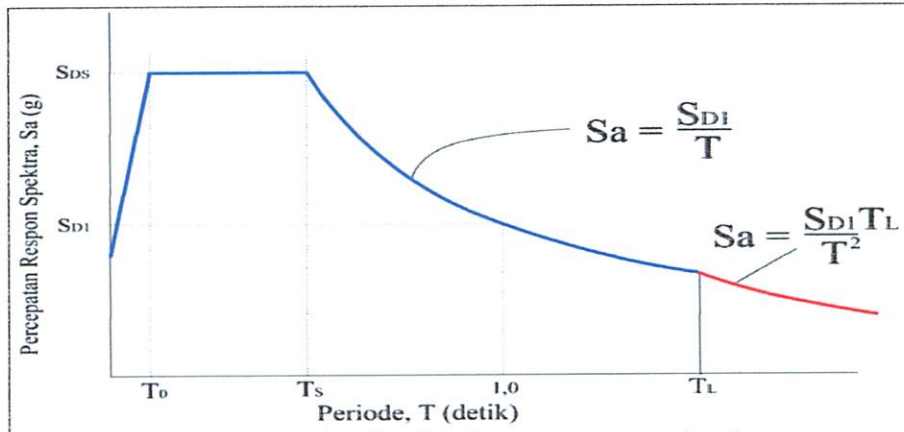
S_{D1} = Parameter percepatan respons spektra desain pada periode 1 detik

T = Periode getar fundamental struktur

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

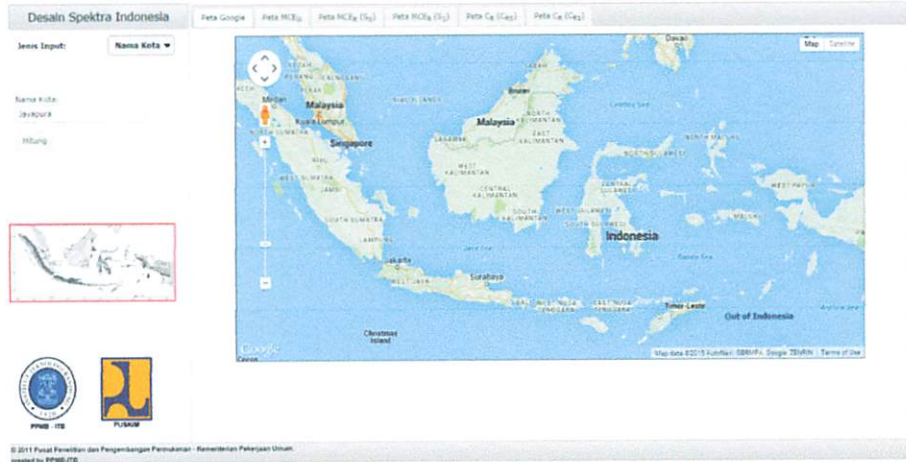


Gambar 2.2 Spektrum respon desain

Sumber: SNI 1726 2012 Pasal 6.4

Di dalam peta zonasi gempa ini, setiap warna mewakili besaran parameter percepatan batuan dasar mulai dari yang terendah hingga yang paling tinggi. Daerah yang tidak memiliki warna (Daerah abu-abu) adalah daerah yang tidak terpengaruh oleh gempa karena berada jauh dari lempeng benua yang merupakan pusat gempa bumi terjadi. Untuk mengetahui nilai percepatan batuan pada tiap-tiap kota yang ingin

direncanakan maupun lokasi yang lebih akurat dari peta diatas, bisa dilakukan analisa menggunakan program bantu **Desain Spektra Indonesia** yang bisa diakses pada situs: [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain spektra indonesia 2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain%20spektra%20indonesia%202011/)



Gambar 2.3 Desain Spektra Indonesia

Selain nilai percepatan batuan, dalam program bantu Desain Spektra Indonesia ini juga dapat diketahui nilai parameter, faktor amplifikasi hingga periode getar untuk tiap-tiap daerah yang ditinjau.

2.2.3.10 Gaya Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2012, Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut ini:

$$V = C_s W_t$$

Dimana :

C_s = koefisien respons seismik

W_t = berat total gedung

2.2.3.11 Simpangan Antar Lantai (Story Drift)

Simpangan antar lantai adalah pergeseran posisi (defleksi) antara pusat massa sebuah lantai dengan lantai yang berada di atas atau di bawahnya akibat dari penyerapan beban yang dialami oleh struktur.

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antar lantai hanya ada kinerja batas ultimate saja tanpa mempertimbangkan kinerja batas

layannya.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1, Simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi dari batas-batas yang ditentukan. Untuk semua struktur lainnya yang termasuk dalam kategori resiko gedung I dan II, batas simpangan antar lantai ultimitnya (Δ_a) tidak boleh melebihi dari $0,020 h_{sx}$.

$$\Delta \leq \Delta_a$$

Tujuan dari pemberian batasan ini adalah agar struktur tidak terlalu kaku (Rigid) dan tidak terlalu melentur. Struktur yang terlalu kaku tidak memberikan adanya tanda-tanda kerusakan struktur dan struktur yang terlalu melentur memberikan efek yang tidak nyaman pada penghuni.

2.2.3.12 Pengaruh Arah Pembebanan Gempa

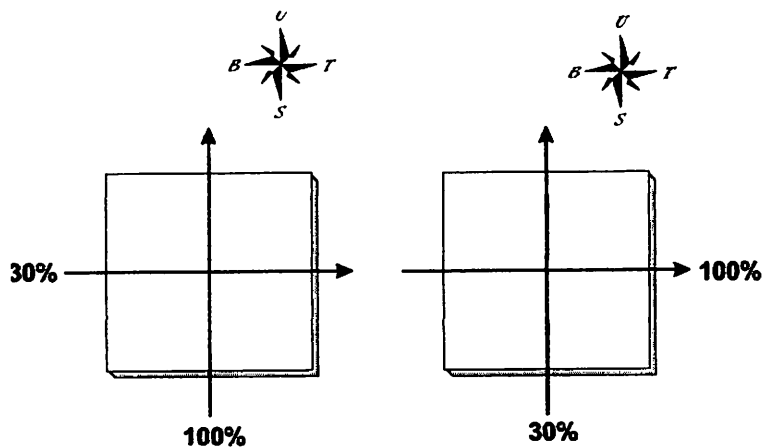
Arah pembebanan menentukan resiko gempa terbesar yang mungkin terjadi pada struktur. Di dalam menentukan arah pembebanan gempa, digunakan arah utama pembebanan yang paling kritis sehingga memberikan pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistemstruktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi secara bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak luruh pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

2.2.3.12.1 Pengaruh Gempa Horisontal

Pengaruh gempa horisontal adalah pengaruh gempa yang bekerja dalam dua arah sumbu yang saling tegak lurus dimana arah sumbu utamanya berlaku 100% dari beban gempa rencana ditambah dengan

30% beban gempa rencana dari arah yang saling tegak lurus dengan arah sumbu utamanya. Beban gempa horisontal adalah beban gempa yang paling berpengaruh dalam pembebanan gempa karena menyebabkan kerusakan struktur terbesar. Hal ini dikarenakan arah beban gempa ini saling tegak lurus terhadap struktur gedung yang berdiri secara vertikal diatas tanah dan menyebabkan beban geser lateral (V) itu sendiri.



Gambar 2.4 Arah pembebanan gempa horisontal

2.2.4 Kombinasi pembebanan

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur, dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.4, faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah sbb:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 Lo
3. 1,2 DL + 1 Lo \pm 0,3 EX \pm 1 EY
4. 1,2 DL + 1 Lo \pm 1 EX \pm 0,3 EY
5. 0,9 DL \pm 0,3 EX \pm 1 EY
6. 0,9 DL \pm 1 EX \pm 0,3 EY

Di mana sesuai SNI 1727:2013 Hal 21: 4.7.2 (Reduksi beban hidup merata), Sebagai berikut :

DL = Beban mati

Lo = Beban Hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban Gempa arah-y

$$L = Lo \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di dalam persamaannya harus didesain berdasarkan pengaruh beban seismik yang ditentukan seperti berikut ini:

3 Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sebagai:

$$E = Eh + Ev$$

4 Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sebagai:

$$E = Eh - Ev$$

Di mana:

E = Pengaruh beban seismik

Eh = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan
Selanjutnya

Ev = Pengaruh beban seismi vertikal yang akan didefinisikan
selanjutnya

Eh adalah pengaruh gaya seismik horizontal. Pengaruh beban seismik Eh harus ditentukan dengan rumus berikut ini:

$$Eh = \rho QE \text{ Dimana:}$$

Q = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

Ev adalah pengaruh gaya seismik vertikal. Pengaruh beban seismik Ev harus ditentukan dengan rumus berikut ini:

$$Ev = 0,2 S_{DS} DL \text{ Dimana:}$$

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek

DL = Pengaruh beban mati

Perencanaan pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI – 1.3.53.1987) yang digunakan adalah :

- | | |
|-------------------------------------|--------------------------|
| a. Beton Bertulang | : 2400 kg/m ³ |
| b. Adukan dari semen (per cm tebal) | : 21 kg/m ² |
| c. Penggantung | : 11 kg/m ² |
| d. Plafon | : 7 kg/m ² |

2.3 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, diperlukan standar dan peraturan-peraturan perencanaan bangunan untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi serta menghindari dan meminimalisasi kerusakan struktur bangunan dan korban jiwa terhadap gempa bumi yang sering terjadi. Oleh karena itu, 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 berjalan (*servicable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen nonstruktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa sedang, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak ada korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

Struktur yang direncanakan diharapkan mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatan yang

berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan berdeformasi secara inelastis. Kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur.

2.3.1 Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Yang dimaksudkan dengan struktur tahan gempa disini adalah struktur beton bertulang yang mampu memikul beban gempa sesuai desain seismik yang berlaku pada daerah gempa rencana. Untuk Struktur beton bertulang khususnya Sistem Rangka Pemikul Momen, Penentuan jenis sistem rangka yang digunakan harus berdasarkan Kategori Desain Seismik B, C, D, E atau F untuk memenuhi keamanan serta keefisienan struktur yang akan direncanakan sesuai SNI 03-1726-2013 pasal 7.2.1 tentang pemilihan sistem struktur.

Sistem rangka pemikul momen yang berlaku untuk kategori desain seismik ada 3 jenis yaitu sistem rangka beton bertulang pemikul momen biasa (SRPMB), sistem rangka beton bertulang pemikul momen menengah (SRPMM), dan sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SRPMK).

2.3.2 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).

2.3.3 Pengertian Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

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

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).
2. Sistem Rangka Pemikul Momen (Menengah) (SRPMM).

3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2.3.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem rangka beton bertulang pemikul momen biasa adalah struktur rangka beton bertulang yang hanya diperbolehkan untuk memikul desain seismik dengan kategori B. Kategori B itu sendiri adalah kategori desain seismik yang dibatasi pada parameter respons percepatan periode pendek dengan nilai $0,167 \leq S_{Ds} < 0,33$ serta termasuk dalam risiko bangunan gedung kategori I, II dan III.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.2 tentang Rangka Momen Biasa, persyaratan yang harus dipenuhi adalah pasal 21.2.2 dimana Balok harus mempunyai paling sedikit dua batang tulangan longitudinal yang menerus sepanjang kedua muka atas dan bawah. Tulangan ini harus disalurkan pada muka tumpuan. Selain itu, persyaratan yang harus dipenuhi adalah pasal 21.2.3 tentang persyaratan Kolom yang mempunyai tinggi bersih kurang dari atau sama dengan lima kali dimensi c_1 harus didesain untuk geser yang terkait dengan pengembangan kekuatan momen nominal kolom pada setiap ujung terkekang dari panjang yang tak tertumpu akibat lentur kurvatur balik. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur.

2.3.3.2 Sistem Rangka Momen Menengah (SRPMM)

Sistem rangka beton bertulang pemikul momen menengah adalah struktur rangka beton bertulang yang hanya diperbolehkan untuk memikul desain seismik dengan kategori B dan C. Kategori C itu sendiri adalah kategori desain seismik yang dibatasi pada parameter respons percepatan periode pendek dengan nilai $0,33 \leq S_{Ds} < 0,50$ serta termasuk dalam risiko bangunan gedung kategori I, II dan III.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3 tentang Rangka Momen Menengah, ada beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam perencanaan SRPMM. Adapun persyaratan pada SNI 03-2847-2013

yang harus dipenuhi dalam perencanaan SRPMM ini adalah sebagai berikut:

1. Detail tulangan (Pasal 21.3.2)

Pada komponen struktur rangka harus memenuhi 21.3.4 bila gaya tekan aksial terfaktor, P_u , untuk komponen struktur yang tidak melebihi $A_g f'_c/10$. Bila P_u lebih besar, detail tulangan rangka harus memenuhi 21.3.5.

2. Kekuatan geser (Pasal 21.3.3)

ϕV_n balok yang menahan pengaruh gempa, E , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari (a) dan (b):

- a) Jumlah geser yang terkait dengan pengembangan M_n balok pada setiap ujung bentang bersih yang terkekang akibat lentur kurvatur balik dan geser yang dihitung untuk beban gravitasi terfaktor (Gambar 2.6);
- b) Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan E , dengan E diasumsikan sebesar dua kali yang ditetapkan oleh tata cara bangunan umum yang diadopsi secara legal untuk desain tahan gempa.

ϕV_n kolom yang menahan pengaruh gempa, E , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari (a) dan (b):

- a) Geser yang terkait dengan pengembangan kekuatan momen nominal kolom pada setiap ujung terkekang dari panjang yang tak tertumpu akibat lentur kurvatur balik. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur tertinggi (Gambar 2.6);
- b) Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan E , dengan E ditingkatkan oleh Ω_o .

3. Balok (Pasal 21.3.4)

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

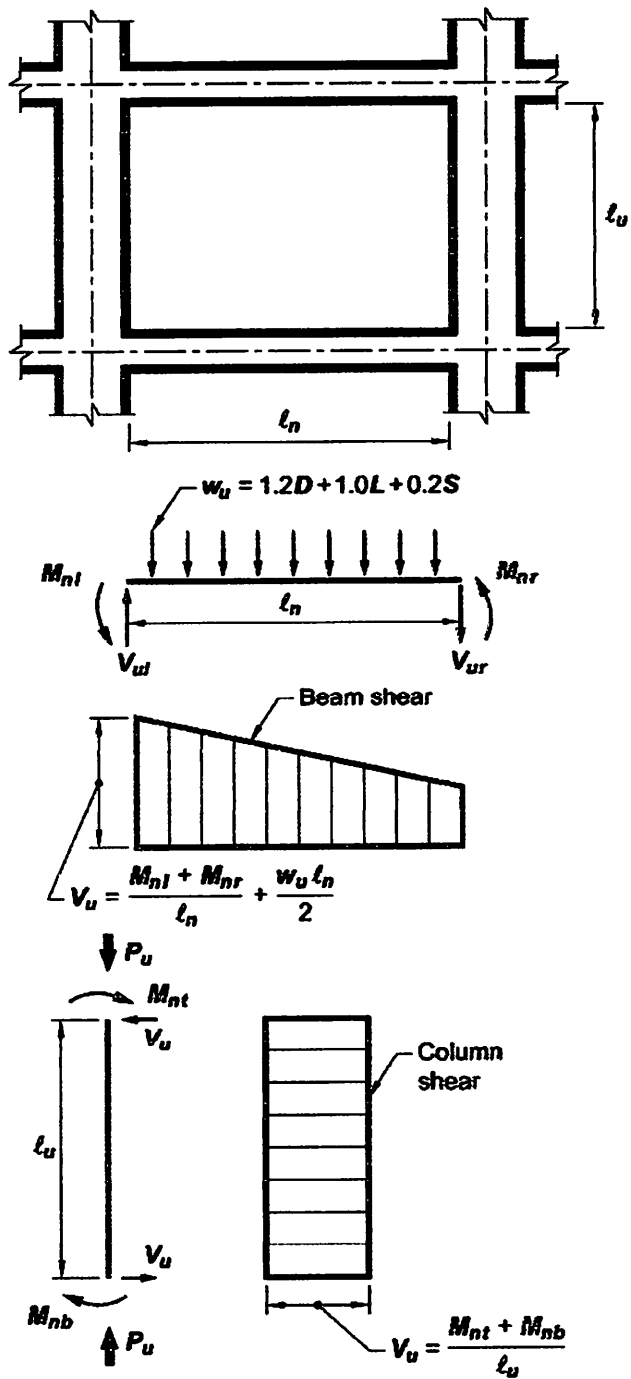
Pada kedua ujung balok, sengkang harus disediakan sepanjang panjang tidak kurang dari $2h$ diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil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

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

Sengkang harus dispasikan tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang balok.

4. Kolom (Pasal 21.3.5)

Kolom harus ditulangi secara spiral sesuai dengan 7.10.4 atau harus memenuhi 21.3.5.2 hingga 21.3.5.4. Subpasal 21.3.5.5 berlaku untuk semua kolom, dan 21.3.5.6 berlaku untuk semua kolom yang menumpu komponen struktur kaku tak menerus



Gambar 2.6 Geser Desain untuk Rangka Momen Menengah

Pasal yang harus dipenuhi dalam penulangan kolom pada perencanaan struktur rangka momen menengah adalah:

- Pasal 21.3.5.2, Pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang panjang l_o diukur dari muka joint. Spasi s_o tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), (c), dan (d):
 - 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 dari (e), (f), dan (g):
 - e) Seperenam bentang bersih kolom;
 - f) Dimensi penampang maksimum kolom;
 - g) 450 mm.
- 3. Pasal 21.3.5.3, Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $s_o/2$ dari muka joint.
- 4. Pasal 21.3.5.4, Di luar panjang l_o , spasi tulangan transversal harus memenuhi 7.10 dan 11.4.5.1.
- 5. Pasal 21.3.5.5, Tulangan transversal joint harus memenuhi 11.10.
- 6. Pasal 21.3.5.6 Kolom yang menumpu reaksi dari komponen struktur kaku tak menerus, seperti dinding, harus disediakan dengan tulangan transversal dengan spasi, s_o seperti didefinisikan dalam 21.3.5.2 sepanjang tinggi penuh di bawah tingkat dimana diskontinuitas terjadi jika bagian gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur ini terkait dengan pengaruh gempa yang melebihi $A_g f_c' / 10$. Bila gaya desain harus diperbesar untuk memperhitungkan kekuatan lebih elemen vertikal sistem penahan gaya gempa, batas $A_g f_c' / 10$ harus ditingkatkan menjadi $A_g f_c' / 4$. Tulangan transversal ini harus menerus di atas dan di bawah kolom seperti yang disyaratkan dalam 21.6.4.6(b).

2.3.3.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMK)

Sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus adalah struktur rangka beton bertulang yang hanya diperbolehkan untuk memikul desain seismik dengan kategori B, C, D, E dan F. Kategori D itu sendiri adalah kategori desain seismik yang dibatasi pada parameter respons percepatan periode pendek dengan nilai $S_{Ds} > 0,50$ serta termasuk dalam risiko bangunan gedung kategori I, II dan III. Desain seismik kategori E adalah kategori dengan nilai $S_1 \geq 0,75$ serta termasuk dalam risiko bangunan gedung kategori I, II dan III. Sedangkan desain seismik kategori F adalah kategori dengan nilai $S_1 \geq 0,75$ serta termasuk dalam risiko bangunan gedung kategori IV.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5 tentang Komponen struktur lentur rangka momen khusus dan Pasal 21.6 tentang komponen struktur rangka momen khusus yang dikenai beban lentur dan aksial, ada beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam perencanaan SRPMK. Adapun persyaratan pada SNI 03-2847-2013 yang harus dipenuhi dalam perencanaan SRPMK ini adalah sebagai berikut:

1. Pasal 21.5.1.1, Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u , tidak boleh melebihi $A_g f_c / 10$.
2. Pasal 21.5.1.2, Bentang bersih untuk komponen struktur, ℓ_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya. $\ell_n \geq 4h$.
3. Pasal 21.5.1.3, Lebar komponen, b_w , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$ dan 250 mm.
4. Pasal 21.5.1.4, Lebar komponen struktur, b_w , tidak boleh melebihi lebar komponen struktur penumpu, c_2 , ditambah suatu jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan lebih kecil dari (a) dan (b):
 - a) Lebar komponen struktur penumpu, c_2 dan
 - b) 0,75 kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu, c_1 .
5. Pasal 21.5.2.1, Pada sebarang penampang komponen struktur lentur, kecuali seperti diberikan dalam 10.5.3, untuk tulangan atas maupun

bawah, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari yang diberikan oleh Pers. (10-3) tetapi tidak kurang dari $1,4b_w d/f_y$, dan rasio tulangan, ρ , tidak boleh melebihi 0,025. Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah.

6. Pasal 21.5.2.2, kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut.
7. Pasal 21.5.2.3, Sambungan lewatan tulangan lentur diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan
8. Pasal 21.5.3.1, Sengkang harus dipasang pada daerah komponen struktur rangka berikut:
 - a) Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur;
 - b) 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 inelastis rangka.
9. Pasal 21.5.3.2, Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b) dan (c):
 - a) $d/4$;
 - b) Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal yang disyaratkan oleh 10.6.7; dan
 - c) 150 mm
10. Pasal 21.5.3.3, Bila sengkang tertutup diperlukan, batang tulangan lentur utama yang terdekat ke muka tarik dan tekan harus mempunyai

tumpuan lateral yang memenuhi pasal 7.10.5.3 atau pasal 7.10.5.4. Spasi batang tulangan lentur yang tertumpu secara transversal tidak boleh melebihi 350 mm. Tulangan kulit yang disyaratkan oleh pasal 10.6.7 tidak perlu tertumpu secara lateral.

11. Pasal 21.5.3.4, Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempu pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur.
12. Pasal 21.5.3.5, sengkang atau pengikat yang diperlukan untuk menahan geser harus berupa sengkang sepanjang panjang komponen struktur dalam pasal 21.5.3.1.
13. Pasal 21.3.5.6 sengkang pada komponen struktur lentur diijinkan 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 posisi 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.
14. Pasal 21.5.4.1, Gaya geser desain harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tribuari terfaktor sepanjang bentangnya.
15. Pasal 21.5.4.2, Tulangan transversal sepanjang panjang yang diidentifikasi dalam 21.5.3.1 harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana keduanya (a) dan (b) terjadi:
 - a) Gaya geser yang ditimbulkan gempu yang dihitung sesuai dengan pasal 21.5.4.1 mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang tersebut;

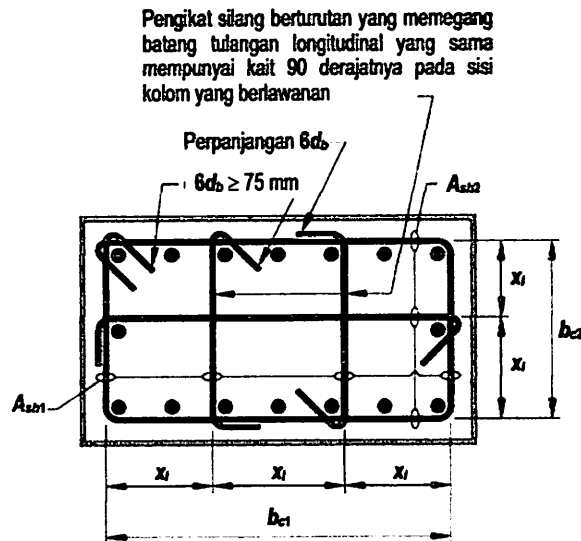
- b) Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g P_c / 20$.
16. Pasal 21.6.1, Persyaratan dari subpasal ini berlaku untuk komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial terfaktor, P_u , akibat sebarang kombinasi beban yang melebihi $A_g P_c / 10$. Komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi dari pasal 21.6.1.1. dan pasal 21.6.1.2.
17. Pasal 21.6.1.1, Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm.
18. Pasal 21.6.1.2, Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4
19. Pasal 21.6.3.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,06 A_g .
20. Pasal 21.6.3.2, Pada kolom dengan sengkang tertutup bulat, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.
21. Pasal 21.6.4.1 Tulangan transversal yang disyaratkan dalam 21.6.4.2 sampai 21.6.4.4 harus dipasang sepanjang panjang ℓ dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastis rangka. Panjang ℓ tidak boleh kurang dari yang terbesar dari (a), (b), dan (c):
- a) Tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi;
 - b) Seperenam bentang bersih komponen struktur; dan
 - c) 450 mm.
22. Pasal 21.6.4.2, Tulangan transversal harus disediakan dengan salah satu dari spiral tunggal atau saling tumpuk yang memenuhi 7.10.4, sengkang bulat, atau sengkang persegi dengan atau tanpa pengikat silang. Pengikat silang yang berurutan harus diseling ujung-ujungnya sepanjang tulangan longitudinal. Spasi pengikat silang atau kaki-kaki sengkang

persegi, h_x , dalam penampang komponen struktur tidak boleh melebihi 350 mm pusat ke pusat (Gambar 2.7).

23. Pasal 21.6.4.3, Spasi tulangan transversal sepanjang panjang l komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), dan (c);
- Seperempat dimensi komponen struktur minimum;
 - Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil; dan
 - S_o , seperti didefinisikan pada rumus dibawah ini:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

Nilai S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.



Dimensi x_1 dari garis pusat ke garis pusat kaki-kaki pengikat tidak melebihi 350 mm. Rumus h_x yang digunakan dalam persamaan 21-2 diambil sebagai nilai terbesar dari x_1 .

Gambar 2.7 Contoh penulangan transversal pada kolom

24. Pasal 21.6.4.4, Jumlah tulangan transversal yang disyaratkan dalam (a) atau (b) harus disediakan kecuali bila jumlah yang lebih besar disyaratkan oleh 21.6.5.
- Rasio volume tulangan spiral atau sengkang bulat, ρ_s , tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh persamaan di bawah ini:

$$\rho_s = 0,12 \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right)$$

Dan tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh persamaan di bawah ini :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

b) Luas penampang total tulangan sengkang persegi, A_{sh} , tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan oleh persamaan di bawah ini:

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

dan

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

25. Pasal 21.6.4.5, Di luar panjang ℓ_o , yang ditetapkan dalam pasal 21.6.4.1, kolom harus mengandung tulangan spiral atau sengkang yang memenuhi pasal 7.10 dengan spasi pusat ke pusat, s , tidak melebihi yang lebih kecil dari enam kali diameter batang tulangan kolom longitudinalnya terkecil dan 150 mm, kecuali bila jumlah tulangan transversal yang lebih besar disyaratkan oleh pasal 21.6.3.2 atau 21.6.5
26. Pasal 21.6.4.6, Kolom yang menumpu reaksi dari komponen struktur kaku yang tak menerus, seperti dinding, harus memenuhi (a) dan (b):
- a) Tulangan transversal seperti yang disyaratkan dalam 21.6.4.2 hingga 21.6.4.4 harus disediakan sepanjang tinggi keseluruhannya pada semua tingkat di bawah diskontinuitas jika gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur ini berhubungan dengan pengaruh gempa, melebihi $A_g f'_c / 10$. Bilamana gaya desain telah diperbesar untuk memperhitungkan kekuatan lebih elemen vertikal sistem penahan gaya gempa, batas $A_g f'_c / 10$ harus ditingkatkan menjadi $A_g f'_c / 4$.
- b) Tulangan transversal harus menerus ke dalam komponen struktur tak menerus paling sedikit sejarak sama dengan ℓ_d , dimana ℓ_d ditentukan sesuai dengan pasal 21.7.5 untuk batang tulangan kolom longitudinal terbesar. Bilamana ujung bawah kolom berhenti pada suatu dinding,

tulangan transversal perlu harus menerus ke dalam dinding paling sedikit $4d$ dari batang tulangan kolom longitudinal terbesar di titik pemutusan. Bilamana kolom berhenti pada fondasi tapak (footing), setempat, atau penutup tiang fondasi, tulangan transversal perlu harus menerus paling sedikit 300 mm ke dalam fondasi tapak, setempat, atau penutup tiang fondasi.

Pasal 21.6.4.7, Bila selimut beton di luar tulangan transversal pengekang yang ditetapkan dalam 21.6.4.1, 21.6.4.5, dan 21.6.4.6 melebihi 100 mm, tulangan transversal tambahan harus disediakan. Selimut beton untuk tulangan transversal tambahan tidak boleh melebihi 300 mm.

2.3.4 Perencanaan elemen struktur pada system rangka pemikul momen khusus

2.3.4.1 Perencanaan Balok

Balok adalah bagian dari struktur yang berfungsi untuk menopong lantai di atasnya serta sebagai penyalur momen ke kolom-kolom yang menopongnya. Balok yang tertumpu langsung pada kolom disebut balok induk, sedangkan balok yang tertumpu pada balok induk disebut balok anak. Tulangan rangkap pada perancangan balok pada umumnya ditujukan untuk meningkatkan daktilitas penampang, pengendalian defleksi jangka panjang akibat adanya rangkap dan susut. (McCormac, 2003)

Menurut Naws (2003), ada beberapa jenis keruntuhan yang terjadi pada balok :

1. Penampang seimbang (Balance), tulangan tarik beton mulai leleh tepat pada saat beton mencapai regangan batas dan akan hancur karena tekan. Pada saat awal terjadinya keruntuhan, regangan tekan yang diijinkan pada serat tepi yang tertekan adalah 0.003, sedangkan regangan baja sama dengan regangan lelehnya yaitu $\epsilon_y = f_y/E_c$.
2. Penampang Over Reinforced, keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Pada awal keruntuhan, regangan baja ϵ_s yang terjadi masih lebih kecil dari regangan lelehnya ϵ_y . Dengan demikian, tegangan baja f_s . Kondisi ini terjadi apabila tulangan yang

digunakan lebih banyak dari yang diperlukan dalam keadaan balance.

3. Penampang Under Reinforced, keruntuhan terjadi ditandai dengan lelehnya tulangan baja. Kondisi penampang yang demikian dapat terjadi apabila tulangan Tarik yang dipakai pada balok kurang dari yang diperlukan untuk kondisi seimbang.

2.3.4.1.1 Balok T Tulangan 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 dengan plat, dimana plat tersebut mengalami tekanan.

Dengan nilai $M_{D b}$, $M_{L b}$, $M_{E b}$, dimana kombinasi untuk M_u balok :

$$= 1,4M_{D b}$$

$$= 1,2M_{D b} + 1,6M_{L b}$$

$$= 1,2M_{D b} + 1,0M_{L b} \pm 1,0M_{E b}$$

$$= 0,9M_{D b} \pm 1,0M_{E b}$$

Dari keempat kombinasi di atas maka diambil nilai M_u yang paling besar. Balok persegi memiliki tulangan rangkap apabila momen yang harus ditahan cukup besar dan $A_s \text{ perlu} > A_s \text{ Maks}$.

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. $A_s \text{ maks} = 0,75 \rho_b$.

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

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

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

Langkah-langkah perencanaan balok T tulangan rangkap

1. Tentukan tulangan tarik dan tekan

2. Hitung nilai $d' = \text{tebal selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \times \text{diameter tulangan tarik}$. Setelah itu hitung $d = h - d'$.

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

a. Jika balok mempunyai plat dua sisi.

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

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

$$< b_w + 8h_{\text{kiri}} + 8h_{\text{kanan}}$$

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

b. Jika balok hanya mempunyai plat satu sisi.

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

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

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

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

3. Mencari letak garis netral

Analisa balok bertulang rangkap dimana tulangan tekan sudah leleh. Misalkan tulangan tarik dan tulangan leleh.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot ab$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' = A_s' \cdot f_y$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

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

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

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

$$\text{Sehingga nilai } a = \frac{f_y (A_s - A_s')}{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b} \cdot b_w \cdot d$$

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

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

$$\text{Dari diagram regangan } \frac{\epsilon'_s}{\epsilon'_c} = \frac{(c-d')}{c} \rightarrow \epsilon'_s = \frac{(c-d')}{c} \epsilon'_c$$

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

Jika $\epsilon_s' > \epsilon_y = f_y/\epsilon_s \rightarrow$ berarti tulangan tekan belum leleh maka perhitungan dilanjutkan.

$$M_n = C_c \cdot z_1 + C_s \cdot z_2 \text{ dimana : } z_1 = d - \frac{a}{2} \text{ dan } z_2 = z - z'$$

Analisis balok bertulang rangkap dimana tulangan tekan belum leleh.

Ini terjadi jika nilai $\epsilon_s' > \epsilon_y = f_y/\epsilon_s$

Untuk itu dicari nilai a dengan persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$\sum H = 0, \text{ maka } C_c + C_s = T_s$$

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

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot \epsilon_s, \text{ dimana : } \epsilon_s' = \frac{(c-d')}{c} \epsilon'_c$$

$$f_s' = \frac{(c-d')}{c} \epsilon'_c \cdot \epsilon_s = \frac{(c-d')}{c} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$f_s' = \frac{(c-d')}{c} \cdot 600$$

$$\text{Maka } 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot 600 = A_s \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) \cdot x + A_s' \cdot (c-d') \cdot 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

Dengan substitusi nilai $a = \beta_1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c-d') \cdot 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + A_s' \cdot (c-d') \cdot 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - A_s \cdot f_y \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d = 0$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d = 0$$

Dengan rumus ABC nilai x dapat dihitung :

$$c_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Selanjutnya dapat dihitung dengan nilai-nilai :

$$f_s' = \frac{(c-d')}{c} \cdot 600$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \text{ dimana } a = \beta_1 \cdot x$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s'$$

$$z_1 = d - \frac{a}{2} \text{ dan } z_2 = d - d'$$

$$M_n = C_c \cdot z_1 + C_s \cdot z_2$$

2.3.4.1.2 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 :

$$\phi V_u \geq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau.

V_c = kuat geser nominal yang 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.

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

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton sesuai dengan SNI SNI 2847-2013 pasal 11.11.3.1 adalah :

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

Dimana :

B_w = 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 :

$$A_v = \frac{0,35 b_w \cdot s}{f_y}$$

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 .

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

s = spasi tulangan geser dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal.

Sedangkan untuk spasi sengkang adalah :

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

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

Sedangkan bila $V_s > 0,33 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$, 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 $0,66 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$

2.3.4.3 Pemutusan Tulangan Balok

Dalam desain ini akan dicari jarak penghentian tulangan lentur dari muka kolom sejarak l_d . Agar diperoleh panjang penghentian terbesar. Panjang penyaluran l_d dalam kondisi tarik pada SNI 2847-2013 pasal 14.2.(2) dihitung dengan rumus tersebut di pasal 12.2.2

$$\left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Dimana :

ψ_t, ψ_e, λ dimabil dari tabel SNI 2847-2013 halaman 112.

Penyaluran batang ulir yang berbeda dalam kondisi tekan.

1. Panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tekan, l_d harus ditentukan dari 12.3.2 dan faktor modifikasi yang sesuai dari 12.3.3, tetapi l_d tidak boleh kurang dari 200 mm.

2. Untuk tulangan batang tulangan ulir dan kawat, l_d harus diambil sebesar yang terbesar dari $(0,24f_y/\lambda\sqrt{f'_c})d_b$ dan $(0,043f_y)d_b$, dengan λ seperti diberikan dalam 12.2.4(d) dan konstanta 0,043 mempunyai satuan mm^2/N .
3. Panjang l_d dalam 12.3.2 diizinkan untuk dikalikan dengan faktor yang sesuai untuk :
 - a) Tulangan yang melebihi dari yang diperlukan oleh analisis..... $(A_s \text{ perlu})/(A_s \text{ terpasang})$
 - b) Tulangan dilingkupi tulangan spiral tidak kurang dari berdiameter 6 mm dan tidak lebih dari spasi 100 mm atau dalam pengikat berdiameter 13 yang memenuhi 7.10.5 dan berspasi pusat ke pusat tidak lebih dari 100 mm.....0,75

2.3.4.2 Perencanaan Kolom

Kolom adalah suatu struktur yang mendukung beban aksial dengan / tanpa momen lentur. Pada struktur atas, kolom merupakan komponen struktur yang paling penting untuk diperhatikan, karena apabila kolom ini mengalami kegagalan, maka dapat berakibat keruntuhan struktur bangunan atas dari gedung secara keseluruhan. (Asroni, 2010).

Kolom dibedakan beberapa jenis menurut bentuk dan susunan tulangan, serta letak/posisi beban aksial pada penampang kolom. Di samping itu juga dapat dibedakan menurut ukuran panjang –pendeknya kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateral.

Berdasarkan besarnya regangan pada tulangan baja yang tertarik, penampang kolom dapat dibagi menjadi dua kondisi awal keruntuhan, yaitu :

1. Keruntuhan Tarik, yang diawali dengan lelehnya tulangan tertarik
2. Keruntuhan Tekan, yang diawali dengan hancurnya beton tertekan.

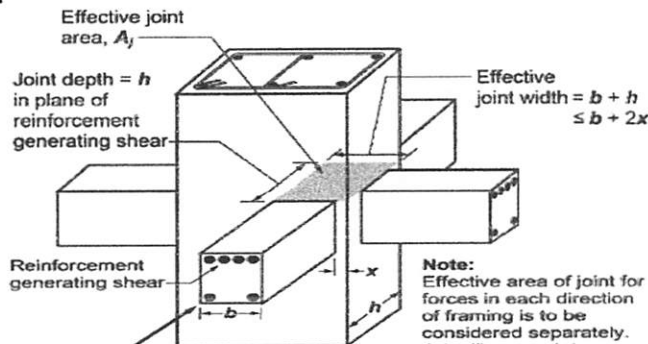
Kondisi balanced terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan.

2.3.4.3 Hubungan Balok Kolom (HBK) Pada Sistem Rangka Pemikul

Momen Khusus (SRPMK)

Penulangan memanjang harus menerus menembus HBK dan dijangkar sebagai batang tarik atau tekan dengan panjang penyaluran yang benar dalam suatu inti kolom terkekang. Lekatan antara tulangan memanjang dan beton tidak boleh sampai lepas atau slip di dalam HBK yang berakibat menambah rotasi dalam HBK. Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.7 persyaratan ukuran minimum harus dipenuhi agar mengurangi kemungkinan kegagalan dan kehilangan lekatan pada waktu terjadi beban berbalik di atas tegangan leleh tulangan. Bila tulangan memanjang balok menerus melewati HBK. Maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih kecil dari 20 kali diameter terbesar tulangan memanjang.

Faktor paling penting dalam menentukan kuat geser nominal HBK adalah luas efektif (A_j) dari HBK. Untuk HBK yang dikekang oleh balok-balok di ke-empat mukanya, maka kapasitas atau kuat geser nominal HBK adalah sebesar $1,7 A_j \sqrt{f'c}$. Untuk hubungan yang terkekang di tiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan, maka kapasitasnya maka $1,25 A_j \sqrt{f'c}$. Dan untuk kasus-kasus lainnya, kuat geser nominal = $1,0 A_j \sqrt{f'c}$. Penting untuk dipahami bahwa kapasitas geser adalah hanya fungsi dari kekuatan beton dan luas A_j . Dalam menghitung gaya geser di HBK gaya dalam tulangan memanjang balok di muka HBK, harus dianggap mempunyai tegangan tarik sebesar $1,25 f_y$.



Gambar 2.14 Luas Efektif dari HBK

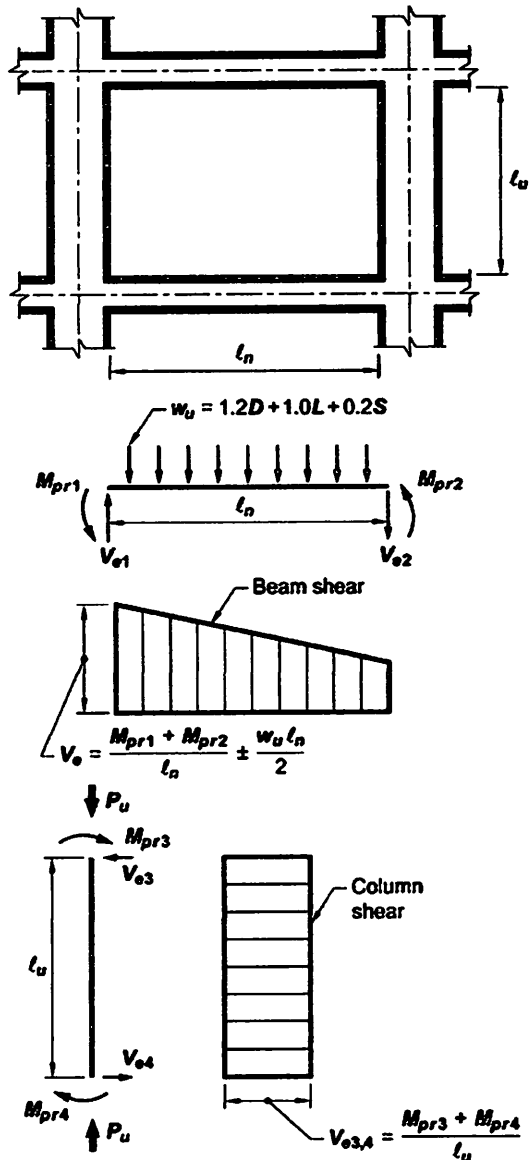
2.3.4.4 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Tulangan geser pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) harus didesain sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kegagalan geser 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 tegangan tulang sebesar $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$, ditambah dengan beban gravitasi di balok.

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

Untuk komponen struktur yang kena beban aksial dan lentur pada SRPMK, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka HBK 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 HBK yang diperoleh dari M_{pr} komponen transversal dan tak boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur.



Gambar 2.12 Geser Desain Untuk Balok dan Kolom

2.3.4.5 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. Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom akan menyebabkan kerusakan berat,

karena itu harus dihindarkan. Oleh sebab itu kolom-kolom selalu didesain 20% lebih kuat dari balok-balok di suatu Hubungan Balok Kolom (HBK).

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

- 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 $\geq 0,4$.
- d. Ratio tulangan (ρ_g) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06
- e. SL hanya diijinkan di sekitar tengah panjang komponen, harus sebagai sambungan tarik, yang harus dikenai tulangan transversal sepanjang penyalurannya.

Kuat lentur komponen strukturnya dapat ditentukan dengan menggunakan rumus :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana :

$\sum M_{nc}$ = jumlah momen di muka HBK sesuai dengan desain kuat lentur.

$\sum M_{nb}$ = jumlah momen di muka HBK sesuai dengan desain kuat lentur nominal balok-balok.

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

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

$$M_u = 1,4 M_D$$

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

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

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

Dimana :

M_D = Momen lentur komponen portal akibat beban mati tak terfaktor

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

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

Selain penentuan kuat lentur, tiap komponen-komponen struktur yang menerima beban lentur dalam SRPMK sesuai 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. $b_w \geq 300$ 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)

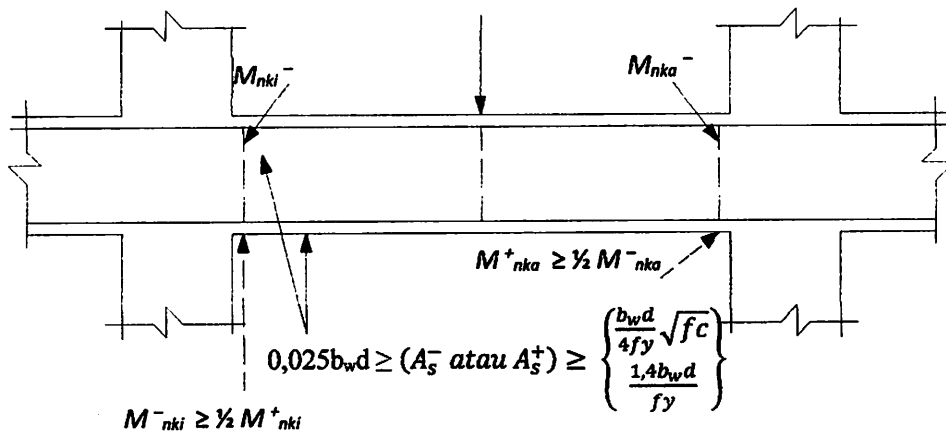
Persyaratan penulangan untuk komponen lentur pada SRPMK menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1 dan Pasal 21.5.2.2 adalah sebagai berikut :

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

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

- b. Rasio tulangan $\rho \leq 0,025$
- c. Kekuatan momen positif pada muka joint $\geq \frac{1}{2}$ kuat momen negatif 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.

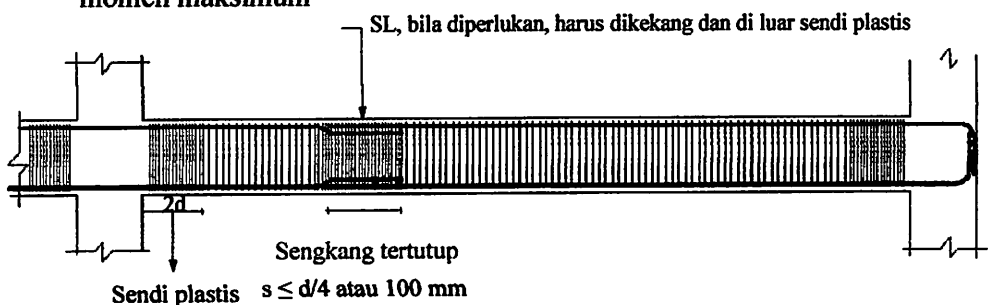


Gambar 2.8 Persyaratan Penulangan Komponen Lentur Pada SRPMK

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

- SL diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan.
- Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi $d/4$ dan 100 mm.

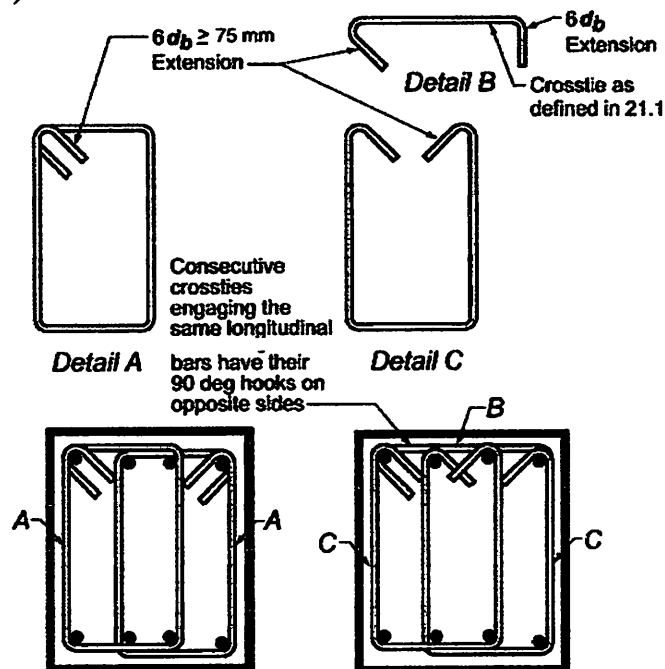
SL tidak boleh digunakan dalam Joint, dalam jarak $2d$ dari muka joint, di lokasi kemungkinan terjadi sendi plastis dan di daerah momen maksimum



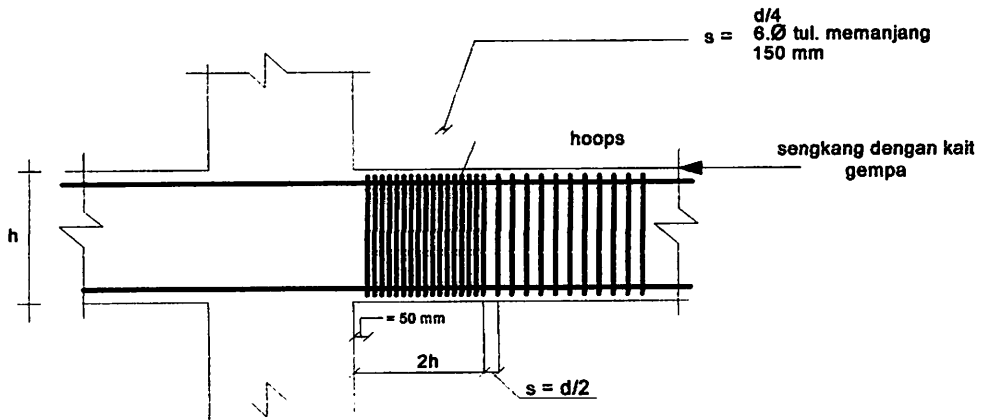
Gambar 2.9 Tipikal Sambungan Lewatan (SL)

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

- Hoops diperlukan sepanjang $2d$ dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur, dengan meletakkan hoops pertama sejarak 50 mm dari muka kolom.
- Hoops juga diperlukan sepanjang $2 \times d$ di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan lateral displacement inelastic dari rangka.
- Hoops disyaratkan s harus tidak melebihi $d/4$, $6 \times$ tulangan memanjang terkecil, dan 150 mm , spasi batang tulangan lentur tidak melebihi 350 mm .
- Dimana hoops tidak disyaratkan, begel dengan hoops gempal di dua ujung harus dipasang dengan $s \leq d/2$ sepanjang komponen.
- Tulangan transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser (V_e).



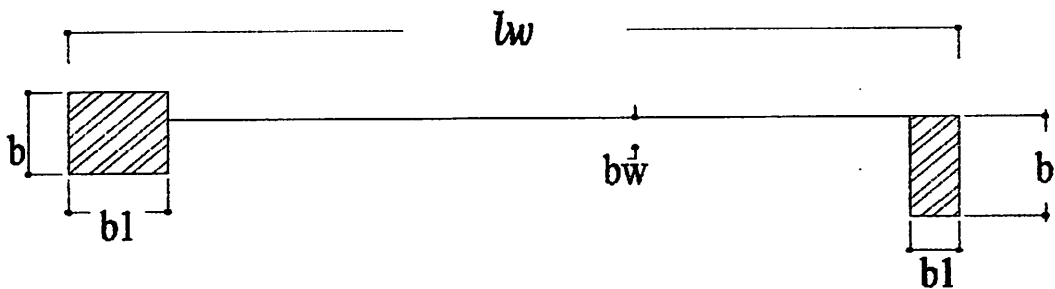
Gambar 2.10 Sambungan Lewatan dan Sengkang Tertutup pada SRPMK



Gambar 2.11 Penulangan Transversal Untuk Komponen Lentur pada SRPMK

2.3.4.7 Perencanaan Dinding Geser Kantilever

Berdasarkan rumusan hasil T. Paulay dan M. J. N. Priestley dalam bukunya yang berjudul "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building", pembatasan dimensi dinding geser berdasarkan tinggi dinding harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :



Gambar 2.8 Pendimensian Dinding Geser

$$\text{Tebal Dinding geser}(b_w) \geq \frac{1}{16} h_i$$

$$\text{Tebal Dinding geser } (b_w) \geq \frac{1}{25} l_w$$

$$b \geq b_w \quad b_l \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10 \cdot b}$$

$$b \geq b_c \quad b_l \geq \frac{b_c^2}{b}$$

$$b \geq h_i/16 \quad b_l \geq h_i/16$$

dimana :

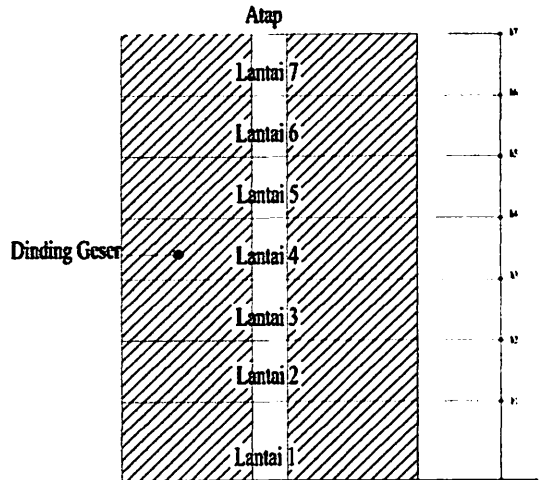
$$b_c = 0,0171 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu_\phi}$$

μ_ϕ = rasio daktilitas kurva = 5

b_w = Tebal dinding geser

h_i = tinggi bagian dinding

l_w = panjang bagian dinding



2.3.4.8 Perencanaan Dinding Geser Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Menurut *Paulay dan Priestley* Tulangan dinding pada dinding struktural dipasang paling sedikit 2 lapis dimana dinding harus memiliki tulangan geser tersebar yang memberikan perlawanan dalam dua arah yang saling tegak lurus dalam bidang apabila:

1. Tebal Dinding ≥ 200 mm
2. Gaya geser terfaktor $> \frac{1}{6} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c}$

Beberapa pembatasan untuk penulangan lentur vertikal dinding geser menurut *Paulay dan Priestley*, yaitu :

- a. Besarnya $\rho_v > 0,7/f_y$ (dalam MPa) dan $\rho_v < 16/f_y$ (MPa).
- b. Jarak antar tulangan vertikal tidak boleh lebih dari 200 mm daerah plastis dan pada daerah lain (yaitu daerah elastis) 450 mm atau tiga kali tebal dinding.

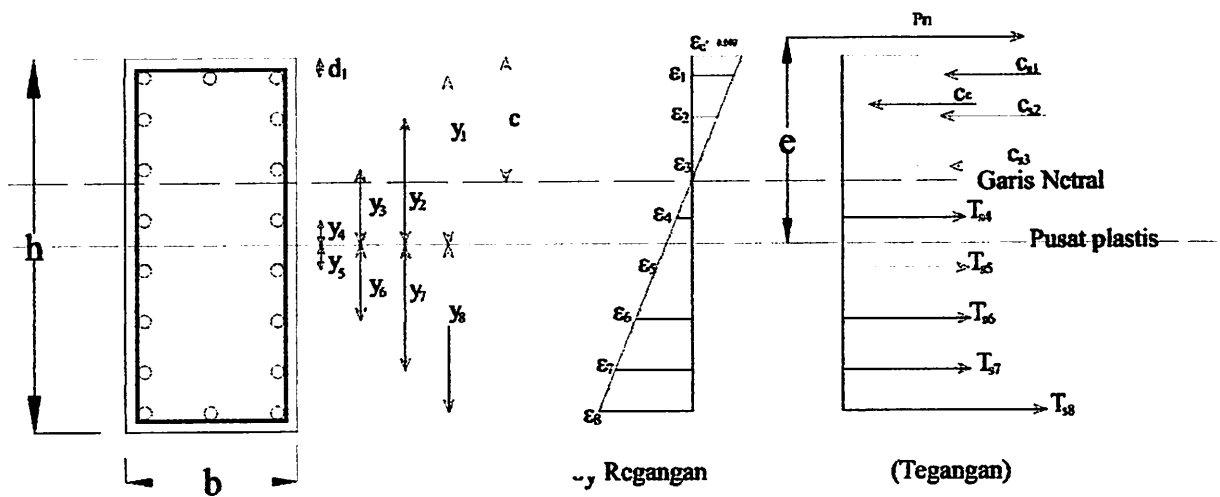
- c. Diameter tulangan yang digunakan tidak boleh melebihi $\frac{1}{8}$ dari tebal dinding geser.

Jika pembatasannya tulangan lentur dibatasi sesuai dengan momen yang terjadi, maka sendi plastis dapat terbentuk di semua bagian di sepanjang tinggi dinding geser dengan tingkat kemungkinan yang sama. Hal ini tidak diinginkan dari segi perencanaan karena daerah sendi plastis memerlukan detail tulangan khusus. Jika sendi plastis mempunyai kemungkinan yang sama untuk terjadi pada setiap bagian sepanjang tinggi dinding geser, maka pendetailan khusus untuk sendi plastis harus dilakukan di sepanjang tinggi dinding. Tentu saja hal ini sangatlah tidak ekonomis. Selain itu, kuat dinding geser akan berkurang pada daerah dimana pelelehan tulangan lentur terjadi. Hal ini akan mengharuskan penambahan tulangan geser pada setiap tingkat. Akan lebih rasional memastikan bahwa sendi plastis hanya bisa terjadi pada lokasi yang telah ditentukan sebelumnya, secara logika yaitu di dasar dinding geser, dengan cara menetapkan kuat lentur melebihi kekuatan lentur maksimum yang dibutuhkan.

Diagram bidang momen menunjukkan momen dari hasil aplikasi gaya statis lateral dengan kekuatan ideal terjadi pada dasar. Gambar tersebut menunjukkan kekuatan lentur minimum ideal yang harus ditetapkan dimana kekuatan ideal terjadi pada dasar dinding geser.

Daerah perubahan kekuatan diasumsikan terjadi pada jarak yang sama dengan lebar dinding geser l_w . Dimana daerah dengan ketinggian sebesar l_w akan menerima momen lentur yang sama dengan momen pada dasar dinding geser. Daerah setinggi l_w tersebut merupakan daerah sendi plastis.

Analisa tegangan dan regangan suatu dinding geser menggunakan dasar teori suatu kolom yang dibebani oleh beban tekan eksentris. Beban tekan ekesentris ialah beban dari struktur itu sendiri sebagai bagian dari struktural rangka, yang dibebani oleh beban aksial dan momen lentur. Maka analisa tegangan, regangan dan gaya dalam menurut Edward G Nawi dalam bukunya Beton Bertulang ialah sebagai berikut :



Gambar 2.9 diagram tegangan dan regangan

Dimana = c : Jarak sumbu netral

y : Jarak pusat plastis

e : eksentrisitas beban ke pusat plastis

Dilihat dari sumbu netral seperti gambar di atas maka tulangan no 1 – 3 ialah tulangan tekan dan untuk tulangan no 4 – 8 ialah tulangan tarik.

• Menghitung regangan

Untuk daerah tekan :

$$\frac{\epsilon_s'}{\epsilon_c'} = \frac{c - d}{c} \longrightarrow \epsilon_s' = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c \quad ; \epsilon_c = 0.003$$

Untuk daerah tarik :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{d - c}{c} \longrightarrow \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \quad ; \epsilon_c = 0.003$$

Dimana : ϵ_s' = regangan tekan

ϵ_s = regangan tarik

d = Jarak masing – masing tulangan terhadap serat penampang atas.

ϵ_c = regangan maksimum pada serat beton terluar

2.3.4.9 Sistem Dinding Struktural (SDS)

Sistem Dinding Struktural Biasa (SDSB), suatu dinding struktural yang memenuhi ketentuan SNI-2847-2013. Dinding ini memiliki tingkat daktilitas terbatas.

Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK), suatu dinding struktural yang selain memenuhi ketentuan untuk dinding struktural biasa. Sistem ini pada prinsipnya memiliki tingkat daktilitas penuh.

2.3.4.10 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 9 di SNI 1726-2012 pasal 7.2.2, pasal 7.2.3 dan pasal 7.2.4. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur.

2.3.4.11 Sistem Ganda Beton Bertulang

Dalam Standard Perencanaan Gempa untuk Struktur Gedung SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, Gabungan system antara Portal dan dinding geser disebut sebagai sistem ganda. Sistem Ganda akan memberikan bangunan kemampuan menahan beban yang lebih baik, terutama terhadap beban gempa. Dengan sistem ganda, maka tinggi bangunan dapat mencapai sampai 50 tingkat untuk struktur beton, sedangkan bila digunakan struktur baja dapat mencapai 40 tingkat.

Kemampuan yang tinggi dalam memikul gaya geser pada system gabungan antara portal dengan dinding geser disebabkan adanya interaksi antara keduanya. Interaktif tersebut terjadi karena kedua system tersebut mempunyai perilaku defleksi yang berbeda. Akibat beban lateral, dinding geser akan berperilaku flexural / bending mode, sedangkan frame akan berdeformasi dalam shear mode, dengan demikian, gaya geser dipikul oleh frame pada bagian atas dan dinding geser memikul gaya geser pada bagian bawah.

Menurut Standard Perencanaan Gempa untuk Struktur Gedung SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, rangka pemikul momen harus sesuai

dengan ketentuan dalam Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847-2013 dan harus mampu memikul sekurang-kurangnya 25 % dari keseluruhan beban lateral.

Dalam Skripsi ini, system tersebut digunakan system gabungan antara dinding geser dengan rangka pemikul momen dari beton. Menurut Standard Perencanaan Gempa untuk Struktur Gedung SNI 1726-2012.

2.3.4.12 Daktalitas

Daktalitas merupakan hal yang penting untuk diperhatikan dalam perencanaan struktur terhadap gempa. Struktur harus direncanakan sedemikian rupa sehingga ketika struktur mengalami keruntuhan dapat berlaku daktil dan menimbulkan suatu tanda-tanda saat struktur tersebut mencapai deformasi maksimum. Dengan demikian maka keruntuhan total dapat dihindari dan korban jiwa manusia yang berada dalam bangunan dapat dihindari. Daktalitas terbagi atas tiga jenis, yaitu

2.3.4.12.1 Daktalitas Material

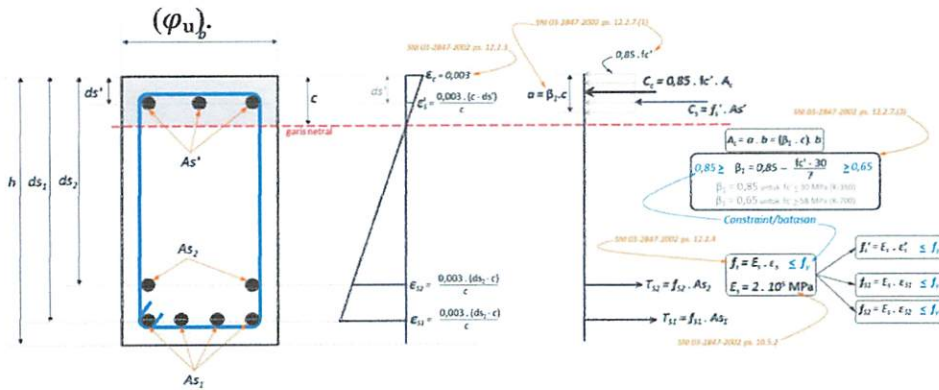
Daktalitas material adalah kemampuan suatu material untuk berdeformasi. Pada umumnya kemampuan deformasi ini merupakan perbandingan antara deformasi ultimit dan deformasi pelepasan pertama. Dalam struktur beton bertulang, material beton merupakan material yang bersifat getas, sedangkan tulangan baja merupakan material yang bersifat daktil. Dengan demikian, kemampuan daktilitas material pada struktur beton bertulang lebih banyak dipengaruhi oleh tulangan baja.

2.3.4.12.2 Daktalitas Elemen

Daktalitas elemen adalah daktilitas kurvatur yang berupa perbandingan antara deformasi ultimit (φ_u) dengan deformasi pelepasan pertama (φ_y). Elemen yang daktil adalah elem yang mampu mempertahankan sebagian besar momen kapasitas pada saat mencapai daktalitas kurvatur yang diinginkan.

Sebagai contoh yaitu pada diagram tegangan regangan penampang beton persegi (gambar 2.4). Pada gambar tersebut tampak adanya

regangan leleh pada baja (φ_y) dan regangan ultimit pada beton



Penampang Balok **Diagram Regangan** **Diagram Tegangan dan Gaya Internal**
Gambar 2....

Rasio antara regangan leleh pada tulangan (φ_y) dan regangan ultimate pada beton (φ_u) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\epsilon_c}{f_y / E_s} = \frac{d(1-k)}{a / \beta_1}$$

Efek rasio φ_u / φ_y dapat dilihat pada gambar 2.5. Efek rasio φ_u / φ_y mempunyai hubungan terhadap sifat-sifat penampang berikut :

1. Penampang tegangan di daerah di tulangan akan mengurangi daktilitas, karena nilai k dan a bertambah, sehingga φ_y berkurang dan φ_u bertambah.
2. Penampang tekanan di daerah tulangan akan menambah daktilitas, karena nilai k dan a berkurang, sehingga
3. Penampang pada kekuatan leleh tulangan akan mengurangi daktilitas, karena nilai f_y / E_s dan a bertambah, sehingga φ_y bertambah dan φ_u .
4. Penambahan pada mutu beton akan menambah daktilitas karena, karena nilai k dan a berkurang, sehingga φ_y berkurang dan φ_u bertambah
5. Penambahan tegangan yang ekstrem di daerah serat beton akan menambah daktilitas, Karena nilai k dan a berkurang, sehingga φ_y berkurang dan φ_u bertambah.

2.3.4.12.3 Daktilitas Struktur

Daktilitas suatu struktur adalah kemampuan suatu struktur untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi ambang keruntuhan.

Agar struktur gedung bertingkat tinggi memiliki daktilitas yang tinggi, harus diupayakan supaya sendi-sendi plastis yang terjadi akibat beban gempa maksimum ada di dalam balok dan tidak terjadi di kolom, kecuali pada kaki kolom yang paling bawah dan pada bagian atas kolom penyangga atap. Hal ini dapat dicapai bila kapasitas (momen leleh) kolom lebih tinggi dari pada kapasitas balok yang bertemu pada kolom tersebut (konsep kolom kuat – balok lemah).

Nilai daktilitas suatu struktur adalah factor daktilitas (μ) yang didefinisikan sebagai berikut :

$$\mu = \frac{\text{Simpangan maksimum diambang keruntuhan}}{\text{Simpangan saat pelelehan pertama}} = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Faktor daktilitas dipengaruhi oleh simpangan struktur. Kelakuan struktur berdasarkan asumsi simpangan struktur. Kelakuan struktur berdasarkan asumsi simpangan struktur elastis dan elastoplastis mempunyai simpangan maksimum yang sama dapat dilihat pada dan gambar 2.9.

Dari hasil percobaan analisa dinamis seperti ditunjukkan gambar 2.9 (a) bahwa nilai factor pembatasan beban (R) untuk system elastis dan elastoplastis mempunyai hubungan yang sama :

$$R = \frac{1}{\mu}$$

Respon struktur yang berperilaku elastis dan elastoplastis saat terjadi gempa. Namun nilai diatas tidak konservatif. Dari beberapa analisa dinamis yang lain, diperoleh nilai factor pembatasan beban (R) yang lebih mendekati dalam proses pemancaran energi. Nilai factor pembatasan beban tersebut :

$$R = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$$

Persamaan tersebut berdasarkan konsep persamaan energy, dimana dapat dibuktikan bahwa energy potensial yang disimpan system elastis penuh pada saat simpangan maksimum sama dengan energy potensial yang disimpan oleh system elastoplastis. Hal tersebut menjelaskan bahwa luas bidang OCD sama dengan luas bidang OEFG.

2.3.5 Dinding Geser

Dalam struktur bangunan bertingkat tinggi, diharuskan mampu untuk menahan gaya geser dan gaya – gaya lateral yang disebabkan oleh angin dan gempa. Untuk perencanaannya diperlukan perencanaan yang benar, jika perencanaan itu tidak didesain dengan tidak benar akan menimbulkan getaran dan simpangan horisontal yang melampaui batas aman yang telah di tentukan pada saat perencanaan. Akibatnya, bangunan tingkat tinggi tersebut tidak hanya mengalami kerusakan namun juga akan mengalami keruntuhan. Pengaku gaya lateral yang lazim digunakan adalah portal penahan momen, dinding geser atau rangka pengaku. Perencanaan struktur ini menggunakan pengaku gaya lateral berupa dinding geser (shear wall).

Dinding beton bertulang dapat direncanakan dengan kekakuan yang besar untuk menahan gaya-gaya lateral yang diletakkan secara vertikal, jika dinding geser itu diletakkan dengan pada lokasi-lokasi tertentu yang cocok dan strategis, dinding tersebut dapat digunakan secara ekonomis untuk menyediakan tahanan beban horisontal yang diperlukan. Dinding – dinding seperti ini disebut juga dengan dinding geser yang pada dasarnya

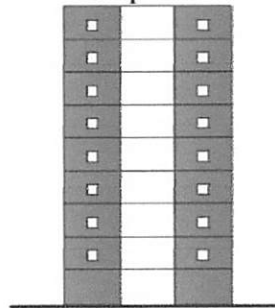
ialah suatu balok kantilever vertikal yang tinggi yang dapat membantu stabilitas struktur yang dapat menompang gaya geser, momen tekuk yang diakibatkan oleh gaya lateral. Dibawah ini Dinding geser berdasarkan jenis, Penampang dan Posisi

2.3.5.1 Dinding Geser Berdasarkan Jenis

2.3.5.1.1 Dinding Geser dengan Bukaan (Opening Shearwall)

Pada banyak keadaan, dinding geser tidak mungkin digunakan tanpa beberapa bukaan di dalamnya untuk jendela, pintu, dan saluran-saluran mekanikal dan elektrik. Meskipun demikian, kita dapat menempatkan bukaan-bukaan pada tempat di mana bukaan-bukaan tersebut tidak banyak mempengaruhi kekakuan atau tegangan pada dinding. Jika bukaan-bukaan tersebut kecil, pengaruh keseluruhannya sangat kecil tetapi tidak demikian halnya bila bukaan-bukaan yang berukuran besar.

Biasannya bukaan-bukaan tersebut (jendela, pintu, dan sebagainya) ditempatkan pada baris vertikal dan simetris pada dinding sepanjang ketinggian struktur. Penampang dinding pada sisi bukaan ini diikat menjadi satu, baik oleh balok yang terdapat pada dinding, pelat lantai, atau kombinasi keduanya. Seperti yang dapat anda lihat, analisis struktur untuk situasi seperti ini sangat rumit dan biasanya dilakukan dengan persamaan empiris.

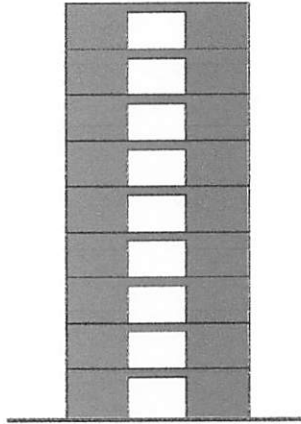


Gambar 2.5 Dinding Geser dengan Bukaan

2.3.5.1.2 Dinding geser berangkai (coupled shearwall).

Dinding geser berangkai terdiri dari dua atau lebih dinding kantilever yang mempunyai kemampuan untuk membentuk suatu mekanisme peletakan lentur alasnya. Antara dinding geser

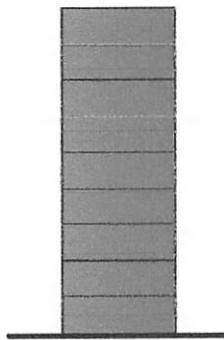
kantilever tersebut saling dirangkaikan oleh balok-balok perangkai yang mempunyai kekuatan cukup sehingga mampu memindahkan gaya dari satu dinding ke dinding yang lain.



Gambar 2.6. Dinding Geser berangkai

2.3.5.1.3 Dinding geser kantilever (free standing shearwall).

Adalah suatu dinding geser tanpa lubang-lubang yang membawa pengaruh penting terhadap perilaku dari struktur gedung yang bersangkutan. Dinding geser kantilever ada dua macam, yaitu dinding geser kantilever daktail dan dinding geser katilever dengan daktilitas terbatas.



Gambar 2.7. Dinding Geser Kantilever

2.3.5.2 Dinding Geser Berdasarkan Penampang Geometrik

Dinding geser adalah struktur vertikal yang digunakan pada bangunan tingkat tinggi. Fungsi utama dari dinding geser adalah menahan beban lateral seperti gaya gempa dan angin. Berdasarkan geometrinya dinding geser dapat diklasifikasikan dalam beberapa bentuk yaitu :



Gambar 2. 4 Bentuk Dinding Geser

Dimana :

- Lingkaran yang terdapat pada tiap denah adalah CR (Center of Rigidity) atau pusat kekakuan.
- Garis yang tebal menunjukkan dinding geser
- Garis yang tipis menunjukkan garis denah gedung

Contoh perhitungan CR atau kekakuan struktur itu sendiri terdiri dari dua yaitu :

- Kekakuan penampang : $E_{(\text{Modulus Elastisitas})} \times I_{(\text{inersia})}$
- Kekakuan batang, Balok atau kolom $= \frac{E \times I}{L}$

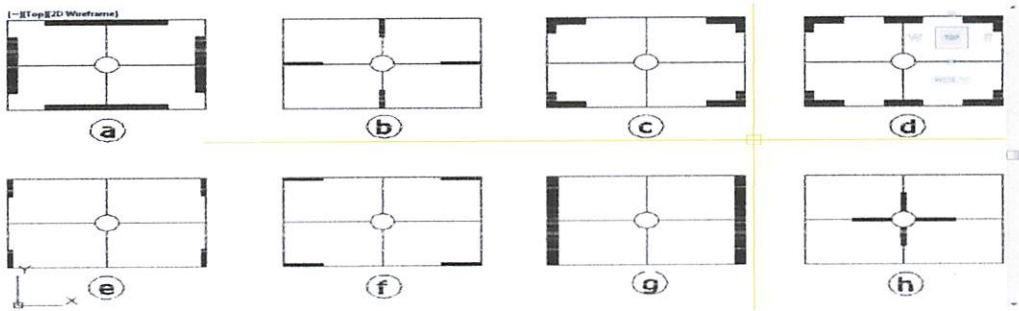
Dimana : $E = 200 \times 10^3 \text{ Mpa}$ (SNI 03-2847-2002 Ps.10.5.2) dan

$$I = 1/12 \times b \times h^3$$

2.3.5.3 Dinding Geser Berdasarkan Posisi

Sistem dinding geser dapat dibagi menjadi system terbuka dan tertutup. Sistem terbuka terdiri dari unsur linear tunggal atau gabungan unsur yang tidak lengkap, melingkupi ruang asimetris. Contohnya

L,X,T,V,Y atau H. Sedang system tertutup melingkupi ruang geometris, bentuk-bentuk yang sering di jumpai adalah bujur sangkar, segitiga, persegi panjang dan bulat. Bentuk dan penempatan dinding geser mempunyai akibat yang besar terhadap perilaku structural apabila dibebani secara lateral. Dinding geser yang diletakkan asimetris terhadap bentuk bangunan harus memikul torsi selain lentur dan geser langsung.



Gambar 2. 3 Tata Letak Dinding Geser

2.3.5.4 Perhitungan tulangan Longitudinal

Langkah-langkah perhitungan tulangan longitudinal adalah sebagai berikut:

a) $Mn = \frac{Mu}{\phi} \quad (\phi = 0,65)$

b) $Pn = \frac{Pu}{\phi} \quad (\phi = 0,65)$

c) Menentukan daerah tarik dan daerah tekan dengan mencoba garis netral = c

d) Menghitung luas masing-masing tulangan pada serat yang sama

$$As = n \frac{1}{4} \pi d^2$$

e) Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap pusat plastis (y)

$$d' = \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - \frac{1}{2} \text{ diameter } As1$$

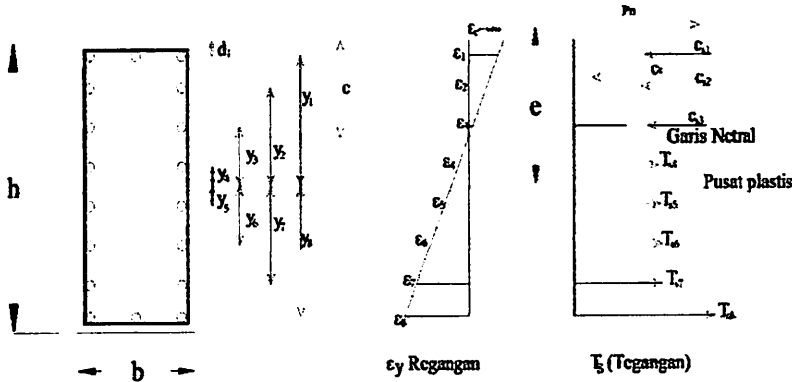
$$\frac{1}{2} h = \text{Tengah} - \text{tengah penampang}$$

f) Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap serat atas penampang (d_i). $d_i = d' + \text{jarak tulangan}$

g) Menghitung regangan yang terjadi

$$\frac{\epsilon_{s_1}'}{\epsilon_c'} = \frac{c - d_1}{c}$$

$$\epsilon_{s_1}' = \frac{c - d_1}{c} \times \epsilon_c'$$



Gambar 2.4 Diagram Tegangan dan Regangan

Dimana = c : Jarak sumbu netral

y : Jarak pusat plastis

e : eksentrisitas beban ke pusat plastis

Dilihat dari sumbu netral seperti gambar di atas maka tulangan no 1 – 3 ialah tulangan tekan dan untuk tulangan no 4 – 8 ialah tulangan tarik.

• Menghitung regangan

Untuk daerah tekan :

$$\frac{\epsilon_{s'}'}{\epsilon_c'} = \frac{c - d}{c} \implies \epsilon_{s'}' = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c \quad ; \epsilon_c = 0.003$$

Untuk daerah tarik :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{d - c}{c} \implies \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \quad ; \epsilon_c = 0.003$$

Dimana : $\epsilon_{s'}$ = regangan tekan

ϵ_s = regangan tarik

d = Jarak masing – masing tulangan terhadap serat penampang atas.

ϵ_c = regangan maksimum pada serat beton terluar

- Menghitung tegangan

Jika nilai tegangan dalam tulangan (f_s) di bawah kuat leleh (f_y) yang ditentukan maka mutu tulangan yang digunakan ialah

Untuk daerah tekan

$$f_s = \epsilon'_s \times E_s$$

Untuk daerah tarik

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

Jika, nilai tegangan dalam tulangan (f_s) di atas kuat leleh (f_y) yang ditentukan maka mutu tulangan yang digunakan nilai f_y .

Dimana : f'_s = tegangan tulangan tekan (mPa)

f_s = tegangan tulangan tarik (mPa)

ϵ'_s = regangan tekan

ϵ_s = regangan tarik

E_s = modulus elastisitas non prategang = 200000 Mpa

h) Menghitung nilai f_s

$$f_{s1}' = \epsilon_{s1}' \times E_s$$

i) Menghitung nilai besarnya gaya-gaya yang bekerja

C_c = Gaya tekan beton

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

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

Untuk daerah tekan: $C_s = A_s \times f_s$

Untuk daerah tarik : $T_s = A_s \times f_s$

Kontrol $\Sigma H = 0$

$$C_c + C_s - T_s - P_n = 0$$

Apabila $\Sigma H \neq 0$ maka perhitungan diulang dari no. 3 sampai no. 9

j) Setelah memenuhi maka hitung nilai M_n (Momen Nominal)

M_{nc} = Gaya yang bekerja x jarak terhadap pusat penampang

$$M_r = M_{nc} + \Sigma M_n$$

Kontrol $M_r > M_n$

2.3.5.5 Perhitungan tulangan Transversal

Langkah-langkah perhitungan penulangan transversal:

- $\phi V_n \geq V_u$ di mana $V_n = V_c +$

V_s (SNI 2487: 2013 Pasal 11.1)

V_c = Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton

V_s = Kekuatan geser nominal yang disumbangkan tulangan geser

- $V_c = 0,17 \left[1 + \frac{V_u}{14 A_g} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ (SNI 2487: 2013 Pasal 11.2.1.2)

- $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$ (SNI 2487: 2013 Pasal 11.4.7.2)

Maka $V_n \geq V_u$

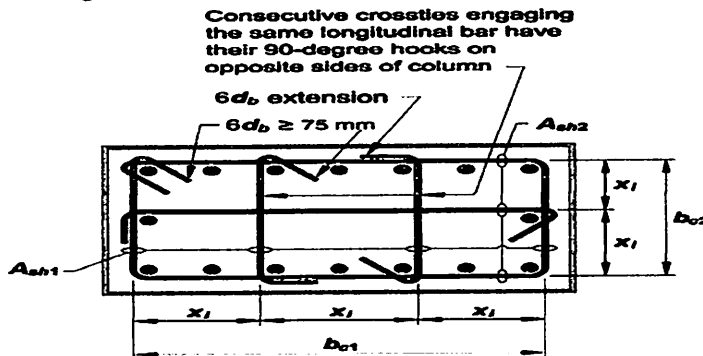
- Kontrol kuat geser $A_{v_{min}} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ (SNI 2487: 2013 Pasal 11.4.6.3)

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

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

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

- Tulangan transversal harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk.



The dimension x_1 from centerline to centerline of tie legs is not to exceed 350 mm. The term b_x used in equation 21-2 is taken as the largest value of x_1 .

Gambar 2.13 Tulangan Transversal pada Kolom

- d. Perlu dipasang sepanjang l_0 dari muka HBK dikena ujung kolom dimana lentur leleh kemungkinan dapat terjadi l_0 harus tak boleh lebih kecil dari :
- Tinggi penampang komponen struktur pada HBK.
 - $1/6$ panjang bentah bersih.
 - 450 mm
- e. Spasi tulangan transversal sepanjang panjang l_0 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.

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 $6 \times$ diameter tulangan memanjang atau 150 mm.



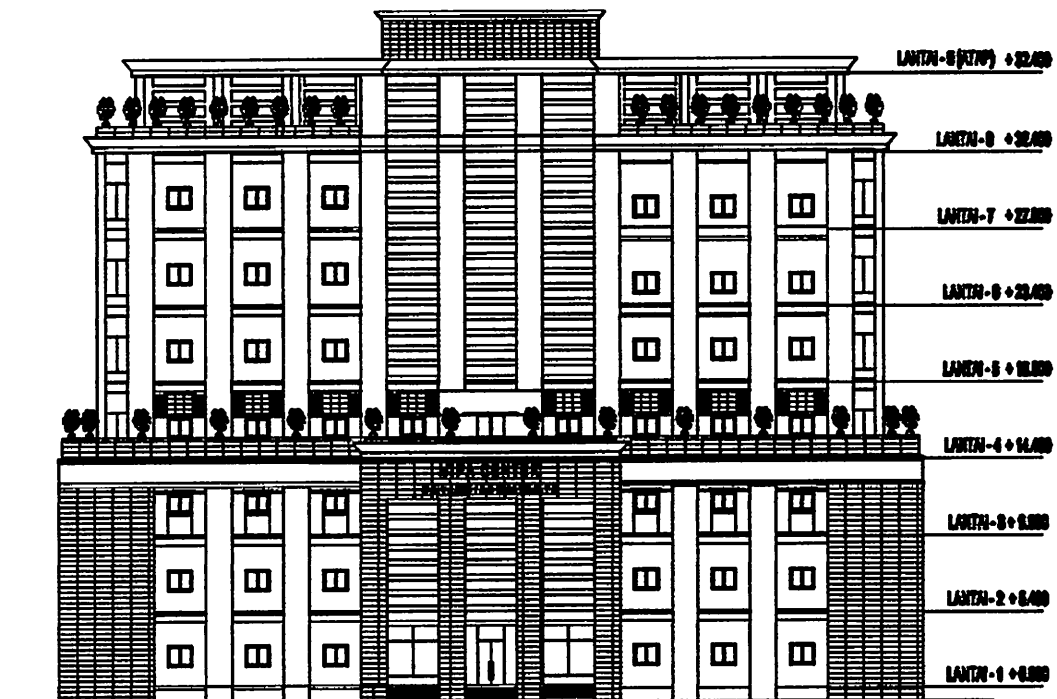
BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Deskripsi Gedung

Struktur bangunan pada gedung Mipa Centre Fakultas Mipa Universitas Brawijaya Malang ini, dengan bentuk denah simetris memanjang sehingga jika terjadi gempa dari arah sumbu lemah maka akan kurang efektif jika hanya mengandalkan kolom saja. Gedung ini sudah dilengkapi dengan dinding geser. Untuk penempatan kolom-kolom struktur pada gedung ini simetris dengan jarak antar kolom yang sama pula, namun fungsi dan interior dari gedung ini kurang teratur. Pada gedung ini terdapat 8 lantai utama. Permodelan struktur *Existing* ditampilkan pada Gambar 3.1

Gambar 3.1 Tampak Depan



3.2 Data-data Perencanaan

3.2.1 Data Bangunan

- Nama Gedung : Mipa Centre Fakultas Mipa Universitas Brawijaya
- Lokasi Gedung : Jalan Veteran, Malang – Jawa Timur
- Fungsi Bangunan : Gedung Perkuliahan
- Jumlah Lantai : 8 lantai
- Bentang Memanjang : 59,40 Meter
- Bentang Melintang : 27,60 Meter
- Tinggi Gedung : 34,40 Meter
- Tinggi Masing-masing Lantai 1- 8 : 4,50 Meter
- Tebal Plat Lantai : 0,12 Meter
- Tebal Plat Atas : 0,10 Meter
- Struktur : Beton Bertulang
- Struktur Pondasi : Pondasi Tiang Pancang

3.2.2 Data Pembebanan

3.2.2.1 Beban Mati

Sesuai dengan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1987
maka beban mati diatur sebagai berikut :

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m²
- Berat keramik per cm tebal = 24 kg/m²
- Berat Gypsum + langit-langit Galvalum : (6,25+3) = 9,25 kg/m²
- Berat ½ bata = 250 kg/m²
- Berat jenis beton = 2400 kg/m³
- Berat pasir urug = 1600 kg/m³
- Berat Mekanikal Elektrikal = 35 kg/m²

3.2.2.2 Beban Hidup

Sesuai dengan SNI 1727 – 2013 maka beban hidup diatur sebagai berikut :

- Beban hidup ruang kuliah lantai 2 sampai 7 = 192 kg/m²
- Beban hidup tangga dan bordes ruang kuliah = 479 kg/m²
- Beban guna/Beban Hidup atap = 96 kg/m²
- Berat Air Hujan = 1000 kg/m³

3.2.3 Data Material

Dalam perencanaan gedung perkuliahan ini mutu bahan yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Tegangan leleh tulangan ulir (fy) = 390 Mpa
- Tegangan leleh tulangan polos (fy) = 240 Mpa
- Kuat tekan beton (fc') = 30 Mpa
- Modulus elastisitas beton

$$E = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$E = 25743.96 \text{ Mpa}$$

$$E = 2.574396 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

3.3 Perencanaan Dimensi Existing

3.1.1. 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.

Dimensi Balok ditentukan sebagai berikut :

➤ Untuk panjang balok induk = 9 m = 900 cm

$$h = \frac{1}{10}L \approx \frac{1}{15}L = \frac{1}{10}900 \approx \frac{1}{15}900$$
$$= 90 \text{ cm s/d } 60 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2}h \approx \frac{2}{3}h = \frac{1}{2}70 \approx \frac{2}{3}70$$

$$= 35 \text{ cm s/d } 46.7 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Dipakai balok induk berukuran 40/ 70 **Balok Induk (B1)**

$$b/h = 40/70 = 0,6 > 0,3 \text{(OK)}$$

➤ Untuk panjang balok induk = 5,4 m = 540 cm

$$h = \frac{1}{10}L \approx \frac{1}{15}L = \frac{1}{10}540 \approx \frac{1}{15}540$$

$$= 54 \text{ cm s/d } 36 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

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

$$= 30 \text{ cm s/d } 40 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Dipakai balok induk berukuran 40/60 **Balok Induk (B2)**

$$b/h = 40/60 = 0,67 > 0,3 \text{(OK)}$$

➤ Untuk panjang balok induk = 4,2 m = 420 cm

$$h = \frac{1}{10}L \approx \frac{1}{15}L = \frac{1}{10}420 \approx \frac{1}{15}420$$

$$= 45 \text{ cm s/d } 28 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

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

$$= 30 \text{ cm s/d } 40 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Dipakai balok induk berukuran 40/60 **Balok Induk (B2)**

$$b/h = 40/60 = 0,67 > 0,3 \text{(OK)}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan beberapa jenis dimensi balok sebagai berikut :

a) B1 = 40/70

b) B2 = 40/60

3.1.2. Dimensi Kolom

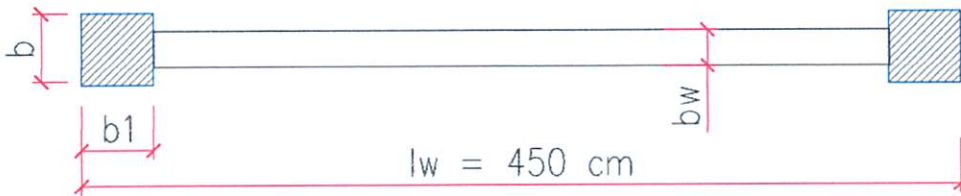
Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.1 dan 26.6.1.2 bahwa ukuran penampang terkecil tidak boleh kurang dari 300 mm dan perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

- Dipakai kolom berukuran 80/80 (K1)
 $80/80 = 1 > 0,4$ OK
- Dipakai kolom berukuran 40/40 (K2)
 $40/40 = 1 > 0,4$ OK

3.1.3. Dimensi Plat

Untuk Lantai 2 – 7 digunakan tebal plat = 12 cm, sedangkan untuk lantai atap digunakan tebal plat

3.1.4. Dimensi Dinding Geser



Gambar 3.2 Dimensi Penampang Dinding Geser

Tebal Dinding geser (b_w) berdasarkan lebar dinding :

- $l_w = 450$ cm
- $b_w = l_w / 25$
 $= 450 / 25$
 $= 18$ cm dipakai $b_w = 20$ cm

Berdasarkan rumusan hasil T. Paulay dan M. J. N. Priestley dalam bukunya yang berjudul “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building”, dimensi dinding geser berdasarkan tinggi dinding harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- $h_1 = 4,5$ m
- $b_w \geq \frac{1}{16} h_1$
 $\geq \frac{1}{16} \times 4,5$
 $\geq 0,28125$ m = 28 cm di pakai $b_w = 30$ cm

Maka untuk tebal dinding geser (b_w) dipakai 30 cm

Untuk kontrol panjang dinding geser (l_w) = $l_w < l_{wmaks}$

Diambil type dinding geser dengan l_w terpanjang

- $b_w = 30 \text{ cm}$
- $h_i = 450 \text{ cm}$
- $l_w = 450 \text{ cm}$
- $l_{wmaks} = 1,6 \cdot h_i$
 $= 1,6 \cdot 450 = 720 \text{ cm}$
- $l_w = 450 \text{ cm} < l_{wmaks} = 720 \text{ cm} \dots \text{ (ok)}$

Perhitungan nilai b dan b_1

- $b \geq b_w$
 $b_w = 30 \text{ cm}$
- $b \geq b_c$
 $b_c = 0,0171 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu_\phi} = 0,0171 \cdot 450 \cdot \sqrt{5}$
 $= 17,206 \text{ cm}$
- $b \geq \frac{h_i}{16}$
 $= \frac{450}{16} = 28,125 \text{ cm}$
- $b_w \geq \frac{h_i}{16} \geq b_c$
 $30 \geq 28,125 \geq 17,206$
- $b_1 \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10 \cdot b}$
 $= \frac{17,206 \times 450}{10 \cdot 30}$
 $= 25,809 \text{ cm}$
- $b_1 \geq \frac{b_c^2}{b}$
 $= \frac{17,206^2}{30} = \frac{296,046}{30} = 9,868 \text{ cm}$
- $b_1 \geq \frac{h_i}{16}$
 $\geq \frac{450}{16} = \geq 28,125 \text{ cm}$

maka nilai b_1 yang di pakai ialah 40 cm

Dari hasil seluruh perhitungan dengan menggunakan Etabs, didapatkan koordinat pusat massa pada tiap-tiap lantai sebagai berikut :

Tabel 3.5 Koordinat pusat massa pada tiap-tiap lantai berdasarkan sumbu X, sumbu Y, dan sumbu Z.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	591.449	591.449	29.721	17.279	591.4487	591.4487	29.721	17.279	29.7	18.144
STORY3	D3	598.525	598.525	29.709	17.468	598.5251	598.5251	29.709	17.468	29.702	17.754
STORY2	D3	598.525	598.525	29.709	17.468	1197.0502	1197.0502	29.709	17.468	29.7	17.908
STORY4	D4	601.139	601.139	29.768	17.517	601.1387	601.1387	29.768	17.517	29.707	17.733
STORY7	D7	495.281	495.281	29.782	18.662	495.2812	495.2812	29.782	18.662	29.738	18.265
STORY6	D7	495.281	495.281	29.782	18.662	990.5624	990.5624	29.782	18.662	29.729	18.099
STORY5	D7	495.281	495.281	29.782	18.662	1485.8436	1485.8436	29.782	18.662	29.718	17.895
ATAP	D8	369.68	369.68	29.81	18.683	369.6801	369.6801	29.81	18.683	29.747	18.403

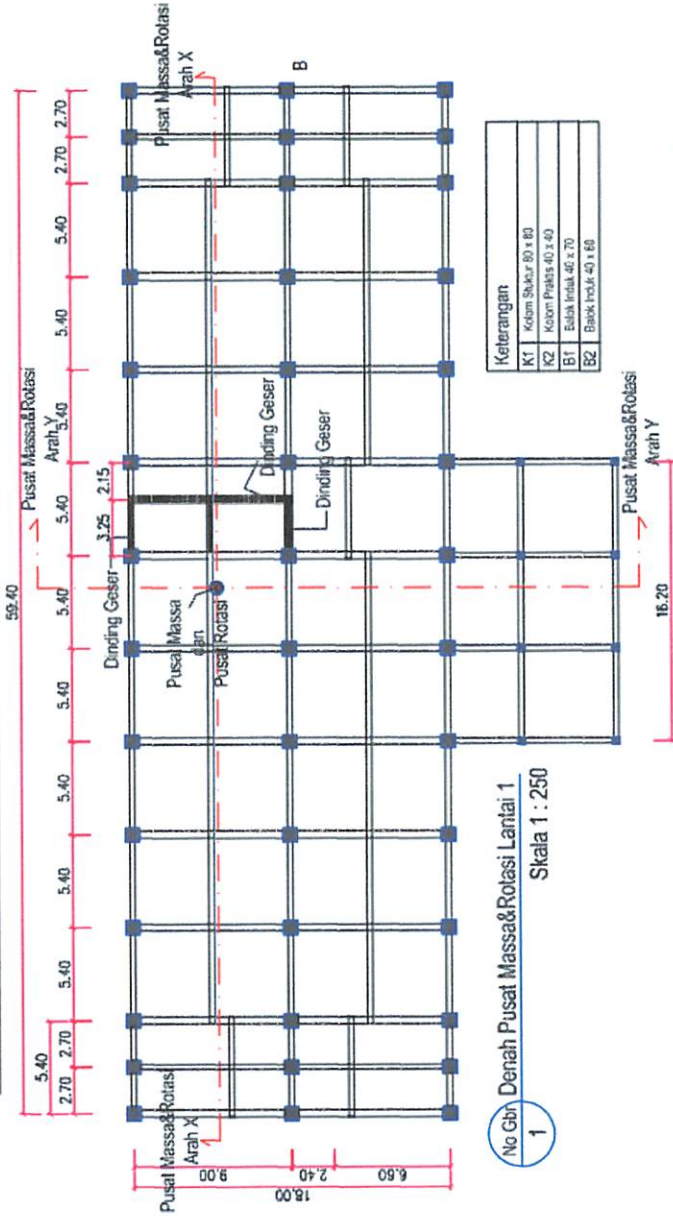
Ukuran Gedung

B = 27.6 m Melintang
L = 59.4 m Memanjang

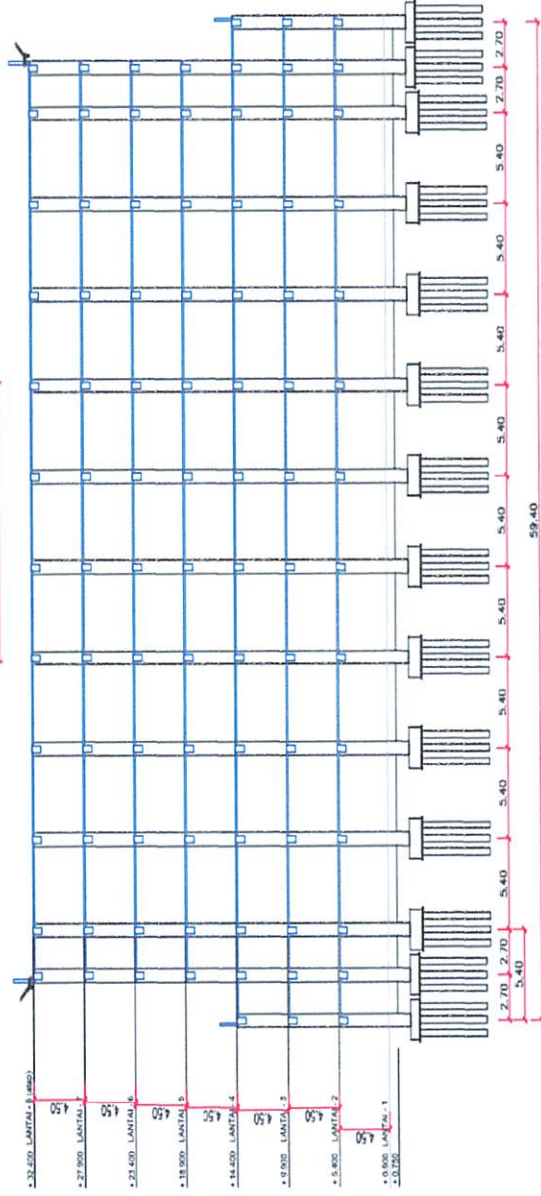
Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)		ed = 1,5e + 0,05b		ed = e - 0,05b	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
STORY1	29.721	17.279	29.7	18.144	0.021	-0.865	1.41	0.08	-1.359	-2.245
STORY3	29.709	17.468	29.702	17.754	0.007	17.461	1.39	27.57	-1.373	16.081
STORY2	29.709	17.468	29.7	17.908	0.009	-0.44	1.39	0.72	-1.371	-1.82
STORY4	29.768	17.517	29.707	17.733	0.061	-0.216	1.47	1.06	-1.319	-1.596
STORY7	29.782	18.662	29.738	18.265	0.044	0.397	1.45	1.98	-1.336	-0.983
STORY6	29.782	18.662	29.729	18.099	0.053	0.563	1.46	2.22	-1.327	-0.817
STORY5	29.782	18.662	29.718	17.895	0.064	0.767	1.48	2.53	-1.316	-0.613
ATAP	29.81	18.683	29.747	18.403	0.063	0.28	1.47	1.80	-1.317	-1.1

Koordinat pusat massa baru akibat eksentrisitas

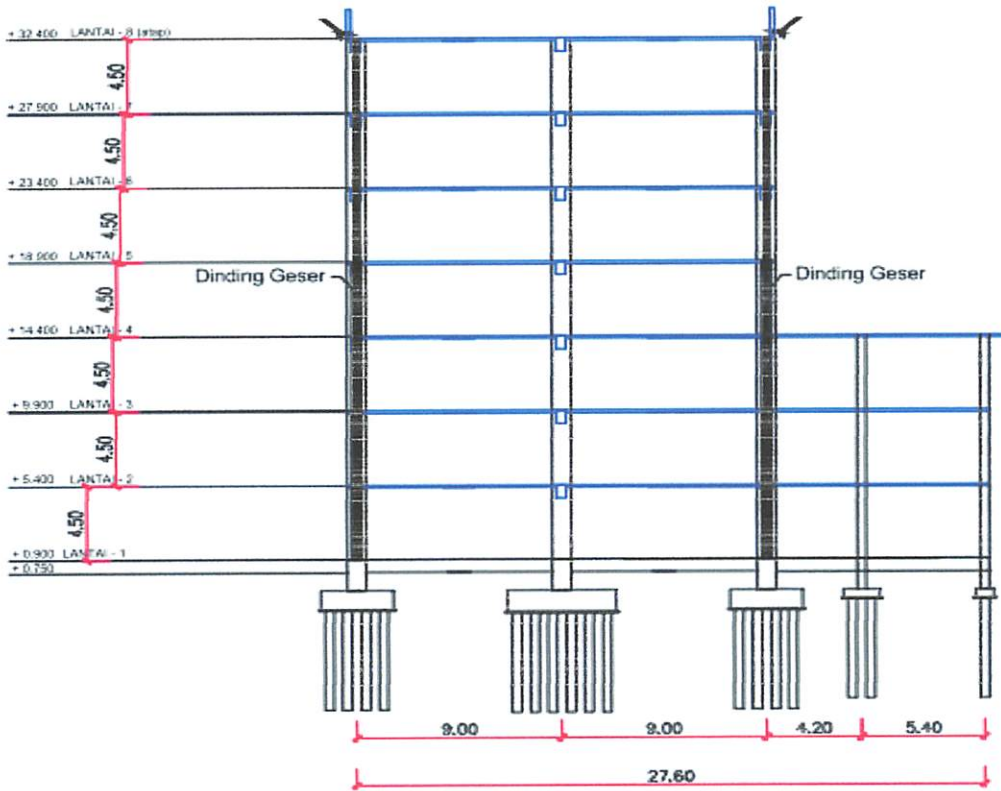
Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi		ed = 1.5e + 0.05ib		Koordinat pusat massa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
STORY1	29.721	17.279	29.7	18.144	1.41	0.08	28.29	18.062
STORY3	29.709	17.468	29.702	17.754	1.39	27.57	28.31	-9.818
STORY2	29.709	17.468	29.7	17.908	1.39	0.72	28.31	17.188
STORY4	29.768	17.517	29.707	17.733	1.47	1.06	28.24	16.677
STORY7	29.782	18.662	29.738	18.265	1.45	1.98	28.29	16.290
STORY6	29.782	18.662	29.729	18.099	1.46	2.22	28.27	15.875
STORY5	29.782	18.662	29.718	17.895	1.48	2.53	28.24	15.365
ATAP	29.81	18.683	29.747	18.403	1.47	1.80	28.27	16.603



No Gbr 1
Denah Pusat Massa & Rotasi Lantai 1
Skala 1 : 250

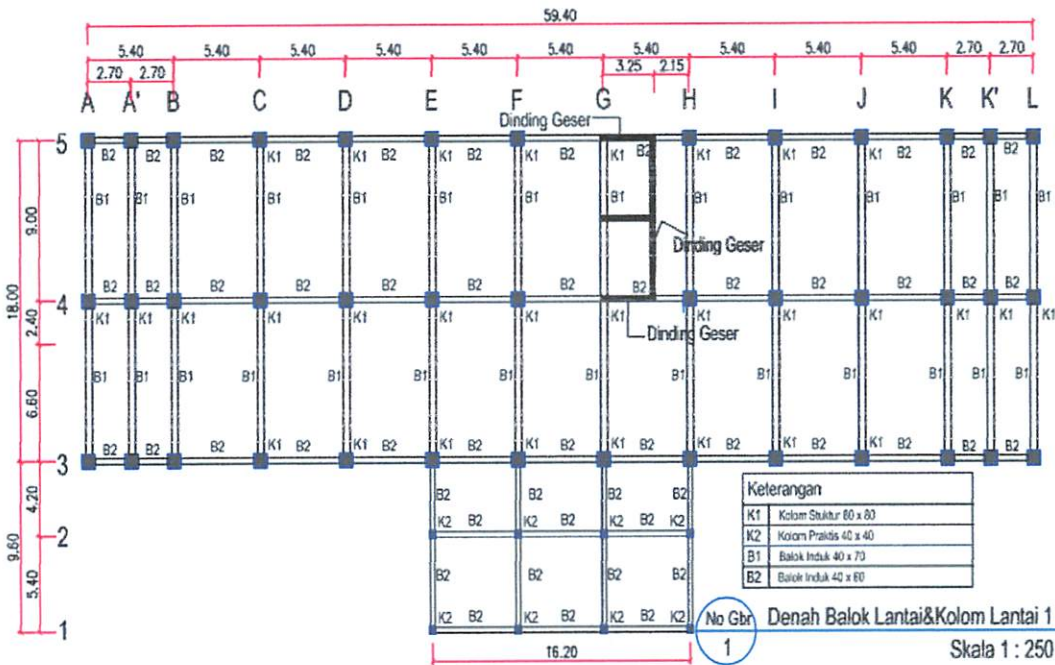


No Gbr 2
Potongan B-B
Skala 1 : 250

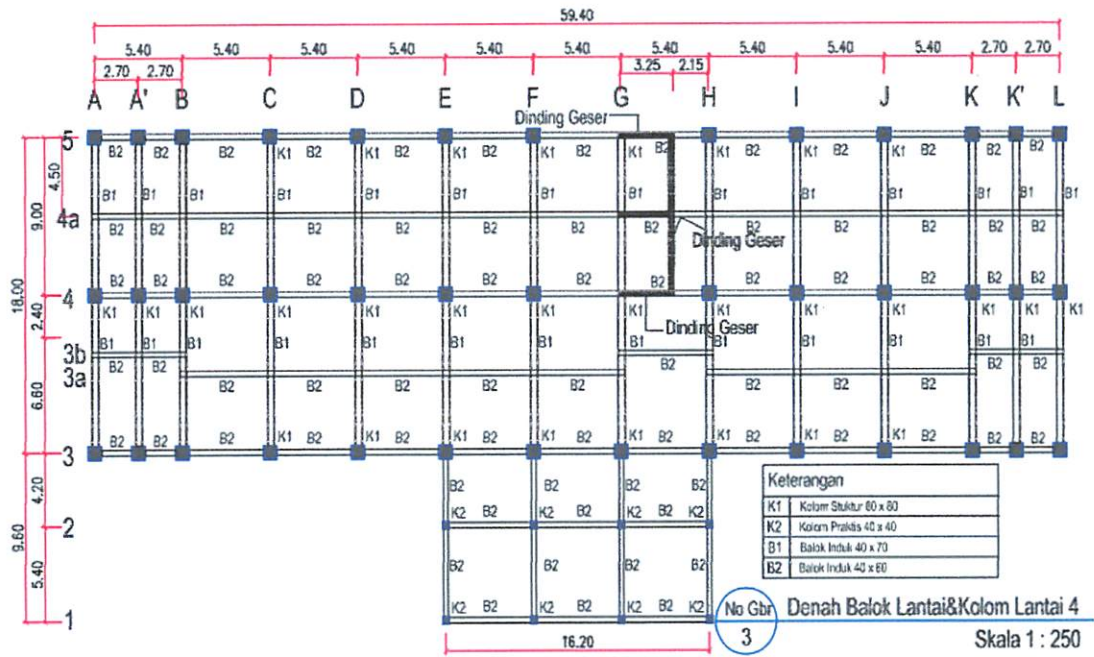
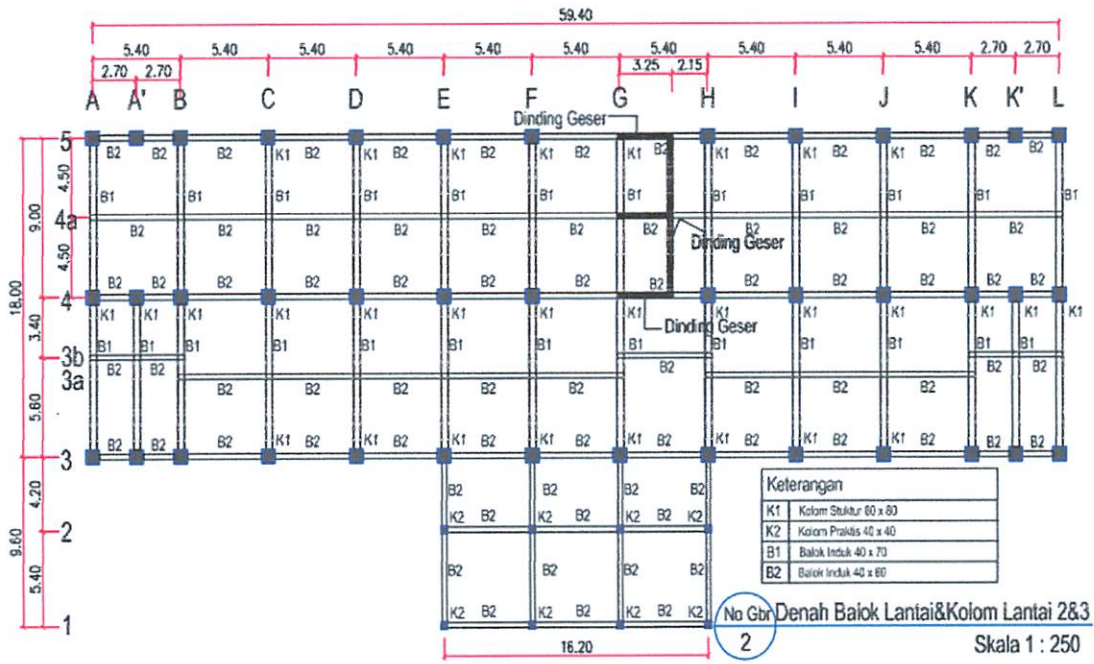


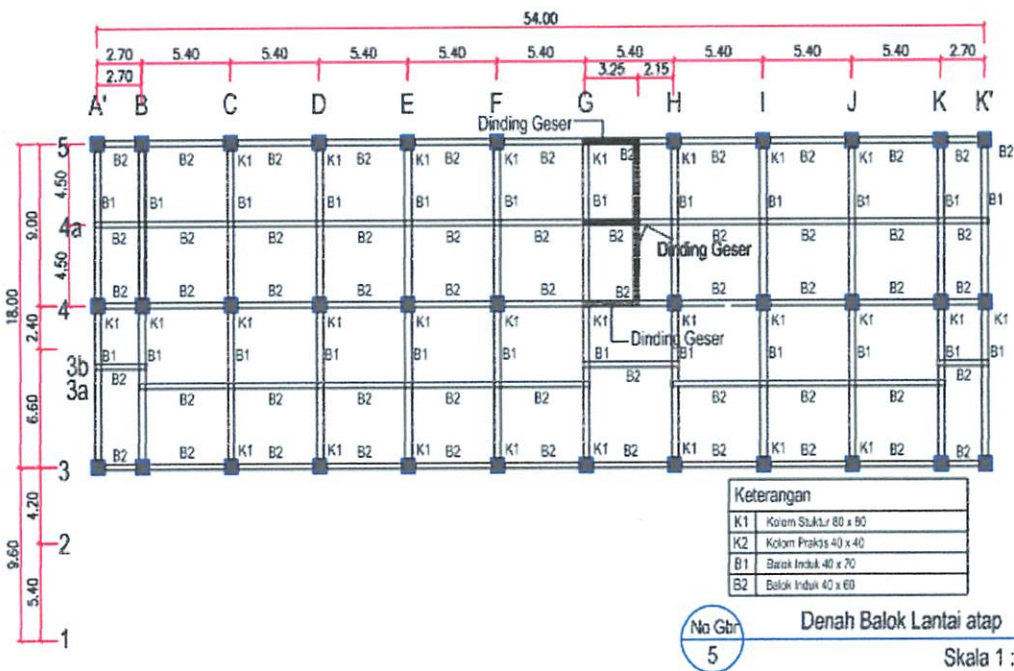
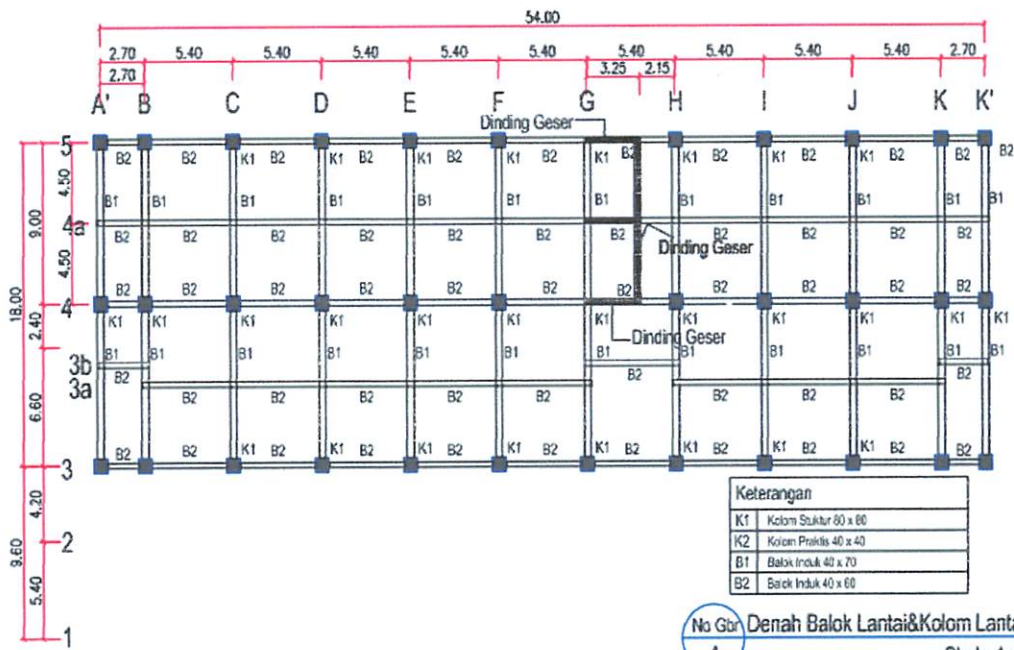
No Gbr 3 Potongan A-A
Skala 1 : 250

Berikut Gambar Perencanaan Struktur Sesuai Data Existing Gedung

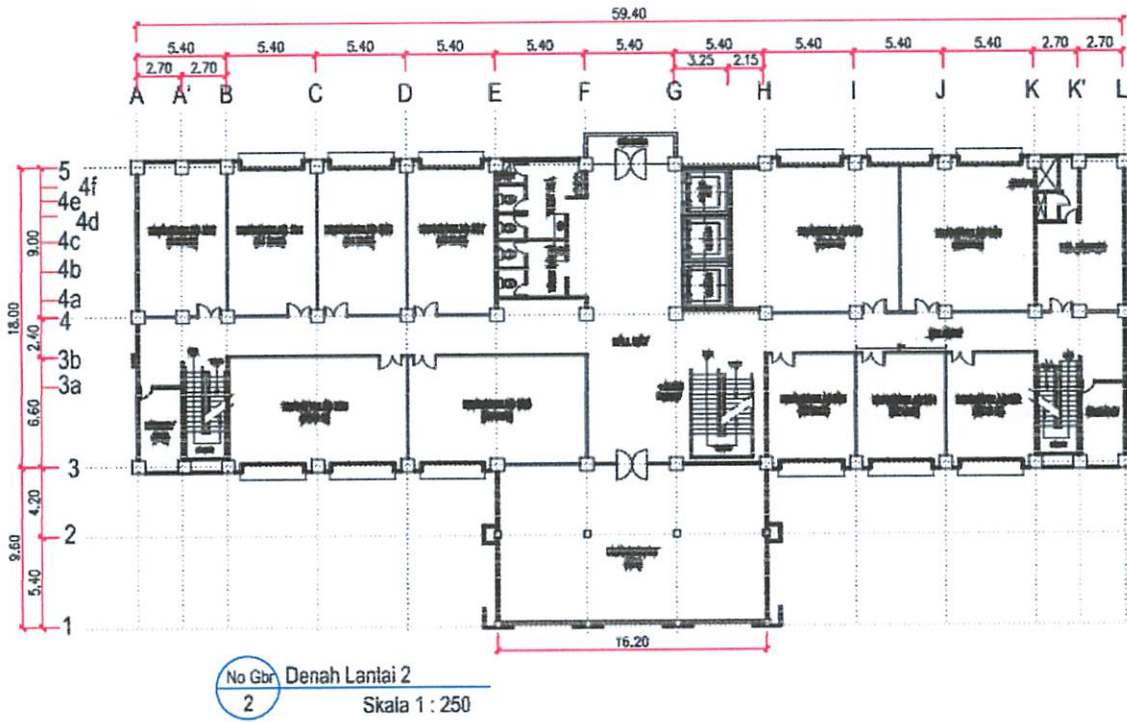
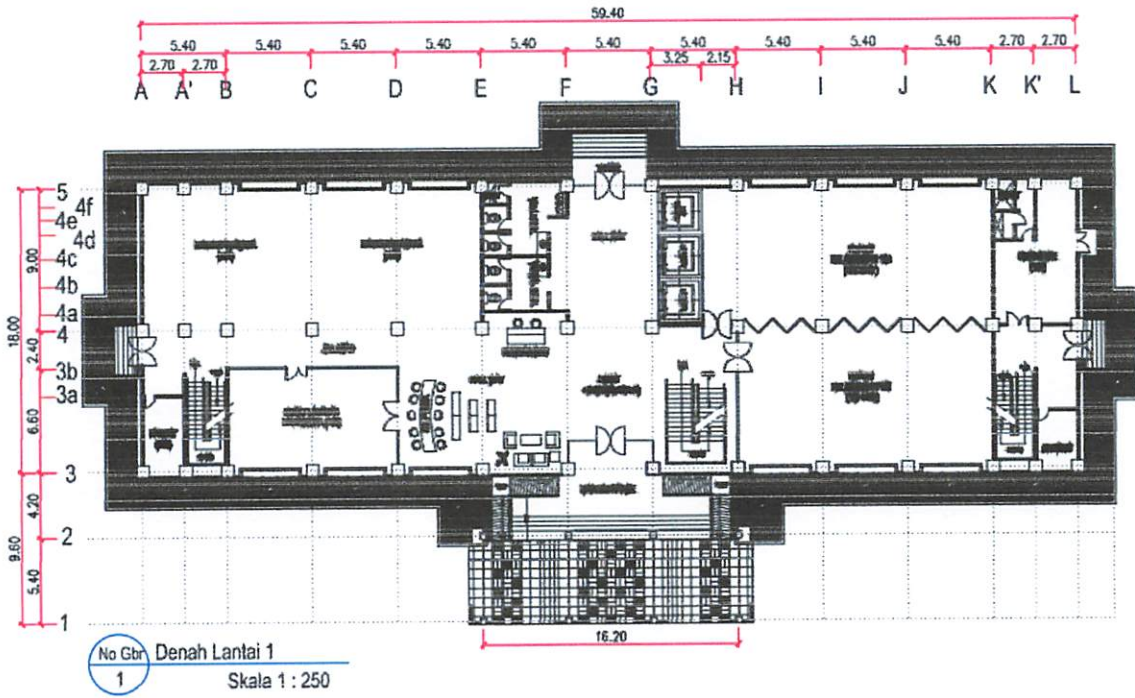


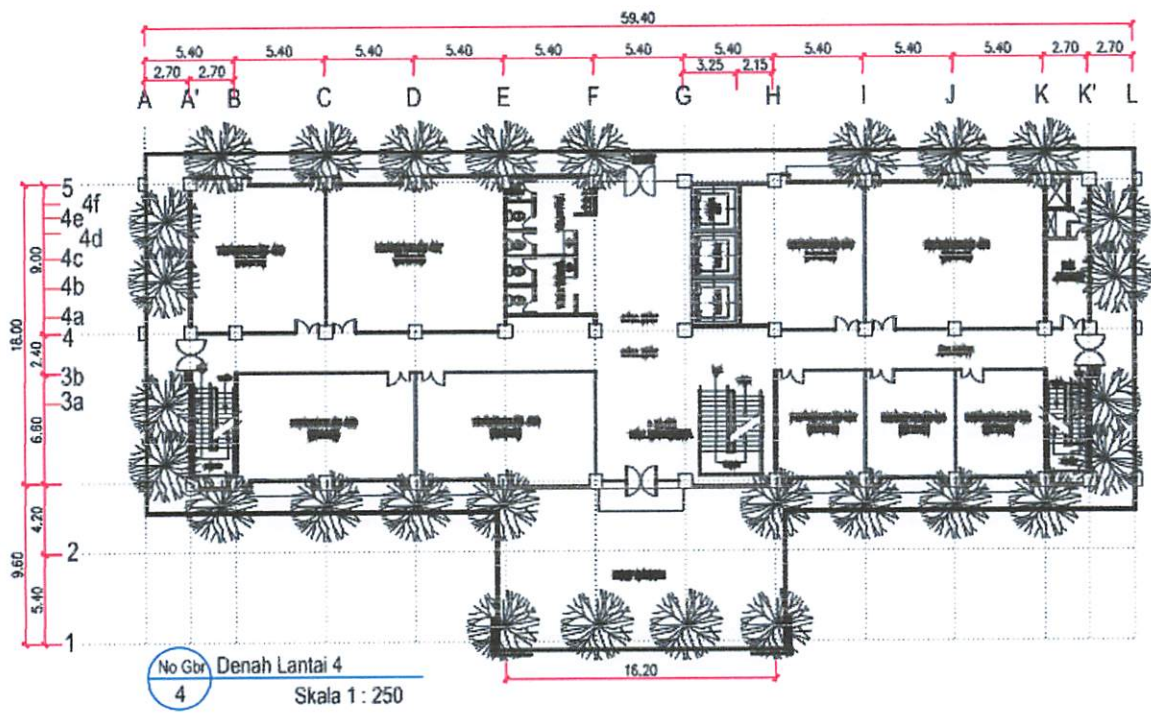
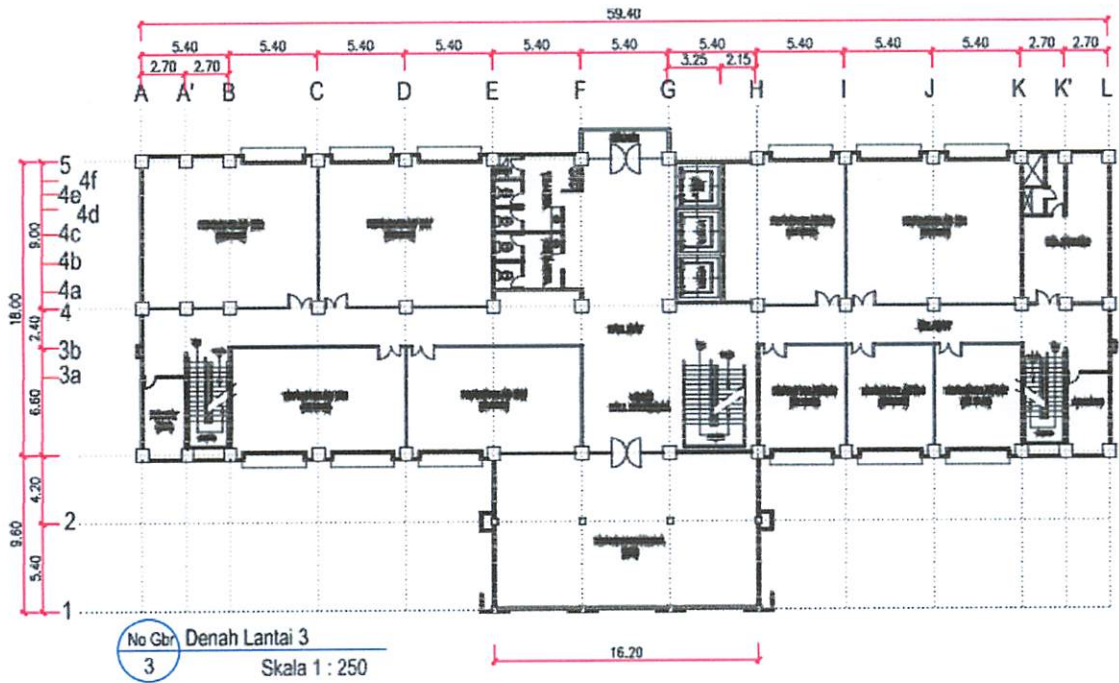
No Gbr 1 Denah Balok Lantai & Kolom Lantai 1
Skala 1 : 250

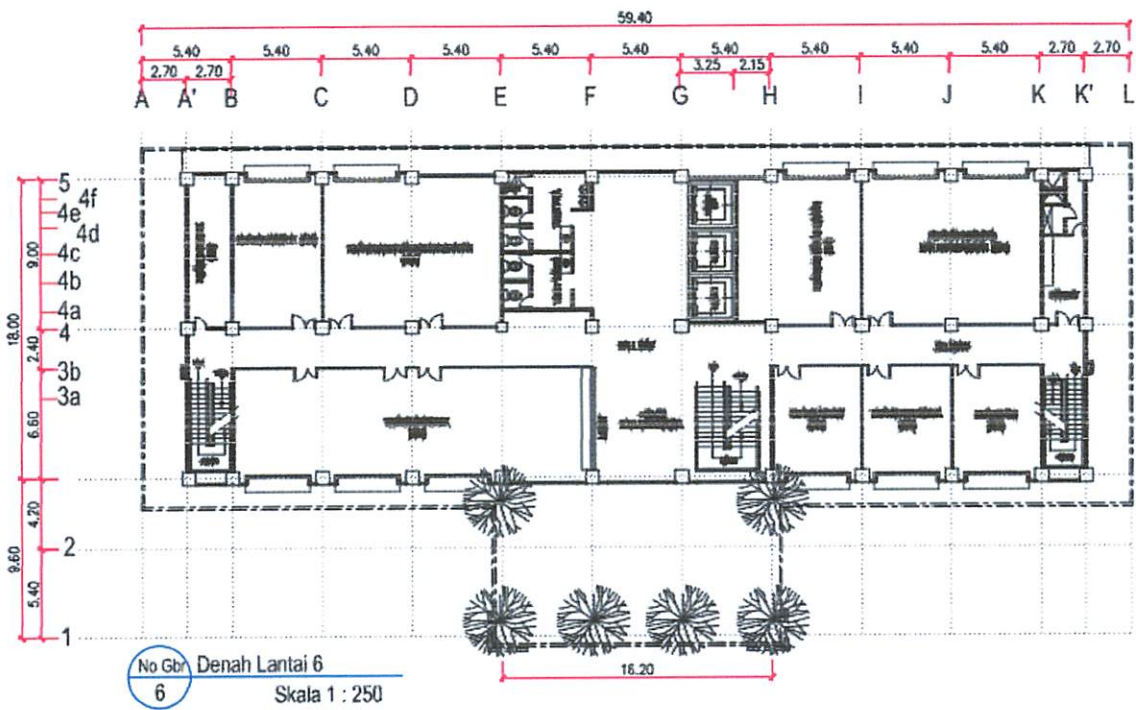
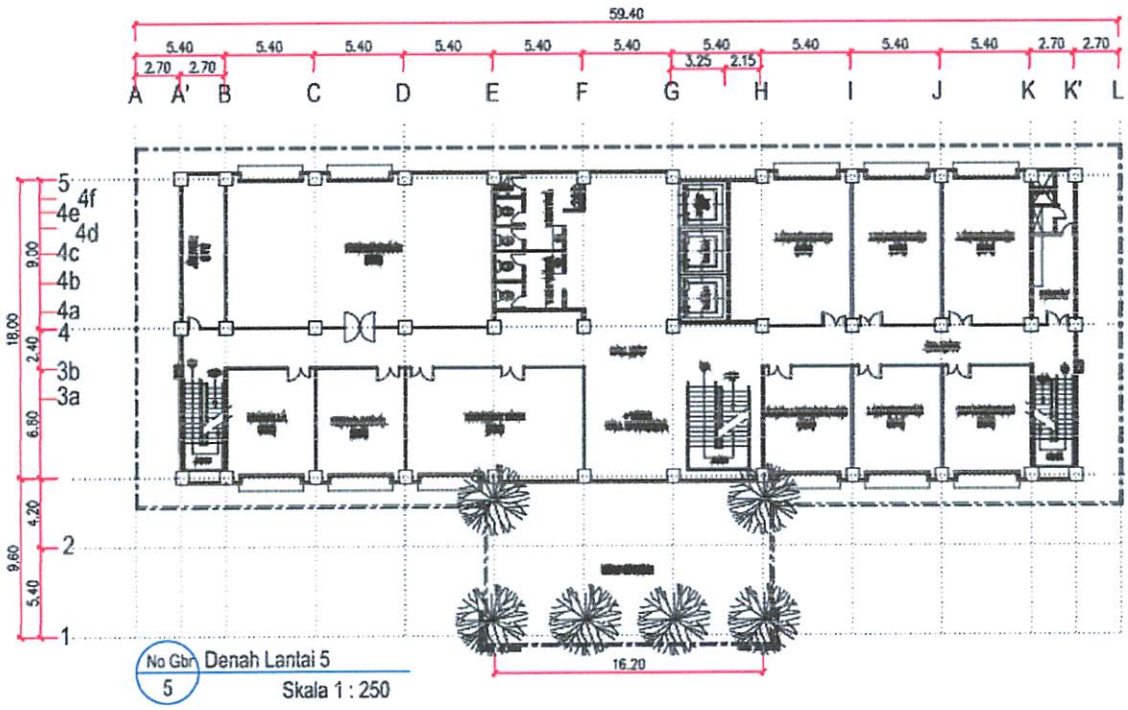


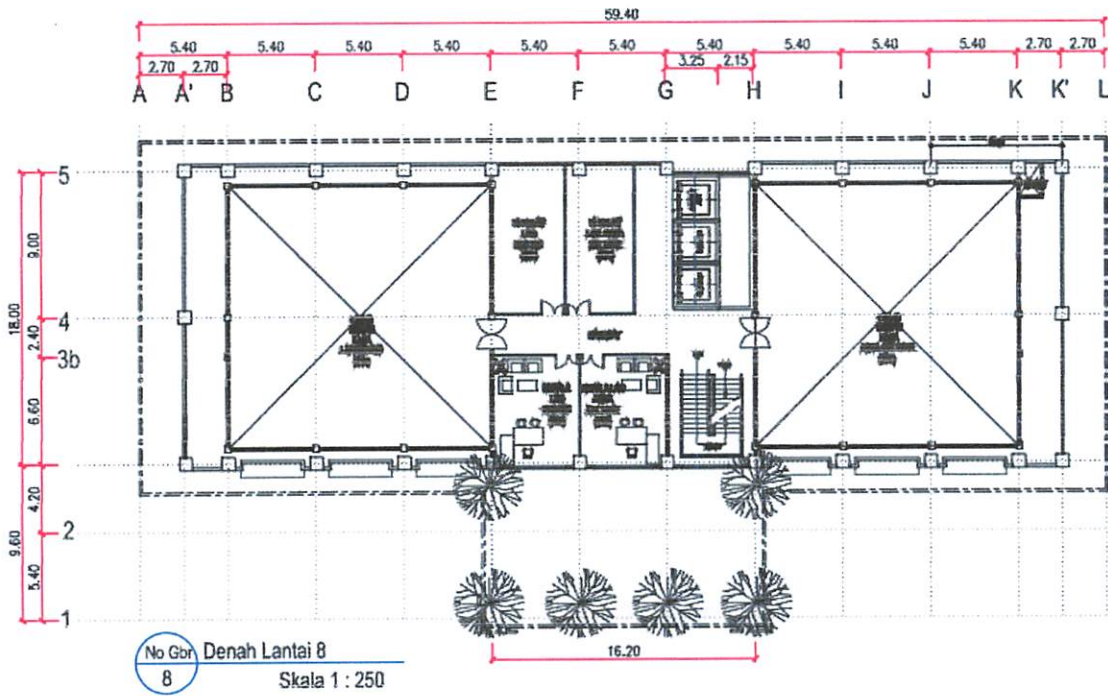
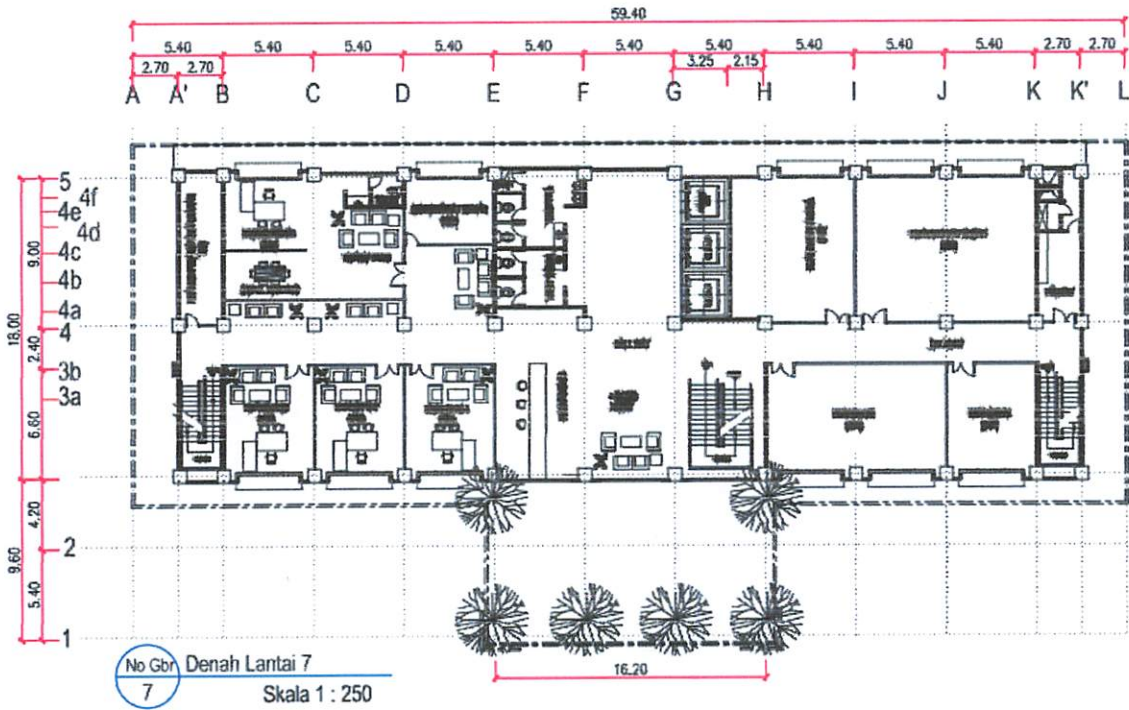


Berikut Gambar Denah Gedung MIPA UB Sesuai Data Existing Gedung

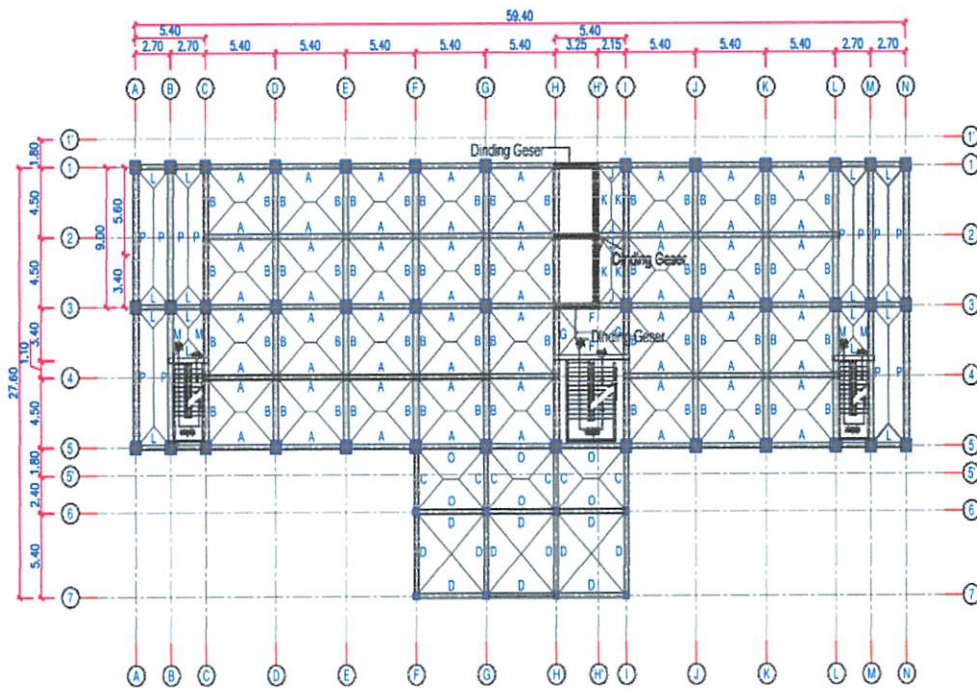




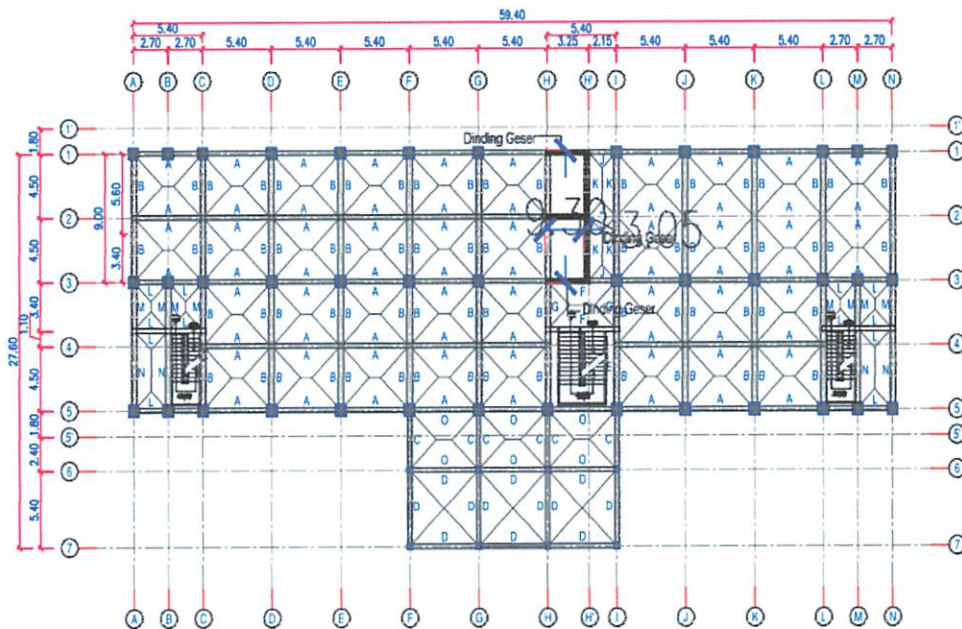




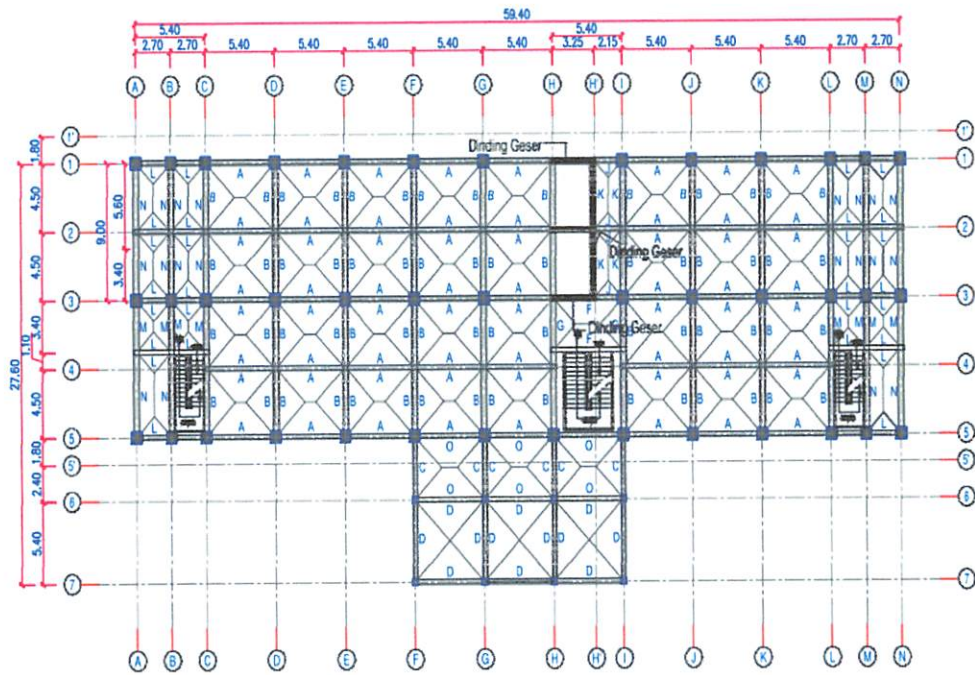
Berikut Gambar Perataan Beban Gedung MIPA Universitas Brawijaya Malang



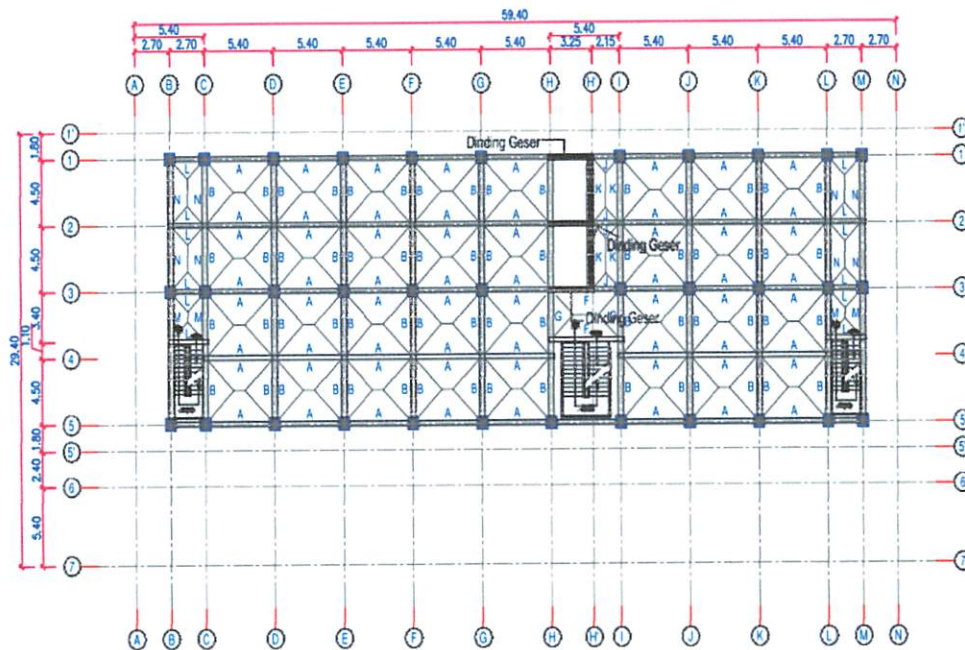
No Gbr 1
Denah Perataan Beban Lantai 1
Skala 1 : 250



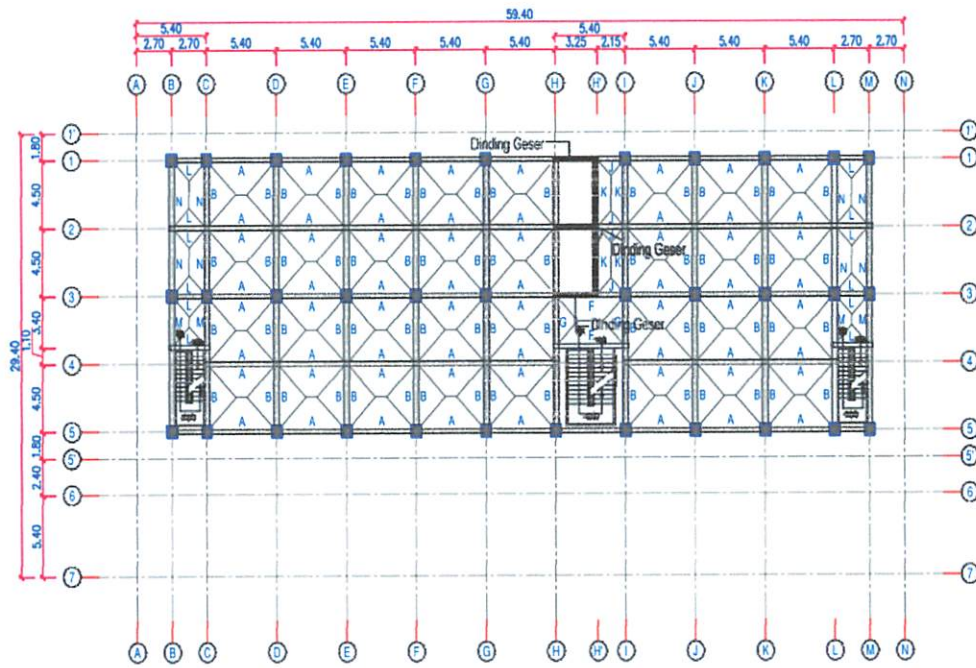
No Gbr 2
Denah Perataan Beban Lantai 2&3
Skala 1 : 250



No Gbr 3 Denah Perataan Beban Lantai 4
Skala 1 : 250

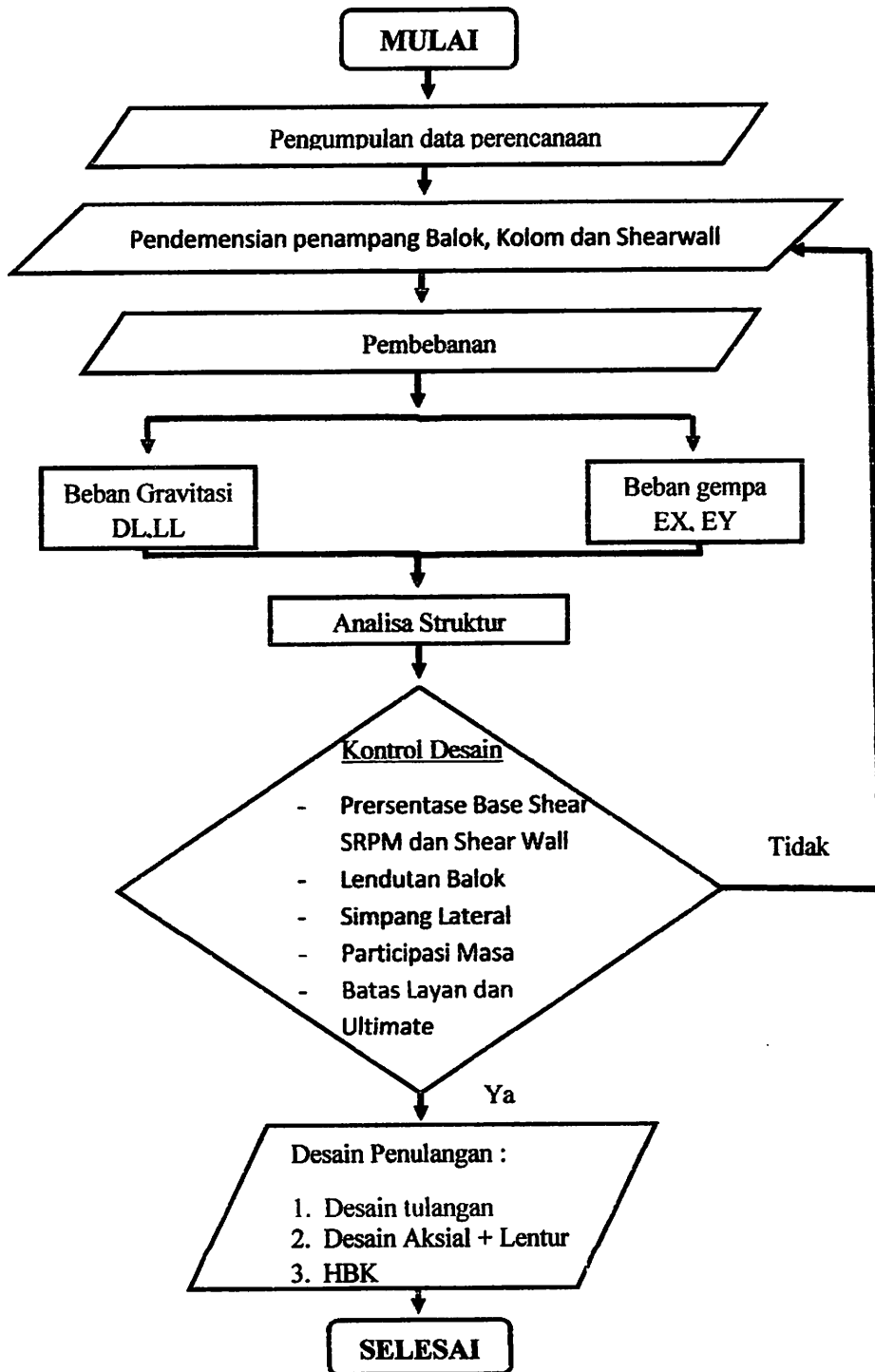


No Gbr 4 Denah Perataan Beban Lantai 5-7
Skala 1 : 250



No Gbr 5 Denah Perataan Beban Lantai Atap
Skala 1 : 250

3.4 Bagan Alir



> Perhitungan Balok T dan Balok L

Menurut Pasal 8.12 SNI 2847 - 2013 batasan menentukan nilai (bf) lebar efektif balok T adalah:

$$bf \leq 1/4 l$$

$$bf \leq bw + 8 \times t \text{ kiri} + 8 \times t \text{ kanan}$$

$$bf \leq bw + 1/2 \times L \text{ kiri} + 1/2 \times L \text{ kanan}$$

dimana :

bf = Lebar efektif balok (mm)

l = Bentang balok (mm)

t kiri = Tebal plat sisi kiri (mm)

t kanan = Tebal plat sisi kanan (mm)

L kiri = Jarak bersih ke badan sebelah kiri (mm)

L kanan = Jarak bersih ke badan sebelah kanan (mm)

• Balok T 1

Diketahui : $bw = 400 \text{ mm}$ 4

$hw = 600 \text{ mm}$

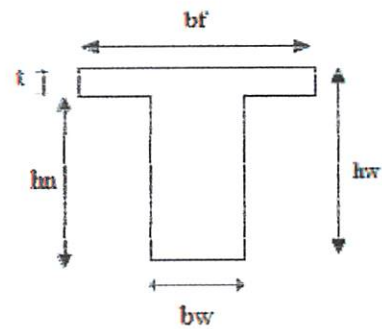
$t = 120 \text{ mm}$ 3

$l = 9000 \text{ mm}$

$hn = 480 \text{ mm}$ 1

$L \text{ kiri} = 5400 - 400 = 5000 \text{ mm}$

$L \text{ kanan} = 5400 - 400 = 5000 \text{ mm}$



$$\begin{aligned} - \quad bf &\leq bw + 8 \times t \text{ kiri} + 8 \times t \text{ kanan} \\ &\leq 400 + 8,0 \times 120 + 8,0 \times 120 \\ &\leq 2320 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \quad bf &\leq bw + 1/2 \times L \text{ kiri} + 1/2 \times L \text{ kanan} \\ &\leq 400 + 0,5 \times 5000 + 0,5 \times 5000 \\ &\leq 5400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \quad bf &\leq 1/4 l \\ &\leq 0,25 \times 9000 \\ &\leq 2250 \text{ mm} \end{aligned}$$

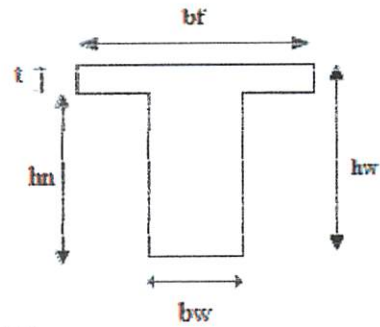
$$\begin{aligned} - \quad bf &= hn \text{ kiri} + bw + hn \text{ kanan} \\ &= 480 + 400 + 480,00 \\ &= 1360 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} hn &= (h - tp) \\ &= (480 + 120) - 120 \\ &= 480 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, nilai b efektif yang digunakan adalah = 1360 mm

• Balok T 2

- Diketahui : $b_w = 400$ mm 4
 $h_w = 700$ mm
 $t = 120$ mm 3
 $l = 5400$ mm
 $h_n = 580$ mm 1
 $L \text{ kiri} = 4500 - 400 = 4100$ mm
 $L \text{ kanan} = 4500 - 400 = 4100$ mm

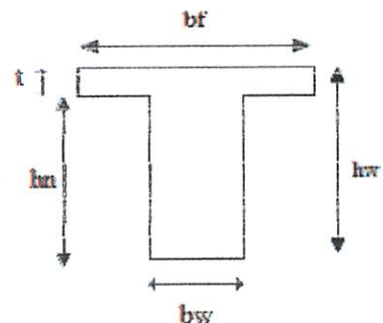


- $bf \leq bw + 8 \times t \text{ kiri} + 8 \times t \text{ kanan}$
 $\leq 400 + 8,0 \times 120 + 8,0 \times 120$
 ≤ 2320 mm
 - $bf \leq bw + 1/2 \times L \text{ kiri} + 1/2 \times L \text{ kanan}$
 $\leq 400 + 0,5 \times 4100 + 0,5 \times 4100$
 ≤ 4500 mm
 - $bf \leq 1/4 l$
 $\leq 0,25 \times 5400$
 ≤ 1350 mm
 - $bf = h_n \text{ kiri} + bw + h_n \text{ kanan}$
 $= 580 + 400 + 580,00$
 $= 1560$ mm
- $h_n = (h - t_p)$
 $= (580 + 120) - 120$
 $= 580$ mm

Maka, nilai b efektif yang digunakan adalah = 1560 mm

• Balok T 3

- Diketahui : $b_w = 400$ mm 4
 $h_w = 800$ mm
 $t = 120$ mm 3
 $l = 2700$ mm
 $h_n = 680$ mm 1
 $L \text{ kiri} = 3400 - 400 = 3000$ mm



$$L \text{ kanan} = 5600 - 400 = 5200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} - \text{bf} &\leq \text{bw} + 8 \times t \text{ kiri} + 8 \times t \text{ kanan} \\ &\leq 400 + 8,0 \times 120 + 8,0 \times 120 \\ &\leq 2320 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{bf} &\leq \text{bw} + 1/2 \times L \text{ kiri} + 1/2 \times L \text{ kanan} \\ &\leq 400 + 0,5 \times 3000 + 0,5 \times 5200 \\ &\leq 4500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{bf} &\leq 1/4 \text{ l} \\ &\leq 0,25 \times 2700 \\ &\leq 675 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{bf} &= \text{hn kiri} + \text{bw} + \text{hn kanan} \\ &= 680 + 400 + 680,00 \\ &= 1760 \text{ mm} \end{aligned}$$

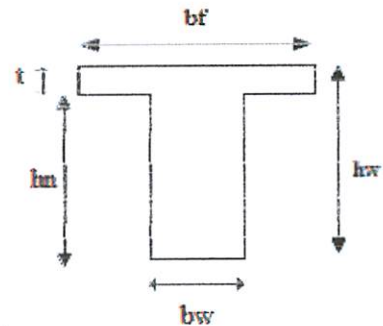
$$\begin{aligned} \text{hn} &= (h - t_p) \\ &= (680 + 120) - 120 \\ &= 680 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, nilai b efektif yang digunakan adalah = 1760 mm

• Balok T 4

Diketahui :

bw	=	400	mm	4
hw	=	900	mm	
t	=	120	mm	3
l	=	4200	mm	
hn	=	780	mm	1
$L \text{ kiri}$	=	5400	- 400	= 5000 mm
$L \text{ kanan}$	=	5400	- 400	= 5000 mm



$$\begin{aligned} - \text{bf} &\leq \text{bw} + 8 \times t \text{ kiri} + 8 \times t \text{ kanan} \\ &\leq 400 + 8,0 \times 120 + 8,0 \times 120 \\ &\leq 2320 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{bf} &\leq \text{bw} + 1/2 \times L \text{ kiri} + 1/2 \times L \text{ kanan} \\ &\leq 400 + 0,5 \times 5000 + 0,5 \times 5000 \\ &\leq 5400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{bf} &\leq 1/4 \text{ l} \\ &\leq 0,25 \times 4200 \end{aligned}$$

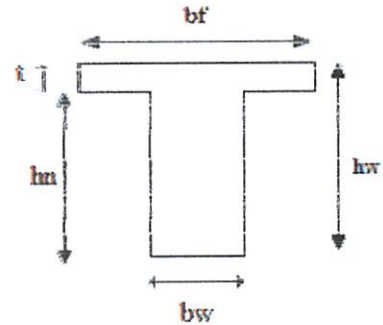
$$\begin{aligned}
 &\leq 1050 \text{ mm} \\
 - \text{ bf} &= \text{hn kiri} + \text{bw} + \text{hn kanan} \\
 &= 780 + 400 + 780,00 \\
 &= 1960 \text{ mm} \\
 \text{hn} &= (h - \text{tp}) \\
 &= (780 + 120) - 120 \\
 &= 780 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, nilai b efektif yang digunakan adalah = 1960 mm

• Balok T 5

Diketahui :

bw	=	450	mm	4
hw	=	900	mm	
t	=	120	mm	3
l	=	4200	mm	
hn	=	780	mm	1
L kiri	=	5400	- 450 =	4950 mm
L kanan	=	5400	- 450 =	4950 mm

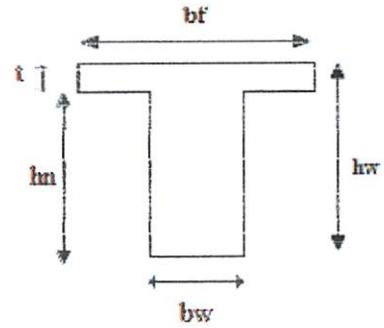


$$\begin{aligned}
 - \text{ bf} &\leq \text{bw} + 8 \times t \text{ kiri} + 8 \times t \text{ kanan} \\
 &\leq 450 + 8,0 \times 120 + 8,0 \times 120 \\
 &\leq 2370 \text{ mm} \\
 - \text{ bf} &\leq \text{bw} + 1/2 \times L \text{ kiri} + 1/2 \times L \text{ kanan} \\
 &\leq 450 + 0,5 \times 4950 + 0,5 \times 4950 \\
 &\leq 5400 \text{ mm} \\
 - \text{ bf} &\leq 1/4 l \\
 &\leq 0,25 \times 4200 \\
 &\leq 1050 \text{ mm} \\
 - \text{ bf} &= \text{hn kiri} + \text{bw} + \text{hn kanan} \\
 &= 780 + 450 + 780,00 \\
 &= 2010 \text{ mm} \\
 \text{hn} &= (h - \text{tp}) \\
 &= (780 + 120) - 120 \\
 &= 780 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, nilai b efektif yang digunakan adalah = 2010 mm

• Balok T 6

Diketahui : $b_w = 500$ mm 4
 $h_w = 900$ mm
 $t = 120$ mm 3
 $l = 2150$ mm
 $h_n = 780$ mm 1
 $L \text{ kiri} = 5400 - 500 = 4900$ mm
 $L \text{ kanan} = 5400 - 500 = 4900$ mm



- $bf \leq bw + 8 \times t \text{ kiri} + 8 \times t \text{ kanan}$
 $\leq 500 + 8,0 \times 120 + 8,0 \times 120$
 ≤ 2420 mm
 - $bf \leq bw + 1/2 \times L \text{ kiri} + 1/2 \times L \text{ kanan}$
 $\leq 500 + 0,5 \times 4900 + 0,5 \times 4900$
 ≤ 5400 mm
 - $bf \leq 1/4 l$
 $\leq 0,25 \times 2150$
 $\leq 537,5$ mm
 - $bf = h_n \text{ kiri} + bw + h_n \text{ kanan}$
 $= 780 + 500 + 780,00$
 $= 2060$ mm
- $h_n = (h - t_p)$
 $= (780 + 120) - 120$
 $= 780$ mm

Maka, nilai b efektif yang digunakan adalah = 2060 mm

Menurut Pasal 8.12 SNI 2847 - 2013 batasan menentukan nilai (bf) lebar efektif balok L adalah:

$$bf \leq 1/12 l$$

$$bf \leq bw + 6 \times t$$

$$bf \leq bw + 1/2 \times L$$

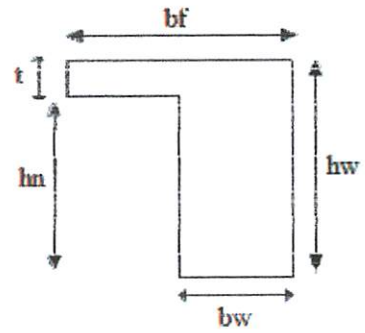
dimana :

- bf = Lebar efektif balok (mm)
- l = Bentang balok (mm)
- t = Tebal plat sisi kiri (mm)
- L = Jarak bersih ke badan sebelah kiri (mm)

• Balok L 1

Diketahui :

b_w	=	400	mm	4
h_w	=	700	mm	
t	=	120	mm	3
l	=	9000	mm	
L	=	2700	- 400	= 2300 mm
h_n	=	580	mm	1



- $bf \leq 1/2 l$
 $\leq 0,5 \times 9000$
 ≤ 4500 mm

- $bf \leq b_w + 6 \times t$
 $\leq 400 + 6 \times 120$
 ≤ 1120 mm

- $bf \leq b_w + 1/2 \times L$
 $\leq 400 + 0,5 \times 2300$
 ≤ 1550 mm

Maka, nilai b efektif yang digunakan adalah = 1100 mm

$h_b + b_w$

$700 + 400 = 1100$ mm 2

BAB IV

PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Perhitungan Berat Sendiri Bangunan dan beban gempa

Pembebanan lantai 1

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri plat (12 cm)} &= \text{Tebal plat} \times \text{Berat volume beton bertulang} \\ &= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Keramik} &= (\text{Tebal spesi} \times \text{Berat spesi}) + (\text{tebal kramik} \times \text{Berat volume keramik}) \\ &= (4,00 \times 21) + (1,00 \times 24) = 108 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Mekanikal Elektrikal} = 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond + Penggantung} &= \text{Berat gypsum} + \text{Berat penggantung} \\ &= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tangga 1} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tangga 2} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat tangga} &= \text{Total berat tangga 1} + \text{Total berat tangga 2} \\ &= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat	=	288 Kg/m ²
Berat pas keramik	=	108 Kg/m ²
Berat mekanikal Elektrikal	=	35 Kg/m ²
Berat plafond + Penggantung	=	<u>9,25 Kg/m²</u> +
Total qd plat lantai	=	440,25 Kg/m ²

$$\text{Berat tangga} = 13073 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka Berat Total} &= \text{Berat total} \times \text{luas} \\ &= 440,25 \times (54 \times 18) = 427923 \text{ Kg} \\ &= \text{Berat total} + \text{Berat tangga} \\ &= 427923 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 440996 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat Kolom Memanjang

$$\begin{aligned} \text{Memanjang line 1} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 13 = 68,796 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Memanjang line 3 = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 13 = 68,796 \text{ Kg}$

Memanjang line 6 = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 14 = 74,088 \text{ Kg}$

Memanjang line 8 = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (30x30) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 4 = 3,888 \text{ Kg}$

Memanjang line 9 = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (30x30) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 4 = 3,888 \text{ Kg}$

Berat Total Memanjang = 219,456 Kg

Berat Kolom Melintang

Melintang line a = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Melintang line a' = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Melintang line b = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Melintang line c = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Melintang line d = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Melintang line e = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Berat Kolom (30x30) = $4,5 \times (0,3 \times 0,3) \times 2400 \times 2 = 1,944 \text{ Kg}$

Melintang line f = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Berat Kolom (30x30) = $4,5 \times (0,3 \times 0,3) \times 2400 \times 2 = 1,944 \text{ Kg}$

Melintang line g = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 1 = 5,292 \text{ Kg}$

Berat Kolom (30x30) = $4,5 \times (0,3 \times 0,3) \times 2400 \times 2 = 1,944 \text{ Kg}$

Melintang line h = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Berat Kolom (30x30) = $4,5 \times (0,3 \times 0,3) \times 2400 \times 2 = 1,944 \text{ Kg}$

Melintang line I = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + $\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line J = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line K = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line L = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line L' = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Melintang} = 219,456 \text{ Kg}$$

Berat total Kolom Memanjang + Berat total kolom Melintang

$$219,456 \text{ Kg} + 219,456 \text{ Kg} = 438,912 \text{ Kg}$$

Berat Balok Memanjang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolomxlebar kolom)x Bj beton

$$\text{Line 5 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (57,25 - 1 \times 0,4)) \times 2400 = 26.196 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (57,25 - 13 \times 0,6)) \times 2400 = 22.787 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (59,40 - 14 \times 0,6)) \times 2400 = 23.501 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 2 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,4)) \times 2400 = 6.728 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Line 1 (40/60)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,4)) \times 2400 = \underline{6.728 \text{ Kg}} + \\ &= 85.939 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat Balok Melintang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolomxlebar kolom)x Bj beton

$$\text{Line a (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line a' (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line b (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line c (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line d (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e' (40/70)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg}$$

$$\text{Line f (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line f (40/70)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg}$$

$$\text{Line g (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
\text{Line g (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line i (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line j (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line k (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line k' (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line l (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853} \text{ Kg} + \\
&= 141.312 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat Total Balok} &= \text{DL Balok Memanjang} + \text{DL Balok Melintang} \\
&= 85.939 \text{ Kg} + 141.312 \text{ Kg} = 227.251 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Berat dinding geser bw = 30 cm =

Panjang dinding x (2 x ½ x tinggi lantai) x tebal x berat jenis

$$18,45 \times (2 \times 0,5 \times 4,5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg}$$

Berat dinding memanjang

(Pj dinding - N klm x lbr klm) x tg dinding / (½ x (h atas - h balok) + (½ h bawah - h balok)) x bj

$$\text{Line 5} = (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 45.874 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4f} = 1,50 \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4e} = 2,50 \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6) \times 250 = 2.437,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4d} = 4,20 \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6) \times 250 = 4.095,0 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4c} = 5,00 \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6) \times 250 = 4.875 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4b} = 1,50 \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a} = 5,40 \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6) \times 250 = 5.265 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4} = (5,40 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 3.218 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b} = (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 10.530 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3a} = (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.633 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3} = (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 48.360 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 2} = (16,20 - 4 \times 0,3) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 14.625 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 1} = (56,15 - 4 \times 0,3) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{14.625} \text{ Kg}$$

$$\text{DL Dinding Memanjang} = 159.461 \text{ Kg}$$

Berat dinding melintang

(Pj dinding-N klm x lbr klm) x tg dinding/(½ x(h atas-h balok)+(½ h bawah-h balok))x**bj**

$$\text{Line A} = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line A}' = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line B} = (8 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.118 \text{ Kg}$$

$$\text{Line D} = (8 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.118 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (2 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 585 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K} = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K}' = (3 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.243 \text{ Kg}$$

$$\text{Line L} = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503} \text{ Kg}$$

$$\text{DL Dinding Melintang} = 84.143 \text{ Kg}$$

Berat Total Dinding = DL Dinding Memanjang + DL Dinding Melintang

$$= 159.461 \text{ Kg} + 84.143 \text{ Kg} = 243.603 \text{ Kg}$$

Jadi total beban WDL

Berat total lantai 1 + Berat kolom + Berat Balok + Berat dinding geser + Berat dinding

$$440.996 + 438.912 + 227.251 + 59.778 + 243.604 = 1.410.541 \text{ Kg}$$

Beban hidup WLL

Luas ruang kuliah = (Tebal plat lantai 1 x beban hidup) x factor reduksi

$$\text{Beban hidup ruang kuliah} = (54 \times 18) \times 192 \times 0,3 = 186.624 \text{ Kg}$$

Beban hidup tangga = (Luas tangga x beban hidup tangga) x faktor reduksi

$$\text{Beban hidup tangga} = 5,4 \times 6,6 \times 479 \times 0,3 = 5.121,47 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = 8.535,78 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = \underline{8.535,78} \text{ Kg} +$$

$$= 208.817,03 \text{ Kg}$$

Beban Total = WDL + WLL

$$= 1.410.540 + 208.817,03 = 1.619.357,78 \text{ Kg}$$

Pembebanan lantai 2

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri plat (12 cm)} &= \text{Tebal plat} \times \text{Berat volume beton bertulang} \\ &= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Keramik} &= (\text{Tebal spesi} \times \text{Berat spesi}) + (\text{tebal kramik} \times \text{Berat volume keramik}) \\ &= (4,00 \times 21) + (1,00 \times 24) = 108 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Berat Mekanikal Elektrikal} = 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond + Penggantung} &= \text{Berat gypsum} + \text{Berat penggantung} \\ &= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tangga 1} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tangga 2} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total berat tangga} &= \text{Total berat tangga 1} + \text{Total berat tangga 2} \\ &= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat	= 288	Kg/m ²
Berat pas keramik	= 108	Kg/m ²
Berat mekanikal Elektrikal	= 35	Kg/m ²
Berat plafond + Penggantung	= <u>9,25</u>	Kg/m ² +
Total qd plat lantai	= 440,25	Kg/m ²

$$\text{Berat tangga} = 13073 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka Berat Total} &= \text{Berat total} \times \text{luas} \\ &= 440,25 \times (54 \times 18) = 427923 \text{ Kg} \\ &= \text{Berat total} + \text{Berat tangga} \\ &= 427923 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 440996 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Memanjang line 1} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 13 = 68.796 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 3} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 13 = 68.796 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 5} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15.876 \text{ Kg}$$

Melintang line K = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15.876 \text{ Kg}$$

Melintang line L = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15.876 \text{ Kg}$$

Melintang line M = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15.876 \text{ Kg}$$

Melintang line N = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15.876 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Melintang} = 235.332 \text{ Kg}$$

Berat total Kolom Memanjang + Berat total kolom Melintang

$$219.456 \text{ Kg} + 235.332 \text{ Kg} = 454.788 \text{ Kg}$$

Berat Balok Memanjang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolom x lebar kolom) x Bj beton

$$\text{Line 5 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (57,25 - 13 \times 0,7)) \times 2400 = 22.188 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (57,25 - 13 \times 0,7)) \times 2400 = 22.188 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 16,2) \times 2400 = 7.465 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3a (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 43,2) \times 2400 = 19.907 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (59,40 - 14 \times 0,7)) \times 2400 = 22.856 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 2 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,3)) \times 2400 = 6.912 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 1 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,3)) \times 2400 = \underline{6.728} \text{ Kg} + \\ = 108.426 \text{ Kg}$$

Berat Balok Melintang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolom x lebar kolom) x Bj beton

$$\text{Line a (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line a' (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (9 - 2 \times 0,7)) \times 2400 = 4.232 \text{ Kg}$$

$$\text{Line b (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line c (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line d (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e (40/70)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg}$$

$$\text{Line f (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
\text{Line f (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line g (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 9.633 \text{ Kg} \\
\text{Line g (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line i (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line j (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line k (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line k' (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (9 - 2 \times 0,7)) \times 2400 = 4.232 \text{ Kg} \\
\text{Line l (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853 \text{ Kg}} + \\
&= 132.069 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat Total Balok} &= \text{DL Balok Memanjang} + \text{DL Balok Melintang} \\
&= 108.426 \text{ Kg} + 132.069 \text{ Kg} = 227.251 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Berat dinding geser hw = 30 cm =

Panjang dinding x (2 x ½ x tinggi lantai) x tebal x berat jenis

$$18,45 \times (2 \times 0,5 \times 5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg}$$

Berat dinding memanjang

(Pj dinding - N klm x lbr klm) x tg dinding / (½ x (h atas - h balok) + (½ h bawah - h balok)) x bj

$$\begin{aligned}
\text{Line 5} &= (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 45.874 \text{ Kg} \\
\text{Line 4f} &= 1,50 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg} \\
\text{Line 4e} &= 2,50 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.437,5 \text{ Kg} \\
\text{Line 4d} &= 4,20 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.095,0 \text{ Kg} \\
\text{Line 4c} &= 5,00 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.875 \text{ Kg} \\
\text{Line 4b} &= 1,50 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg} \\
\text{Line 4a} &= 5,40 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.265 \text{ Kg} \\
\text{Line 4} &= (45,35 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 35.344 \text{ Kg} \\
\text{Line 3b} &= (37,80 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 36.855 \text{ Kg} \\
\text{Line 3a} &= 5,40 + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.265 \text{ Kg} \\
\text{Line 3} &= (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 48.360 \text{ Kg} \\
\text{Line 1} &= (56,15 - 4 \times 0,3) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{14.625} \\
&\underline{\text{Kg}}
\end{aligned}$$

$$\text{DL Dinding Memanjang} = 205.920 \text{ Kg}$$

Berat dinding melintang

(Pj dinding - N klm x lbr klm) x tg dinding / ($\frac{1}{2}$ x (h atas - h balok) + ($\frac{1}{2}$ h bawah - h balok)) x bj

$$\text{Line A} = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line A}' = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line B} = (15,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 14.528$$

Kg

$$\text{Line C} = (8 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 6.435 \text{ Kg}$$

$$\text{Line D} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (8 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 6.435 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (9,6 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.995 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (8,6 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.020 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (6,6 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.070 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (9,6 - 2 \times 0,3) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 8.775 \text{ Kg}$$

$$\text{Line I} = (6,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.388 \text{ Kg}$$

$$\text{Line I}' = (9 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 8.775 \text{ Kg}$$

$$\text{Line J} = (6,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.388 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K}' = (9,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 8.678 \text{ Kg}$$

$$\text{Line I} = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503 \text{ Kg}}$$

$$\text{DL Dinding Melintang} = 145.568 \text{ Kg}$$

Berat Total Dinding = DL Dinding Memanjang + DL Dinding Melintang

$$= 205.920 \text{ Kg} + 145.568 \text{ Kg} = 351.488 \text{ Kg}$$

Jadi total beban WDI.

Berat total lantai 1 + Berat kolom + Berat Balok + Berat dinding geser + Berat dinding

$$440.996 + 454.788 + 240.495 + 59.778 + 351.488 = 1.547.545 \text{ Kg}$$

Beban hidup WLL

Luas ruang kuliah = (Tebal plat lantai 1 x beban hidup) x factor reduksi

$$\text{Beban hidup ruang kuliah} = (54 \times 18) \times 192 \times 0,3 = 186.624 \text{ Kg}$$

Beban hidup tangga = (Luas tangga x beban hidup tangga) x faktor reduksi

$$\text{Beban hidup tangga} = 5,4 \times 6,6 \times 479 \times 0,3 = 5.121,47 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = 8.535,78 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = \underline{8.535,78 \text{ Kg}} +$$

$$= 208.817,03 \text{ Kg}$$

Beban Total = WDL + WLL

$$= 1.410.540 + 208.817,03 = 1.619.357,78 \text{ Kg}$$

Pembebanan lantai 3

Berat sendiri plat (12 cm) = Tebal plat x Berat volume beton bertulang

$$= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/cm}^2$$

Berat Keramik = (Tebal spesi x Berat spesi) + (tebal kramik x Berat volume keramik)

$$= (4,00 \times 21) + (1,00 \times 24) = 108 \text{ Kg/cm}^2$$

Berat Mekanikal Elektrikal = 35 Kg/m²

Berat Plafond + Penggantung = Berat gypsum + Berat penggantung

$$= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2$$

Berat tangga 1 = tebal tangga x lebar tangga x panjang x berat jenis x jumlah

$$= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg}$$

Berat tangga 2 = tebal tangga x lebar tangga x panjang x berat jenis x jumlah

$$= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg}$$

Total berat tangga = Total berat tangga 1 + Total berat tangga 2

$$= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat = 288 Kg/m²

Berat pas keramik = 108 Kg/m²

Berat mekanikal Elektrikal = 35 Kg/m²

Berat plafond + Penggantung = 9,25 Kg/m² +

Total qd plat lantai = 440,25 Kg/m²

Berat tangga = 13073 Kg

Maka Berat Total = Berat total x luas

$$= 440,25 \times (54 \times 18) = 427923 \text{ Kg}$$

= Berat total + Berat tangga

$$= 427923 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 440996 \text{ Kg}$$

Berat Kolom Memanjang

Memanjang line 1 = Tg klm(½h bawah + ½h atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (30x30)} = 4,5 \times (0,3 \times 0,3) \times 2400 \times 2 = 1.944 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line J} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line K} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line L} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line M} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line N} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Melintang} = 214,488 \text{ Kg}$$

Berat total Kolom Memanjang + Berat total kolom Melintang

$$214,164 \text{ Kg} + 214,488 \text{ Kg} = 428,652 \text{ Kg}$$

Berat Balok Memanjang

$$\text{B.Balok} \times (\text{H.Balok-Tebal plat}) \times (\text{Panjang Balok-N.Kolom} \times \text{lebar kolom}) \times \text{Bj beton}$$

$$\text{Line 5 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (57,25 - 13 \times 0,7)) \times 2400 = 22.188 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (57,25 - 13 \times 0,6)) \times 2400 = 22.188 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3B (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 16.2) \times 2400 = 7.465 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3A (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 43.2) \times 2400 = 19.907 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (59,40 - 14 \times 0,7)) \times 2400 = 22.856 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 2 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,3)) \times 2400 = 6.912 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 1 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,3)) \times 2400 = \underline{6.912} \text{ Kg} + \\ = 108.426 \text{ Kg}$$

Berat Balok Melintang

$$\text{B.Balok} \times (\text{H.Balok-Tebal plat}) \times (\text{Panjang Balok-N.Kolom} \times \text{lebar kolom}) \times \text{Bj beton}$$

$$\text{Line a (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line a' (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (9 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 4.232 \text{ Kg}$$

$$\text{Line b (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line c (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line d (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
\text{Line e'(40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line f (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line f (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line g (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line g (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\
\text{Line i (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line j (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line k (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\
\text{Line k'(40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (9 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 4.232 \text{ Kg} \\
\text{Line l (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853 \text{ Kg}} + \\
&= 132.069 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat Total Balok} &= \text{DL Balok Memanjang} + \text{DL Balok Melintang} \\
&= 108.426 \text{ Kg} + 132.069 \text{ Kg} = 240.495 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\text{Berat dinding geser bw} = 30 \text{ cm} =$$

$$\text{Panjang dinding} \times (2 \times \frac{1}{2} \times \text{tinggi lantai}) \times \text{tebal} \times \text{berat jenis}$$

$$18,45 \times (2 \times 0,5 \times 4,5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg}$$

Berat dinding memanjang

$$(\text{Pj dinding} - N \text{ klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas} - \text{h balok}) + (\frac{1}{2} \times \text{h bawah} - \text{h balok})) \times \text{bj}$$

$$\text{Line 5} = (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 45.874 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4f} = 1,50 \quad \quad \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4e} = 2,50 \quad \quad \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.437,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4d} = 4,20 \quad \quad \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.095,0 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4c} = 5,00 \quad \quad \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.875 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4b} = 1,50 \quad \quad \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a} = 5,40 \quad \quad \quad + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.265 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4} = (45,35 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 35.344 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3h} = (37,80 \quad \quad \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 36.855 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3a} = (5,40 \quad \quad \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.265 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3} = (59,40 - 14 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 48.360 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 1} = (56,15 - 4 \times 0,3) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{14.625 \text{ Kg}}$$

$$\text{DI. Dinding Memanjang} = 205.920 \text{ Kg}$$

Berat dinding melintang

(Pj dinding–N klm x lbr klm) x tg dinding/(½ x(h atas-h balok)+(½ h bawah-h balok))xbj

$$\text{Line A} = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line A}' = (5,0 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.193 \text{ Kg}$$

$$\text{Line B} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line C} = (8,0 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 6.435 \text{ Kg}$$

$$\text{Line D} = (6,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.388 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (9,6 - 2 \times 0,3) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 8.775 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (2 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 585 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (9,6 - 2 \times 0,4) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 8.580 \text{ Kg}$$

$$\text{Line I} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line J} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K}' = (9,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 8.678 \text{ Kg}$$

$$\text{Line L} = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503 \text{ Kg}}$$

$$\text{DL Dinding Melintang} = 129.383 \text{ Kg}$$

Berat Total Dinding = DL Dinding Memanjang + DL Dinding Melintang

$$= 205.920 \text{ Kg} + 129.383 \text{ Kg} = 335.303 \text{ Kg}$$

Jadi total beban WDL

Berat total lantai 1 + Berat kolom + Berat Balok + Berat dinding geser + Berat dinding

$$440.996 + 428.652 + 240.495 + 59.778 + 335.303 = 1.505.224 \text{ Kg}$$

Beban hidup WLL

Luas ruang kuliah = (Tebal plat lantai 1 x beban hidup) x factor reduksi

$$\text{Beban hidup ruang kuliah} = (54 \times 18) \times 192 \times 0,3 = 186.624 \text{ Kg}$$

Beban hidup tangga = (Luas tangga x beban hidup tangga) x faktor reduksi

$$\text{Beban hidup tangga} = 5,4 \times 6,6 \times 479 \times 0,3 = 5.121,47 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = 8.535,78 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = \underline{8.535,78 \text{ Kg}} + \\ = 208.817,03 \text{ Kg}$$

Beban Total = WDL + WLL

$$= 1.505.223,66 + 208.817,03 = 1.714.040,69 \text{ Kg}$$

Pembebanan lantai 4

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri plat (12 cm)} &= \text{Tebal plat} \times \text{Berat volume beton bertulang} \\ &= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Keramik} &= (\text{Tebal spesi} \times \text{Berat spesi}) + (\text{tebal kramik} \times \text{Berat volume keramik}) \\ &= (4,00 \times 21) + (1,00 \times 24) = 108 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Berat Mekanikal Elektrikal} = 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond + Penggantung} &= \text{Berat gypsum} + \text{Berat penggantung} \\ &= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tangga 1} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tangga 2} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total berat tangga} &= \text{Total berat tangga 1} + \text{Total berat tangga 2} \\ &= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat	= 288	Kg/m ²
Berat pas keramik	= 108	Kg/m ²
Berat mekanikal Elektrikal	= 35	Kg/m ²
Berat plafond + Penggantung	= <u>9,25 Kg/m²</u> +	
Total qd plat lantai	= 440,25	Kg/m ²

$$\text{Berat tangga} = 13073 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka Berat Total} &= \text{Berat total} \times \text{luas} \\ &= 440,25 \times (54 \times 18) = 427923 \text{ Kg} \\ &= \text{Berat total} + \text{Berat tangga} \\ &= 427923 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 440996 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Memanjang line 1} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L..Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 13 = 68,796 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 3} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L..Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 13 = 68,796 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 5} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L..Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm})$$

Melintang line l = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + ($\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Melintang line m = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + ($\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Melintang line n = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + ($\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$

Berat Total Melintang = 230,040 Kg

Berat total Kolom Memanjang + Berat total kolom Melintang

$214,164 \text{ Kg} + 230,040 \text{ Kg} = 444,204 \text{ Kg}$

Berat Balok Memanjang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolom x lebar kolom) x Bj beton

Line 5 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 11 \times 0,7)) \times 2400 = 19.837 \text{ Kg}$

Line 4a (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 50,75) \times 2400 = 23.386 \text{ Kg}$

Line 4 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 11 \times 0,7)) \times 2400 = 19.837 \text{ Kg}$

Line 3b (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 16,20) \times 2400 = 7.465 \text{ Kg}$

Line 3a (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 43,20) \times 2400 = 19.907 \text{ Kg}$

Line 3 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (59,40 - 14 \times 0,7)) \times 2400 = 22.856 \text{ Kg}$

Line 2 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,3)) \times 2400 = 6.912 \text{ Kg}$

Line 1 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 4 \times 0,3)) \times 2400 = \underline{6.912 \text{ Kg}} +$
 $= 127.112 \text{ Kg}$

Berat Balok Melintang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolom x lebar kolom) x Bj beton

Line a (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line a' (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 2 \times 0,7)) \times 2400 = 9.243 \text{ Kg}$

Line b (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line c (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line d (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line e (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line e' (40/70) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg}$

Line f (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line f (40/70) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg}$

Line g (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 1 \times 0,7)) \times 2400 = 9.633 \text{ Kg}$

$$\begin{aligned} \text{Line g (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\ \text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (9,6 - 2 \times 0,3)) \times 2400 = 4.147 \text{ Kg} \\ \text{Line i (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line j (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line k (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line k' (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 2 \times 0,7)) \times 2400 = 9.243 \text{ Kg} \\ \text{Line l (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853 \text{ Kg}} + \\ &= 142.092 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total Balok} &= \text{DL Balok Memanjang} + \text{DL Balok Melintang} \\ &= 127.112 \text{ Kg} + 142.092 \text{ Kg} = 269.203 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding geser bw = 30 cm =

$$\begin{aligned} &\text{Panjang dinding} \times (2 \times \frac{1}{2} \times \text{tinggi lantai}) \times \text{tebal} \times \text{berat jenis} \\ &18,45 \times (2 \times 0,5 \times 4,5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding memanjang

$$\begin{aligned} &(\text{Pj dinding} - \text{N klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas-h balok}) + (\frac{1}{2} \text{ h bawah-h balok})) \times \text{bj} \\ \text{Line 5} &= (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 40.609 \text{ Kg} \\ \text{Line 4f} &= 1,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg} \\ \text{Line 4e} &= 2,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.437,5 \text{ Kg} \\ \text{Line 4d} &= 4,20 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.095,5 \text{ Kg} \\ \text{Line 4c} &= 5,00 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.875 \text{ Kg} \\ \text{Line 4b} &= 1,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462,5 \text{ Kg} \\ \text{Line 4a} &= 5,40 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.265 \text{ Kg} \\ \text{Line 4} &= (39,95 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 31.444 \text{ Kg} \\ \text{Line 3b} &= 37,80 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 36.855 \text{ Kg} \\ \text{Line 3} &= (54,00 - 14 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{43.095 \text{ Kg}} \\ &\text{DL Dinding Memanjang} = 171.600 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding melintang

$$\begin{aligned} &(\text{Pj dinding} - \text{N klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas-h balok}) + (\frac{1}{2} \text{ h bawah-h balok})) \times \text{bj} \\ \text{Line A'} &= (18,0 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg} \\ \text{Line B} &= (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg} \\ \text{Line C} &= (9,0 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Line D} &= (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg} \\
\text{Line E} &= (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg} \\
\text{Line F} &= (2 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 585 \text{ Kg} \\
\text{Line F} &= (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg} \\
\text{Line H} &= (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg} \\
\text{Line I} &= (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg} \\
\text{Line J} &= (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg} \\
\text{Line K} &= (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg} \\
\text{Line K}' &= (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503} \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\text{DL Dinding Melintang} = 101.498 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat Total Dinding} &= \text{DL Dinding Memanjang} + \text{DL Dinding Melintang} \\
&= 171.600 \text{ Kg} + 101.498 \text{ Kg} = 273.098 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Jadi total beban WDL

$$\begin{aligned}
&\text{Berat total lantai 1} + \text{Berat kolom} + \text{Berat Balok} + \text{Berat dinding geser} + \text{Berat dinding} \\
&440.996 + 444.204 + 269.203 + 59.778 + 273.098 = 1.487.279 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Beban hidup WLL

Luas ruang kuliah = (Tebal plat lantai 1 x beban hidup) x factor reduksi

$$\text{Beban hidup ruang kuliah} = (54 \times 18) \times 192 \times 0,3 = 186.624 \text{ Kg}$$

Beban hidup tangga = (Luas tangga x beban hidup tangga) x faktor reduksi

$$\text{Beban hidup tangga} = 5,4 \times 6,6 \times 479 \times 0,3 = 5.121,47 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = 8.535,78 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
\text{Beban hidup tangga} &= 2,7 \times 6,6 \times 479 = \underline{8.535,78} \text{ Kg} + \\
&= 208.817,03 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Beban Total = WDL + WLL

$$= 1.487.278 + 208.817,03 = 1.696.095,53 \text{ Kg}$$

Pembebanan lantai 5

Berat sendiri plat (12 cm) = Tebal plat x Berat volume beton bertulang

$$= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/cm}^2$$

Berat Keramik = (Tebal spesi x Berat spesi) + (tebal kramik x Berat volume keramik)

$$= (4,00 \times 21) + (1,00 \times 24) = 108 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Berat Mekanikal Elektrikal} = 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond + Penggantung} &= \text{Berat gypsum} + \text{Berat penggantung} \\ &= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tangga 1} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tangga 2} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat tangga} &= \text{Total berat tangga 1} + \text{Total berat tangga 2} \\ &= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat	= 288	Kg/m ²
Berat pas keramik	= 108	Kg/m ²
Berat mekanikal Elektrikal	= 35	Kg/m ²
Berat plafond + Penggantung	=	<u>9,25 Kg/m²</u> +
Total qd plat lantai	=	440,25 Kg/m ²

$$\text{Berat tangga} = 13073 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka Berat Total} &= \text{Berat total} \times \text{luas} \\ &= 440,25 \times (54 \times 18) = 427923 \text{ Kg} \\ &= \text{Berat total} + \text{Berat tangga} \\ &= 427923 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 440996 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Memanjang line 1} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 3} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 5} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 12 = 63,504 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Memanjang} = 179,928 \text{ Kg}$$

Berat Kolom Melintang

$$\text{Melintang line b} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line c} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line d = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line e = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line f = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line g = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line h = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 1 = 5,292 \text{ Kg}$$

Melintang line i = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line j = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line k = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line l = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

Melintang line m = Tg klm($\frac{1}{2}h$ bawah + $\frac{1}{2}h$ atas x L.Dimensi Klmx Bj Beton x Jlh Klm

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 3 = 15,876 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Melintang} = 179,928 \text{ Kg}$$

Berat total Kolom Memanjang + Berat total kolom Melintang

$$179,928 \text{ Kg} + 179,928 \text{ Kg} = 359,856 \text{ Kg}$$

Berat Balok Memanjang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolomxlebar kolom)x Bj beton

$$\text{Line 5 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 11 \times 0,7)) \times 2400 = 19.837 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 50,75) \times 2400 = 23.386 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 13 \times 0,7)) \times 2400 = 19.192 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 10,8) \times 2400 = 4.977 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3a (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 43,2) \times 2400 = 19.907 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (54,00 - 14 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{20.367 \text{ Kg}} + \\ = 107,666 \text{ Kg}$$

Berat Balok Melintang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolomxlebar kolom)x Bj beton

$$\text{Line a'(40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line b (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line c (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line d (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line f (40/70)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line g (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 1 \times 0,7)) \times 2400 = 9.633 \text{ Kg}$$

$$\text{Line h (40/70)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line i (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line j (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line k (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line k'(40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853 \text{ Kg}} + \\ = 107.017 \text{ Kg}$$

Berat Total Balok = DL Balok Memanjang + DL Balok Melintang

$$= 107.666 \text{ Kg} + 107.017 \text{ Kg} = 214.683 \text{ Kg}$$

Berat dinding geser bw = 30 cm =

Panjang dinding x (2 x ½ x tinggi lantai) x tebal x berat jenis

$$18,45 \times (2 \times 0,5 \times 4,5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg}$$

Berat dinding memanjang

(Pj dinding–N klm x lbr klm) x tg dinding/(½ x(h atas-h balok)+(½ h bawah-h balok))x bj

$$\text{Line 5} = (54,00 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 43.778 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4f} = 1,50 \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4e} = 2,50 \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.437 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4d} = 4,20 \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.095 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4c} = 5,00 \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.875 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4b} = 1,50 \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a} = 5,40 \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.265 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4} = (43,20 - 12 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 33.930 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b} = 37,80 \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 36.855 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3} = (54,00 - 12 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{44.460 \text{ Kg}}$$

$$\text{DL Dinding Memanjang} = 178.620 \text{ Kg}$$

Berat dinding melintang

$$(\text{Pj dinding} - \text{N klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas-h balok}) + (\frac{1}{2} \text{ h bawah-h balok})) \times \text{bj}$$

$$\text{Line A}' = (18,0 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line B} = (15,60 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.160 \text{ Kg}$$

$$\text{Line C} = (6,6 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.070 \text{ Kg}$$

$$\text{Line D} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (2 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 585 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line I} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line J} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K}' = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503 \text{ Kg}}$$

$$\text{DL Dinding Melintang} = 113.978 \text{ Kg}$$

Berat Total Dinding = DL Dinding Memanjang + DL Dinding Melintang

$$= 178.620 \text{ Kg} + 113.978 \text{ Kg} = 292.598 \text{ Kg}$$

Jadi total beban WDL

Berat total lantai 1 + Berat kolom + Berat Balok + Berat dinding geser + Berat dinding

$$440.996 + 359.856 + 214.683 + 59.778 + 292.598 = 1.367.910 \text{ Kg}$$

Beban hidup WLL

Luas ruang kuliah = (Tebal plat lantai 1 x beban hidup) x factor reduksi

$$\text{Beban hidup ruang kuliah} = (54 \times 18) \times 192 \times 0,3 = 186.624 \text{ Kg}$$

Beban hidup tangga = (Luas tangga x beban hidup tangga) x faktor reduksi

$$\text{Beban hidup tangga} = 5,4 \times 6,6 \times 479 \times 0,3 = 5.121,47 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = 8.535,78 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup tangga} &= 2,7 \times 6,6 \times 479 = \underline{8.535,78 \text{ Kg}} + \\ &= 208.817,03 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Beban Total = WDL + WLL

$$= 1.367.910 + 208.817,03 = 1.576.727,21 \text{ Kg}$$

Pembebanan lantai 6

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri plat (12 cm)} &= \text{Tebal plat} \times \text{Berat volume beton bertulang} \\ &= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Keramik} &= (\text{Tebal spesi} \times \text{Berat spesi}) + (\text{tebal kramik} \times \text{Berat volume keramik}) \\ &= (4,00 \times 21) + (1,00 \times 24) = 108 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Berat Mekanikal Elektrikal} = 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond + Penggantung} &= \text{Berat gypsum} + \text{Berat penggantung} \\ &= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tangga 1} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tangga 2} &= \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah} \\ &= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total berat tangga} &= \text{Total berat tangga 1} + \text{Total berat tangga 2} \\ &= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat	= 288	Kg/m ²
Berat pas keramik	= 108	Kg/m ²
Berat mekanikal Elektrikal	= 35	Kg/m ²
Berat plafond + Penggantung	= <u>9,25 Kg/m²</u> +	
Total qd plat lantai	= 440,25	Kg/m ²

$$\text{Berat tangga} = 13073 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka Berat Total} &= \text{Berat total} \times \text{luas} \\ &= 440,25 \times (54 \times 18) = 427923 \text{ Kg} \\ &= \text{Berat total} + \text{Berat tangga} \\ &= 427923 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 440996 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Memanjang line 1} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + \frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L..Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 3} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + \frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L..Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 5} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + \frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L..Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

Berat Balok Memanjang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolomxlebar kolom)x Bj beton

$$\text{Line 5 } (40/60) = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 11 \times 0,7)) \times 2400 = 19.837 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a } (40/60) = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 50,75) \times 2400 = 23.386 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4 } (40/60) = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 13 \times 0,6)) \times 2400 = 19.192 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b } (40/60) = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 10,8) \times 2400 = 4.977 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3a } (40/60) = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 43,2) \times 2400 = 19.907 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Line 3 } (40/60) &= (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (16,20 - 14 \times 0,4)) \times 2400 = \underline{20.367} \text{ Kg} + \\ &= 107.666 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat Balok Melintang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolomxlebar kolom)x Bj beton

$$\text{Line a' } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line b } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line c } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line d } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line f } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line g } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 1 \times 0,3)) \times 2400 = 9.633 \text{ Kg}$$

$$\text{Line h } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line i } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,3)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line j } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line k } (40/70) = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,3)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Line k' } (40/70) &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853} \text{ Kg} + \\ &= 107.017 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat Total Balok = DL Balok Memanjang + DL Balok Melintang

$$= 107.666 \text{ Kg} + 107.017 \text{ Kg} = 214.683 \text{ Kg}$$

Berat dinding geser hw = 30 cm =

Panjang dinding x (2 x ½ x tinggi lantai) x tebal x berat jenis

$$18,45 \times (2 \times 0,5 \times 4,5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg}$$

Berat dinding memanjang

$(P_j \text{ dinding} - N \text{ klm} \times lbr \text{ klm}) \times tg \text{ dinding} / (\frac{1}{2} \times (h \text{ atas} - h \text{ balok}) + (\frac{1}{2} h \text{ bawah} - h \text{ balok})) \times bj$

$$\text{Line 5} = (54,00 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 43.778 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4f} = 1,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4e} = 2,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.437 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4d} = 4,20 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.095 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4c} = 5,00 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.875 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4b} = 1,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a} = 5,40 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.265 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4} = (43,20 - 12 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 33.930 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b} = 37,80 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 36.855 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3} = (54,00 - 12 \times 0,3) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{44.460 \text{ Kg}}$$

$$\text{DL Dinding Memanjang} = 178.620 \text{ Kg}$$

Berat dinding melintang

$(P_j \text{ dinding} - N \text{ klm} \times lbr \text{ klm}) \times tg \text{ dinding} / (\frac{1}{2} \times (h \text{ atas} - h \text{ balok}) + (\frac{1}{2} h \text{ bawah} - h \text{ balok})) \times bj$

$$\text{Line A}' = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line B} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line C} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (2 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 585 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line I} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line J} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K} = (15,6 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K}' = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503 \text{ Kg}}$$

$$\text{DL Dinding Melintang} = 103.155 \text{ Kg}$$

Berat Total Dinding = DL Dinding Memanjang + DL Dinding Melintang

$$= 178.620 \text{ Kg} + 103.155 \text{ Kg} = 281.775 \text{ Kg}$$

Jadi total beban WDL

Berat total lantai 1 + Berat kolom + Berat Balok + Berat dinding geser + Berat dinding

$$440.996 + 359.856 + 214.683 + 59.778 + 281.775 = 1.357.088 \text{ Kg}$$

Beban hidup WLL

Luas ruang kuliah = (Tebal plat lantai 1 x beban hidup) x factor reduksi

$$\text{Beban hidup ruang kuliah} = (54 \times 18) \times 192 \times 0,3 = 186.624 \text{ Kg}$$

Beban hidup tangga = (Luas tangga x beban hidup tangga) x faktor reduksi

$$\text{Beban hidup tangga} = 5,4 \times 6,6 \times 479 \times 0,3 = 5.121,47 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = 8.535,78 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup tangga} &= 2,7 \times 6,6 \times 479 = \underline{8.535,78 \text{ Kg}} + \\ &= 208.817,03 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Beban Total = WDL + WLL

$$= 1.357.087,68 + 208.817,03 = 1.565.904,71 \text{ Kg}$$

Pembebanan lantai 7

Berat sendiri plat (12 cm) = Tebal plat x Berat volume beton bertulang

$$= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/cm}^2$$

Berat Keramik = (Tebal spesi x Berat spesi) + (tebal kramik x Berat volume keramik)

$$= (4,00 \times 21) + (1,00 \times 24) = 108 \text{ Kg/cm}^2$$

Berat Mekanikal Elektrikal = 35 Kg/m²

Berat Plafond + Penggantung = Berat gypsum + Berat penggantung

$$= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2$$

Berat tangga 1 = tebal tangga x lebar tangga x panjang x berat jenis x jumlah

$$= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg}$$

Berat tangga 2 = tebal tangga x lebar tangga x panjang x berat jenis x jumlah

$$= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg}$$

Total berat tangga = Total berat tangga 1 + Total berat tangga 2

$$= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat = 288 Kg/m²

Berat pas keramik = 108 Kg/m²

Berat mekanikal Elektrikal = 35 Kg/m²

Berat plafond + Penggantung = 9,25 Kg/m² +

Total qd plat lantai = 440,25 Kg/m²

Berat tangga = 13073 Kg

$$\begin{aligned}
\text{Maka Berat Total} &= \text{Berat total} \times \text{luas} \\
&= 440,25 \times (54 \times 18) = 427923 \text{ Kg} \\
&= \text{Berat total} + \text{Berat tangga} \\
&= 427923 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 440996 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\text{Memanjang line 1} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 19,008 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 3} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 19,008 \text{ Kg}$$

$$\text{Memanjang line 5} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 19,008 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Memanjang} = 57.024 \text{ Kg}$$

Berat Kolom Melintang

$$\text{Melintang line b} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line c} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line d} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line e} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line f} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line g} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line h} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line i} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line j} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line k} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

Melintang line l = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$

Melintang line m = Tg klm($\frac{1}{2}$ h bawah + ($\frac{1}{2}$ h atas x L.Dimensi Klm x Bj Beton x Jlh Klm

Berat Kolom (70x70) = $4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$

Berat Total Melintang = 698,544 Kg

Berat total Kolom Memanjang + Berat total kolom Melintang

$57,024 \text{ Kg} + 698,544 \text{ Kg} = 755,568 \text{ Kg}$

Berat Balok Memanjang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolom x lebar kolom) x Bj beton

Line 5 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 11 \times 0,4)) \times 2400 = 19.837 \text{ Kg}$

Line 4a (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 50,75) \times 2400 = 23.386 \text{ Kg}$

Line 4 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 13 \times 0,6)) \times 2400 = 19.192 \text{ Kg}$

Line 3b (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 10,8) \times 2400 = 4.977 \text{ Kg}$

Line 3a (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 43,2) \times 2400 = 19.907 \text{ Kg}$

Line 1 (40/60) = $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (54,00 - 14 \times 0,4)) \times 2400 = \underline{20.367 \text{ Kg}} +$
 $= 107.666 \text{ Kg}$

Berat Balok Melintang

B.Balok x (H.Balok-Tebal plat) x (Panjang Balok-N.Kolom x lebar kolom) x Bj beton

Line a' (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line b (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line c (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line d (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line e (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line f (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line g (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 1 \times 0,7)) \times 2400 = 9.633 \text{ Kg}$

Line h (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line i (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line j (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line k (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$

Line k' (40/70) = $(0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853 \text{ Kg}} +$
 $= 107.017 \text{ Kg}$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total Balok} &= \text{DL Balok Memanjang} + \text{DL Balok Melintang} \\ &= 107.666 \text{ Kg} + 107.017 \text{ Kg} = 214.683 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding geser $hw = 30 \text{ cm} =$

Panjang dinding $\times (2 \times \frac{1}{2} \times \text{tinggi lantai}) \times \text{tebal} \times \text{berat jenis}$

$$18,45 \times (2 \times 0,5 \times 4,5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg}$$

Berat dinding memanjang

$(P_j \text{ dinding} - N \text{ klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas-h balok}) + (\frac{1}{2} \text{ h bawah-h balok})) \times \text{bj}$

$$\text{Line 5} = (56,15 - 13 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 43.778 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4f} = 1,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4e} = 2,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.437 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4d} = 4,20 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 4.095 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4c} = 15,80 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.405 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4b} = 1,50 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 1.462 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a} = 16,20 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.795 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4} = (24,30 - 12 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b} = 32,40 \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 31.590 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3} = (54,00 - 12 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 44.460 \text{ Kg}$$

$$\text{DL Dinding Memanjang} = 175.988 \text{ Kg}$$

Berat dinding melintang

$(P_j \text{ dinding} - N \text{ klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas-h balok}) + (\frac{1}{2} \text{ h bawah-h balok})) \times \text{bj}$

$$\text{Line A} = (18,0 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg}$$

$$\text{Line B} = (15,60 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 13.163 \text{ Kg}$$

$$\text{Line C} = (6,60 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line D} = (9,0 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line D} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line E} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line F} = (2 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 585 \text{ Kg}$$

$$\text{Line H} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line I} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line J} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K} = (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K} = (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg}$$

$$\text{Line K}' = (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503 \text{ Kg}}$$

$$\text{DL Dinding Melintang} = 108.908 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Dinding} = \text{DL Dinding Memanjang} + \text{DL Dinding Melintang}$$

$$= 175.988 \text{ Kg} + 108.908 \text{ Kg} = 284.895 \text{ Kg}$$

Jadi total beban WDL

$$\text{Berat total lantai 1} + \text{Berat kolom} + \text{Berat Balok} + \text{Berat dinding geser} + \text{Berat dinding}$$

$$440.996 + 755.568 + 214.683 + 59.778 + 284.895 = 1.755.920 \text{ Kg}$$

Beban hidup WLL

$$\text{Luas ruang kuliah} = (\text{Tebal plat lantai 1} \times \text{beban hidup}) \times \text{factor reduksi}$$

$$\text{Beban hidup ruang kuliah} = (54 \times 18) \times 192 \times 0,3 = 186.624 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = (\text{Luas tangga} \times \text{beban hidup tangga}) \times \text{faktor reduksi}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 5,4 \times 6,6 \times 479 \times 0,3 = 5.121,47 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = 8.535,78 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2,7 \times 6,6 \times 479 = \underline{8.535,78 \text{ Kg}} +$$

$$= 208.817,03 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban Total} = \text{WDL} + \text{WLL}$$

$$= 1.755.919,68 + 208.817,03 = 1.964.736,71 \text{ Kg}$$

Pembebanan lantai 8

$$\text{Berat sendiri plat (10 cm)} = \text{Tebal plat} \times \text{Berat volume beton bertulang}$$

$$= 0,10 \times 2400 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Berat Mekanikal Elektrikal} = 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Berat Plafond} + \text{Penggantung} = \text{Berat gypsum} + \text{Berat penggantung}$$

$$= 6,25 + 3 = 9,25 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Berat Plester/Skriting} \pm 5 \text{ cm} = \text{Tebal Skriting} \times \text{Berat spesi per cm tebal}$$

$$= 0,50 \times 21 = 10,50 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Berat tangga 1} = \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah}$$

$$= 0,13 \times 1,00 \times 11,50 \times 2400 \times 2 = 7176 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat tangga 2} = \text{tebal tangga} \times \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \times \text{berat jenis} \times \text{jumlah}$$

$$= 0,13 \times 1,50 \times 12,60 \times 2400 \times 1 = 5896,8 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat tangga} &= \text{Total berat tangga 1} + \text{Total berat tangga 2} \\ &= 7176 + 5896,8 = 13073 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka Berat Total tangga = Berat Sendiri plat	= 240	Kg/m ²
Berat Plester/Skriting ± 5 cm	= 10,50	Kg/m ²
Berat mekanikal Elektrikal	= 35	Kg/m ²
Berat plafond + Peggantung	= <u>9,25</u>	Kg/m ² +
Total qd plat atap	= 294,75	Kg/m ²
Berat tangga	= 13073	Kg

$$\begin{aligned} \text{Maka Berat Total} &= \text{Berat total x luas} \\ &= 294,75 \times (54 \times 18) = 286.497 \text{ Kg} \\ &= \text{Berat total} + \text{Berat tangga} \\ &= 286.497 \text{ Kg} + 13073 \text{ Kg} = 299.570 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Memanjang line 1} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Memanjang line 3} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Memanjang line 5} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Berat Total Memanjang} &= 174,636 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat Kolom Melintang

$$\begin{aligned} \text{Melintang line b} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Melintang line c} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Melintang line d} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Melintang line e} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Melintang line f} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \\ \text{Berat Kolom (70x70)} &= 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg} \\ \text{Melintang line g} &= \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L. Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}) \end{aligned}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line h} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line i} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line j} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line k} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line l} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Melintang line m} = \text{Tg klm}(\frac{1}{2}\text{h bawah} + (\frac{1}{2}\text{h atas} \times \text{L.Dimensi Klm} \times \text{Bj Beton} \times \text{Jlh Klm}$$

$$\text{Berat Kolom (70x70)} = 4,5 \times (0,7 \times 0,7) \times 2400 \times 11 = 58,212 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Total Melintang} = 698,544 \text{ Kg}$$

Berat total Kolom Memanjang + Berat total kolom Melintang

$$174,636 \text{ Kg} + 698,544 \text{ Kg} = 873,180 \text{ Kg}$$

Berat Balok Memanjang

$$\text{B.Balok} \times (\text{H.Balok-Tebal plat}) \times (\text{Panjang Balok-N.Kolom} \times \text{lebar kolom}) \times \text{Bj beton}$$

$$\text{Line 5 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 11 \times 0,7)) \times 2400 = 19.837 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4a (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 50,75) \times 2400 = 23.386 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 4 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (50,75 - 13 \times 0,7)) \times 2400 = 19.192 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3b (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 10,8) \times 2400 = 4.977 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3a (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 43,2) \times 2400 = 19.907 \text{ Kg}$$

$$\text{Line 3 (40/60)} = (0,4 \times (0,6 - 0,12) \times (54,00 - 14 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{20.367} \text{ Kg} + \\ = 107.666 \text{ Kg}$$

Berat Balok Melintang

$$\text{B.Balok} \times (\text{H.Balok-Tebal plat}) \times (\text{Panjang Balok-N.Kolom} \times \text{lebar kolom}) \times \text{Bj beton}$$

$$\text{Line a'(40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line b (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line c (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line d (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\text{Line e (40/70)} = (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Line f (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line g (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 1 \times 0,7)) \times 2400 = 9.633 \text{ Kg} \\ \text{Line h (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line i (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line j (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line k (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = 8.853 \text{ Kg} \\ \text{Line k' (40/70)} &= (0,4 \times (0,7 - 0,12) \times (18 - 3 \times 0,7)) \times 2400 = \underline{8.853 \text{ Kg}} + \\ &= 107.017 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total Balok} &= \text{DL Balok Memanjang} + \text{DL Balok Melintang} \\ &= 107.666 \text{ Kg} + 107.017 \text{ Kg} = 214.683 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding geser $hw = 30 \text{ cm} =$

$$\begin{aligned} &\text{Panjang dinding} \times (2 \times \frac{1}{2} \times \text{tinggi lantai}) \times \text{tebal} \times \text{berat jenis} \\ &18,45 \times (2 \times 0,5 \times 4,5) \times 0,3 \times 2400 = 59778 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding memanjang

$$\begin{aligned} &(\text{Pj dinding} - \text{N klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas-h balok}) + (\frac{1}{2} \times \text{h bawah-h balok})) \times \text{bj} \\ \text{Line 5} &= (32,40 - 8 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 26.130 \text{ Kg} \\ \text{Line 4} &= (10,80 - 12 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 2.340 \text{ Kg} \\ \text{Line 3b} &= (10,80 \quad \quad \quad \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 10.530 \text{ Kg} \\ \text{Line 3} &= (32,40 - 12 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{23.400 \text{ Kg}} \\ &\text{DL Dinding Memanjang} = 62.400 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding melintang

$$\begin{aligned} &(\text{Pj dinding} - \text{N klm} \times \text{lbr klm}) \times \text{tg dinding} / (\frac{1}{2} \times (\text{h atas-h balok}) + (\frac{1}{2} \times \text{h bawah-h balok})) \times \text{bj} \\ \text{Line A}' &= (18,0 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg} \\ \text{Line B} &= (18,0 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 15.503 \text{ Kg} \\ \text{Line E} &= (18,0 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 16.185 \text{ Kg} \\ \text{Line F} &= (9 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 7.410 \text{ Kg} \\ \text{Line F} &= (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg} \\ \text{Line G} &= (6,6 - 1 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 5.753 \text{ Kg} \\ \text{Line H} &= (18 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 16.185 \text{ Kg} \\ \text{Line K} &= (18 - 2 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = 16.185 \text{ Kg} \\ \text{Line K}' &= (18 - 3 \times 0,7) \times (0,5 \times (4,50 - 0,6) + 0,50 \times (4,50 - 0,6)) \times 250 = \underline{15.503 \text{ Kg}} \\ &\text{DL Dinding Melintang} = 113.978 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat Total Dinding = DL Dinding Memanjang + DL Dinding Melintang
 = 62,400 Kg + 113.978 Kg = 176.378 Kg

Jadi total beban WDL

Berat total lantai 1 + Berat kolom + Berat Balok + Berat dinding geser + Berat dinding
 299.570 + 873.180 + 214.683 + 59.778 + 176.378 = 1.623.588 Kg

Beban hidup WLL

Beban Hidup atap = Luas Lantai x beban hidup atap x koefisien

Beban hidup atap = (54 x 18) x 96 x 0,3 = 27.993,60 Kg

Beban hidup air hujan = (Luas lantai atap x berat jenis air hujan) x tebal

Berat air hujan = (5,4 x 18) x 1000 x 0,05 = 48.600,00 Kg +
 = 76.593,60 Kg

Beban Total = WDL + WLL

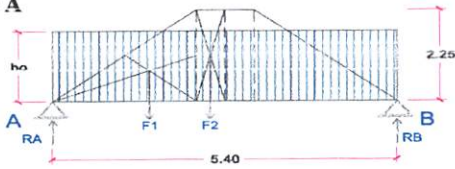
= 1.623.588,18 + 76.593,60 = 1.700.181,78 Kg

Tabel 3.2 Beban Total Berat Sendiri Bangunan dan Beban Gempa

No	Tingkat	hi (m)	Wi (Kg/m)
1	8 (Atap)	36,00	1700181,78
2	7	31,50	1964736,708
3	6	27,00	1565904,708
4	5	22,50	1576727,208
5	4	18,00	1696095,528
6	3	13,50	1714040,688
7	2	9,00	1756361,688
8	1	4,50	1619357,778
Jumlah			13593406,09

4.2 Perhitungan Perataan Beban Plat Tributary Area

• Tipe A



$$F1 = 1/2 \times 2,25 \times 2,25 = 2,531 \text{ m}^2$$

$$F2 = 0,45 \times 2,25 = 1,013 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = F2 = 2,53 + 1,01 = 3,54 \text{ m}^2$$

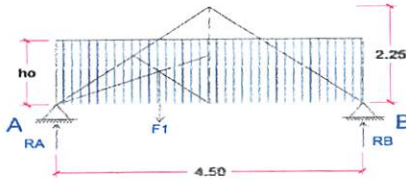
$$\begin{aligned} M_{max1} &= RA \times 2,70 - F1 \left[\frac{1}{3} \times 2,25 + 0,45 \right] - F2 \left[0,225 \right] \\ &= 3,54 \times 2,70 - 2,53 \left[0,33 \times 2,25 + 0,45 \right] - 1,01 \left[0,225 \right] \\ &= 6,303 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$M_{max2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times [5,40]^2 = 3,65 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$6,30 = 3,65 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,73 \text{ m} < 2,25 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe B



$$F1 = 0,50 \times 2,25 \times 2,25 = 2,53 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 2,53 \text{ m}^2$$

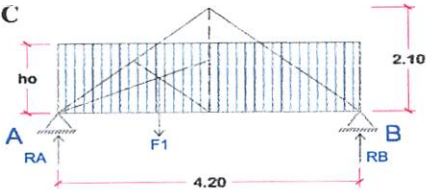
$$\begin{aligned} M_{max1} &= RA \times 2,25 - F1 \left[\frac{1}{3} \times 2,25 \right] \\ &= 2,53 \times 2,25 - 2,53 \left[0,33 \times 2,25 \right] \\ &= 3,797 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$M_{max2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times [4,50]^2 = 2,53 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$3,80 = 2,5 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,50 \text{ m} < 2,25 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• **Tipe C**



$$F1 = 0,50 \times 2,10 \times 2,10 = 2,21 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 2,21 \text{ m}^2$$

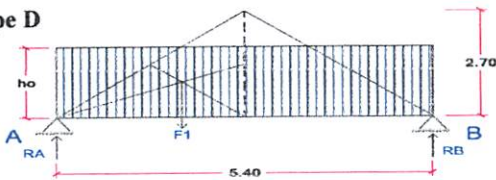
$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= RA \times 2,10 - F1 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 2,10 \\ 0,33 \times 2,10 \end{array} \right\} \\ &= 2,21 \times 2,10 - 2,21 \left\{ \begin{array}{l} 0,33 \times 2,10 \end{array} \right\} \\ &= 3,087 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$M_{\max 2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (4,20)^2 = 2,21 \text{ ha}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$3,09 = 2,2 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,40 \text{ m} < 2,10 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• **Tipe D**



$$F1 = 0,50 \times 2,70 \times 2,70 = 3,65 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 3,65 \text{ m}^2$$

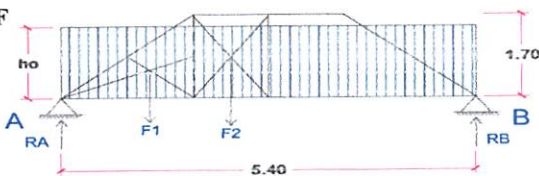
$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= RA \times 2,70 - F1 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 2,70 \\ 0,33 \times 2,70 \end{array} \right\} \\ &= 3,65 \times 2,70 - 3,65 \left\{ \begin{array}{l} 0,33 \times 2,70 \end{array} \right\} \\ &= 6,561 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$M_{\max 2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (5,40)^2 = 3,65 \text{ ha}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$6,56 = 3,6 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,80 \text{ m} < 2,70 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• **Tipe F**



$$\begin{aligned}
 F1 &= 1/2 \times 1,70 \times 1,70 = 1,445 \text{ m}^2 \\
 F2 &= 1,00 \times 1,70 = 1,700 \text{ m}^2 \\
 RA = RB = F1 = F2 &= 1,45 + 1,70 = 3,15 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

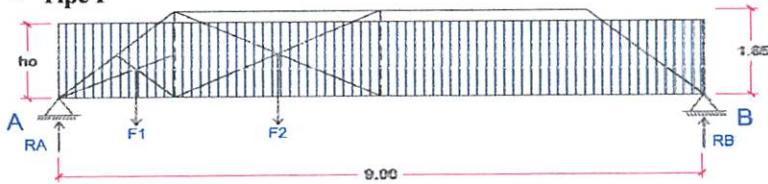
$$\begin{aligned}
 M_{max1} &= RA \times 2,70 - F1 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,70 + 1,00 \\ 0,33 \times 1,70 + 1,00 \end{array} \right\} - F2 \left\{ \begin{array}{l} 0,50 \\ 0,50 \end{array} \right\} \\
 &= 3,15 \times 2,70 - 1,45 \left\{ \begin{array}{l} 1,70 + 1,00 \\ 1,70 + 1,00 \end{array} \right\} - 1,70 \left\{ \begin{array}{l} 0,50 \\ 0,50 \end{array} \right\} \\
 &= 5,378 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$M_{max2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (5,40)^2 = 3,65 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$5,38 = 3,65 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,48 \text{ m} < 1,70 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe P



$$\begin{aligned}
 F1 &= 1/2 \times 1,65 \times 1,65 = 1,361 \text{ m}^2 \\
 F2 &= 2,85 \times 1,65 = 4,703 \text{ m}^2 \\
 RA = RB = F1 = F2 &= 1,36 + 4,70 = 6,06 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

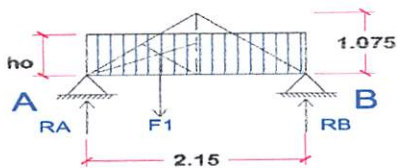
$$\begin{aligned}
 M_{max1} &= RA \times 4,50 - F1 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,65 + 2,85 \\ 0,33 \times 1,65 + 2,85 \end{array} \right\} - F2 \left\{ \begin{array}{l} 1,43 \\ 1,43 \end{array} \right\} \\
 &= 6,06 \times 4,50 - 1,36 \left\{ \begin{array}{l} 1,65 + 2,85 \\ 1,65 + 2,85 \end{array} \right\} - 4,70 \left\{ \begin{array}{l} 1,43 \\ 1,43 \end{array} \right\} \\
 &= 15,958 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$M_{max2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (9,00)^2 = 10,13 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$15,96 = 10,1 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,58 \text{ m} < 1,65 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe J



$$\begin{aligned}
 F1 &= 0,50 \times 1,08 \times 1,08 = 0,58 \text{ m}^2 \\
 RA = RB = F1 &= 0,58 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

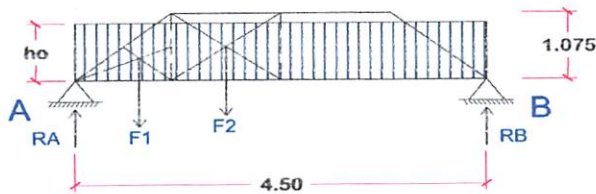
$$\begin{aligned}
 M_{\max 1} &= R_A \times 1,08 - F_1 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,08 \\ 0,33 \times 1,08 \end{array} \right\} \\
 &= 0,58 \times 1,08 - 0,58 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,08 \\ 0,33 \times 1,08 \end{array} \right\} \\
 &= 0,414 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$M_{\max 2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (2,15)^2 = 0,58 \text{ ha}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,41 = 0,6 \text{ ha} \longrightarrow \text{ha} = 0,72 \text{ m} < 1,08 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe K



$$F_1 = 1/2 \times 1,08 \times 1,08 = 0,578 \text{ m}^2$$

$$F_2 = 1,18 \times 1,08 = 1,263 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = F_1 = F_2 = 0,58 + 1,26 = 1,84 \text{ m}^2$$

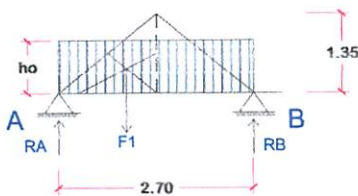
$$\begin{aligned}
 M_{\max 1} &= R_A \times 2,25 - F_1 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,08 + 1,18 \\ 0,33 \times 1,08 + 1,18 \end{array} \right\} - F_2 \left\{ \begin{array}{l} 0,59 \\ 0,59 \end{array} \right\} \\
 &= 1,84 \times 2,25 - 0,58 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,08 + 1,18 \\ 0,33 \times 1,08 + 1,18 \end{array} \right\} - 1,26 \left\{ \begin{array}{l} 0,59 \\ 0,59 \end{array} \right\} \\
 &= 2,514 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$M_{\max 2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (4,50)^2 = 2,53 \text{ ha}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$2,51 = 2,53 \text{ ha} \longrightarrow \text{ha} = 0,99 \text{ m} < 1,08 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe L



$$F_1 = 0,50 \times 1,35 \times 1,35 = 0,91 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = F_1 = 0,91 \text{ m}^2$$

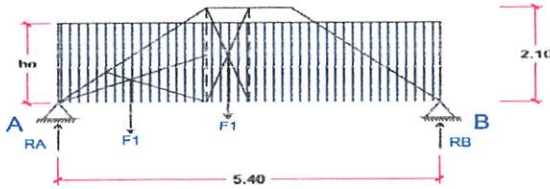
$$\begin{aligned}
 M_{\max 1} &= R_A \times 1,35 - F_1 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,35 \\ 0,33 \times 1,35 \end{array} \right\} \\
 &= 0,91 \times 1,35 - 0,91 \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \times 1,35 \\ 0,33 \times 1,35 \end{array} \right\} \\
 &= 0,820 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$M_{\max 2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (2,70)^2 = 0,91 \text{ ha}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,82 = 0,9 \text{ ha} \longrightarrow \text{ha} = 0,90 \text{ m} < 1,35 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe O



$$F1 = 1/2 \times 2,10 \times 2,10 = 2,205 \text{ m}^2$$

$$F2 = 0,60 \times 2,10 = 1,260 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = F2 = 2,21 + 1,26 = 3,47 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 2,70 - F1 \left[\frac{1}{3} \times 2,10 + 0,60 \right] - F2 \left[0,30 \right]$$

$$= 3,47 \times 2,70 - 2,21 \left[0,33 \times 2,10 + 0,60 \right] - 1,26 \left[0,30 \right]$$

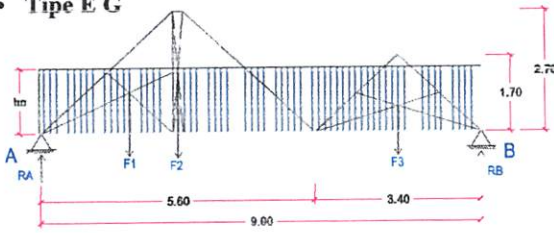
$$= 6,111 \text{ m}^3$$

$$M_{max2} = 1/8 \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times [5,40]^2 = 3,65 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$6,11 = 3,65 \text{ ha} \longrightarrow \text{ha} = 1,68 \text{ m} < 2,10 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe E G



$$F1 = 1/2 \times 2,70 \times 2,700 = 3,645 \text{ m}^2$$

$$F2 = 0,20 \times 2,70 = 0,540 \text{ m}^2$$

$$F3 = 1/2 \times 3,40 \times 1,700 = 2,890 \text{ m}^2$$

$$RA = \frac{F3 \times 1,70 + F1 \times [1,80 + 3,40] + F2 \times [0,10 + 6,10]}{9,00}$$

$$= \frac{2,89 \times 1,70 + 3,65 \times [1,80 + 3,40] + 0,54 \times [0,10 + 6,10]}{9,00}$$

$$= \frac{3,65 \times [0,33 \times 2,70 + 0,20 + 2,70 + 3,40]}{9,00}$$

$$= 5,940 \text{ m}^3$$

$$M_{max1} = RA \times 5,60 - F1 \times 1,80 - F2 \times 2,80 - F3 \times 3,80$$

$$= 5,94 \times 5,60 - 3,65 \times 1,80 - 0,54 \times 2,80 - 3,65 \times 3,80$$

$$= 11,339 \text{ m}^3$$

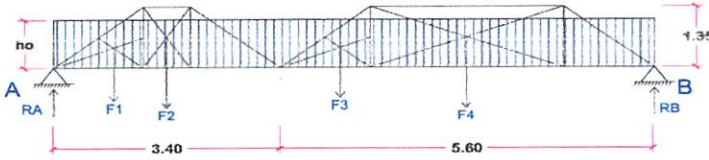
$$M_{max2} = RA \times 5,60 - \frac{1}{2} \times ha \times \chi^2$$

$$= 5,94 \times 5,60 - 0,50 \times ha \times 5,60^2 = 17,58 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$11,34 = 17,58 \text{ ha} \longrightarrow ha = 0,64 \text{ m} < 2,70 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe M N



$$F1 = \frac{1}{2} \times 1,35 \times 1,35 = 0,911 \text{ m}^2$$

$$F2 = 0,70 \times 1,35 = 0,945 \text{ m}^2$$

$$F3 = \frac{1}{2} \times 1,35 \times 1,35 = 0,911 \text{ m}^2$$

$$F4 = 2,90 \times 1,35 = 3,915 \text{ m}^2$$

$$RA = \frac{F3 \times 0,90 + F4 \times (1,45 + 1,35) + F3 \times (0,45 + 4,25)}{9,00} + \frac{F1 \times (0,90 + 5,60) + F2 \times (0,35 + 6,95)}{9,00}$$

$$= \frac{0,91 \times 0,90 + 3,92 \times (1,45 + 1,35) + 0,91 \times (0,45 + 4,25)}{9,00} + \frac{0,91 \times (0,90 + 5,60) + 0,95 \times (0,35 + 6,95)}{9,00}$$

$$= 4,030 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 3,40 - F1 \times 0,90 - F2 \times 1,70 - F1 \times 2,50$$

$$= 4,03 \times 3,40 - 0,91 \times 0,90 - 0,95 \times 1,70 - 0,91 \times 2,50$$

$$= 8,996 \text{ m}^2$$

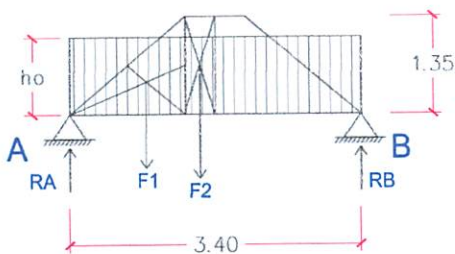
$$M_{max2} = RA \times 3,40 - \frac{1}{2} \times ha \times \chi^2$$

$$= 4,03 \times 3,40 - 0,50 \times ha \times 3,40^2 = 7,92 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$9,00 = 7,92 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,14 \text{ m} < 1,35 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe M



$$ha = 1,35$$

$$a = 1,34$$

$$b = 0,35$$

$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times ha = \frac{1}{2} \times 1,34 \times 1,34 = 0,898 \text{ m}^2$$

$$F2 = \frac{1}{2} \times b \times ha = 0,35 \times 1,35 = 0,473 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 0,90 + 0,47 = 1,37 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 1,69 - F1 \left\{ \frac{1}{3} \times 1,34 + 0,35 \right\} - F2 \left\{ 0,18 \right\}$$

$$= 1,37 \times 1,69 - 0,90 \left\{ \frac{1}{3} \times 1,34 + 0,35 \right\} - 0,47 \left\{ 0,18 \right\}$$

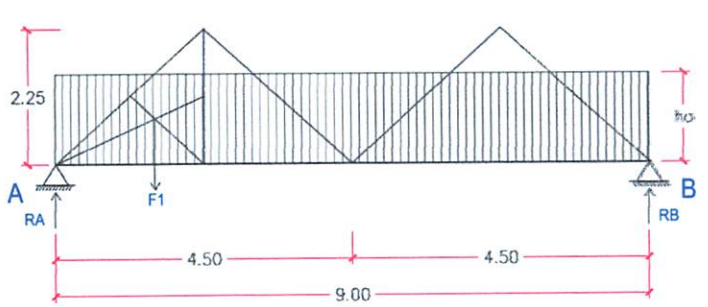
$$= 1,518 \text{ m}^3$$

$$M_{max2} = \frac{1}{8} \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (3,40)^2 = 1,45 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$1,52 = 1,45 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,05 \text{ m} < 1,34 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe B B



$$ha = 2,25$$

$$a = 2,25$$

$$F1 = 0,50 \times a \times ha = 0,50 \times 2,25 \times 2,25 = 2,53 \text{ m}^2 \times 2,00$$

$$RA = RB = F1 = 2,53 \text{ m}^2 \times 2,00 = 5,06 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 4,50 - 2 \times F1 \left\{ 0,50 \times 4,50 \right\}$$

$$= 5,06 \times 4,50 - 5,06 \left\{ 0,50 \times 4,50 \right\}$$

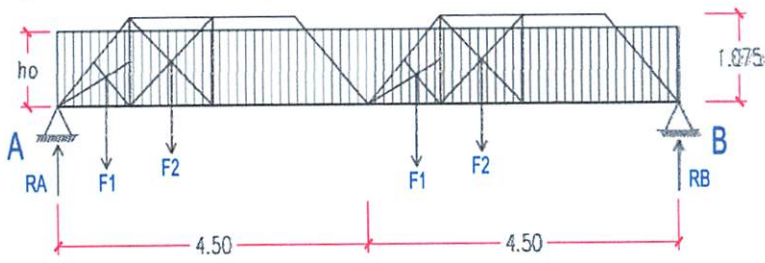
$$= 11,391 \text{ m}^3$$

$$M_{max2} = \frac{1}{8} \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times (9,00)^2 = 10,13 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$11,39 = 10,1 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,13 \text{ m} < 2,25 \text{ m} \text{ ----- Ok fix}$$

• Tipe K K



$$ha = 1,075$$

$$a = 1,05$$

$$b = 1,20$$

$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times ha = \frac{1}{2} \times 1,075 \times 1,075 = 0,578 \text{ m}^2$$

$$F2 = \frac{1}{2} \times b \times ha = \frac{1}{2} \times 1,18 \times 1,200 = 1,410 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 0,58 + 1,41 = 1,99 \text{ m}^2 \times 2,00 = 3,98 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 2,25 - F1 \left[\frac{1}{3} \times 1,08 + 1,18 \right] - F2 \left[\begin{matrix} 0,59 \\ 0,59 \end{matrix} \right]$$

$$= 3,98 \times 2,25 - 0,58 \left[\begin{matrix} 0,33 \\ 0,33 \end{matrix} \times 1,08 + 1,18 \right] - 1,41 \left[\begin{matrix} 0,59 \\ 0,59 \end{matrix} \right]$$

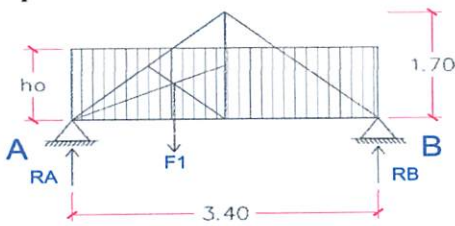
$$= 7,231 \text{ m}^3 \times 2,00 = 14,46 \text{ m}^3$$

$$M_{max2} = \frac{1}{8} \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times [9,00]^2 = 10,13 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$7,23 = 10,13 \text{ ha} \longrightarrow ha = 0,71 \text{ m} < 1,08 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe G



$$ha = 1,700$$

$$a = 1,70$$

$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times ha = \frac{1}{2} \times 0,50 \times 1,70 \times 1,70 = 1,45 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 1,45 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 1,70 - F1 \left[\frac{1}{3} \times 1,70 \right]$$

$$= 1,45 \times 1,70 - 1,45 \left[\begin{matrix} 0,33 \\ 0,33 \end{matrix} \times 1,70 \right]$$

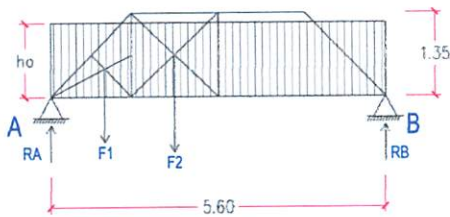
$$= 1,638 \text{ m}^3$$

$$M_{max2} = \frac{1}{8} \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times [3,40]^2 = 1,45 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$1,638 = 1,45 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,13 \text{ m} < 1,70 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe N



$$ha = 1,35$$

$$a = 1,34$$

$$b = 1,45$$

$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times ha = \frac{1}{2} \times 1,34 \times 1,35 = 0,905 \text{ m}^2$$

$$F2 = b \times ha = 1,45 \times 1,35 = 1,958 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 0,90 + 1,96 = 2,86 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 2,79 - F1 \left[\frac{1}{3} \times 1,34 + 1,45 \right] - F2 \left[\begin{matrix} 0,73 \\ 0,73 \end{matrix} \right]$$

$$= 2,86 \times 2,79 - 0,905 \left[\begin{matrix} 0,33 \\ 0,33 \end{matrix} \right] \times 1,34 + 1,45 \left[\begin{matrix} 0,73 \\ 0,73 \end{matrix} \right]$$

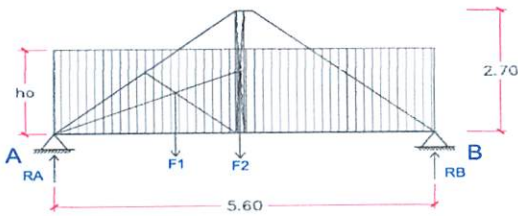
$$= 4,850 \text{ m}^3$$

$$M_{max2} = \frac{1}{8} \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times [5,60]^2 = 3,92 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$4,85 = 3,92 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,24 \text{ m} < 1,34 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

• Tipe E



$$ha = 2,70$$

$$a = 2,70$$

$$b = 0,13$$

$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times ha = \frac{1}{2} \times 2,70 \times 2,70 = 3,645 \text{ m}^2$$

$$F2 = b \times ha = 0,13 \times 2,70 = 0,351 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 3,65 + 0,35 = 4,00 \text{ m}^2$$

$$M_{max1} = RA \times 2,83 - F1 \left[\frac{1}{3} \times 2,70 + 0,13 \right] - F2 \left[\begin{matrix} 0,07 \\ 0,07 \end{matrix} \right]$$

$$= 4,00 \times 2,83 - 3,645 \left[\begin{matrix} 0,33 \\ 0,33 \end{matrix} \right] \times 2,70 + 0,13 \left[\begin{matrix} 0,07 \\ 0,07 \end{matrix} \right]$$

$$= 7,532 \text{ m}^3$$

$$M_{max2} = \frac{1}{8} \times ha \times L^2 = 0,13 \times ha \times [5,60]^2 = 3,92 \text{ ha}$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$7,53 = 3,92 \text{ ha} \longrightarrow ha = 1,92 \text{ m} < 2,70 \text{ m} \text{ ----- Ok}$$

4.3 Perhitungan Pembebanan

4.3.1 Beban Mati Merata (qd)

4.3.1.1 Beban Mati Merata Lantai 1 (qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Memanjang

Tinggi kolom	=	4,50	m	
Tebal dinding	=	0,15	m	
Tebal plat	=	0,12	m	
Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)
Berat jenis dinding	=	250	kg/m ³	
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³	

Beban mati pada balok Portal Line 1

Lebar balok	=	0,40	m	
Tinggi balok	=	0,60	m	
- Untuk bentang (L)	=	2,70	m	type L
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x	250,0
=				= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha
Berat plat lantai	=	440,25	x	0,90
=				= 396,23 kg/m' +
				qd1 = 1371,23 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x	250,0
=				= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,73
=				= 761,27 kg/m' +
				qd2 = 1736,27 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	2,15	m	type J
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x	250,0
=				= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha
	=	440,25	x	0,72
=				= 315,51 kg/m'
				qd2 = 1290,51 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 2

Lebar balok	=	0,40	m	
Tinggi balok	=	0,60	m	
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A-A
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x	250
=				= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha
	=	440,25	x	3,46
=				= 1522,53 kg/m' +
				qd1 = 2497,53 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	2,15	m	type J-J
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x	250,0
=				= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha
	=	440,25	x	1,43
=				= 631,03 kg/m' +
				qd1 = 1606,03 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 3

Lebar balok	=	0,40	m
Tinggi balok	=	0,60	m

$$\begin{aligned}
& \text{- Untuk bentang (L)} = 2,70 \text{ m type L-L} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \begin{array}{l} - \\ = \end{array} \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 250,0 \times 3,90 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,80 = 792,45 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd1} = 1767,45 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A-A} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \begin{array}{l} - \\ = \end{array} \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 250,0 \times 3,90 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,46 = 1522,53 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd2} = 2497,53 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{- Untuk bentang (L)} = 2,15 \text{ m type J-F} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \begin{array}{l} - \\ = \end{array} \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 250,0 \times 3,90 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 2,19 = 965,04 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd1} = 1940,04 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 4

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A-A} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \begin{array}{l} - \\ = \end{array} \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 250,0 \times 3,90 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,46 = 1522,53 \text{ kg/m'} + \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd1} = 2497,53 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 5

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 2,70 \text{ m type L} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \begin{array}{l} - \\ = \end{array} \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 250,0 \times 3,90 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 0,90 = 396,23 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad = 1371,23 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \begin{array}{l} - \\ = \end{array} \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 250,0 \times 3,90 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,73 = 761,27 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad = 1736,27 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A-O} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \begin{array}{l} - \\ = \end{array} \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ 4,50 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 250,0 \times 4,50 = 1125,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,41 = 1499,36 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd1} = 2624,36 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 6

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m}
\end{aligned}$$

- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type O-D			
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x		250,0		= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 5,83 kg/m'
Berat plat lantai	=	3,48	x		1,68		qd1 = 980,83 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 7

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type D			
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x		250,0		= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 792,45 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x		1,80		qd1 = 1767,45 kg/m'

4.3.1.2 Beban Mati Merata Lantai 2 dan 3 (qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Memanjang

Tinggi kolom	=	4,50	m		
Tebal dinding	=	0,15	m		
Tebal plat	=	0,12	m		
Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)	
Berat jenis dinding	=	250	kg/m ³		
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³		

Beban mati pada balok Portal Line 1 finish

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A			
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x		250,0		= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 761,27 kg/m' +
Berat plat lantai	=	440,25	x		1,73		qd2 = 1736,27 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	2,15	m	type J			
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x		250,0		= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 315,51 kg/m'
	=	440,25	x		0,72		qd2 = 1290,51 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 2

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A-A			
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x		250		= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 1522,53 kg/m' +
	=	440,25	x		3,46		qd1 = 2497,53 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	2,15	m	type J-J			
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,90	x		250,0		= 975,00 kg/m'

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat plat lantai} &= qd (\text{plat}) \times ha \\
 &= 440,25 \times 1,43 \\
 &= \underline{631,03 \text{ kg/m}'} + \\
 \text{qd1} &= 1606,03 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 3

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type A-L+A-L} \\
 \text{- Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
 \text{Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m} \\
 \text{- Berat plat lantai} &= qd (\text{plat}) \times ha \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 3,53 = \underline{1553,72 \text{ kg/m}'} \\
 \text{qd2} &= 2528,72 \text{ kg/m} \\
 \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type A-A} \\
 \text{- Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
 \text{Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m} \\
 \text{- Berat plat lantai} &= qd (\text{plat}) \times ha \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 3,46 = \underline{1522,53 \text{ kg/m}'} \\
 \text{qd1} &= 2497,53 \text{ kg/m} \\
 \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 2,15 \text{ m type J-F} \\
 \text{- Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
 \text{Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m} \\
 \text{- Berat plat lantai} &= qd (\text{plat}) \times ha \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 2,19 = \underline{965,04 \text{ kg/m}'} \\
 \text{qd1} &= 1940,04 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 4

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type A-A} \\
 \text{- Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
 \text{Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m} \\
 \text{- Berat plat lantai} &= qd (\text{plat}) \times ha \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 3,46 = \underline{1522,53 \text{ kg/m}'} + \\
 \text{qd1} &= 2497,53 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 5

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 2,70 \text{ m type L} \\
 \text{- Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
 \text{Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m} \\
 \text{- Berat plat lantai} &= qd (\text{plat}) \times ha \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 0,90 = \underline{396,23 \text{ kg/m}'} \\
 &= 1371,23 \text{ kg/m} \\
 \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type A} \\
 \text{- Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
 \text{Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m} \\
 \text{- Berat plat lantai} &= qd (\text{plat}) \times ha \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 1,73 = \underline{761,27 \text{ kg/m}'} \\
 &= 1736,27 \text{ kg/m} \\
 \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type A-O} \\
 \text{- Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
 \text{Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 3,41 = 1499,36 \text{ kg/m'} \\
 &= 2474,36 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 6

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 - \text{ Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type O-D} \\
 - \text{ Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times 250,0 \text{ x Berat jenis dinding} \\
 &= 975,00 \text{ kg/m'} \\
 - \text{ Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 3,48 = 1530,55 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &= 2505,55 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 7

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 - \text{ Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type D} \\
 - \text{ Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times 250,0 \text{ x Berat jenis dinding} \\
 &= 975,00 \text{ kg/m'} \\
 - \text{ Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 1,80 = 792,45 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &= 1767,45 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

4.3.1.3 Beban Mati Merata Lantai 4(qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Memanjang

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi kolom} &= 4,50 \text{ m} \\
 \text{Tebal dinding} &= 0,15 \text{ m} \\
 \text{Tebal plat} &= 0,12 \text{ m} \\
 \text{Panjang dinding} &= 1,00 \text{ m (di ambil 1 m panjang)} \\
 \text{Berat jenis dinding} &= 250 \text{ kg/m}^3 \\
 \text{Berat jenis beton bertulang} &= 2400 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 1

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 - \text{ Untuk bentang (L)} &= 2,70 \text{ m type L} \\
 - \text{ Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times 250,0 \text{ x Berat jenis dinding} \\
 &= 975,00 \text{ kg/m'} \\
 - \text{ Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 0,90 = 396,23 \text{ kg/m'} + \\
 \text{qd1} &= 1371,23 \text{ kg/m'} \\
 - \text{ Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type A} \\
 - \text{ Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times 250,0 \text{ x Berat jenis dinding} \\
 &= 975,00 \text{ kg/m'} \\
 - \text{ Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 \text{Berat plat lantai} &= 440,25 \times 1,73 = 761,27 \text{ kg/m'} + \\
 \text{qd2} &= 1736,27 \text{ kg/m'} \\
 - \text{ Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type J} \\
 - \text{ Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times 250,0 \text{ x Berat jenis dinding} \\
 &= 975,00 \text{ kg/m'} \\
 - \text{ Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 &= 440,25 \times 0,72 = 315,51 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$qd2 = \frac{1290,51 \text{ kg/m}'}{}$$

Beban mati pada balok Portal Line 2

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	2,70	m	type L-L			
- Berat dinding	=	3,90	x	0,15	x	250,0	= 146,25 kg/m'
- Berat sendiri balok	=	0,40	x	0,60	-	0,12	}] x 2400 = 460,80 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
	=	440,25	x	1,80			<u>792,45 kg/m'</u>
							qd1 = 1399,50 kg/m'
- Untuk bentang (l.)	=	5,40	m	type A-A			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok			x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,90	x	250			= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
	=	440,25	x	3,46			= 1522,53 kg/ +
							qd1 = 2497,53 kg/m'
- Untuk bentang (l.)	=	2,15	m	type J-J			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok			x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,90	x	250,0			= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
	=	440,25	x	1,43			= 631,03 kg/m' +
							qd1 = 1606,03 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 3

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	2,70	m	type L- L			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok			x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,90	x	250,0			= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,80			= 792,45 kg/m'
							qd1 = 1767,45 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A-A			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok			x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,90	x	250,0			= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	3,46			= 1522,53 kg/m'
							qd2 = 2497,53 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	2,15	m	type J-F			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok			x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,90	x	250,0			= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	2,19			= 965,04 kg/m'
							qd1 = 1940,04 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 4

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A-A			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok			x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,90	x	250,0			= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	3,46			= 1522,53 kg/m' +
							qd1 = 2497,53 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 5

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	2,70	m	type L			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding		
Berat dinding	=	3,90	x	250,0		=	975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	0,90		=	396,23 kg/m'
						=	<u>1371,23 kg/m'</u>
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding		
Berat dinding	=	3,90	x	250,0		=	975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,73		=	761,27 kg/m'
						=	<u>1736,27 kg/m'</u>
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A-O			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding		
Berat dinding	=	4,50	x	250,0		=	1125,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	3,41		=	1499,36 kg/m'
						=	<u>2624,36 kg/m'</u>

Beban mati pada balok Portal Line 6

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type O-D			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding		
Berat dinding	=	3,90	x	250,0		=	975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	3,48		=	1530,55 kg/m'
					qd1	=	<u>2505,55 kg/m'</u>

Beban mati pada balok Portal Line 7

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,60	m				
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type D			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding		
Berat dinding	=	3,90	x	250,0		=	975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,80		=	792,45 kg/m'
					qd1	=	<u>1767,45 kg/m'</u>

4.3.1.4 Beban Mati Merata Lantai 5-7 (qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Memanjang

Tinggi kolom	=	4,50	m		
Tebal dinding	=	0,15	m		
Tebal plat	=	0,12	m		
Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)	
Berat jenis dinding	=	250	kg/m ³		
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³		

Beban mati pada balok Portal Line 1

Lebar balok = 0,40 m
 Tinggi balok = 0,60 m
 - Untuk bentang (L) = 2,70 m type L
 - Berat dinding = $\left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding}$
 Berat dinding = 3,90 x 250,0 = 975,00 kg/m'
 - Berat plat lantai = qd (plat) x ha
 Berat plat lantai = 440,25 x 0,90 = 396,23 kg/m' +
 qd1 = 1371,23 kg/m'
 - Untuk bentang (L) = 5,40 m type A
 - Berat dinding = $\left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding}$
 Berat dinding = 3,90 x 250,0 = 975,00 kg/m'
 - Berat plat lantai = qd (plat) x ha
 Berat plat lantai = 440,25 x 1,73 = 761,27 kg/m' +
 qd2 = 1736,27 kg/m'
 - Untuk bentang (L) = 5,40 m type J
 - Berat dinding = $\left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding}$
 Berat dinding = 3,90 x 250,0 = 975,00 kg/m'
 - Berat plat lantai = qd (plat) x ha
 Berat plat lantai = 440,25 x 0,72 = 315,51 kg/m' +
 qd2 = 1290,51 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 2

Lebar balok = 0,40 m
 Tinggi balok = 0,60 m
 - Untuk bentang (L) = 2,70 m type L-L
 - Berat dinding = $\left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding}$
 Berat dinding = 3,90 x 0,15 x 250,0 = 146,25 kg/m'
 - Berat sendiri balok = 0,40 x $\left(\begin{array}{l} 0,60 \\ - 0,12 \end{array} \right) \times 2400 = 460,80 \text{ kg/m'}$
 - Berat plat lantai = qd (plat) x ha
 Berat plat lantai = 440,25 x 1,80 = 792,45 kg/m' +
 qd1 = 1399,50 kg/m'
 - Untuk bentang (L) = 5,40 m type A-A
 - Berat dinding = $\left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding}$
 Berat dinding = 3,90 x 250 = 975,00 kg/m'
 - Berat plat lantai = qd (plat) x ha
 Berat plat lantai = 440,25 x 3,46 = 1522,53 kg +
 qd1 = 2497,53 kg/m'
 - Untuk bentang (L) = 2,15 m type J-J
 - Berat dinding = $\left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding}$
 Berat dinding = 3,90 x 250,0 = 975,00 kg/m'
 - Berat plat lantai = qd (plat) x ha
 Berat plat lantai = 440,25 x 1,43 = 631,03 kg/m' +
 qd1 = 1606,03 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 3

Lebar balok = 0,40 m
 Tinggi balok = 0,60 m
 - Untuk bentang (L) = 2,70 m type L-L
 - Berat dinding = $\left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding}$
 Berat dinding = 3,90 x 250,0 = 975,00 kg/m'
 - Berat plat lantai = qd (plat) x ha
 Berat plat lantai = 440,25 x 1,80 = 792,45 kg/m' +
 qd1 = 1767,45 kg/m'

$$\begin{aligned}
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A-A} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right. - \left. \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \qquad \qquad \qquad = 440,25 \times 3,46 = 1522,53 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd2} = 2497,53 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{- Untuk bentang (L)} = 2,15 \text{ m type J-F} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right. - \left. \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \qquad \qquad \qquad = 440,25 \times 2,19 = 965,04 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd1} = 1940,04 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 4

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A-A} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right. - \left. \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \qquad \qquad \qquad = 440,25 \times 3,46 = 1522,53 \text{ kg/m'} + \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd1} = 2497,53 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 5

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right. - \left. \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \qquad \qquad \qquad = 440,25 \times 1,73 = 761,27 \text{ kg/m'} \\
& \qquad \qquad \qquad = 1736,27 \text{ kg/m'}
\end{aligned}$$

4.3.1.5 Beban Mati Merata Lantai 8 atap (qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Memanjang

$$\begin{aligned}
& \text{Tinggi kolom} = 4,50 \text{ m} \\
& \text{Tebal dinding} = 0,15 \text{ m} \\
& \text{Tebal plat} = 0,12 \text{ m} \\
& \text{Panjang dinding} = 1,00 \text{ m} \quad (\text{di ambil 1 m panjang}) \\
& \text{Berat jenis dinding} = 250 \text{ kg/m}^3 \\
& \text{Berat jenis beton bertulang} = 2400 \text{ kg/m}^3
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 1

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 2,70 \text{ m type L} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right. - \left. \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} \\
& \qquad \qquad \qquad = 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \qquad \qquad \qquad = 440,25 \times 0,90 = 396,23 \text{ kg/m'} + \\
& \qquad \qquad \qquad \text{qd1} = 1371,23 \text{ kg/m'} \\
& \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A} \\
& \text{- Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right. - \left. \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{Berat dinding} = 3,90 \times 250,0 = 975,00 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,73 = 761,27 \text{ kg/m}' + \\
& \text{qd2} = 1736,27 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Untuk bentang (I.)} = 5,40 \text{ m type J} \\
- & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& = 440,25 \times 0,72 = 315,51 \text{ kg/m}' \\
& \text{qd2} = 1290,51 \text{ kg/m}'
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 2

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m} \\
- & \text{Untuk bentang (L)} = 2,70 \text{ m type L-L} \\
- & \text{Berat dinding} = 3,90 \times 0,15 \times 250,0 = 146,25 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat sendiri balok} = 0,40 \times \left[\begin{array}{l} 0,60 \\ - 0,12 \end{array} \right] \times 2400 = 460,80 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 0,00 \text{ kg/m}' \\
& = 440,3 \times 1,80 = 792,45 \text{ kg/m}' \\
& \text{qd1} = 607,05 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type A-A} \\
- & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& = 440,25 \times 3,46 = 1522,53 \text{ kg} + \\
& \text{qd1} = 2497,53 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Untuk bentang (L)} = 2,15 \text{ m type J-J} \\
- & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& = 440,25 \times 1,43 = 631,03 \text{ kg/m}' + \\
& \text{qd1} = 1606,03 \text{ kg/m}'
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 3

$$\begin{aligned}
& \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
& \text{Tinggi balok} = 0,60 \text{ m} \\
- & \text{Untuk bentang (L)} = 2,70 \text{ m type L-L} \\
- & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,80 = 792,45 \text{ kg/m}' \\
& \text{qd1} = 1767,45 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Untuk bentang (I.)} = 5,40 \text{ m type A-A} \\
- & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,46 = 1522,53 \text{ kg/m}' \\
& \text{qd2} = 2497,53 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Untuk bentang (I.)} = 2,15 \text{ m type J-F} \\
- & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ = 3,90 \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m}' \\
- & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
& \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 2,19 = 965,04 \text{ kg/m}' \\
& \text{qd1} = 1940,04 \text{ kg/m}'
\end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line 4

finish

Lebar balok	=	0,40	m			
Tinggi balok	=	0,60	m			
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A-A		
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok)
Berat dinding	=	3,90	x		250,0	= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		= 1522,53 kg/m' +
Berat plat lantai	=	440,25	x		3,46	qd1 = 2497,53 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line 5

Lebar balok	=	0,40	m			
Tinggi balok	=	0,60	m			
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type A		
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok)
Berat dinding	=	3,90	x		250,0	= 975,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		= 761,27 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x		1,73	= 1736,27 kg/m'

4.3.1.6 Beban Mati Merata Lantai 1 (qd)Perhitungan Pembebanan Pada Portal Melintang

Tinggi kolom	=	4,50	m		
Tebal dinding	=	0,15	m		
Tebal plat	=	0,12	m		
Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)	
Berat jenis dinding	=	250,00	kg/m ³		
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³		

Beban mati pada balok Portal Line A dan N

Lebar balok	=	0,40	m			
Tinggi balok	=	0,70	m			
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type P		
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok)
Berat dinding	=	3,80	x		250,0	= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		= 693,86 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x		1,58	qd1 = 1643,86 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line B dan M

Lebar balok	=	0,40	m			
Tinggi balok	=	0,70	m			
- Untuk bentang (L)	=	3,40	m	type M+P		
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok)
Berat dinding	=	3,80	x		250,0	= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		= 1156,31 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x		2,63	qd1 = 2106,31 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type P+P		
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok)
Berat dinding	=	3,80	x		250,0	= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		

$$\text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,15 = 1387,72 \text{ kg/m'}$$

$$\text{qd1} = 2337,72 \text{ kg/m'}$$

Beban mati pada balok Portal Line C dan L

Lebar balok = 0,40 m
 Tinggi balok = 0,70 m
 - Untuk bentang (L) = 9,00 m type M+B

$$\text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'}$$

- Berat dinding = 3,80 x 250,0

$$\text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 1122,83 \text{ kg/m'}$$

- Berat plat lantai = 440,25 x 2,55

$$\text{qd1} = 2072,83 \text{ kg/m'}$$

- Untuk bentang (L) = 9,00 m type (P+B)(P+B)

$$\text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'}$$

- Berat dinding = 3,80 x 250,0

$$\text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 2014,61 \text{ kg/m'}$$

- Berat plat lantai = 440,25 x 4,58

$$\text{qd1} = 2964,61 \text{ kg/m'}$$

- Untuk bentang (L) = 9,00 m type B

$$\text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'}$$

- Berat dinding = 3,80 x 250,0

$$\text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 660,38 \text{ kg/m'}$$

- Berat plat lantai = 440,25 x 1,50

$$\text{qd1} = 1610,38 \text{ kg/m'}$$

Beban mati pada balok Portal Line D,E dan J,K

Lebar balok = 0,40 m
 Tinggi balok = 0,70 m
 - Untuk bentang (L) = 9,00 m type B-B

$$\text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'}$$

- Berat dinding = 3,80 x 250,0

$$\text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 1320,75 \text{ kg/m'}$$

- Berat plat lantai = 440,25 x 3,00

$$\text{qd1} = 2270,75 \text{ kg/m'}$$

Beban mati pada balok Portal Line F

Lebar balok = 0,40 m
 Tinggi balok = 0,70 m
 - Untuk bentang (L) = 9,00 m type B-B

$$\text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'}$$

- Berat dinding = 3,80 x 250,0

$$\text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 1320,75 \text{ kg/m'}$$

- Berat plat lantai = 440,25 x 3,00

$$\text{qd1} = 2270,75 \text{ kg/m'}$$

- Untuk bentang (L) = 4,20 m type C

$$\text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 1125,00 \text{ kg/m'}$$

- Berat dinding = 4,50 x 250,0

$$\text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 616,35 \text{ kg/m'}$$

- Berat plat lantai = 440,25 x 1,40

$$\text{qd1} = 1741,35 \text{ kg/m'}$$

- Untuk bentang (L) = 5,40 m type D

$$\text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 1125,00 \text{ kg/m'}$$

- Berat dinding = 4,50 x 250,0

$$\text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 1,80 && = 792,45 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &&& = 1917,45 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line I

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} && \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,70 \text{ m} && \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 9,00 \text{ m type B-K} && && \\
 \text{Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{- Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} && && \\
 \text{- Berat dinding} &= 3,80 \times 250,0 && && = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 \text{Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} && && \\
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 2,49 && && = 1097,63 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &&& && = 2047,63 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 4,20 \text{ m type G-B} && && \\
 \text{Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{- Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} && && \\
 \text{- Berat dinding} &= 3,80 \times 250,0 && && = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 \text{Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} && && \\
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 2,63 && && = 1159,33 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &&& && = 2109,33 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 4,20 \text{ m type C} && && \\
 \text{Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{- Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} && && \\
 \text{- Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 && && = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 \text{Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} && && \\
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 1,40 && && = 616,35 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &&& && = 1591,35 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type D} && && \\
 \text{Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{- Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} && && \\
 \text{- Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 && && = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 \text{Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} && && \\
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 1,80 && && = 792,45 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &&& && = 1767,45 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type B} && && \\
 \text{Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{- Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} && && \\
 \text{- Berat dinding} &= 4,50 \times 250,0 && && = 1125,00 \text{ kg/m'} \\
 \text{Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} && && \\
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 1,13 && && = 495,28 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &&& && = 1620,28 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line G

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} && \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,70 \text{ m} && \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m} \\
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 4,20 \text{ m type C-C} && && \\
 \text{Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{- Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} && && \\
 \text{- Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 && && = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 \text{Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} && && \\
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 2,80 && && = 1232,70 \text{ kg/m'} \\
 \text{qd1} &&& && = 2207,70 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Untuk bentang (L)} &= 5,40 \text{ m type D-D} && && \\
 \text{Berat dinding} &= \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{- Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} && && \\
 \text{- Berat dinding} &= 3,90 \times 250,0 && && = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 \text{Berat plat lantai} &= \text{qd (plat)} \times \text{ha} && && \\
 \text{- Berat plat lantai} &= 440,25 \times 3,60 && && = 1584,90 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

- Untuk bentang (L) = 5,40 m type B-B						qd1 = 2559,90 kg/m'
Berat dinding = { tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding				
- Berat dinding = 3,80 x 250,0						= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai = qd (plat) x ha						= 1320,75 kg/m'
- Berat plat lantai = 440,25 x 3,00						qd1 = 2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H'

Lebar balok = 0,40 m						
Tinggi balok = 0,80 m						
- Untuk bentang (L) = 5,40 m type K						
Berat dinding = { tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding				
- Berat dinding = 3,70 x 250,0						= 925,00 kg/m'
Berat plat lantai = qd (plat) x ha						= 437,26 kg/m'
- Berat plat lantai = 440,25 x 0,99						qd1 = 1362,26 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H

Lebar balok = 0,40 m						
Tinggi balok = 0,70 m						
- Untuk bentang (L) = 9,00 m type B						
Berat dinding = { tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding				
- Berat dinding = 3,80 x 250,0						= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai = qd (plat) x ha						= 660,38 kg/m'
- Berat plat lantai = 440,25 x 1,50						qd1 = 1610,38 kg/m'
- Untuk bentang (L) = 4,20 m type C-C						
Berat dinding = { tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding				
- Berat dinding = 4,50 x 250,0						= 1125,00 kg/m'
Berat plat lantai = qd (plat) x ha						= 1232,70 kg/m'
- Berat plat lantai = 440,25 x 2,80						qd1 = 2357,70 kg/m'
- Untuk bentang (L) = 5,40 m type D-D						
Berat dinding = { tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding				
- Berat dinding = 4,50 x 250,0						= 1125,00 kg/m'
Berat plat lantai = qd (plat) x ha						= 1584,90 kg/m'
- Berat plat lantai = 440,25 x 3,60						qd1 = 2709,90 kg/m'
- Untuk bentang (L) = 5,40 m type B-G						
Berat dinding = { tinggi lantai - Tinggi balok }	x	Berat jenis dinding				
- Berat dinding = 3,80 x 250,0						= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai = qd (plat) x ha						= 1159,33 kg/m'
- Berat plat lantai = 440,25 x 2,63						qd1 = 2109,33 kg/m'

4.3.1.7 Beban Mati Merata Lantai 2-3 (qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Melintang

Tinggi kolom = 4,50 m	
Tebal dinding = 0,15 m	
Tebal plat = 0,12 m	

Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)
Berat jenis dinding	=	250,00	kg/m ³	
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³	

Beban mati pada balok Portal Line A dan N

Lebar balok	=	0,40	m		
Tinggi balok	=	0,70	m		
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B	
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }		x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,80	x	250,0	= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	= 660,38 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,50	qd1 = 1610,38 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M	
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }		x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	4,50	x	250,0	= 1125,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	= 462,45 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,05	qd1 = 1587,45 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type N	
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }		x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	4,50	x	250,0	= 1125,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	= 544,73 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,24	qd1 = 1669,73 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line B dan M

Lebar balok	=	0,40	m		
Tinggi balok	=	0,70	m		
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type M+M	
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }		x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,80	x	250,0	= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	= 924,90 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,10	qd1 = 1874,90 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type N	
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }		x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,80	x	250,0	= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	= 544,73 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,24	qd1 = 1494,73 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line C dan L

Lebar balok	=	0,40	m		
Tinggi balok	=	0,70	m		
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M+B	
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok }		x	Berat jenis dinding
Berat dinding	=	3,80	x	250,0	= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	= 1122,83 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,55	qd1 = 2072,83 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B	

$$\begin{aligned}
 & \text{- Berat dinding} = \left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding} \\
 & \quad = \left(\begin{array}{l} 3,80 \\ = 3,80 \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{250,0} \end{array} \right) = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \quad = 440,25 \times 3,00 = 1320,75 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2270,75 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 9,00 \text{ m type B} \\
 & \text{- Berat dinding} = \left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding} \\
 & \quad = \left(\begin{array}{l} 3,80 \\ = 3,80 \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{250,0} \end{array} \right) = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \quad = 440,25 \times 1,50 = 660,38 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 1610,38 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line D,E dan J,K

$$\begin{aligned}
 & \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
 & \text{Tinggi balok} = 0,70 \text{ m} \\
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 9,00 \text{ m type B-B} \\
 & \text{- Berat dinding} = \left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding} \\
 & \quad = \left(\begin{array}{l} 3,80 \\ = 3,80 \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{250,0} \end{array} \right) = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \quad = 440,25 \times 3,00 = 1320,75 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2270,75 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line F

$$\begin{aligned}
 & \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
 & \text{Tinggi balok} = 0,70 \text{ m} \\
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 9,00 \text{ m type B-B} \\
 & \text{- Berat dinding} = \left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding} \\
 & \quad = \left(\begin{array}{l} 3,80 \\ = 3,80 \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{250,0} \end{array} \right) = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \quad = 440,25 \times 3,00 = 1320,75 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2270,75 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 4,20 \text{ m type C} \\
 & \text{- Berat dinding} = \left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding} \\
 & \quad = \left(\begin{array}{l} 4,50 \\ = 4,50 \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{250,0} \end{array} \right) = 1125,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \quad = 440,25 \times 1,40 = 616,35 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 1741,35 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type D} \\
 & \text{- Berat dinding} = \left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding} \\
 & \quad = \left(\begin{array}{l} 4,50 \\ = 4,50 \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{250,0} \end{array} \right) = 1125,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \quad = 440,25 \times 1,80 = 792,45 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 1917,45 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line I

$$\begin{aligned}
 & \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} & \text{Lebar balok} & = 0,40 \text{ m} \\
 & \text{Tinggi balok} = 0,70 \text{ m} & \text{Tinggi balok} & = 0,60 \text{ m} \\
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 9,00 \text{ m type B-K} \\
 & \text{- Berat dinding} = \left(\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Berat dinding} \end{array} \right) \times \text{Berat jenis dinding} \\
 & \quad = \left(\begin{array}{l} 3,80 \\ = 3,80 \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{Tinggi balok} \\ \text{250,0} \end{array} \right) = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \quad = 440,25 \times 2,49 = 1097,63 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2047,63 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 4,20 \text{ m type G-B} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat dinding} = 3,80 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = 440,25 \times 2,63 = 1159,33 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2109,33 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 4,20 \text{ m type C} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat dinding} = 3,90 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,40 = 616,35 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 1591,35 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type D} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat dinding} = 3,90 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,80 = 792,45 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 1767,45 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type B} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 1125,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat dinding} = 4,50 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,13 = 495,28 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 1620,28 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line G

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} & \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,70 \text{ m} & \text{Tinggi balok} &= 0,60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 4,20 \text{ m type C+C} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat dinding} = 3,90 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = 440,25 \times 2,80 = 1232,70 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2207,70 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type D+D} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 975,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat dinding} = 3,90 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,60 = 1584,90 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2559,90 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type B-B} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\begin{array}{l} \text{tinggi lantai} \\ \text{Tinggi balok} \end{array} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{- Berat dinding} = 3,80 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} \\
 & \text{- Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,00 = 1320,75 \text{ kg/m'} \\
 & \text{qd1} = 2270,75 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line H'

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar balok} &= 0,40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok} &= 0,80 \text{ m} \\
 & \text{- Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type K} \quad \text{oke}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{Berat dinding} = \left[\text{tinggi lantai} - \text{Tinggi balok} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 925,00 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat dinding} = 3,70 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 437,26 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 0,99 \\
 & \text{qd1} = 1362,26 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati pada balok Portal Line H

$$\begin{aligned}
 & \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
 & \text{Tinggi balok} = 0,70 \text{ m} \\
 - & \text{Untuk bentang (L)} = 9,00 \text{ m type B} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\text{tinggi lantai} - \text{Tinggi balok} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat dinding} = 3,80 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 660,38 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,50 \\
 & \text{qd1} = 1610,38 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Untuk bentang (L)} = 4,20 \text{ m type C+C} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\text{tinggi lantai} - \text{Tinggi balok} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 1125,00 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat dinding} = 4,50 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 1232,70 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 2,80 \\
 & \text{qd1} = 2357,70 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type D+D} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\text{tinggi lantai} - \text{Tinggi balok} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 1125,00 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat dinding} = 4,50 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 1584,90 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 3,60 \\
 & \text{qd1} = 2709,90 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Untuk bentang (L)} = 5,40 \text{ m type B+G} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\text{tinggi lantai} - \text{Tinggi balok} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat dinding} = 3,80 \times 250,0 \\
 & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 1159,33 \text{ kg/m'} \\
 - & \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 2,63 \\
 & \text{qd1} = 2109,33 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

4.3.1.8 Beban Mati Merata Lantai 4 (qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Melintang

Tinggi kolom	=	4,50	m	
Tebal dinding	=	0,15	m	
Tebal plat	=	0,12	m	
Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)
Berat jenis dinding	=	250	kg/m ³	
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³	

Beban mati pada balok Portal Line A dan N

$$\begin{aligned}
 & \text{Lebar balok} = 0,40 \text{ m} \\
 & \text{Tinggi balok} = 0,70 \text{ m} \\
 - & \text{Untuk bentang (L)} = 9,00 \text{ m type N} \\
 & \text{Berat dinding} = \left[\text{tinggi lantai} - \text{Tinggi balok} \right] \times \text{Berat jenis dinding} = 950,00 \text{ kg/m'} \\
 & \text{Berat dinding} = 3,80 \times 250,0 \\
 - & \text{Berat plat lantai} = \text{qd (plat)} \times \text{ha} = 544,73 \text{ kg/m'} \\
 & \text{Berat plat lantai} = 440,25 \times 1,24
 \end{aligned}$$

- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M-N					qd1	=	<u>1494,73 kg/m'</u>
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding			=	1125,00 kg/m'
Berat dinding	=	4,50	x	250,0							
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha						=	500,01 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,14					qd1	=	<u>1625,01 kg/m'</u>

Beban mati pada balok Portal Line B dan M

Lebar balok	=	0,40	m								
Tinggi balok	=	0,70	m								
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type M+M							
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding			=	950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x	250,0							
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha						=	924,90 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	2,10					qd1	=	<u>1874,90 kg/m'</u>

- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type N							
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding			=	950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x	250,0							
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha						=	544,73 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,24					qd1	=	<u>1494,73 kg/m'</u>

- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type N-N							
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding			=	950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x	250,0							
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha						=	1089,45 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	2,47					qd1	=	<u>2039,45 kg/m'</u>

Beban mati pada balok Portal Line C dan L

Lebar balok	=	0,40	m								
Tinggi balok	=	0,70	m								
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M+B							
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding			=	950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x	250,0							
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha						=	1122,83 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	2,55					qd1	=	<u>2072,83 kg/m'</u>

- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-N							
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding			=	950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x	250,0							
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha						=	1205,10 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	2,74					qd1	=	<u>2155,10 kg/m'</u>

- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B							
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding			=	950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x	250,0							
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha						=	660,38 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,50					qd1	=	<u>1610,38 kg/m'</u>

Beban mati pada balok Portal Line D,E dan J,K

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,70	m				
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x	250,0			
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 1320,75 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x	3,00		qd l	= 2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line F finish

Lebar balok	=	0,40	m			Lebar balok	= 0,40 m
Tinggi balok	=	0,70	m			Tinggi balok	= 0,60 m
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 1320,75 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	3,00		qd l	= 2270,75 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	4,20	m	type C			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 975,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,90	x	250,0			
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 616,35 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,40		qd l	= 1591,35 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type D			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 975,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,90	x	250,0			
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 792,45 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,80		qd l	= 1767,45 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line I

Lebar balok	=	0,40	m			Lebar balok	= 0,40 m
Tinggi balok	=	0,70	m			Tinggi balok	= 0,60 m
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-K			
Berat dinding	=	{(tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 1097,63 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,49		qd l	= 2047,63 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	4,20	m	type G-B			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 1159,33 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,63		qd l	= 2109,33 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	4,20	m	type C			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 975,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,90	x	250,0			
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			

- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,40			=	616,35 kg/m'
						qd1	=	1591,35 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type D				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,90	x	250,0			=	975,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	792,45 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,80		qd1	=	1767,45 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type B				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	4,50	x	250,0			=	1125,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	495,28 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,13		qd1	=	1620,28 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line G

Lebar balok	=	0,40	m					
Tinggi balok	=	0,70	m					
- Untuk bentang (L)	=	4,20	m	type C+C				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,90	x	250,0			=	975,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	1232,70 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,80		qd1	=	2207,70 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type D+D				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	4,50	x	250,0			=	1125,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	1584,90 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	3,60		qd1	=	2709,90 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type B-B				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	1320,75 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	3,00		qd1	=	2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H'

Lebar balok	=	0,40	m					
Tinggi balok	=	0,80	m					
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type K				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,70	x	250,0			=	925,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	437,26 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	0,99		qd1	=	1362,26 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H

Lebar balok	=	0,40	m					
Tinggi balok	=	0,70	m					
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	

- Berat dinding	=	3,80	x	250,0		=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		=	660,38 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,50		=	<u>660,38 kg/m'</u>
					qd1	=	1610,38 kg/m'
- Untuk bentang (1.)	=	4,20	m	type C+C			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok)		x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	4,50	x	250,0		=	1125,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		=	1232,70 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,80		=	<u>1232,70 kg/m'</u>
					qd1	=	2357,70 kg/m'
- Untuk bentang (1.)	=	5,40	m	type D+D			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok)		x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	4,50	x	250,0		=	1125,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		=	1584,90 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	3,60		=	<u>1584,90 kg/m'</u>
					qd1	=	2709,90 kg/m'
- Untuk bentang (1.)	=	5,40	m	type B+G			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok)		x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0		=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		=	1159,33 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,63		=	<u>1159,33 kg/m'</u>
					qd1	=	2109,33 kg/m'

4.3.1.9 Beban Mati Merata Lantai 5-7 (qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Melintang

Tinggi kolom	=	4,50	m	
Tebal dinding	=	0,15	m	
Tebal plat	=	0,12	m	
Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)
Berat jenis dinding	=	250	kg/m ³	
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³	

Beban mati pada balok Portal Line B dan M

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,70	m				
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type N			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding		
Berat dinding	=	3,80	x	250,0	=	950,00 kg/m'	
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	=	544,73 kg/m'	
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,24	=	<u>544,73 kg/m'</u>	
					qd1	=	1494,73 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai - Tinggi balok)		x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	4,50	x	250,0	=	1125,00 kg/m'	
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha	=	668,24 kg/m'	
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,52	=	<u>668,24 kg/m'</u>	
					qd1	=	1793,24 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line C dan L

Lebar balok	=	0,40	m						
Tinggi balok	=	0,70	m						
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M+B					
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,80	x		250,0				
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x		ha				= 1122,83 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		2,55				qd1 = 2072,83 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-N					
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x		250,0				
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x		ha				= 1205,10 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x		2,74				qd1 = 2155,10 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B					
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x		250,0				
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x		ha				= 660,38 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x		1,50				qd1 = 1610,38 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line D.E.F

Lebar balok	=	0,40	m						
Tinggi balok	=	0,70	m						
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B					
- Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
Berat dinding	=	3,80	x		250,0				
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x		ha				= 1320,75 kg/m'
Berat plat lantai	=	440,25	x		3,00				qd1 = 2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line G,J,K finish

Lebar balok	=	0,40	m			Lebar balok	=	0,40	m
Tinggi balok	=	0,70	m			Tinggi balok	=	0,60	m
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B					
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,80	x		250,0				
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x		ha				= 1320,75 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		3,00				qd1 = 2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line I

Lebar balok	=	0,40	m			Lebar balok	=	0,40	m
Tinggi balok	=	0,70	m			Tinggi balok	=	0,60	m
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-K					
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	= 950,00 kg/m'
- Berat dinding	=	3,80	x		250,0				
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x		ha				= 1097,63 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		2,49				qd1 = 2047,63 kg/m'

- Untuk bentang (L)	=	4,20	m	type G-B			
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
- Berat dinding	=	3,80	x		250,0		= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 1159,33 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		2,63		<u> </u>
						qdl	= 2109,33 kg/m'

- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type B			
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
- Berat dinding	=	3,80	x		250,0		= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 495,28 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		1,13		<u> </u>
						qdl	= 1445,28 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H'

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,80	m				
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type K			
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
- Berat dinding	=	3,70	x		250,0		= 925,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 437,26 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		0,99		<u> </u>
						qdl	= 1362,26 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,70	m				
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B			
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
- Berat dinding	=	3,80	x		250,0		= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 660,38 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		1,50		<u> </u>
						qdl	= 1610,38 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type B+G			
Berat dinding	=	{	tinggi lantai	-	Tinggi balok	}	x Berat jenis dinding
- Berat dinding	=	3,80	x		250,0		= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			= 1159,33 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x		2,63		<u> </u>
						qdl	= 2109,33 kg/m'

4.3.1.10 Beban Mati Merata Atap(qd)

Perhitungan Pembebanan Pada Portal Melintang

Tinggi kolom	=	4,50	m	
Tebal dinding	=	0,15	m	
Tebal plat	=	0,12	m	
Panjang dinding	=	1,00	m	(di ambil 1 m panjang)
Berat jenis dinding	=	250	kg/m ³	
Berat jenis beton bertulang	=	2400	kg/m ³	

Beban mati pada balok Portal Line B dan M

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,70	m				
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type N			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,80	x	250,0			= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,24			= 544,73 kg/m'
						qd1	= 1494,73 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	4,50	x	250,0			= 1125,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,52			= 668,24 kg/m'
						qd1	= 1793,24 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line C dan L

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,70	m				
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type M+B			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,80	x	250,0			= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	2,55			= 1122,83 kg/m'
						qd1	= 2072,83 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-N			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,80	x	250,0			= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	2,74			= 1205,10 kg/m'
						qd1	= 2155,10 kg/m'
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,80	x	250,0			= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	1,50			= 660,38 kg/m'
						qd1	= 1610,38 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line D,E

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,70	m				
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B			
- Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	
Berat dinding	=	3,80	x	250,0			= 950,00 kg/m'
- Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			
Berat plat lantai	=	440,25	x	3,00			= 1320,75 kg/m'
						qd1	= 2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line F,G

Lebar balok	=	0,40	m				
Tinggi balok	=	0,70	m				
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B			
Berat dinding	=	{ tinggi lantai	- Tinggi balok	}	x	Berat jenis dinding	

- Berat dinding	=	3,80	x	250,0	=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		
- Berat plat lantai	=	440,25	x	3,00	=	1320,75 kg/m'
					qd1	= 2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line J.K

Lebar balok	=	0,40	m		Lebar balok	=	0,40	m
Tinggi balok	=	0,70	m		Tinggi balok	=	0,60	m
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-B				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	1320,75 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	3,00			qd1	= 2270,75 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line I

Lebar balok	=	0,40	m		Lebar balok	=	0,40	m
Tinggi balok	=	0,70	m		Tinggi balok	=	0,60	m
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m	type B-K				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	1097,63 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,49			qd1	= 2047,63 kg/m'

- Untuk bentang (L)	=	4,20	m	type G-B				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	1159,33 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,63			qd1	= 2109,33 kg/m'

- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type B				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0			=	950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	495,28 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,13			qd1	= 1445,28 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H'

Lebar balok	=	0,40	m					
Tinggi balok	=	0,80	m					
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m	type K				
Berat dinding	=	(tinggi lantai	-	Tinggi balok)	x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,70	x	250,0			=	925,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha			=	437,26 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	0,99			qd1	= 1362,26 kg/m'

Beban mati pada balok Portal Line H

Lebar balok	=	0,40	m			
Tinggi balok	=	0,70	m			
- Untuk bentang (L)	=	9,00	m type B			
Berat dinding	=	(tinggi lantai - Tinggi balok)		x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0		= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		= 660,38 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	1,50		<u>qd1 = 1610,38 kg/m'</u>
- Untuk bentang (L)	=	5,40	m type B+G			
Berat dinding	=	(tinggi lantai - Tinggi balok)		x	Berat jenis dinding	
- Berat dinding	=	3,80	x	250,0		= 950,00 kg/m'
Berat plat lantai	=	qd (plat)	x	ha		= 1159,33 kg/m'
- Berat plat lantai	=	440,25	x	2,63		<u>qd1 = 2109,33 kg/m'</u>

4.3.2 Beban Hidup Merata Lantai 1 (ql)

4.3.2.1 Beban Hidup Merata Lantai 1 (ql)

Lantai 1-7, fungsi bangunan ruang kuliah. Dimana ql1-7	=	192	Kg/m ²
Untuk tangga dan bordes, ql2	=	192	Kg/m ²
ql 1-7 = 192 x tinggi perataan per lantai	=	192	Kg/m ²

Lantai 1 (Memanjang)

Line 1	=	tinggi perataan L	x	Beban Hidup		
	=	0,90	x	192	=	172,8 Kg/m ²
	=	tinggi perataan A	x	Beban Hidup		
	=	1,73	x	192	=	332 Kg/m ²
	=	tinggi perataan J	x	Beban Hidup		
	=	0,72	x	192	=	137,6 Kg/m ²
Line 2	=	tinggi perataan A,A	x	Beban Hidup		
	=	3,46	x	192	=	664 Kg/m ²
	=	tinggi perataan J,J	x	Beban Hidup		
	=	1,43	x	192	=	275,2 Kg/m ²
Line 3	=	tinggi perataan L,L	x	Beban Hidup		
	=	1,80	x	192	=	345,6 Kg/m ²
	=	tinggi perataan A,A	x	Beban Hidup		
	=	3,46	x	192	=	664 Kg/m ²
	=	tinggi perataan J-F	x	Beban Hidup		
	=	2,19	x	192	=	421 Kg/m ²
Line 4	=	tinggi perataan A,A	x	Beban Hidup		
	=	3,46	x	192	=	664 Kg/m ²
Line 5	=	tinggi perataan L	x	Beban Hidup		
	=	0,90	x	192	=	172,8 Kg/m ²
	=	tinggi perataan A	x	Beban Hidup		
	=	1,50	x	192	=	288 Kg/m ²
	=	tinggi perataan A,O	x	Beban Hidup		
	=	3,41	x	192	=	654 Kg/m ²
Line 6	=	tinggi perataan O,D	x	Beban Hidup		
	=	3,48	x	192	=	667,5 Kg/m ²
Line 7	=	tinggi perataan D	x	Beban Hidup		
	=	1,80	x	192	=	345,6 Kg/m ²

Lantai 1 (Melintang)

Line A,N	= tinggi perataan P	x	Beban Hidup	=		
	= 1,58	x	192	=	302,6027	Kg/m ²
Line B,M	= tinggi perataan P,P	x	Beban Hidup	=		
	= 3,15	x	192	=	605,21	Kg/m ²
	= tinggi perataan P,M	x	Beban Hidup	=		
	= 2,63	x	192	=	504,29	Kg/m ²
Line C,L	= tinggi perataan B,P(P.	x	Beban Hidup	=		
	= 4,65	x	192	=	893,2053333	Kg/m ²
	= tinggi perataan B,M	x	Beban Hidup	=		
	= 2,55	x	192	=	489,6826685	Kg/m ²
	= tinggi perataan B	x	Beban Hidup	=		
	= 1,50	x	192	=	288	Kg/m ²
Line D,E	= tinggi perataan B,B	x	Beban Hidup	=		
	= 3,00	x	192	=	576	Kg/m ²
Line J,K	= tinggi perataan B,B	x	Beban Hidup	=		
	= 3,00	x	192	=	576	Kg/m ²
Line F	= tinggi perataan B,B	x	Beban Hidup	=		
	= 3,00	x	192	=	576	Kg/m ²
	= tinggi perataan C	x	Beban Hidup	=		
	= 1,40	x	192	=	268,8	Kg/m ²
	= tinggi perataan D	x	Beban Hidup	=		
	= 1,80	x	192	=	345,6	Kg/m ²
Line I	= tinggi perataan B,K	x	Beban Hidup	=		
	= 2,49	x	192	=	478,6949136	Kg/m ²
	= tinggi perataan B,G	x	Beban Hidup	=		
	= 2,63	x	192	=	505,6	Kg/m ²
	= tinggi perataan B	x	Beban Hidup	=		
	= 1,50	x	192	=	288	Kg/m ²
	= tinggi perataan C	x	Beban Hidup	=		
	= 1,40	x	192	=	268,8	Kg/m ²
	= tinggi perataan D	x	Beban Hidup	=		
	= 1,80	x	192	=	345,6	Kg/m ²
Line G	= tinggi perataan B,B	x	Beban Hidup	=		
	= 3,00	x	192	=	576	Kg/m ²
	= tinggi perataan C,C	x	Beban Hidup	=		
	= 2,80	x	192	=	537,6	Kg/m ²
	= tinggi perataan D,D	x	Beban Hidup	=		
	= 3,60	x	192	=	691,2	Kg/m ²
Line H	= tinggi perataan B	x	Beban Hidup	=		
	= 1,50	x	192	=	288	Kg/m ²
	= tinggi perataan C,C	x	Beban Hidup	=		
	= 2,80	x	192	=	537,6	Kg/m ²
	= tinggi perataan D,D	x	Beban Hidup	=		
	= 3,60	x	192	=	691,2	Kg/m ²
	= tinggi perataan B,G	x	Beban Hidup	=		
	= 2,63	x	192	=	505,6	Kg/m ²
Line H'	= tinggi perataan K	x	Beban Hidup	=		
	= 0,99	x	192	=	190,6949136	Kg/m ²

Karena Tiap Lantai tidak sama maka saya tabelkan, berikut tabelnya :

Lantai	Portal	Line	Type	Tinggi Perataan	Beban Hidu	Jumlah	Satuan
2&3	Memanjang	1	A	1,73	192	332,00	Kg/m ²
			J	0,72	192	137,60	Kg/m ²
		2	A-A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
			J-J	1,43	192	275,20	Kg/m ²
		3	A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
			J,F	2,19	192	420,87	Kg/m ²
			AL+AL	3,53	192	677,60	Kg/m ²
		4	A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
		5	A,O	3,41	192	653,90	Kg/m ²
			L	0,90	192	172,80	Kg/m ²
			A	1,73	192	332,00	Kg/m ²
		6	O,D	3,48	192	667,50	Kg/m ²
		7	D	1,80	192	345,60	Kg/m ²
2&3	Melintang	A,N	R	1,50	192	288,00	Kg/m ²
			M	1,05	192	201,68	Kg/m ²
			N	1,24	192	237,56	Kg/m ²
			M,M	2,10	192	403,37	Kg/m ²
			N	1,24	192	237,56	Kg/m ²
		C,L	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
			M,B	2,55	192	489,68	Kg/m ²
			B	1,50	192	288,00	Kg/m ²
		D,E,J,K	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
			B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
			B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
			C	1,40	192	268,80	Kg/m ²
			D	1,80	192	345,60	Kg/m ²
		I	B,K	2,49	192	478,69	Kg/m ²
			B,G	2,63	192	505,60	Kg/m ²
			B,E	3,42	192	656,89	Kg/m ²
			C	1,40	192	268,80	Kg/m ²
			D	1,80	192	345,60	Kg/m ²
		G	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
			C,C	2,80	192	537,60	Kg/m ²
			D,D	3,60	192	691,20	Kg/m ²
		H	B	1,50	192	288,00	Kg/m ²
			B,G	2,63	192	505,60	Kg/m ²
			C,C	2,80	192	537,60	Kg/m ²
			D,D	3,60	192	691,20	Kg/m ²
		H'	K	0,99	192	190,69	Kg/m ²
4	Memanjang	I	L	0,90	192	172,80	Kg/m ²
			A	1,73	192	332,00	Kg/m ²
			J	0,72	192	137,60	Kg/m ²
		2	L,L	1,80	192	345,60	Kg/m ²
			A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
			J,J	1,43	192	275,20	Kg/m ²
		3	L,L	0,90	192	172,80	Kg/m ²
			A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
			J-F	2,19	192	420,87	Kg/m ²
		4	A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
		5	L	0,90	192	172,80	Kg/m ²

			A	1,73	192	332,00	Kg/m ²
			A,O	3,41	192	653,90	Kg/m ²
		6	O,D	3,48	192	667,50	Kg/m ²
		7	D	1,80	192	345,60	Kg/m ²
	Melintang	Λ,N	N	1,24	192	237,56	Kg/m ²
			M,N	1,14	192	218,06	Kg/m ²
		B,M	N,N	2,47	192	475,13	Kg/m ²
			M,M	2,10	192	403,37	Kg/m ²
			N	1,24	192	237,56	Kg/m ²
		C,L	B,N	2,74	192	525,56	Kg/m ²
			B,M	2,55	192	489,68	Kg/m ²
		D,E,J,K	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
		F	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
			C	1,40	192	268,80	Kg/m ²
			D	1,80	192	345,60	Kg/m ²
		I	K,B	2,49	192	478,69	Kg/m ²
			G,B	2,63	192	505,60	Kg/m ²
			B	1,50	192	288,00	Kg/m ²
			C	1,40	192	268,80	Kg/m ²
			D	1,80	192	345,60	Kg/m ²
		G	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
			C,C	2,80	192	537,60	Kg/m ²
			D,D	3,60	192	691,20	Kg/m ²
		H	B	1,50	192	288,00	Kg/m ²
			B,G	2,63	192	505,60	Kg/m ²
			C,C	2,80	192	537,60	Kg/m ²
			D,D	3,60	192	691,20	Kg/m ²
		H'	K	0,99	192	190,69	Kg/m ²
5-7	Memanjang	1	L	0,90	192	172,80	Kg/m ²
			A	1,73	192	332,00	Kg/m ²
			J	0,72	192	137,60	Kg/m ²
		2	L,L	1,80	192	345,60	Kg/m ²
			A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
			J,J	1,43	192	275,20	Kg/m ²
		3	L,L	1,80	192	345,60	Kg/m ²
			A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
		4	J,F	2,19	192	420,87	Kg/m ²
			A,A	3,46	192	664,00	Kg/m ²
		5	A	1,73	192	332,00	Kg/m ²
	Melintang	B,M	N	1,24	192	237,56	Kg/m ²
			M	1,05	192	201,68	Kg/m ²
		C,L	B,N	2,74	192	525,56	Kg/m ²
			B,M	2,55	192	489,68	Kg/m ²
			B	1,50	192	288,00	Kg/m ²
		D,E,F	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
		G,J,K	B,B	3,00	192	576,00	Kg/m ²
		H	B	1,50	192	288,00	Kg/m ²
			B,G	2,63	192	505,60	Kg/m ²
		H'	K	0,99	192	190,69	Kg/m ²
		I	K,B	2,49	192	478,69	Kg/m ²
			G,B	2,63	192	505,60	Kg/m ²
			B	1,50	192	288,00	Kg/m ²

4.3.2.2 Beban Hidup Merata Lantai Atap (ql)

Untuk atap, dimana ql2 =	76.593,60	Kg/m		
ql atap =	76.593,60	Kg/m		
Memanjang				
Line 1	= tinggi perataan L	x Beban Hidup		
	= 0,90	x 192	=	172,80 Kg/m
	= tinggi perataan A	x Beban Hidup		
	= 1,73	x 192	=	332,00 Kg/m
	= tinggi perataan J	x Beban Hidup		
	= 0,72	x 192	=	137,60 Kg/m
Line 2	= tinggi perataan L,L	x Beban Hidup		
	= 1,80	x 192	=	345,60 Kg/m
	= tinggi perataan A,A'	x Beban Hidup		
	= 3,46	x 192	=	664,00 Kg/m
	= tinggi perataan J,J	x Beban Hidup		
	= 1,43	x 192	=	275,20 Kg/m
Line 3	= tinggi perataan L,L	x Beban Hidup		
	= 1,80	x 192	=	345,60 Kg/m
	= tinggi perataan A,A'	x Beban Hidup		
	= 3,46	x 192	=	664,00 Kg/m
	= tinggi perataan J-F	x Beban Hidup		
	= 2,19	x 192	=	420,87 Kg/m
Line 4	= tinggi perataan A,A'	x Beban Hidup		
	= 3,46	x 192	=	664,00 Kg/m
Line 5	= tinggi perataan A	x Beban Hidup		
	= 1,73	x 192	=	332,00 Kg/m
Melintang				
Line B,M	= tinggi perataan N	x Beban Hidup		
	= 1,24	x 192	=	237,56 Kg/m
	= tinggi perataan M	x Beban Hidup		
	= 1,05	x 192	=	201,68 Kg/m
Line C,L	= tinggi perataan B,N	x Beban Hidup		
	= 2,74	x 192	=	489,68 Kg/m
	= tinggi perataan B,N	x Beban Hidup		
	= 2,55	x 192	=	489,68 Kg/m
	= tinggi perataan B	x Beban Hidup		
	= 1,50	x 192	=	288,00 Kg/m
Line D,E	= tinggi perataan B,E	x Beban Hidup		
	= 3,00	x 192	=	576,00 Kg/m
Line F,G	= tinggi perataan B,E	x Beban Hidup		
	= 3,00	x 192	=	576,00 Kg/m
Line J,K	= tinggi perataan B,E	x Beban Hidup		
	= 3,00	x 192	=	576,00 Kg/m
Line H	= tinggi perataan B	x Beban Hidup		
	= 1,50	x 192	=	288,00 Kg/m
Line H	= tinggi perataan B,C	x Beban Hidup		
	= 2,63	x 192	=	505,60 Kg/m
Line H'	= tinggi perataan K	x Beban Hidup		
	= 0,99	x 192	=	190,69 Kg/m

$$\begin{aligned}
 \text{Line I} &= \text{tinggi perataan B,K} \times \text{Beban Hidup} \\
 &= 2,49 \times 192 = 478,69 \text{ Kg/m} \\
 &= \text{tinggi perataan B,C} \times \text{Beban Hidup} \\
 &= 2,63 \times 192 = 505,60 \text{ Kg/m} \\
 &= \text{tinggi perataan B} \times \text{Beban Hidup} \\
 &= 1,50 \times 192 = 288,00 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

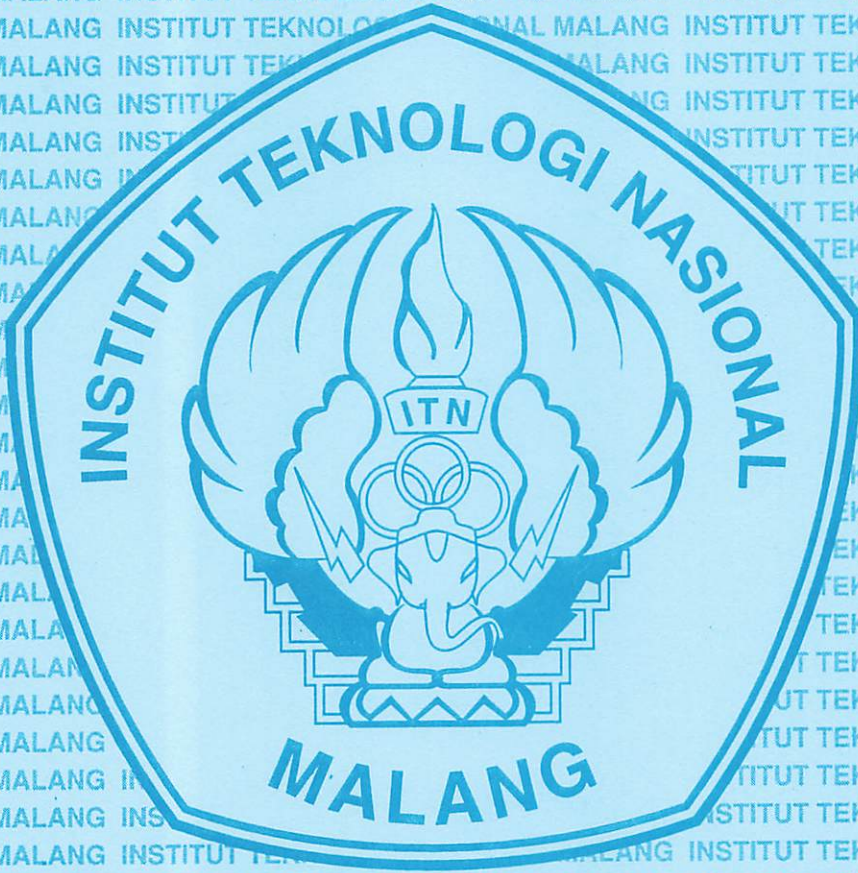
Berikut Tabel Rangkuman Beban Mati dan Beban Hidup tiap lantai

Lantai	Portal	Line	Type	Bentang	MATI		HIDUP	
					qd1	Satuan	ql	Satuan
1	Memanjang	1	type L	2,70	1371,23	Kg/m'	172,80	Kg/m'
			type A	5,40	1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'
			type J	2,15	1290,51	Kg/m'	137,60	Kg/m'
		2	type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664	Kg/m'
			type J-J	2,15	1606,03	Kg/m'	275,2	Kg/m'
		3	type L-L	2,70	1767,45	Kg/m'	345,6	Kg/m'
			type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664	Kg/m'
			type J-F	2,15	1940,04	Kg/m'	421	Kg/m'
		4	type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664	Kg/m'
		5	type L	2,70	1371,23	Kg/m'	172,8	Kg/m'
			type A	5,40	1736,27	Kg/m'	288	Kg/m'
			type A,O	5,40	2624,36	Kg/m'	654	Kg/m'
		6	type O-D	5,40	980,83	Kg/m'	667	Kg/m'
		7	type D	5,40	1767,45	Kg/m'	345,6	Kg/m'
2&3	Memanjang	1	type A	5,40	1736,27	Kg/m'	332	Kg/m'
			type J	2,15	1290,51	Kg/m'	137,60	Kg/m'
		2	type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'
			type J-J	2,15	1606,03	Kg/m'	275,20	Kg/m'
		3	A-L+A-L	5,40	2528,72	Kg/m'	677,60	Kg/m'
			type A-A	2,15	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'
			type J-F	2,15	1940,04	Kg/m'	420,87	Kg/m'
		4	type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'
		5	type L	2,70	1371,23	Kg/m'	172,80	Kg/m'
			type A	5,40	1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'
			type A-O	5,40	2474,36	Kg/m'	653,90	Kg/m'
		6	type O-D	5,40	2505,55	Kg/m'	667,50	Kg/m'
		7	type D	5,40	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'
		4	Memanjang	1	type L	2,70	1371,23	Kg/m'
type A	5,40				1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'
type J	5,40				1290,51	Kg/m'	137,60	Kg/m'
2	type L-L			2,70	1399,50	Kg/m'	345,60	Kg/m'
	type A-A			5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'
3	type J-J			2,15	1606,03	Kg/m'	275,20	Kg/m'
	type L-L			2,70	1767,45	Kg/m'	172,80	Kg/m'
	type A-A			5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'
4	type J-F			2,15	1940,04	Kg/m'	420,87	Kg/m'
	type A-A			5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'
5	type L			2,70	1371,23	Kg/m'	172,80	Kg/m'
	type A			5,40	1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'
	type A-O			5,40	2624,36	Kg/m'	653,90	Kg/m'
6	type O-D			5,40	2505,55	Kg/m'	667,50	Kg/m'
7	type D	5,40	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'		

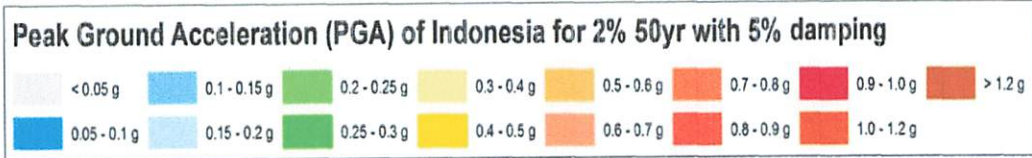
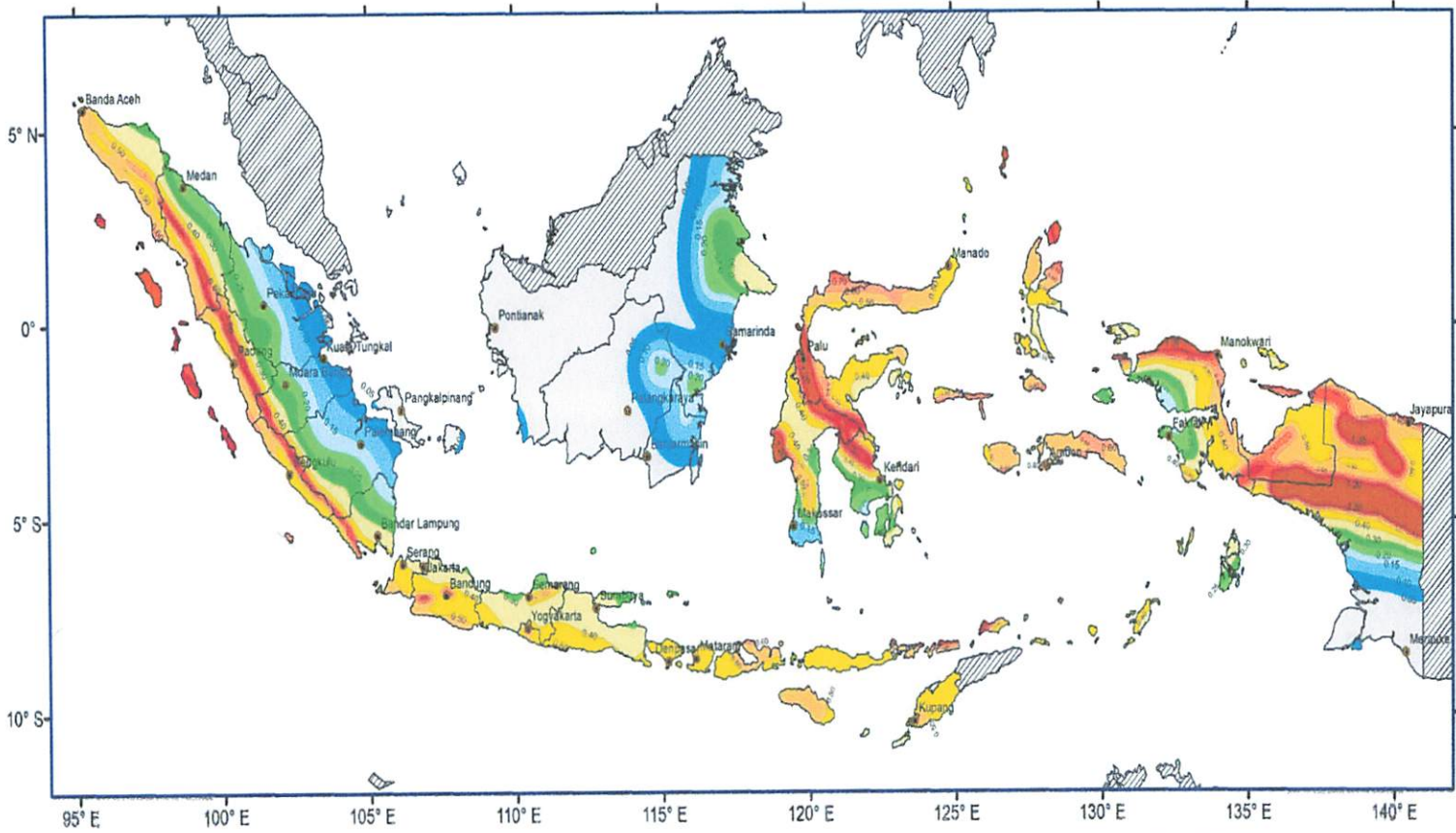
5-7	Memanjang	1	type L	2,70	1371,23	Kg/m'	172,80	Kg/m'		
			type A	5,40	1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'		
			type J	5,40	1290,51	Kg/m'	137,60	Kg/m'		
		2	type L-L	2,70	1399,50	Kg/m'	345,60	Kg/m'		
			type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'		
			type J-J	2,15	1606,03	Kg/m'	275,20	Kg/m'		
		3	type L-L	2,70	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'		
			type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'		
			type J-F	2,15	1940,04	Kg/m'	420,87	Kg/m'		
		4	type A-A	5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'		
		5	type A	5,40	1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'		
		Atap	Memanjang	1	type L	2,70	1371,23	Kg/m'	172,80	Kg/m'
					type A	5,40	1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'
					type J	5,40	1290,51	Kg/m'	137,60	Kg/m'
				2	type L-L	2,70	607,05	Kg/m'	345,60	Kg/m'
type A-A	5,40				2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'		
type J-J	2,15				1606,03	Kg/m'	275,20	Kg/m'		
3	type L-L			2,70	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'		
	type A-A			5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'		
	type J-F			2,15	1940,04	Kg/m'	420,87	Kg/m'		
4	type A-A			5,40	2497,53	Kg/m'	664,00	Kg/m'		
5	type A			5,40	1736,27	Kg/m'	332,00	Kg/m'		
I	Melintang			A & N	type P	9,00	1643,86	Kg/m'	302,60	Kg/m'
				B & M	type M+P	3,40	2106,31	Kg/m'	504,29	Kg/m'
					type P+P	9,00	2337,72	Kg/m'	605,21	Kg/m'
				C & L	type M+B	9,00	2072,83	Kg/m'	489,68	Kg/m'
		type (P+B)(P+B)	9,00		2964,61	Kg/m'	893,21	Kg/m'		
		type B	9,00		1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'		
		D,E,J & K	type B-B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'		
			F	type B-B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
				type C	4,20	1741,35	Kg/m'	268,80	Kg/m'	
		type D		5,40	1917,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'		
		I	type B-K	9,00	2047,63	Kg/m'	478,69	Kg/m'		
			type G-B	4,20	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'		
			type C	4,20	1591,35	Kg/m'	268,80	Kg/m'		
			type D	5,40	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'		
			type B	5,40	1620,28	Kg/m'	288,00	Kg/m'		
		G	type C-C	4,20	2207,70	Kg/m'	537,60	Kg/m'		
			type D-D	5,40	2559,96	Kg/m'	691,20	Kg/m'		
			type B-B	5,40	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'		
		H'	type K	5,40	1362,26	Kg/m'	190,69	Kg/m'		
		H	type B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'		
			type C-C	4,20	2357,70	Kg/m'	537,60	Kg/m'		
type D-D	5,40		2709,90	Kg/m'	691,20	Kg/m'				
type B-G	5,40		2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'				
A,N	B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'				
	M	9,00	1587,45	Kg/m'	201,68	Kg/m'				
	N	9,00	1669,73	Kg/m'	237,56	Kg/m'				
B,M	M,M	5,40	1874,90	Kg/m'	403,37	Kg/m'				
	N	9,00	1494,73	Kg/m'	237,56	Kg/m'				
C,L	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'				
	M,B	9,00	2072,83	Kg/m'	489,68	Kg/m'				

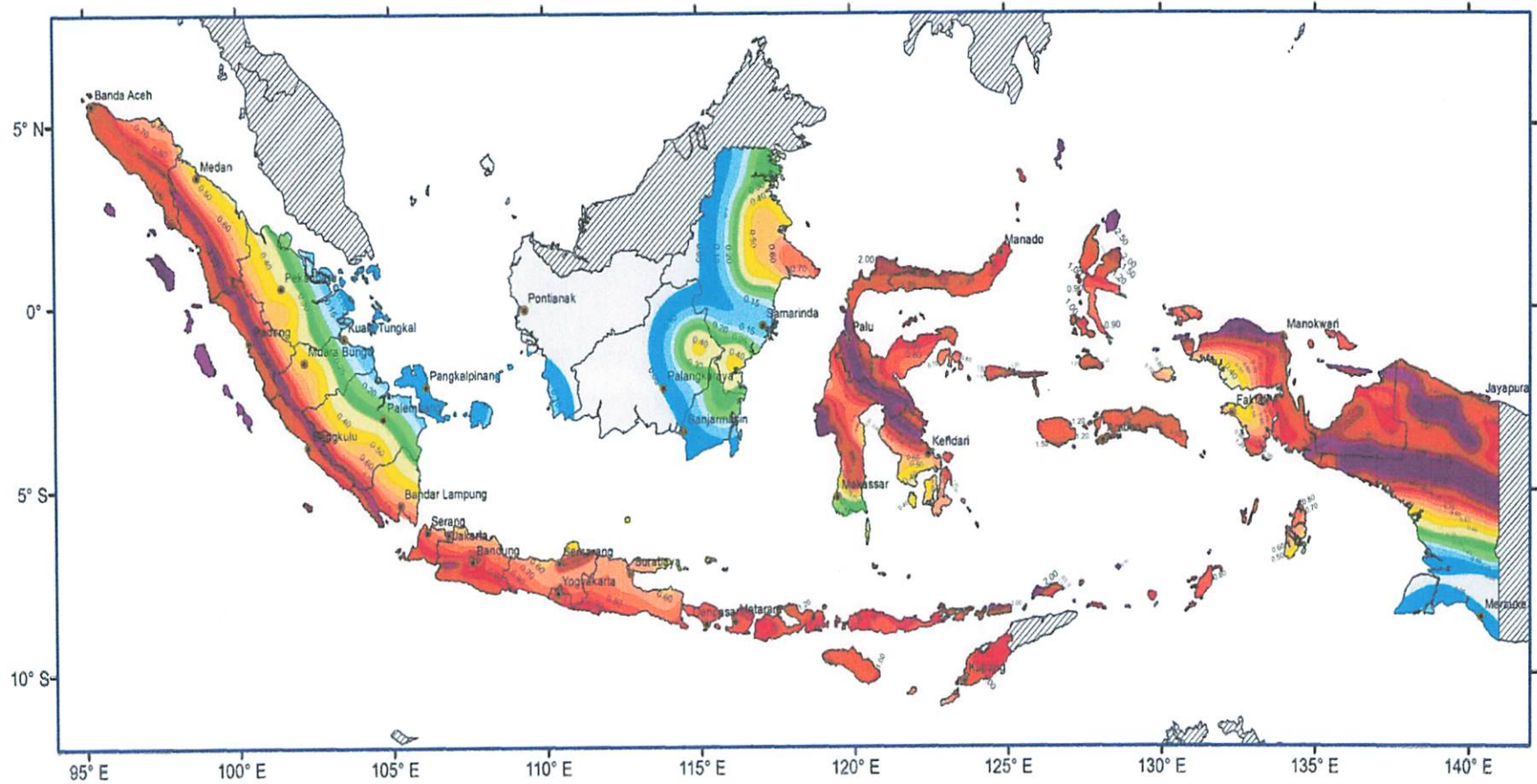
2&3	Melintang	D,E,J,K	B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'	
			B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
			B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
		F	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
			C	4,20	1741,35	Kg/m'	268,80	Kg/m'	
			D	5,40	1917,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'	
		I	B,K	9,00	2047,63	Kg/m'	478,69	Kg/m'	
			B,G	4,20	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'	
			B	5,40	1620,28	Kg/m'	656,89	Kg/m'	
			C	440,25	1591,35	Kg/m'	268,80	Kg/m'	
			D	5,40	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'	
		G	B,B	5,40	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
			C,C	4,20	2207,70	Kg/m'	537,60	Kg/m'	
			D,D	5,40	2559,90	Kg/m'	691,20	Kg/m'	
		H	B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'	
			B,G	5,40	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'	
			C,C	4,20	2357,70	Kg/m'	537,60	Kg/m'	
			D,D	5,40	2709,90	Kg/m'	691,20	Kg/m'	
		H'	type K	5,40	1362,26	Kg/m'	190,69	Kg/m'	
		4	Melintang	A,N	N	9,00	1494,73	Kg/m'	237,56
M,N	9,00				1625,01	Kg/m'	218,06	Kg/m'	
B,M	N,N			9,00	2039,45	Kg/m'	475,13	Kg/m'	
	M,M			5,40	1874,90	Kg/m'	403,37	Kg/m'	
	N			9,00	1494,73	Kg/m'	237,56	Kg/m'	
C,L	B,N			9,00	2155,10	Kg/m'	525,56	Kg/m'	
	B,M			9,00	2072,83	Kg/m'	489,68	Kg/m'	
D,E,J,K	B,B			9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
	B,B			9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
	C			4,20	1591,35	Kg/m'	268,80	Kg/m'	
F	D			5,40	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'	
	K,B			9,00	2047,63	Kg/m'	478,69	Kg/m'	
	G,B			4,20	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'	
	B			5,40	1620,28	Kg/m'	288,00	Kg/m'	
I	C			4,20	1591,35	Kg/m'	268,80	Kg/m'	
	D			5,40	1767,45	Kg/m'	345,60	Kg/m'	
	B,B			5,40	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'	
	C,C			4,20	2207,70	Kg/m'	537,60	Kg/m'	
	D,D			5,40	2709,90	Kg/m'	691,20	Kg/m'	
G	B			9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'	
	B,G			5,40	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'	
	C,C			4,20	2357,70	Kg/m'	537,60	Kg/m'	
	D,D			5,40	2709,90	Kg/m'	691,20	Kg/m'	
H	K			5,40	1362,26	Kg/m'	190,69	Kg/m'	
	B,M			N	9,00	1494,73	Kg/m'	237,56	Kg/m'
	M			9,00	1793,24	Kg/m'	201,68	Kg/m'	
	B,N			9,00	2155,10	Kg/m'	525,56	Kg/m'	
C,L	B,M			9,00	2072,83	Kg/m'	489,68	Kg/m'	
	B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'			
	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'			
D,E,F	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'			
	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'			
	B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'			
H	B,G	5,40	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'			

		H'	K	5,40	1362,26	Kg/m'	190,69	Kg/m'
		I	K,B	9,00	2047,63	Kg/m'	478,69	Kg/m'
			G,B	4,20	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'
			B	5,40	1445,28	Kg/m'	288,00	Kg/m'
		Line B,M	N	9,00	1494,73	Kg/m'	237,56	Kg/m'
			M	9,00	1793,24	Kg/m'	201,68	Kg/m'
		Line C,L	B,N	9,00	2155,10	Kg/m'	489,68	Kg/m'
			B,M	9,00	2072,83	Kg/m'	489,68	Kg/m'
			B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'
		Line D,E	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'
		Line F,G	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'
		Line J,K	B,B	9,00	2270,75	Kg/m'	576,00	Kg/m'
		Line H	B	9,00	1610,38	Kg/m'	288,00	Kg/m'
		Line H	B,G	5,40	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'
		Line H'	K	5,40	1362,26	Kg/m'	190,69	Kg/m'
		Line I	B,K	9,00	2047,63	Kg/m'	478,69	Kg/m'
		Line I	B,G	4,20	2109,33	Kg/m'	505,60	Kg/m'
		Line I	B	5,40	1445,28	Kg/m'	288,00	Kg/m'
Atap	Melintang							

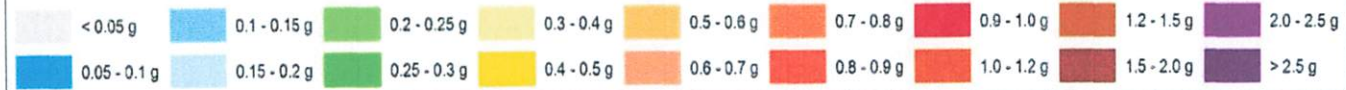


5.1 Beban Gempa
5.1.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia





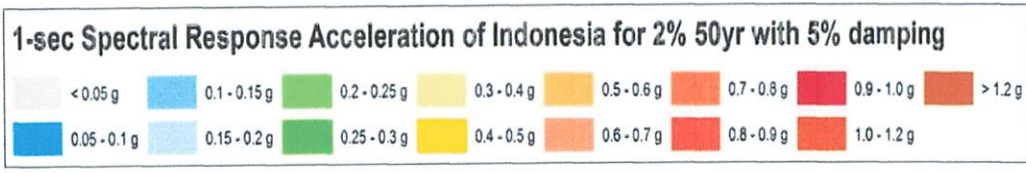
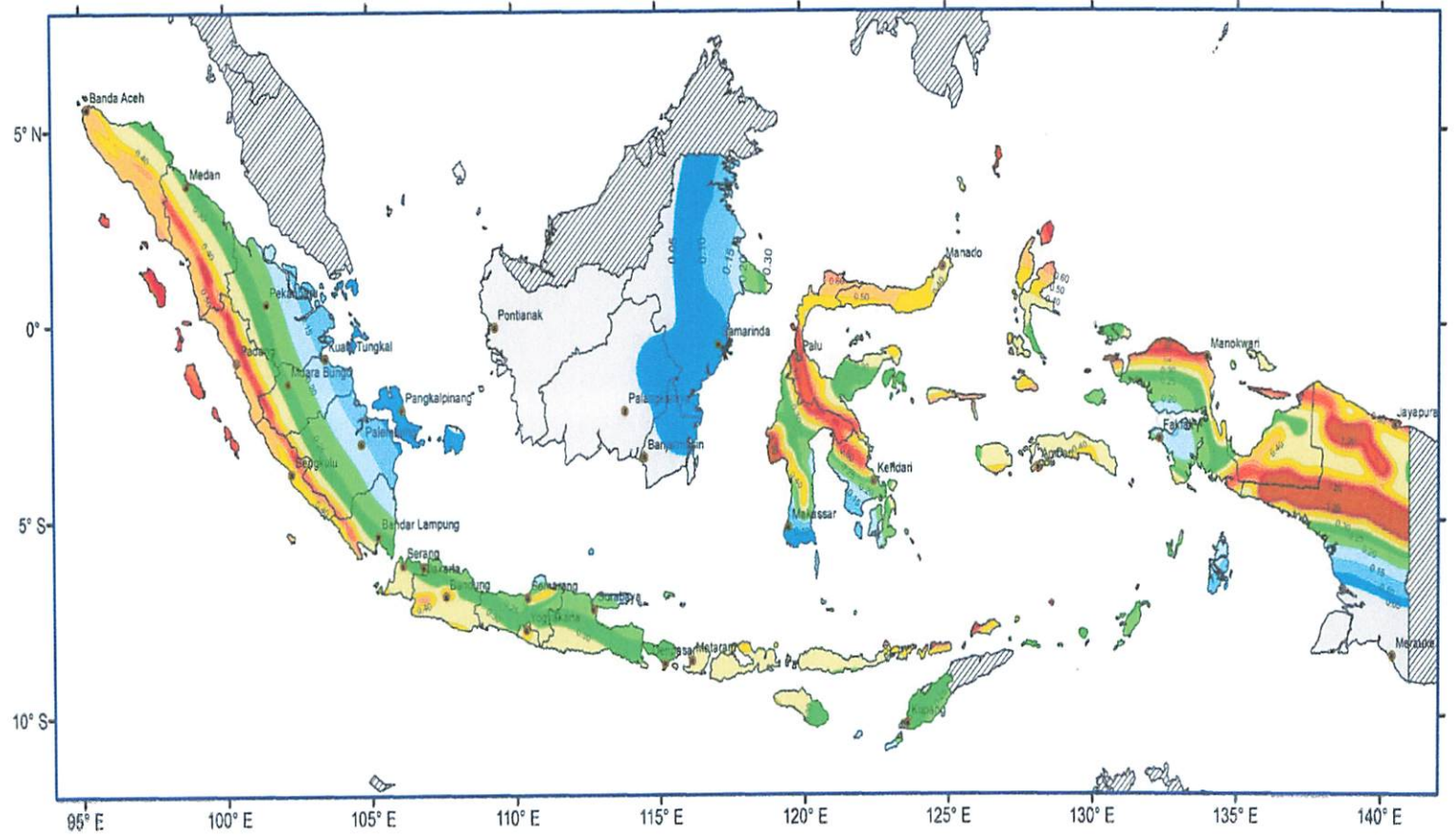
0.2-sec Spectral Response Acceleration of Indonesia for 2% 50yr with 5% damping



5.2 Menentukan Nilai SS dan SI

- Lokasi Gedung
- Data didapat dari

- == Malang
- == Puskim.Pu.Co. Id



Nilai Spektral Percepatan Di Permukaan Dari Gempa Risk-Targeted Maximum Consider Earthquake Dengan Probabilitas Keruntuhan Bangunan 1% dalam 50 Tahun
 Lokasi: (Lat: -7.984469575091612 , Long: 112.62208700092742)

■ Maka didapat data :
 SS 0,789 g
 S1 0,333 g

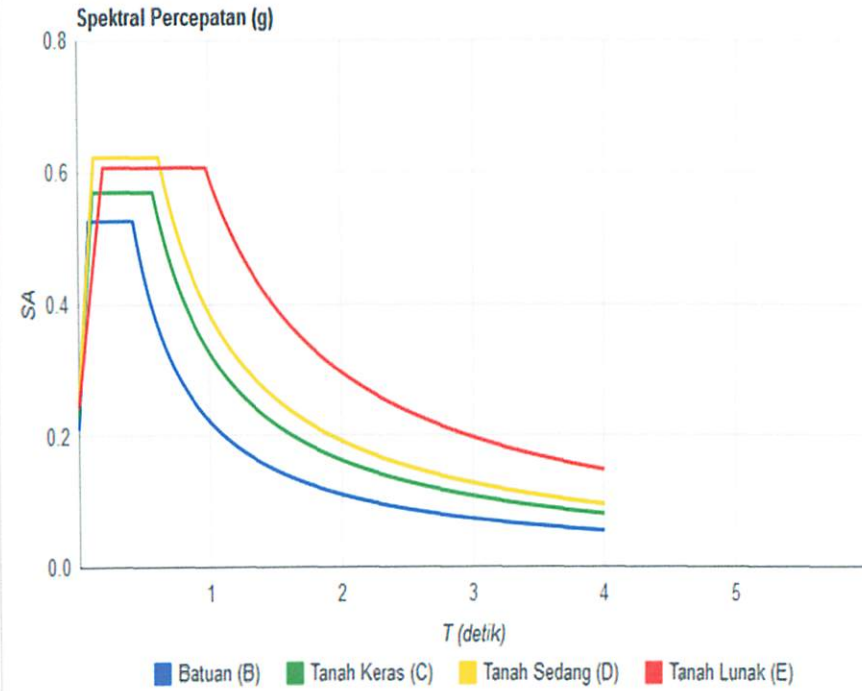
Jenis Batuan
 Tanah Sedang (D) ▾
 Copy Excel

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.402
S _S (g)	0.789
S ₁ (g)	0.333
C _{RS}	1.003
C _{R1}	0.921
F _{PGA}	1.098
F _{...}	1.104

Jenis Batuan
 Tanah Sedang (D) ▾
 Copy Excel

T (detik)	SA (g)
0	0.249
T ₀	0.623
T _S	0.623
T _S +0	0.536
T _S +0.1	0.471
T _S +0.2	0.419
T _S +0.3	0.378

Rentang T(s) 0.0 4.0
 Jenis Batuan
 Tampilkan Semua ▾



5.3 Menentukan Kategori Resiko bangunan dan faktor Keutamaan le

Tabel 5.1: Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Tabel 1- 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, 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>	IV

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

Tabel 5.2 : 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)

5.4 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)

Menentukan Koefisien Situs F_a dan F_V

Tabel 5.3 : 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
<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, dan 3. Kuant geser niralir $\bar{s}_u < 25kPa$ 			

<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)</p> <p>Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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 5.4 : Klasifikasi Situs Fa

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 5.5 : Klasifikasi Situs FV

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

Untuk SS = 0,789 g

Untuk S1 = 0,333 g

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai SS 0,789 g berada diantara nilai

$S_s = 1,000$ $F_a = 1,100$
 $S_s = 0,750$ $F_a = 1,200$
 $S_s = 0,789$ $F_a = \dots\dots\dots?$

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

$$F_a = 1,100 + \left[\frac{0,789 - 1,000}{0,750 - 1,000} \right] \times (1,200 - 1,100) = 1,184$$

S1 = 0,333 g

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai SS 0,333 g berada diantara nilai

$$\begin{aligned}
 S1 &= 0,400 & Fv &= 1,600 \\
 S1 &= 0,300 & Fv &= 1,800 \\
 S1 &= 0,333 & Fv &= \dots\dots\dots?
 \end{aligned}$$

Maka untuk mendapatkan nilai Fv dari S1 harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$Fv = 1,600 + \left[\frac{0,333 - 0,400}{0,300 - 0,400} \right] \times (1,800 - 1,600) = 1,734$$

Menentukan Nilai SDS dan SDI

$$\begin{aligned}
 SDS &= 2/3 \times Fa \times SS \\
 &= 0,66667 \times 1,184 \times 0,789 \\
 &= 0,623 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SDI &= 2/3 \times FV \times S1 \\
 &= 0,66667 \times 1,734 \times 0,333 \\
 &= 0,385 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.6 : 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

SDS = 0,623 g

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

Tabel 5.7: Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

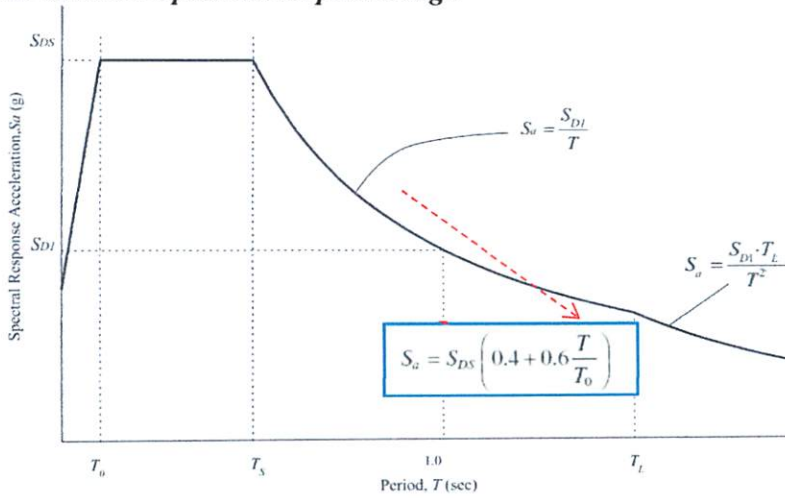
Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

SD1 = 0,385 g

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

Kesimpulan Jenis tanah yang berada di Kota Malang adalah Tanah Sedang dengan Kategori D.

5.5 Membuat Spectrum Respons Design



$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times (SD1/SDS) \\
 &= 0,2 \times 0,385 \\
 &= 0,077 \text{ Detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= SD1/SDS \\
 &= 0,385 \\
 &= 0,623 \text{ Detik}
 \end{aligned}$$

5.5.1. Menentukan Perkiraan Periode 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 :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Dimana :

h_n = Ketinggian struktur dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan Koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel

Batas periode maksimum.

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

Tabel 5.8 : 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)

$$SD1 = 0,385 \text{ g} \quad \text{Maka Koefisien } C_u = 1,4$$

Tabel 5.9: Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

Tipe struktur	C_i	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.

$$T_a = 0,1 N$$

Arah X - (sistem Struktur lainnya)

$$N = 8$$

Maka :

$$T_a = 0,1 \times 8,000 = 0,800 \text{ Detik}$$

Arah Y - (sistem Struktur lainnya)

$$N = 8$$

Maka :

$$T_a = 0,1 \times 8,000 = 0,800 \text{ Detik}$$

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

$$T_{max1} = 1,4 \times 0,800 = 1,120 \text{ Detik}$$

$$T_{max2} = 1,4 \times 0,800 = 1,120 \text{ Detik}$$

5.5.2 Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

Kontrol :

$$T_s = SD1/SDS = 0,6178996$$

$$3,5 T_s = 2,1626487$$

$$T_s = 2,1626487$$

$$SDS = 0,623 g$$

$$SD1 = 0,385 g$$

$T < 3.5 T_s$, Sehingga digunakan prosedur analisa gempa statik

5.5.3 Menentukan faktor R, Cd dan Ω_0

Tabel 5.10 : Faktor R, Cd dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, α_0^c	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 pemumpu	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	2%	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2%	4	TB	TB	Ti	Ti	Ti
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2%	2	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
4. Dinding geser beton polos biasa	1%	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2%	4	TB	TB	12 ^k	12 ^k	12 ^k
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2%	3	TB	Ti	Ti	Ti	Ti

U. Unsur-unsur produksi masa	3	4/2	3	10	11	11	11	11
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2%	3%	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3%	2%	2%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2%	1%	TB	48	Ti	Ti	Ti
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1%	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
12. Dinding geser batu bata prategang	1%	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2%	2	TB	10	Ti	Ti	Ti
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1%	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6%	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6%	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2%	2	TB	TB	10	Ti	Ti
18. Sistem dinding rangka ringan (baja canal dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3%	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	3%	2	3%	TB	TB	10 ^l	10 ^l	Ti ^l
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2%	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2%	4%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
6. Dinding geser beton polos detail	2	2%	2	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
7. Dinding geser beton polos biasa	1%	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2%	4%	TB	TB	12 ^a	12 ^a	12 ^a
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2%	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	4%	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	6%	2%	5%	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2%	5	TB	TB	48	48	30
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2%	4%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	2%	4	TB	TB	48	48	30
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2%	4	TB	TB	Ti	Ti	Ti
18. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2%	2	TB	48	Ti	Ti	Ti
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2%	2	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1%	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
21. Dinding geser batu bata prategang	1%	2%	1%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2%	4%	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2%	4%	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	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	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 ^{h,l}	Ti ^b	Ti ^l
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	Ti ^b	Ti ^b	Ti ^l
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	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 canal dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan	3½	3 ^c	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 dan beton komposit 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	8½	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	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 beton komposit 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	1½	2½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1½	1½	1½	10	10	Ti	Ti ^{h,i}	Ti ^{h,i}
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2½	1½	2½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1½	1½	10	10	Ti	Ti	Ti
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1½	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 Tabel diatas maka di dapat nilai Faktor R, Cd dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan dinding geser beton bertulang Khusus Sebagai Berikut :

$$\begin{aligned} R &= 6,50 \\ Cd &= 5,00 \\ \Omega_0 &= 2,50 \end{aligned}$$

5.6 Menghitung Nilai Base Shear

$$V = CS \cdot W \quad \text{---} \rightarrow \text{Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

Keterangan :

$$\begin{aligned} CS &= \text{Koefisien Respons Seismik} \\ W &= \text{Berat Seismik Efektif} \end{aligned}$$

Koefisien respons seismik CS ---} Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)}$$

Nilai CS yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$CS = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)}$$

CS harus tidak kurang dari :

$$CS = 0,044SDS \text{ Ie} \geq 0,01$$

Untuk $S1 \geq 0,6 \text{ g}$, nilai CS harus tidak kurang dari :

$$CS = \frac{0,5 \times S1}{(R/Ie)}$$

$$S1 = 0,333 \text{ g}$$

$$V = CS \cdot W$$

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)} = \frac{0,623 \text{ g}}{6,50 / 1,5} = 0,14377$$

$$CS \text{ Maks} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0,384948}{1,120 \times 4,33} = 0,07932$$

$$CS \text{ Min} = \frac{0,5 \times S1}{(R/Ie)} = \frac{0,5 \times 0,333 \text{ g}}{4,33} = 0,03842$$

$$CSX = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0,384948}{1,120 \times 4,33} = 0,07932$$

$$Csy = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0,384948}{1,120 \times 4,33} = 0,07932$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} CS \text{ min} &= 0,044 \times SDS \times 1,00 \\ &= 0,044 \times 0,623 \text{ g} \times 1,00 \\ &= 0,027411754 \geq 0,01 \quad \text{---} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Kesimpulan :

Nilai CS yang dipakai adalah = 0,03842

Maka Nilai Vx dan Vy adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= CS \cdot W \\ &= 0,0384 \times 13593406,09 \\ &= 522300,488 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= CS \cdot W \\ &= 0,0384 \times 13593406,09 \\ &= 522300,488 \text{ Kg} \end{aligned}$$

5.7 Menghitung Gaya Gempa lateral FX

$FX = CVX \cdot V$ Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

CVX = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

Wi & Wx = Bagian berat seismik sfektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

hi & hx = 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

Tx = 1,120 Detik

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai SS 1,120 g berada diantara nilai

Tx = 0,500 Kx = 1,000
Tx = 2,500 Kx = 2,000
Tx = 1,120 Kx =?

Maka untuk mendapatkan nilai K dari Tx harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$Kx = 1,000 + \left[\frac{1,120 - 0,500}{2,500 - 0,500} \right] \times 2,000 - 1,000$$

= 1,310

Ty = 1,120 Detik

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai SS 1,120 g berada diantara nilai

Ty = 0,500 Ky = 1,000
Ty = 2,500 Ky = 2,000
Ty = 1,120 Ky =?

Maka untuk mendapatkan nilai K dari Ty harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$Ky = 1,000 + \left[\frac{1,120 - 0,500}{2,500 - 0,500} \right] \times 2,000 - 1,000$$

= 1,310

Vx = 522300,488 Kg = 5223004,877 N

Vy = 522300,488 Kg = 522,300 Ton N

No	Tingkat	hi (m)	wi (kg)	$w_i \cdot h_i^{kz}$ (kGm)	$w_i \cdot h_i^{kz}$ (kGm)	Cvx	Cvz	Fx (kg)	Fy (kg)
1	8 (Atap)	36,00	1.700.181,78	185.888.119,40	185.888.119,40	0,249	0,249	130.092,74	130.092,74
2	7	31,50	1.964.736,71	180.339.634,36	180.339.634,36	0,242	0,242	126.209,66	126.209,66
3	6	27,00	1.565.904,71	117.449.686,23	117.449.686,23	0,157	0,157	82.196,49	82.196,49
4	5	22,50	1.576.727,21	93.135.587,96	93.135.587,96	0,125	0,125	65.180,41	65.180,41
5	4	18,00	1.696.095,53	74.792.369,23	74.792.369,23	0,100	0,100	52.343,01	52.343,01
6	3	13,50	1.714.040,69	51.851.146,51	51.851.146,51	0,069	0,069	36.287,73	36.287,73
7	2	9,00	1.756.361,69	31.237.167,22	31.237.167,22	0,042	0,042	21.861,15	21.861,15
8	1	4,50	1.619.357,78	11.615.855,60	11.615.855,60	0,016	0,016	8.129,29	8.129,29
Total			13.593.406,09	746.309.566,51	746.309.566,51	1,00	1,00	522.300,49	522.300,49

No	Tingkat	Beban Gempa			
		Fx (Kg)	30 % Fx (kg)	Fy (Kg)	30 % Fy (kg)
1	8 (Atap)	130092,74	39027,82	130.092,74	39.027,82
2	7	126209,66	37862,90	126.209,66	37.862,90
3	6	82196,49	24658,95	82.196,49	24.658,95
4	5	65180,41	19554,12	65.180,41	19.554,12
5	4	52343,01	15702,90	52.343,01	15.702,90
6	3	36287,73	10886,32	36.287,73	10.886,32
7	2	21861,15	6558,35	21.861,15	6.558,35
8	1	8129,29	2438,79	8.129,29	2.438,79

5.8 Kombinasi Pembebanan

Agar suatu struktur atau komponen memenuhi syarat keamanan dan kelayakan pakai terhadap macam-macam kombinasi yang ada, maka harus diperhitungkan faktor-faktor beban menurut SNI 1727-2013 sebagai berikut :

No. Kombinasi Pembebanan

1. $U = 1,4 D$
2. $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
3. $U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0 L \text{ atau } 0,5 W)$
4. $U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
5. $U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L$
6. $U = 0,9 D + 1,0 W$
7. $U = 0,9 D + 1,0 E$

5.8.1 Pengaruh Beban gempa Vertikal

Pengaruh beban gempa vertikal E_v , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$E_v = 0,2 S_{Ds} D$$

Dari program spektra, diperoleh $S_{Ds} = 0,623$ g. Berdasarkan tabel 3.4, karena nilai $S_{Ds} > 0,20$, maka gedung tersebut termasuk dalam kategori desain seismik D dengan faktor redundansi (p) sebesar 1,3. dengan mensubstitusikan nilai tersebut ke dalam kombinasi pembebanan, maka diperoleh :

5.8.2 Kombinasi Beban yang Digunakan

Pengaruh beban gempa vertical

$$E_v = 0,2 S_{Ds} D \quad p = 1,3$$

$$\begin{aligned} E_v &= 0,20 \times 0,623 \text{ g } D \\ &= 0,124599 \times D \end{aligned}$$

1	1,4	D			
2	1,2	D +	1,6	L	
3	1,2	D +	1	L +	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] + 1 \left[1,3 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,23	D +	1	L +	$0,39 \text{ Qex} + 1,3 \text{ Qey}$
4	1,2	D +	1	L -	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] + 1 \left[1,3 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,22	D +	1	L -	$0,39 \text{ Qex} + 1,3 \text{ Qey}$
5	1,2	D +	1	L +	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] - 1 \left[1,3 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,18	D +	1	L +	$0,39 \text{ Qex} - 1,3 \text{ Qey}$
6	1,2	D +	1	L -	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] - 1 \left[1,300 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,17	D +	1	L -	$0,39 \text{ Qex} - 1,3 \text{ Qey}$
7	1,2	D +	1	L +	$1 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] + 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,23	D +	1	L +	$1,3 \text{ Qex} + 0,39 \text{ Qey}$
8	1,2	D +	1	L -	$1 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] + 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,18	D +	1	L -	$1,3 \text{ Qex} + 0,39 \text{ Qey}$
9	1,2	D +	1	L +	$1 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] - 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,22	D +	1	L +	$1,3 \text{ Qex} - 0,39 \text{ Qey}$
10	1,2	D +	1	L -	$1 \left[1,3 \text{ Qex} + 0,2 \text{ Sds D} \right] - 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} + 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	1,17	D +	1	L -	$1,3 \text{ Qex} - 0,39 \text{ Qey}$
11	0,9	D +	1	L +	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] + 1 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	0,87	D +	1	L +	$0,39 \text{ Qex} + 1,3 \text{ Qey}$
12	0,9	D +	1	L -	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] + 1 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	0,88	D +	1	L -	$0,39 \text{ Qex} + 1,3 \text{ Qey}$
13	0,9	D +	1	L +	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] - 1 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	0,92	D +	1	L +	$0,39 \text{ Qex} - 1,3 \text{ Qey}$
14	0,9	D +	1	L -	$0,3 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] - 1 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	0,93	D +	1	L -	$0,39 \text{ Qex} - 1,3 \text{ Qey}$
15	0,9	D +	1	L +	$1 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] + 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	0,87	D +	1	L +	$1,3 \text{ Qex} + 0,39 \text{ Qey}$
16	0,9	D +	1	L -	$1 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] + 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	0,92	D +	1	L -	$1,3 \text{ Qex} + 0,39 \text{ Qey}$
17	0,9	D +	1	L +	$1 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] - 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right]$
	0,88	D +	1	L +	$1,3 \text{ Qex} - 0,39 \text{ Qey}$

$$\begin{array}{l}
18 \quad 0,9 \text{ D} + 1 \text{ L} - 1 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] - 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right] \\
\quad 0,93 \text{ D} + 1 \text{ L} - 1,3 \text{ Qex} \quad \quad \quad - 0,39 \text{ Qey} \\
19 \quad 0,9 \text{ D} \quad \quad \quad + 1 \left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] + 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right] \\
\quad 0,92 \text{ D} \quad \quad \quad + 1,3 \text{ Qex} \quad \quad \quad + 0,39 \text{ Qey} \\
20 \quad 0,9 \text{ D} \quad \quad \quad + 1 \left[\left[1,3 \text{ Qex} - 0,2 \text{ Sds D} \right] \right] + 0,3 \left[1,300 \text{ Qey} - 0,2 \text{ Sds D} \right] \\
\quad 0,93 \text{ D} \quad \quad \quad + 1,3 \text{ Qex} \quad \quad \quad + 0,39 \text{ Qey}
\end{array}$$

BAB VI
Kontrol Desain

6.1 SRPM dan Dinding Geser

Rangka Kombinasi I

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129	COMB1	1,61	-0,81	214,61	73,214	104,458	0,298
2 BASE	130	COMB1	3,1	-0,25	574,96	40,698	190,79	0,298
3 BASE	132	COMB1	1,86	-10,5	562,97	634,712	118,184	0,298
4 BASE	133	COMB1	0,14	-13,11	730,9	785,566	18,356	0,298
5 BASE	134	COMB1	0,12	-13,02	733,53	779,374	17,052	0,298
6 BASE	135	COMB1	0,11	-13,14	736,71	785,789	16,655	0,298
7 BASE	136	COMB1	-0,29	-11,63	662,75	697,578	-6,665	0,298
8 BASE	138	COMB1	6,89	-4,69	1106,3	293,521	409,602	0,298
9 BASE	139	COMB1	-0,39	-12,95	814,96	771,92	-12,424	0,298
10 BASE	140	COMB1	0,04	-13,12	730,75	780,691	12,476	0,298
11 BASE	141	COMB1	-1,59	-10,39	557,59	621,978	-82,057	0,298
12 BASE	142	COMB1	0,44	-1,65	129,71	122,159	35,605	0,298
13 BASE	143	COMB1	1,01	-7,77	278,44	476,479	68,85	0,298
14 BASE	144	COMB1	-0,69	-7,64	272,57	461,835	-30,184	0,298
15 BASE	145	COMB1	-0,24	-1,55	124,52	108,678	-3,626	0,298
16 BASE	147	COMB1	4,78	0,24	1103,27	12,042	288,615	0,298
17 BASE	148	COMB1	0,56	-0,39	1628,66	47,321	44,001	0,298
18 BASE	149	COMB1	0,22	-0,44	1666,49	49,745	24,059	0,298
19 BASE	150	COMB1	0,05	-0,13	1662,38	31,353	14,241	0,298
20 BASE	151	COMB1	-0,91	-1,39	1461,26	103,649	-41,329	0,298
21 BASE	153	COMB1	5,62	-1,84	960,2	128,339	337,372	0,298
22 BASE	154	COMB1	0,7	-0,15	1656,87	29,199	51,795	0,298
23 BASE	155	COMB1	-0,18	-0,27	1647,85	35,786	0,552	0,298
24 BASE	156	COMB1	-4,36	0,34	1107,92	-0,547	-241,712	0,298
25 BASE	157	COMB1	-2,62	-0,09	571,29	24,075	-140,547	0,298
26 BASE	158	COMB1	-1,27	-0,69	206,43	58,496	-62,513	0,298
27 BASE	159	COMB1	0,61	1,89	102,1	-83,139	47,928	0,298
28 BASE	160	COMB1	1,13	6,41	271,98	-345,9	77,726	0,298
29 BASE	161	COMB1	1,67	8,93	484,67	-492,07	109,505	0,298
30 BASE	162	COMB1	-1,35	9,01	498,43	-503,514	-65,918	0,298
31 BASE	163	COMB1	-0,76	6,51	272,08	-358,344	-31,706	0,298
32 BASE	164	COMB1	-0,36	1,98	96,9	-96,365	-8,441	0,298
33 BASE	165	COMB1	0,27	12,32	707,24	-689,753	28,177	0,298
34 BASE	166	COMB1	0,12	12,25	718,24	-685,988	19,149	0,298
35 BASE	167	COMB1	2,42	9,26	859,95	-513,679	153,033	0,298
36 BASE	168	COMB1	0,17	8,12	1008,01	-447,827	22,002	0,298
37 BASE	169	COMB1	-0,42	6,25	896,49	-340,383	-11,656	0,298
38 BASE	170	COMB1	-1,57	7,11	676,47	-390,894	-78,922	0,298
39 BASE	171	COMB1	0,3	12,34	710,83	-695,242	30,049	0,298
40 BASE	172	COMB1	0,03	12,44	720,24	-701,609	14,428	0,298
41 BASE	173	COMB1	0,51	-0,13	131,89	9,123	30,922	0,019
42 BASE	174	COMB1	0,12	-0,45	348,49	27,739	7,871	0,019
43 BASE	175	COMB1	-0,46	-0,16	137,14	10,525	-26,311	0,019
44 BASE	176	COMB1	-0,07	-0,46	351,76	28,148	-3,092	0,019
45 BASE	177	COMB1	0,31	0,25	56,99	-13,434	18,938	0,019
46 BASE	178	COMB1	0,09	0,82	182,26	-47,02	6,293	0,019
47 BASE	179	COMB1	-0,03	0,83	183,29	-47,552	-1,193	0,019
48 BASE	180	COMB1	-0,25	0,28	58,74	-14,869	-14,121	0,019

	sw	17,19	-11,23	FX	FY
kg	rata-rata Rangka	0,35813	-0,23396	-2,13%	-92,47%
	rata-rata Sherawall	-17,2	0,48696	102,13%	192,47%

jumlah -16,8419 0,253 100,00% 100,00%

Rangka Kombinasi 2

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129	COMB2	1,7	-0,88	194,36	77,126	116,791	0,489
2 BASE	130	COMB2	3,52	-0,24	564,07	39,607	222,395	0,489
3 BASE	132	COMB2	1,9	-11,42	553,09	687,364	126,649	0,489
4 BASE	133	COMB2	0,17	-13,51	720,92	806,925	26,354	0,489
5 BASE	134	COMB2	0,19	-13,28	723,6	792,671	27,227	0,489
6 BASE	135	COMB2	0,17	-13,43	726,93	800,04	26,436	0,489
7 BASE	136	COMB2	-0,25	-11,94	649,87	712,73	2,12	0,489
8 BASE	138	COMB2	6,47	-5,01	972,83	308,346	391,482	0,489
9 BASE	139	COMB2	-0,24	-13,18	790,77	780,87	2,758	0,489
10 BASE	140	COMB2	0,14	-13,43	722,48	794,167	24,589	0,489
11 BASE	141	COMB2	-1,49	-11,21	551,21	664,277	-69,829	0,489
12 BASE	142	COMB2	0,46	-1,58	117,22	117,532	42,965	0,489
13 BASE	143	COMB2	1,12	-8,24	264,52	503,12	81,579	0,489
14 BASE	144	COMB2	-0,64	-8	256,62	477,768	-20,857	0,489
15 BASE	145	COMB2	-0,16	-1,37	108,02	92,835	7,01	0,489
16 BASE	147	COMB2	5,55	-0,9	1138,46	76,863	340,56	0,489
17 BASE	148	COMB2	0,73	-4,07	1726,2	259,455	60,626	0,489
18 BASE	149	COMB2	0,34	-4,18	1769,32	265,209	37,957	0,489
19 BASE	150	COMB2	0,18	-3,71	1765,38	236,647	28,867	0,489
20 BASE	151	COMB2	-0,78	-4,97	1556,03	308,374	-26,96	0,489
21 BASE	153	COMB2	6,32	-3,46	1004,21	218,628	384,792	0,489
22 BASE	154	COMB2	0,89	-3,83	1754,34	239,068	70,018	0,489
23 BASE	155	COMB2	-0,09	-3,89	1747,44	240,989	13,002	0,489
24 BASE	156	COMB2	-4,86	-0,68	1146,24	53,506	-263,55	0,489
25 BASE	157	COMB2	-2,75	0,06	558,69	10,31	-140,798	0,489
26 BASE	158	COMB2	-1,17	-0,64	180,21	50,065	-49,369	0,489
27 BASE	159	COMB2	0,65	1,68	89,81	-71,44	58,018	0,489
28 BASE	160	COMB2	1,37	6,83	255,47	-370,619	99,806	0,489
29 BASE	161	COMB2	2,25	11,42	484,24	-637,557	151,017	0,489
30 BASE	162	COMB2	-1,72	11,61	500,8	-658,852	-79,239	0,489
31 BASE	163	COMB2	-0,76	7,02	253,23	-393,674	-23,848	0,489
32 BASE	164	COMB2	-0,24	1,88	80,61	-95,965	6,464	0,489
33 BASE	165	COMB2	0,4	18,1	730,62	-1026,05	43,831	0,489
34 BASE	166	COMB2	0,08	18,03	743,2	-1023,13	25,097	0,489
35 BASE	167	COMB2	4,58	13,47	916,56	-760,035	285,884	0,489
36 BASE	168	COMB2	0,11	12,37	1102,65	-697,281	27,038	0,489
37 BASE	169	COMB2	-0,47	8,26	971,32	-460,23	-6,867	0,489
38 BASE	170	COMB2	-3,02	9,18	718,29	-514,625	-155,007	0,489
39 BASE	171	COMB2	0,54	18,16	736,19	-1036,71	51,907	0,489
40 BASE	172	COMB2	0,08	18,34	744,41	-1048,03	24,979	0,489
41 BASE	173	COMB2	0,69	-0,18	134,04	11,705	41,793	0,031
42 BASE	174	COMB2	0,13	-0,53	382,49	32,626	8,818	0,031
43 BASE	175	COMB2	-0,6	-0,17	139,74	10,89	-34,215	0,031
44 BASE	176	COMB2	-0,04	-0,51	386,64	31,242	-1,124	0,031
45 BASE	177	COMB2	0,34	0,29	49,45	-15,845	21,449	0,031
46 BASE	178	COMB2	0,12	0,95	184,86	-54,589	8,25	0,031
47 BASE	179	COMB2	-0,02	0,95	185,98	-54,657	0,041	0,031
48 BASE	180	COMB2	-0,25	0,3	50,82	-16,761	-13,587	0,031
	sw		21,64	0,46			FX	FY
	rata-rata Rangka		0,45083	0,00958			-92,41%	-78,84%
	rata-rata Sherawall		-0,9387	-0,02174			192,41%	178,84%
	Jumlah		-0,48786	-0,01216			100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 3
belum

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
-------	-------	------	----	----	----	----	----	----

1 BASE	129 COMB3	11,27	9,31	334,32	-1070,55	1245,278	-12,682
2 BASE	130 COMB3	16,57	12,61	548,21	-1247,29	1553,103	-12,682
3 BASE	132 COMB3	11,74	-1,41	404,65	-418,798	1323,291	-12,682
4 BASE	133 COMB3	9,2	-3,83	632,12	-248,19	1175,615	-12,682
5 BASE	134 COMB3	9,18	-4,18	644,07	-197,543	1174,65	-12,682
6 BASE	135 COMB3	9,21	-4,74	647,93	-134,932	1176,27	-12,682
7 BASE	136 COMB3	9,36	-4,52	667,99	-117,526	1184,896	-12,682
8 BASE	138 COMB3	28,63	0,76	268,71	-362,983	2302,802	-12,682
9 BASE	139 COMB3	8,57	-6,58	698,12	92,873	1139,424	-12,682
10 BASE	140 COMB3	9,18	-7,29	679,91	164,476	1174,647	-12,682
11 BASE	141 COMB3	8,55	-5,17	585,44	71,406	1138,351	-12,682
12 BASE	142 COMB3	8,31	6,28	199,79	-895,253	1124,043	-12,682
13 BASE	143 COMB3	11,95	2,67	258,08	-670,807	1335,379	-12,682
14 BASE	144 COMB3	10,36	-2,69	205,93	-57,178	1243,222	-12,682
15 BASE	145 COMB3	7,73	2,33	-4,99	-333,267	1090,594	-12,682
16 BASE	147 COMB3	17,68	12,39	993,94	-1219,03	1617,503	-12,682
17 BASE	148 COMB3	12,44	9,2	1587,77	-1004,2	1313,457	-12,682
18 BASE	149 COMB3	12,06	8,38	1636,68	-926,073	1291,612	-12,682
19 BASE	150 COMB3	12,03	7,92	1634,29	-868,978	1289,534	-12,682
20 BASE	151 COMB3	12,56	6,64	1616,76	-764,648	1320,128	-12,682
21 BASE	153 COMB3	17,56	4,71	951,56	-591,96	1610,585	-12,682
22 BASE	154 COMB3	12,56	5,18	1617,88	-589,459	1320,244	-12,682
23 BASE	155 COMB3	11,71	4,46	1636,48	-517,47	1271,299	-12,682
24 BASE	156 COMB3	8,15	5,7	1142,51	-558,878	1064,531	-12,682
25 BASE	157 COMB3	10,81	6,18	502,58	-571,447	1218,923	-12,682
26 BASE	158 COMB3	8,63	3,9	32,11	-424,138	1092,519	-12,682
27 BASE	159 COMB3	7,33	9,18	202,19	-1063,26	966,775	-12,682
28 BASE	160 COMB3	10,62	15,8	324,31	-1431,85	1157,649	-12,682
29 BASE	161 COMB3	10,42	19,16	446,02	-1612,02	1146,02	-12,682
30 BASE	162 COMB3	6,95	15,05	549,8	-1101,2	944,714	-12,682
31 BASE	163 COMB3	8,61	10,84	227,59	-841,983	1040,57	-12,682
32 BASE	164 COMB3	6,4	5,47	-1,8	-515,1	912,891	-12,682
33 BASE	165 COMB3	7,99	23,98	723,52	-1861,39	1004,625	-12,682
34 BASE	166 COMB3	7,64	23,56	733,77	-1806,24	984,522	-12,682
35 BASE	167 COMB3	13,14	20,7	881,37	-1610,45	1303,456	-12,682
36 BASE	168 COMB3	11,02	19,12	1041,3	-1488,45	1180,812	-12,682
37 BASE	169 COMB3	10,4	15,86	946,36	-1268,9	1144,855	-12,682
38 BASE	170 COMB3	6,99	15,89	674,46	-1240,64	947,004	-12,682
39 BASE	171 COMB3	7,99	21,2	710,19	-1518,47	1005,097	-12,682
40 BASE	172 COMB3	7,71	20,87	720,08	-1469,1	988,758	-12,682
41 BASE	173 COMB3	1,47	0,8	152,06	-72,384	118,677	-0,793
42 BASE	174 COMB3	1,11	0,41	358,64	-47,683	97,737	-0,793
43 BASE	175 COMB3	0,36	0,6	131,76	-55,06	53,245	-0,793
44 BASE	176 COMB3	0,95	0,35	364,85	-42,149	88,348	-0,793
45 BASE	177 COMB3	1,2	1,09	62,78	-89,902	100,828	-0,793
46 BASE	178 COMB3	1,06	1,6	176,09	-117,7	92,905	-0,793
47 BASE	179 COMB3	0,93	1,54	181,56	-112,529	85,424	-0,793
48 BASE	180 COMB3	0,65	0,92	46,59	-73,889	68,421	-0,793

sw	436,94	312,2	FX	FY
rata-rata Rangka	9,10292	6,50417	23,43%	15,61%
rata-rata Sherawall	29,7426	35,1665	76,57%	84,39%
Jumlah	38,8455	41,6707	100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 4

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129 COMB4		-8,11	-10,93	46,6	1214,03	-1032,137	13,485
2 BASE	130 COMB4		-10,19	-13,08	526,48	1322,96	-1152,458	13,485
3 BASE	132 COMB4		-8,17	-19,62	648,61	1686,03	-1089,004	13,485
4 BASE	133 COMB4		-8,89	-21,48	738,89	1761,85	-1130,872	13,485

5 BASE	134 COMB4	-8,87	-20,79	731,98	1689,41	-1129,653	13,485
6 BASE	135 COMB4	-8,92	-20,49	734,34	1640,13	-1132,518	13,485
7 BASE	136 COMB4	-9,85	-17,89	570,4	1456,88	-1186,53	13,485
8 BASE	138 COMB4	-16,12	-10,03	1658,52	937,108	-1550,133	13,485
9 BASE	139 COMB4	-9,12	-18,22	814,25	1379,45	-1143,964	13,485
10 BASE	140 COMB4	-8,98	-17,92	692,95	1330,11	-1135,89	13,485
11 BASE	141 COMB4	-11,43	-15,52	462,02	1158,78	-1278,388	13,485
12 BASE	142 COMB4	-7,45	-9,32	30,12	1120,7	-1047,448	13,485
13 BASE	143 COMB4	-9,89	-17,96	251,56	1606,01	-1189,145	13,485
14 BASE	144 COMB4	-11,61	-12,22	290,07	951,281	-1288,697	13,485
15 BASE	145 COMB4	-8,08	-5,05	220,06	519,175	-1084,162	13,485
16 BASE	147 COMB4	-7,67	-13,36	1138,39	1322,85	-1006,265	13,485
17 BASE	148 COMB4	-11,17	-14,53	1616,97	1358,94	-1209,388	13,485
18 BASE	149 COMB4	-11,5	-13,89	1646,29	1289,56	-1228,699	13,485
19 BASE	150 COMB4	-11,77	-12,64	1641,11	1184,94	-1244,295	13,485
20 BASE	151 COMB4	-14,12	-13,75	1267,65	1216,75	-1380,397	13,485
21 BASE	153 COMB4	-6,05	-10,22	920,98	947,748	-912,713	13,485
22 BASE	154 COMB4	-11	-10,07	1640,18	907,065	-1199,425	13,485
23 BASE	155 COMB4	-11,95	-9,5	1607,15	841,711	-1254,691	13,485
24 BASE	156 COMB4	-17,03	-6,32	1002,52	625,409	-1549,354	13,485
25 BASE	157 COMB4	-15,93	-6,16	563,05	599,81	-1485,273	13,485
26 BASE	158 COMB4	-10,91	-5,14	325,85	524,325	-1194,417	13,485
27 BASE	159 COMB4	-6,13	-5,87	-24,29	920,513	-863,442	13,485
28 BASE	160 COMB4	-8,19	-3,14	169,88	746,21	-982,925	13,485
29 BASE	161 COMB4	-6,53	0,85	470,86	498,739	-886,853	13,485
30 BASE	162 COMB4	-9,97	5,25	396,63	-46,054	-1086,138	13,485
31 BASE	163 COMB4	-10,05	2,12	263,85	119,527	-1090,762	13,485
32 BASE	164 COMB4	-6,94	-1,84	164,86	333,196	-910,237	13,485
33 BASE	165 COMB4	-7,31	6,56	644,41	135,42	-931,722	13,485
34 BASE	166 COMB4	-7,46	6,85	656,96	86,337	-940,841	13,485
35 BASE	167 COMB4	-5,86	2,09	817,15	330,184	-847,723	13,485
36 BASE	168 COMB4	-10,77	1,56	985,02	328,962	-1132,869	13,485
37 BASE	169 COMB4	-11,26	-1,51	844,1	474,794	-1160,931	13,485
38 BASE	170 COMB4	-11,78	0,16	658,27	346,067	-1191,499	13,485
39 BASE	171 COMB4	-7,12	9,44	667,02	-224,359	-920,897	13,485
40 BASE	172 COMB4	-7,59	10,05	673,44	-291,977	-948,259	13,485
41 BASE	173 COMB4	-0,28	-1,1	100,27	92,881	-46,557	0,843
42 BASE	174 COMB4	-0,88	-1,36	343,5	106,297	-81,654	0,843
43 BASE	175 COMB4	-1,41	-0,91	131,08	75,438	-112,927	0,843
44 BASE	176 COMB4	-1,05	-1,28	344,58	99,297	-91,742	0,843
45 BASE	177 COMB4	-0,57	-0,57	35,67	61,46	-61,842	0,843
46 BASE	178 COMB4	-0,86	0,12	172,15	19,236	-78,546	0,843
47 BASE	179 COMB4	-0,99	0,18	168,75	13,638	-86,139	0,843
48 BASE	180 COMB4	-1,13	-0,36	54,7	43,379	-94,483	0,843

sw	-398,91	-318,81			FX	FY
rata-rata Rangka	-8,31063	-6,64188			20,93%	16,00%
rata-rata Sherawall	-31,3974	-34,8783			79,07%	84,00%
Jumlah	-39,708	-41,5201			100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 5

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129 COMB5		11,27	9,31	334,32	-1070,55	1245,278	-12,682
2 BASE	130 COMB5		16,57	12,61	548,21	-1247,29	1553,103	-12,682
3 BASE	132 COMB5		11,74	-1,41	404,65	-418,798	1323,291	-12,682
4 BASE	133 COMB5		9,2	-3,83	632,12	-248,19	1175,615	-12,682
5 BASE	134 COMB5		9,18	-4,18	644,07	-197,543	1174,65	-12,682
6 BASE	135 COMB5		9,21	-4,74	647,93	-134,932	1176,27	-12,682
7 BASE	136 COMB5		9,36	-4,52	667,99	-117,526	1184,896	-12,682
8 BASE	138 COMB5		28,63	0,76	268,71	-362,983	2302,802	-12,682

9 BASE	139 COMB5	8,57	-6,58	698,12	92,873	1139,424	-12,682
10 BASE	140 COMB5	9,18	-7,29	679,91	164,476	1174,647	-12,682
11 BASE	141 COMB5	8,55	-5,17	585,44	71,406	1138,351	-12,682
12 BASE	142 COMB5	8,31	6,28	199,79	-895,253	1124,043	-12,682
13 BASE	143 COMB5	11,95	2,67	258,08	-670,807	1335,379	-12,682
14 BASE	144 COMB5	10,36	-2,69	205,93	-57,178	1243,222	-12,682
15 BASE	145 COMB5	7,73	2,33	-4,99	-333,267	1090,594	-12,682
16 BASE	147 COMB5	17,68	12,39	993,94	-1219,03	1617,503	-12,682
17 BASE	148 COMB5	12,44	9,2	1587,77	-1004,2	1313,457	-12,682
18 BASE	149 COMB5	12,06	8,38	1636,68	-926,073	1291,612	-12,682
19 BASE	150 COMB5	12,03	7,92	1634,29	-868,978	1289,534	-12,682
20 BASE	151 COMB5	12,56	6,64	1616,76	-764,648	1320,128	-12,682
21 BASE	153 COMB5	17,56	4,71	951,56	-591,96	1610,585	-12,682
22 BASE	154 COMB5	12,56	5,18	1617,88	-589,459	1320,244	-12,682
23 BASE	155 COMB5	11,71	4,46	1636,48	-517,47	1271,299	-12,682
24 BASE	156 COMB5	8,15	5,7	1142,51	-558,878	1064,531	-12,682
25 BASE	157 COMB5	10,81	6,18	502,58	-571,447	1218,923	-12,682
26 BASE	158 COMB5	8,63	3,9	32,11	-424,138	1092,519	-12,682
27 BASE	159 COMB5	7,33	9,18	202,19	-1063,26	966,775	-12,682
28 BASE	160 COMB5	10,62	15,8	324,31	-1431,85	1157,649	-12,682
29 BASE	161 COMB5	10,42	19,16	446,02	-1612,02	1146,02	-12,682
30 BASE	162 COMB5	6,95	15,05	549,8	-1101,2	944,714	-12,682
31 BASE	163 COMB5	8,61	10,84	227,59	-841,983	1040,57	-12,682
32 BASE	164 COMB5	6,4	5,47	-1,8	-515,1	912,891	-12,682
33 BASE	165 COMB5	7,99	23,98	723,52	-1861,39	1004,625	-12,682
34 BASE	166 COMB5	7,64	23,56	733,77	-1806,24	984,522	-12,682
35 BASE	167 COMB5	13,14	20,7	881,37	-1610,45	1303,456	-12,682
36 BASE	168 COMB5	11,02	19,12	1041,3	-1488,45	1180,812	-12,682
37 BASE	169 COMB5	10,4	15,86	946,36	-1268,9	1144,855	-12,682
38 BASE	170 COMB5	6,99	15,89	674,46	-1240,64	947,004	-12,682
39 BASE	171 COMB5	7,99	21,2	710,19	-1518,47	1005,097	-12,682
40 BASE	172 COMB5	7,71	20,87	720,08	-1469,1	988,758	-12,682
41 BASE	173 COMB5	1,47	0,8	152,06	-72,384	118,677	-0,793
42 BASE	174 COMB5	1,11	0,41	358,64	-47,683	97,737	-0,793
43 BASE	175 COMB5	0,36	0,6	131,76	-55,06	53,245	-0,793
44 BASE	176 COMB5	0,95	0,35	364,85	-42,149	88,348	-0,793
45 BASE	177 COMB5	1,2	1,09	62,78	-89,902	100,828	-0,793
46 BASE	178 COMB5	1,06	1,6	176,09	-117,7	92,905	-0,793
47 BASE	179 COMB5	0,93	1,54	181,56	-112,529	85,424	-0,793
48 BASE	180 COMB5	0,65	0,92	46,59	-73,889	68,421	-0,793

sw	436,94	312,2	FX	FY
rata-rata Rangka	9,10292	6,50417	23,43%	15,61%
rata-rata Sherawall	29,7426	35,1665	76,57%	84,39%
Jumlah	38,8455	41,6707	100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 6

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129 COMB6		-8,11	-10,93	46,6	1214,03	-1032,137	13,485
2 BASE	130 COMB6		-10,19	-13,08	526,48	1322,96	-1152,458	13,485
3 BASE	132 COMB6		-8,17	-19,62	648,61	1686,03	-1089,004	13,485
4 BASE	133 COMB6		-8,89	-21,48	738,89	1761,85	-1130,872	13,485
5 BASE	134 COMB6		-8,87	-20,79	731,98	1689,41	-1129,653	13,485
6 BASE	135 COMB6		-8,92	-20,49	734,34	1640,13	-1132,518	13,485
7 BASE	136 COMB6		-9,85	-17,89	570,4	1456,88	-1186,53	13,485
8 BASE	138 COMB6		-16,12	-10,03	1658,52	937,108	-1550,133	13,485
9 BASE	139 COMB6		-9,12	-18,22	814,25	1379,45	-1143,964	13,485
10 BASE	140 COMB6		-8,98	-17,92	692,95	1330,11	-1135,89	13,485
11 BASE	141 COMB6		-11,43	-15,52	462,02	1158,78	-1278,388	13,485
12 BASE	142 COMB6		-7,45	-9,32	30,12	1120,7	-1047,448	13,485

13 BASE	143 COMB6	-9,89	-17,96	251,56	1606,01	-1189,145	13,485
14 BASE	144 COMB6	-11,61	-12,22	290,07	951,281	-1288,697	13,485
15 BASE	145 COMB6	-8,08	-5,05	220,06	519,175	-1084,162	13,485
16 BASE	147 COMB6	-7,67	-13,36	1138,39	1322,85	-1006,265	13,485
17 BASE	148 COMB6	-11,17	-14,53	1616,97	1358,94	-1209,388	13,485
18 BASE	149 COMB6	-11,5	-13,89	1646,29	1289,56	-1228,699	13,485
19 BASE	150 COMB6	-11,77	-12,64	1641,11	1184,94	-1244,295	13,485
20 BASE	151 COMB6	-14,12	-13,75	1267,65	1216,75	-1380,397	13,485
21 BASE	153 COMB6	-6,05	-10,22	920,98	947,748	-912,713	13,485
22 BASE	154 COMB6	-11	-10,07	1640,18	907,065	-1199,425	13,485
23 BASE	155 COMB6	-11,95	-9,5	1607,15	841,711	-1254,691	13,485
24 BASE	156 COMB6	-17,03	-6,32	1002,52	625,409	-1549,354	13,485
25 BASE	157 COMB6	-15,93	-6,16	563,05	599,81	-1485,273	13,485
26 BASE	158 COMB6	-10,91	-5,14	325,85	524,325	-1194,417	13,485
27 BASE	159 COMB6	-6,13	-5,87	-24,29	920,513	-863,442	13,485
28 BASE	160 COMB6	-8,19	-3,14	169,88	746,21	-982,925	13,485
29 BASE	161 COMB6	-6,53	0,85	470,86	498,739	-886,853	13,485
30 BASE	162 COMB6	-9,97	5,25	396,63	-46,054	-1086,138	13,485
31 BASE	163 COMB6	-10,05	2,12	263,85	119,527	-1090,762	13,485
32 BASE	164 COMB6	-6,94	-1,84	164,86	333,196	-910,237	13,485
33 BASE	165 COMB6	-7,31	6,56	644,41	135,42	-931,722	13,485
34 BASE	166 COMB6	-7,46	6,85	656,96	86,337	-940,841	13,485
35 BASE	167 COMB6	-5,86	2,09	817,15	330,184	-847,723	13,485
36 BASE	168 COMB6	-10,77	1,56	985,02	328,962	-1132,869	13,485
37 BASE	169 COMB6	-11,26	-1,51	844,1	474,794	-1160,931	13,485
38 BASE	170 COMB6	-11,78	0,16	658,27	346,067	-1191,499	13,485
39 BASE	171 COMB6	-7,12	9,44	667,02	-224,359	-920,897	13,485
40 BASE	172 COMB6	-7,59	10,05	673,44	-291,977	-948,259	13,485
41 BASE	173 COMB6	-0,28	-1,1	100,27	92,881	-46,557	0,843
42 BASE	174 COMB6	-0,88	-1,36	343,5	106,297	-81,654	0,843
43 BASE	175 COMB6	-1,41	-0,91	131,08	75,438	-112,927	0,843
44 BASE	176 COMB6	-1,05	-1,28	344,58	99,297	-91,742	0,843
45 BASE	177 COMB6	-0,57	-0,57	35,67	61,46	-61,842	0,843
46 BASE	178 COMB6	-0,86	0,12	172,15	19,236	-78,546	0,843
47 BASE	179 COMB6	-0,99	0,18	168,75	13,638	-86,139	0,843
48 BASE	180 COMB6	-1,13	-0,36	54,7	43,379	-94,483	0,843

sw	-398,91	-318,81	FX	FY
rata-rata Rangka	-8,31063	-6,64188	20,93%	16,00%
rata-rata Sherawall	-31,3974	-34,8783	79,07%	84,00%
Jumlah	-39,708	-41,5201	100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 7

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129	COMB7	10,72	9,6	281,82	-1095,22	1205,859	-12,892
2 BASE	130	COMB7	15,37	12,69	380,48	-1258,96	1475,431	-12,892
3 BASE	132	COMB7	11,15	2,35	239,93	-644,386	1282,123	-12,892
4 BASE	133	COMB7	9,13	0,4	416,47	-500,015	1165,044	-12,892
5 BASE	134	COMB7	9,1	-0,07	427,61	-442,449	1163,114	-12,892
6 BASE	135	COMB7	9,14	-0,57	430,4	-382,382	1165,101	-12,892
7 BASE	136	COMB7	9,42	-0,79	474,85	-338,761	1181,429	-12,892
8 BASE	138	COMB7	26,8	2,38	16,29	-461,354	2189,783	-12,892
9 BASE	139	COMB7	8,59	-2,51	465,83	-147,053	1133,707	-12,892
10 BASE	140	COMB7	9,1	-3,12	463,25	-80,942	1163,289	-12,892
11 BASE	141	COMB7	8,97	-1,5	420,16	-143,846	1155,619	-12,892
12 BASE	142	COMB7	8,16	6,74	168,22	-929,444	1108,635	-12,892
13 BASE	143	COMB7	11,57	5,33	182,25	-832,103	1306,523	-12,892
14 BASE	144	COMB7	10,54	-0,14	133,15	-207,336	1246,556	-12,892
15 BASE	145	COMB7	7,76	2,69	-32,48	-356,356	1085,047	-12,892
16 BASE	147	COMB7	15,75	13,02	637,02	-1263,2	1497,422	-12,892

17 BASE	148 COMB7	12,17	11,62	1032,4	-1151,15	1289,709	-12,892
18 BASE	149 COMB7	11,93	10,85	1066,51	-1075,84	1275,622	-12,892
19 BASE	150 COMB7	11,93	10,19	1065,26	-1006,81	1276,069	-12,892
20 BASE	151 COMB7	12,75	9,3	1113,94	-924,066	1323,694	-12,892
21 BASE	153 COMB7	15,42	6,28	632,56	-687,35	1478,531	-12,892
22 BASE	154 COMB7	12,23	7,53	1053,99	-729,491	1293,132	-12,892
23 BASE	155 COMB7	11,71	6,81	1074	-656,585	1263,35	-12,892
24 BASE	156 COMB7	9,79	6,23	782,23	-592,496	1151,556	-12,892
25 BASE	157 COMB7	11,69	6,11	337,03	-570,152	1261,747	-12,892
26 BASE	158 COMB7	8,95	4,08	-14,17	-436,627	1103,281	-12,892
27 BASE	159 COMB7	7,12	8,74	178,87	-1045,33	945,919	-12,892
28 BASE	160 COMB7	10,13	13,59	252,06	-1311,39	1120,254	-12,892
29 BASE	161 COMB7	9,55	14,89	299,15	-1371,71	1086,833	-12,892
30 BASE	162 COMB7	7,59	10,69	397,01	-851,26	973,05	-12,892
31 BASE	163 COMB7	8,84	8,54	156,77	-711,119	1045,284	-12,892
32 BASE	164 COMB7	6,44	4,93	-21,03	-486,097	906,137	-12,892
33 BASE	165 COMB7	7,82	16,63	494,21	-1441,82	986,287	-12,892
34 BASE	166 COMB7	7,63	16,22	500,13	-1387,28	974,992	-12,892
35 BASE	167 COMB7	11,06	15,26	584,93	-1300,54	1173,968	-12,892
36 BASE	168 COMB7	11	14	676,15	-1196,6	1170,985	-12,892
37 BASE	169 COMB7	10,56	12,7	627,44	-1090,66	1145,4	-12,892
38 BASE	170 COMB7	8,38	12,44	442,97	-1044,64	1018,516	-12,892
39 BASE	171 COMB7	7,75	13,82	478,55	-1094	982,314	-12,892
40 BASE	172 COMB7	7,67	13,41	486,33	-1039,6	977,783	-12,892
41 BASE	173 COMB7	1,2	0,86	110,68	-76,767	102,496	-0,806
42 BASE	174 COMB7	1,07	0,6	231,6	-59,158	94,756	-0,806
43 BASE	175 COMB7	0,58	0,65	88,5	-58,483	66,171	-0,806
44 BASE	176 COMB7	0,96	0,52	236,27	-52,628	88,057	-0,806
45 BASE	177 COMB7	1,08	0,99	50,19	-84,317	93,509	-0,806
46 BASE	178 COMB7	1,02	1,27	119,14	-98,695	89,771	-0,806
47 BASE	179 COMB7	0,94	1,22	124,23	-93,653	85,015	-0,806
48 BASE	180 COMB7	0,72	0,82	33,7	-68,193	72,374	-0,806

sw	428,95	308,29	FX	FY
rata-rata Rangka	8,93646	6,42271	22,90%	15,38%
rata-rata Sherawall	30,0883	35,3365	77,10%	84,62%
Jumlah	39,0247	41,7592	100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 8

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129 COMB8		-8,66	-10,64	-5,89	1189,36	-1071,556	13,275
2 BASE	130 COMB8		-11,39	-13,01	358,75	1311,29	-1230,13	13,275
3 BASE	132 COMB8		-8,76	-15,86	483,89	1460,44	-1130,172	13,275
4 BASE	133 COMB8		-8,95	-17,26	523,25	1510,03	-1141,443	13,275
5 BASE	134 COMB8		-8,95	-16,67	515,51	1444,5	-1141,19	13,275
6 BASE	135 COMB8		-8,99	-16,33	516,8	1392,68	-1143,687	13,275
7 BASE	136 COMB8		-9,79	-14,16	377,26	1235,65	-1189,998	13,275
8 BASE	138 COMB8		-17,95	-8,41	1406,1	838,738	-1663,152	13,275
9 BASE	139 COMB8		-9,09	-14,14	581,97	1139,52	-1149,681	13,275
10 BASE	140 COMB8		-9,05	-13,75	476,29	1084,69	-1147,249	13,275
11 BASE	141 COMB8		-11,01	-11,86	296,74	943,532	-1261,12	13,275
12 BASE	142 COMB8		-7,6	-8,86	-1,45	1086,51	-1062,857	13,275
13 BASE	143 COMB8		-10,27	-15,31	175,74	1444,72	-1218,001	13,275
14 BASE	144 COMB8		-11,43	-9,68	217,29	801,124	-1285,363	13,275
15 BASE	145 COMB8		-8,06	-4,69	192,57	496,085	-1089,709	13,275
16 BASE	147 COMB8		-9,6	-12,72	781,47	1278,68	-1126,345	13,275
17 BASE	148 COMB8		-11,44	-12,12	1061,59	1211,99	-1233,136	13,275
18 BASE	149 COMB8		-11,64	-11,42	1076,12	1139,8	-1244,689	13,275
19 BASE	150 COMB8		-11,87	-10,37	1072,08	1047,12	-1257,759	13,275
20 BASE	151 COMB8		-13,92	-11,09	764,82	1057,33	-1376,831	13,275

21 BASE	153 COMB8	-8,19	-8,65	601,99	852,358	-1044,768	13,275
22 BASE	154 COMB8	-11,33	-7,72	1076,28	767,033	-1226,538	13,275
23 BASE	155 COMB8	-11,95	-7,16	1044,66	702,596	-1262,64	13,275
24 BASE	156 COMB8	-15,39	-5,79	642,23	591,792	-1462,329	13,275
25 BASE	157 COMB8	-15,05	-6,23	397,5	601,105	-1442,449	13,275
26 BASE	158 COMB8	-10,59	-4,96	279,57	511,836	-1183,655	13,275
27 BASE	159 COMB8	-6,34	-6,31	-47,61	938,439	-884,298	13,275
28 BASE	160 COMB8	-8,68	-5,34	97,63	866,665	-1020,321	13,275
29 BASE	161 COMB8	-7,4	-3,42	324	739,046	-946,041	13,275
30 BASE	162 COMB8	-9,33	0,9	243,84	203,884	-1057,802	13,275
31 BASE	163 COMB8	-9,82	-0,18	193,04	250,391	-1086,048	13,275
32 BASE	164 COMB8	-6,9	-2,38	145,62	362,199	-916,99	13,275
33 BASE	165 COMB8	-7,47	-0,79	415,1	554,993	-950,06	13,275
34 BASE	166 COMB8	-7,48	-0,48	423,32	505,295	-950,371	13,275
35 BASE	167 COMB8	-7,94	-3,35	520,71	640,094	-977,212	13,275
36 BASE	168 COMB8	-10,79	-3,56	619,87	620,818	-1142,696	13,275
37 BASE	169 COMB8	-11,1	-4,66	525,19	653,029	-1160,386	13,275
38 BASE	170 COMB8	-10,4	-3,3	426,78	542,063	-1119,987	13,275
39 BASE	171 COMB8	-7,36	2,05	435,38	200,114	-943,68	13,275
40 BASE	172 COMB8	-7,63	2,59	439,69	137,525	-959,234	13,275
41 BASE	173 COMB8	-0,54	-1,03	58,89	88,497	-62,739	0,83
42 BASE	174 COMB8	-0,92	-1,17	216,45	94,822	-84,635	0,83
43 BASE	175 COMB8	-1,18	-0,85	87,83	72,015	-100	0,83
44 BASE	176 COMB8	-1,04	-1,1	215,99	88,817	-92,033	0,83
45 BASE	177 COMB8	-0,69	-0,67	23,08	67,045	-69,16	0,83
46 BASE	178 COMB8	-0,9	-0,21	115,2	38,24	-81,68	0,83
47 BASE	179 COMB8	-0,98	-0,15	111,42	32,514	-86,549	0,83
48 BASE	180 COMB8	-1,05	-0,46	41,82	49,075	-90,53	0,83

sw	-406,86	-322,73	FX	FY
rata-rata Rangka	-8,47625	-6,72354	21,44%	16,23%
rata-rata Sherawall	-31,0522	-34,7087	78,56%	83,77%
Jumlah	-39,5284	-41,4322	100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 9

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129	COMB9	10,72	9,6	281,82	-1095,22	1205,859	-12,892
2 BASE	130	COMB9	15,37	12,69	380,48	-1258,96	1475,431	-12,892
3 BASE	132	COMB9	11,15	2,35	239,93	-644,386	1282,123	-12,892
4 BASE	133	COMB9	9,13	0,4	416,47	-500,015	1165,044	-12,892
5 BASE	134	COMB9	9,1	-0,07	427,61	-442,449	1163,114	-12,892
6 BASE	135	COMB9	9,14	-0,57	430,4	-382,382	1165,101	-12,892
7 BASE	136	COMB9	9,42	-0,79	474,85	-338,761	1181,429	-12,892
8 BASE	138	COMB9	26,8	2,38	16,29	-461,354	2189,783	-12,892
9 BASE	139	COMB9	8,59	-2,51	465,83	-147,053	1133,707	-12,892
10 BASE	140	COMB9	9,1	-3,12	463,25	-80,942	1163,289	-12,892
11 BASE	141	COMB9	8,97	-1,5	420,16	-143,846	1155,619	-12,892
12 BASE	142	COMB9	8,16	6,74	168,22	-929,444	1108,635	-12,892
13 BASE	143	COMB9	11,57	5,33	182,25	-832,103	1306,523	-12,892
14 BASE	144	COMB9	10,54	-0,14	133,15	-207,336	1246,556	-12,892
15 BASE	145	COMB9	7,76	2,69	-32,48	-356,356	1085,047	-12,892
16 BASE	147	COMB9	15,75	13,02	637,02	-1263,2	1497,422	-12,892
17 BASE	148	COMB9	12,17	11,62	1032,4	-1151,15	1289,709	-12,892
18 BASE	149	COMB9	11,93	10,85	1066,51	-1075,84	1275,622	-12,892
19 BASE	150	COMB9	11,93	10,19	1065,26	-1006,81	1276,069	-12,892
20 BASE	151	COMB9	12,75	9,3	1113,94	-924,066	1323,694	-12,892
21 BASE	153	COMB9	15,42	6,28	632,56	-687,35	1478,531	-12,892
22 BASE	154	COMB9	12,23	7,53	1053,99	-729,491	1293,132	-12,892
23 BASE	155	COMB9	11,71	6,81	1074	-656,585	1263,35	-12,892
24 BASE	156	COMB9	9,79	6,23	782,23	-592,496	1151,556	-12,892
25 BASE	157	COMB9	11,69	6,11	337,03	-570,152	1261,747	-12,892
26 BASE	158	COMB9	8,95	4,08	-14,17	-436,627	1103,281	-12,892
27 BASE	159	COMB9	7,12	8,74	178,87	-1045,33	945,919	-12,892
28 BASE	160	COMB9	10,13	13,59	252,06	-1311,39	1120,254	-12,892
29 BASE	161	COMB9	9,55	14,89	299,15	-1371,71	1086,833	-12,892
30 BASE	162	COMB9	7,59	10,69	397,01	-851,26	973,05	-12,892
31 BASE	163	COMB9	8,84	8,54	156,77	-711,119	1045,284	-12,892
32 BASE	164	COMB9	6,44	4,93	-21,03	-486,097	906,137	-12,892
33 BASE	165	COMB9	7,82	16,63	494,21	-1441,82	986,287	-12,892
34 BASE	166	COMB9	7,63	16,22	500,13	-1387,28	974,992	-12,892
35 BASE	167	COMB9	11,06	15,26	584,93	-1300,54	1173,968	-12,892
36 BASE	168	COMB9	11	14	676,15	-1196,6	1170,985	-12,892
37 BASE	169	COMB9	10,56	12,7	627,44	-1090,66	1145,4	-12,892
38 BASE	170	COMB9	8,38	12,44	442,97	-1044,64	1018,516	-12,892
39 BASE	171	COMB9	7,75	13,82	478,55	-1094	982,314	-12,892
40 BASE	172	COMB9	7,67	13,41	486,33	-1039,6	977,783	-12,892
41 BASE	173	COMB9	1,2	0,86	110,68	-76,767	102,496	-0,806
42 BASE	174	COMB9	1,07	0,6	231,6	-59,158	94,756	-0,806
43 BASE	175	COMB9	0,58	0,65	88,5	-58,483	66,171	-0,806
44 BASE	176	COMB9	0,96	0,52	236,27	-52,628	88,057	-0,806
45 BASE	177	COMB9	1,08	0,99	50,19	-84,317	93,509	-0,806
46 BASE	178	COMB9	1,02	1,27	119,14	-98,695	89,771	-0,806
47 BASE	179	COMB9	0,94	1,22	124,23	-93,653	85,015	-0,806
48 BASE	180	COMB9	0,72	0,82	33,7	-68,193	72,374	-0,806

sw	428,95	308,29	FX	FY
rata-rata Rangka	8,93646	6,42271	22,90%	15,38%
rata-rata Sherawall	30,0883	35,3365	77,10%	84,62%
Jumlah	39,0247	41,7592	100,00%	100,00%

Rangka Kombinasi 10

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	129	COMB10	-8,66	-10,64	-5,89	1189,36	-1071,556	13,275
2 BASE	130	COMB10	-11,39	-13,01	358,75	1311,29	-1230,13	13,275
3 BASE	132	COMB10	-8,76	-15,86	483,89	1460,44	-1130,172	13,275
4 BASE	133	COMB10	-8,95	-17,26	523,25	1510,03	-1141,443	13,275
5 BASE	134	COMB10	-8,95	-16,67	515,51	1444,5	-1141,19	13,275
6 BASE	135	COMB10	-8,99	-16,33	516,8	1392,68	-1143,687	13,275
7 BASE	136	COMB10	-9,79	-14,16	377,26	1235,65	-1189,998	13,275
8 BASE	138	COMB10	-17,95	-8,41	1406,1	838,738	-1663,152	13,275
9 BASE	139	COMB10	-9,09	-14,14	581,97	1139,52	-1149,681	13,275
10 BASE	140	COMB10	-9,05	-13,75	476,29	1084,69	-1147,249	13,275
11 BASE	141	COMB10	-11,01	-11,86	296,74	943,532	-1261,12	13,275
12 BASE	142	COMB10	-7,6	-8,86	-1,45	1086,51	-1062,857	13,275
13 BASE	143	COMB10	-10,27	-15,31	175,74	1444,72	-1218,001	13,275
14 BASE	144	COMB10	-11,43	-9,68	217,29	801,124	-1285,363	13,275
15 BASE	145	COMB10	-8,06	-4,69	192,57	496,085	-1089,709	13,275
16 BASE	147	COMB10	-9,6	-12,72	781,47	1278,68	-1126,345	13,275
17 BASE	148	COMB10	-11,44	-12,12	1061,59	1211,99	-1233,136	13,275
18 BASE	149	COMB10	-11,64	-11,42	1076,12	1139,8	-1244,689	13,275
19 BASE	150	COMB10	-11,87	-10,37	1072,08	1047,12	-1257,759	13,275
20 BASE	151	COMB10	-13,92	-11,09	764,82	1057,33	-1376,831	13,275
21 BASE	153	COMB10	-8,19	-8,65	601,99	852,358	-1044,768	13,275
22 BASE	154	COMB10	-11,33	-7,72	1076,28	767,033	-1226,538	13,275
23 BASE	155	COMB10	-11,95	-7,16	1044,66	702,596	-1262,64	13,275
24 BASE	156	COMB10	-15,39	-5,79	642,23	591,792	-1462,329	13,275
25 BASE	157	COMB10	-15,05	-6,23	397,5	601,105	-1442,449	13,275
26 BASE	158	COMB10	-10,59	-4,96	279,57	511,836	-1183,655	13,275
27 BASE	159	COMB10	-6,34	-6,31	-47,61	938,439	-884,298	13,275
28 BASE	160	COMB10	-8,68	-5,34	97,63	866,665	-1020,321	13,275
29 BASE	161	COMB10	-7,4	-3,42	324	739,046	-946,041	13,275
30 BASE	162	COMB10	-9,33	0,9	243,84	203,884	-1057,802	13,275
31 BASE	163	COMB10	-9,82	-0,18	193,04	250,391	-1086,048	13,275

32 BASE	164 COMB10	-6,9	-2,38	145,62	362,199	-916,99	13,275
33 BASE	165 COMB10	-7,47	-0,79	415,1	554,993	-950,06	13,275
34 BASE	166 COMB10	-7,48	-0,48	423,32	505,295	-950,371	13,275
35 BASE	167 COMB10	-7,94	-3,35	520,71	640,094	-977,212	13,275
36 BASE	168 COMB10	-10,79	-3,56	619,87	620,818	-1142,696	13,275
37 BASE	169 COMB10	-11,1	-4,66	525,19	653,029	-1160,386	13,275
38 BASE	170 COMB10	-10,4	-3,3	426,78	542,063	-1119,987	13,275
39 BASE	171 COMB10	-7,36	2,05	435,38	200,114	-943,68	13,275
40 BASE	172 COMB10	-7,63	2,59	439,69	137,525	-959,234	13,275
41 BASE	173 COMB10	-0,54	-1,03	58,89	88,497	-62,739	0,83
42 BASE	174 COMB10	-0,92	-1,17	216,45	94,822	-84,635	0,83
43 BASE	175 COMB10	-1,18	-0,85	87,83	72,015	-100	0,83
44 BASE	176 COMB10	-1,04	-1,1	215,99	88,817	-92,033	0,83
45 BASE	177 COMB10	-0,69	-0,67	23,08	67,045	-69,16	0,83
46 BASE	178 COMB10	-0,9	-0,21	115,2	38,24	-81,68	0,83
47 BASE	179 COMB10	-0,98	-0,15	111,42	32,514	-86,549	0,83
48 BASE	180 COMB10	-1,05	-0,46	41,82	49,075	-90,53	0,83

sw	-406,86	-322,73	FX	FY
rata-rata Rangka	-8,47625	-6,72354	21,44%	16,23%
rata-rata Sherawali	-31,0522	-34,7087	78,56%	83,77%
Jumlah	-39,5284	-41,4322	100,00%	100,00%

Shearwall Kombinasi 1

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB1	35,58	-0,09	196,6	14,018	33,079	1,607
2 BASE	152	COMB1	18,6	-0,71	125,24	24,383	11,45	1,394
3 BASE	187	COMB1	23,47	0,13	141,72	-5,008	18,671	-0,605
4 BASE	224	COMB1	-27,68	5,24	394,59	-16,865	-114,78	-5,006
5 BASE	225	COMB1	-33,48	-41,58	399,43	135,618	-71,176	-16,667
6 BASE	227	COMB1	-23,89	26,32	220,41	-88,227	-81,35	0,637
7 BASE	234	COMB1	15,24	-0,36	357,93	0	0	0
8 BASE	235	COMB1	6,08	0,55	352,93	0	0	0
9 BASE	236	COMB1	-3,83	-1,31	358,21	0	0	0
10 BASE	237	COMB1	5,6	0,1	260,66	0	0	0
11 BASE	238	COMB1	-1,92	-0,05	247,93	0	0	0
12 BASE	239	COMB1	-8,32	0,22	240,02	0	0	0
13 BASE	240	COMB1	-0,47	0,01	232,39	0	0	0
14 BASE	241	COMB1	-8,19	-0,08	212,07	0	0	0
15 BASE	242	COMB1	-12,18	0,89	196,78	0	0	0
16 BASE	243	COMB1	-0,83	15,88	210,56	0	0	0
17 BASE	244	COMB1	0,08	13,36	219,12	0	0	0
18 BASE	245	COMB1	-0,09	9,8	233,51	0	0	0
19 BASE	246	COMB1	-0,29	7,5	249,54	0	0	0
20 BASE	247	COMB1	-0,73	1,35	288,07	0	0	0
21 BASE	248	COMB1	0,24	-1,92	311,68	0	0	0
22 BASE	249	COMB1	-0,13	-8,19	338,88	0	0	0
23 BASE	250	COMB1	-0,06	-15,86	370,41	0	0	0
kg	sw		-17,2	11,2				
	rata-rata		-0,74783	0,48696				

Shearwall Kombinasi 2

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB2	32,02	-0,12	178,16	14,745	29,725	1,624
2 BASE	152	COMB2	19,83	-0,84	134,54	30,428	12,171	1,971
3 BASE	187	COMB2	22,65	0,17	138,08	-6,158	17,959	-0,621
4 BASE	224	COMB2	-25,63	2,86	357,31	-7,431	-106,326	-6,31
5 BASE	225	COMB2	-29,01	-36,66	345,19	122,517	-60,43	-16,177
6 BASE	227	COMB2	-24,51	24,62	217,47	-78,787	-84,604	-1,178
7 BASE	234	COMB2	13,13	-0,36	321,52	0	0	0
8 BASE	235	COMB2	4,97	0,52	312,1	0	0	0
9 BASE	236	COMB2	-3,63	-1,23	312,18	0	0	0
10 BASE	237	COMB2	4,81	0,08	251,27	0	0	0
11 BASE	238	COMB2	-2,42	-0,02	234,23	0	0	0
12 BASE	239	COMB2	-8,35	0,09	221,78	0	0	0
13 BASE	240	COMB2	-1,02	-0,06	247,11	0	0	0
14 BASE	241	COMB2	-9,19	0	221,13	0	0	0
15 BASE	242	COMB2	-13,41	0,77	200,11	0	0	0
16 BASE	243	COMB2	-0,9	13,49	203,96	0	0	0
17 BASE	244	COMB2	0,08	10,87	208,12	0	0	0

18 BASE	245 COMB2	-0,12	7,39	217,59	0	0	0
19 BASE	246 COMB2	-0,27	5,23	228,6	0	0	0
20 BASE	247 COMB2	-0,7	-0,38	256,43	0	0	0
21 BASE	248 COMB2	0,23	-3,23	274,15	0	0	0
22 BASE	249 COMB2	-0,14	-8,63	295,05	0	0	0
23 BASE	250 COMB2	-0,01	-15,06	320,1	0	0	0
	sw	-21,59	-0,5				
	rata-rata	-0,9387	-0,02174				

Shearwall Kombinasi 3

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB3	89,69	0,06	482,49	-59,046	111,052	-4,727
2 BASE	152	COMB3	125,69	-0,24	676,35	-48,677	141,62	-1,707
3 BASE	187	COMB3	105,6	0,18	571,32	-66,435	123,086	-4,482
4 BASE	224	COMB3	24,05	82,21	-74,34	-480,316	390,196	77,694
5 BASE	225	COMB3	45,65	71,57	-438,08	-366,447	302,272	-5,543
6 BASE	227	COMB3	-3,48	72,36	320,32	-420,429	212,712	118,657
7 BASE	234	COMB3	33,25	1,2	614,5	0	0	0
8 BASE	235	COMB3	30,08	-2,33	275,2	0	0	0
9 BASE	236	COMB3	14,61	3,67	-59,54	0	0	0
10 BASE	237	COMB3	40,55	1,77	796,08	0	0	0
11 BASE	238	COMB3	33,87	-2,98	481,76	0	0	0
12 BASE	239	COMB3	21,83	6,79	209,24	0	0	0
13 BASE	240	COMB3	51,95	1,31	999,91	0	0	0
14 BASE	241	COMB3	40,78	-2,31	705,6	0	0	0
15 BASE	242	COMB3	27,17	5,85	475,09	0	0	0
16 BASE	243	COMB3	2,6	78,95	214,59	0	0	0
17 BASE	244	COMB3	-1,27	76,55	157,88	0	0	0
18 BASE	245	COMB3	-0,99	70,88	104,12	0	0	0
19 BASE	246	COMB3	1,17	63,78	24	0	0	0
20 BASE	247	COMB3	0,52	77,31	-82,64	0	0	0
21 BASE	248	COMB3	-0,55	74,45	-104,5	0	0	0
22 BASE	249	COMB3	-1,55	70,46	-154,58	0	0	0
23 BASE	250	COMB3	2,86	57,34	-280,28	0	0	0
	sw		684,08	808,83				
	rata-rata		29,7426	35,1665				

Shearwall Kombinasi 4

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB4	-26,79	-0,27	-133,4	86,488	-52,63	7,789
2 BASE	152	COMB4	-88,95	-1,27	-427,66	102,387	-119,045	5,066
3 BASE	187	COMB4	-62,19	0,12	-307,61	55,519	-88,635	3,317
4 BASE	224	COMB4	-73,89	-75,26	774,64	460,186	-596,89	-88,8
5 BASE	225	COMB4	-103,44	-144,12	1126,35	606,776	-423,566	-25,392
6 BASE	227	COMB4	-42,52	-24,66	93,21	265,228	-370,764	-119,719
7 BASE	234	COMB4	-7,04	-1,88	17,5	0	0	0

8 BASE	235 COMB4	-19,95	3,33	341,82	0	0	0
9 BASE	236 COMB4	-21,6	-6,04	680,04	0	0	0
10 BASE	237 COMB4	-30,94	-1,61	-314,42	0	0	0
11 BASE	238 COMB4	-38,13	2,92	-29,58	0	0	0
12 BASE	239 COMB4	-37,61	-6,53	222,28	0	0	0
13 BASE	240 COMB4	-53,52	-1,38	-541,63	0	0	0
14 BASE	241 COMB4	-57,54	2,26	-292,86	0	0	0
15 BASE	242 COMB4	-51,76	-4,32	-98,46	0	0	0
16 BASE	243 COMB4	-4,26	-51,87	175,71	0	0	0
17 BASE	244 COMB4	1,42	-54,38	243,13	0	0	0
18 BASE	245 COMB4	0,79	-55,34	317,98	0	0	0
19 BASE	246 COMB4	-1,7	-52,41	422,18	0	0	0
20 BASE	247 COMB4	-1,87	-76,92	588,36	0	0	0
21 BASE	248 COMB4	0,98	-79,71	647,56	0	0	0
22 BASE	249 COMB4	1,28	-86,51	741,25	0	0	0
23 BASE	250 COMB4	-2,91	-86,35	918,52	0	0	0
	sw	-722,14	-802,2				
	rata-rata	-31,3974	-34,8783				

Shearwall Kombinasi 5

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137 COMB5	89,69	0,06	482,49	-59,046	111,052	-4,727	
2 BASE	152 COMB5	125,69	-0,24	676,35	-48,677	141,62	-1,707	
3 BASE	187 COMB5	105,6	0,18	571,32	-66,435	123,086	-4,482	
4 BASE	224 COMB5	24,05	82,21	-74,34	-480,316	390,196	77,694	
5 BASE	225 COMB5	45,65	71,57	-438,08	-366,447	302,272	-5,543	
6 BASE	227 COMB5	-3,48	72,36	320,32	-420,429	212,712	118,657	
7 BASE	234 COMB5	33,25	1,2	614,5	0	0	0	
8 BASE	235 COMB5	30,08	-2,33	275,2	0	0	0	
9 BASE	236 COMB5	14,61	3,67	-59,54	0	0	0	
10 BASE	237 COMB5	40,55	1,77	796,08	0	0	0	
11 BASE	238 COMB5	33,87	-2,98	481,76	0	0	0	
12 BASE	239 COMB5	21,83	6,79	209,24	0	0	0	
13 BASE	240 COMB5	51,95	1,31	999,91	0	0	0	
14 BASE	241 COMB5	40,78	-2,31	705,6	0	0	0	
15 BASE	242 COMB5	27,17	5,85	475,09	0	0	0	
16 BASE	243 COMB5	2,6	78,95	214,59	0	0	0	
17 BASE	244 COMB5	-1,27	76,55	157,88	0	0	0	
18 BASE	245 COMB5	-0,99	70,88	104,12	0	0	0	
19 BASE	246 COMB5	1,17	63,78	24	0	0	0	
20 BASE	247 COMB5	0,52	77,31	-82,64	0	0	0	
21 BASE	248 COMB5	-0,55	74,45	-104,5	0	0	0	
22 BASE	249 COMB5	-1,55	70,46	-154,58	0	0	0	
23 BASE	250 COMB5	2,86	57,34	-280,28	0	0	0	
	sw	684,08	808,83					
	rata-rata	29,7426	35,1665					

Shearwall Kombinasi 6

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB6	-26,79	-0,27	-133,4	86,488	-52,63	7,789
2 BASE	152	COMB6	-88,95	-1,27	-427,66	102,387	-119,045	5,066
3 BASE	187	COMB6	-62,19	0,12	-307,61	55,519	-88,635	3,317
4 BASE	224	COMB6	-73,89	-75,26	774,64	460,186	-596,89	-88,8
5 BASE	225	COMB6	-103,44	-144,12	1126,35	606,776	-423,566	-25,392
6 BASE	227	COMB6	-42,52	-24,66	93,21	265,228	-370,764	-119,719
7 BASE	234	COMB6	-7,04	-1,88	17,5	0	0	0
8 BASE	235	COMB6	-19,95	3,33	341,82	0	0	0
9 BASE	236	COMB6	-21,6	-6,04	680,04	0	0	0
10 BASE	237	COMB6	-30,94	-1,61	-314,42	0	0	0
11 BASE	238	COMB6	-38,13	2,92	-29,58	0	0	0
12 BASE	239	COMB6	-37,61	-6,53	222,28	0	0	0
13 BASE	240	COMB6	-53,52	-1,38	-541,63	0	0	0
14 BASE	241	COMB6	-57,54	2,26	-292,86	0	0	0
15 BASE	242	COMB6	-51,76	-4,32	-98,46	0	0	0
16 BASE	243	COMB6	-4,26	-51,87	175,71	0	0	0
17 BASE	244	COMB6	1,42	-54,38	243,13	0	0	0
18 BASE	245	COMB6	0,79	-55,34	317,98	0	0	0
19 BASE	246	COMB6	-1,7	-52,41	422,18	0	0	0
20 BASE	247	COMB6	-1,87	-76,92	588,36	0	0	0
21 BASE	248	COMB6	0,98	-79,71	647,56	0	0	0
22 BASE	249	COMB6	1,28	-86,51	741,25	0	0	0
23 BASE	250	COMB6	-2,91	-86,35	918,52	0	0	0
		sw		-722,14	-802,2			
		rata-rata		-31,3974	-34,8783			

Shearwall Kombinasi 7

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB7	81,11	0,11	434,33	-63,756	103,106	-5,225
2 BASE	152	COMB7	119,28	0,06	632,51	-59,857	137,693	-2,49
3 BASE	187	COMB7	98,98	0,11	530,57	-64,197	117,863	-4,288
4 BASE	224	COMB7	31,17	82,1	-170,83	-481,093	419,756	80,029
5 BASE	225	COMB7	53,02	81,12	-525,44	-399,429	317,163	-0,79
6 BASE	227	COMB7	4,16	65,43	255,25	-399,546	239,441	119,597
7 BASE	234	COMB7	29,94	1,31	528,6	0	0	0
8 BASE	235	COMB7	28,92	-2,47	193,57	0	0	0
9 BASE	236	COMB7	15,64	4,01	-139,51	0	0	0
10 BASE	237	COMB7	39,35	1,75	722,82	0	0	0
11 BASE	238	COMB7	34,77	-2,98	415,05	0	0	0
12 BASE	239	COMB7	24,37	6,81	147,78	0	0	0
13 BASE	240	COMB7	52,44	1,35	920,16	0	0	0
14 BASE	241	COMB7	43,9	-2,33	635,56	0	0	0
15 BASE	242	COMB7	31,64	5,66	413,28	0	0	0
16 BASE	243	COMB7	2,89	75,62	154,8	0	0	0
17 BASE	244	COMB7	-1,3	74,05	98,24	0	0	0

18 BASE	245 COMB7	-0,95	69,41	43,18	0	0	0
19 BASE	246 COMB7	1,25	62,92	-38,67	0	0	0
20 BASE	247 COMB7	0,72	77,98	-150,31	0	0	0
21 BASE	248 COMB7	-0,62	75,85	-175,66	0	0	0
22 BASE	249 COMB7	-1,5	73,22	-230,06	0	0	0
23 BASE	250 COMB7	2,85	61,65	-361,28	0	0	0
	sw	692,03	812,74				
	rata-rata	30,0883	35,3365				

Shearwall Kombinasi 8

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB8	-35,37	-0,22	-181,55	81,778	-60,576	7,291
2 BASE	152	COMB8	-95,37	-0,97	-471,49	91,207	-122,972	4,282
3 BASE	187	COMB8	-68,81	0,05	-348,36	57,757	-93,858	3,51
4 BASE	224	COMB8	-66,76	-75,37	678,16	459,409	-567,33	-86,465
5 BASE	225	COMB8	-96,07	-134,57	1038,99	573,795	-408,675	-20,639
6 BASE	227	COMB8	-34,88	-31,59	28,14	286,111	-344,034	-118,779
7 BASE	234	COMB8	-10,35	-1,77	-68,4	0	0	0
8 BASE	235	COMB8	-21,11	3,18	260,19	0	0	0
9 BASE	236	COMB8	-20,57	-5,7	600,07	0	0	0
10 BASE	237	COMB8	-32,15	-1,62	-387,68	0	0	0
11 BASE	238	COMB8	-37,24	2,92	-96,28	0	0	0
12 BASE	239	COMB8	-35,07	-6,52	160,81	0	0	0
13 BASE	240	COMB8	-53,04	-1,33	-621,37	0	0	0
14 BASE	241	COMB8	-54,43	2,24	-362,9	0	0	0
15 BASE	242	COMB8	-47,3	-4,52	-160,28	0	0	0
16 BASE	243	COMB8	-3,96	-55,2	115,92	0	0	0
17 BASE	244	COMB8	1,4	-56,88	183,49	0	0	0
18 BASE	245	COMB8	0,83	-56,81	257,05	0	0	0
19 BASE	246	COMB8	-1,62	-53,27	359,51	0	0	0
20 BASE	247	COMB8	-1,66	-76,25	520,69	0	0	0
21 BASE	248	COMB8	0,92	-78,31	576,39	0	0	0
22 BASE	249	COMB8	1,33	-83,75	665,77	0	0	0
23 BASE	250	COMB8	-2,92	-82,04	837,52	0	0	0
	sw		-714,2	-798,3				
	rata-rata		-31,0522	-34,7087				

Shearwall Kombinasi 9

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137	COMB9	81,11	0,11	434,33	-63,756	103,106	-5,225
2 BASE	152	COMB9	119,28	0,06	632,51	-59,857	137,693	-2,49
3 BASE	187	COMB9	98,98	0,11	530,57	-64,197	117,863	-4,288
4 BASE	224	COMB9	31,17	82,1	-170,83	-481,093	419,756	80,029
5 BASE	225	COMB9	53,02	81,12	-525,44	-399,429	317,163	-0,79
6 BASE	227	COMB9	4,16	65,43	255,25	-399,546	239,441	119,597
7 BASE	234	COMB9	29,94	1,31	528,6	0	0	0

8 BASE	235 COMB9	28,92	-2,47	193,57	0	0	0
9 BASE	236 COMB9	15,64	4,01	-139,51	0	0	0
10 BASE	237 COMB9	39,35	1,75	722,82	0	0	0
11 BASE	238 COMB9	34,77	-2,98	415,05	0	0	0
12 BASE	239 COMB9	24,37	6,81	147,78	0	0	0
13 BASE	240 COMB9	52,44	1,35	920,16	0	0	0
14 BASE	241 COMB9	43,9	-2,33	635,56	0	0	0
15 BASE	242 COMB9	31,64	5,66	413,28	0	0	0
16 BASE	243 COMB9	2,89	75,62	154,8	0	0	0
17 BASE	244 COMB9	-1,3	74,05	98,24	0	0	0
18 BASE	245 COMB9	-0,95	69,41	43,18	0	0	0
19 BASE	246 COMB9	1,25	62,92	-38,67	0	0	0
20 BASE	247 COMB9	0,72	77,98	-150,31	0	0	0
21 BASE	248 COMB9	-0,62	75,85	-175,66	0	0	0
22 BASE	249 COMB9	-1,5	73,22	-230,06	0	0	0
23 BASE	250 COMB9	2,85	61,65	-361,28	0	0	0
	sw	692,03	812,74				
	rata-rata	30,0883	35,3365				

Shearwall Kombinasi 10

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1 BASE	137 COMB10		-35,37	-0,22	-181,55	81,778	-60,576	7,291
2 BASE	152 COMB10		-95,37	-0,97	-471,49	91,207	-122,972	4,282
3 BASE	187 COMB10		-68,81	0,05	-348,36	57,757	-93,858	3,51
4 BASE	224 COMB10		-66,76	-75,37	678,16	459,409	-567,33	-86,465
5 BASE	225 COMB10		-96,07	-134,57	1038,99	573,795	-408,675	-20,639
6 BASE	227 COMB10		-34,88	-31,59	28,14	286,111	-344,034	-118,779
7 BASE	234 COMB10		-10,35	-1,77	-68,4	0	0	0
8 BASE	235 COMB10		-21,11	3,18	260,19	0	0	0
9 BASE	236 COMB10		-20,57	-5,7	600,07	0	0	0
10 BASE	237 COMB10		-32,15	-1,62	-387,68	0	0	0
11 BASE	238 COMB10		-37,24	2,92	-96,28	0	0	0
12 BASE	239 COMB10		-35,07	-6,52	160,81	0	0	0
13 BASE	240 COMB10		-53,04	-1,33	-621,37	0	0	0
14 BASE	241 COMB10		-54,43	2,24	-362,9	0	0	0
15 BASE	242 COMB10		-47,3	-4,52	-160,28	0	0	0
16 BASE	243 COMB10		-3,96	-55,2	115,92	0	0	0
17 BASE	244 COMB10		1,4	-56,88	183,49	0	0	0
18 BASE	245 COMB10		0,83	-56,81	257,05	0	0	0
19 BASE	246 COMB10		-1,62	-53,27	359,51	0	0	0
20 BASE	247 COMB10		-1,66	-76,25	520,69	0	0	0
21 BASE	248 COMB10		0,92	-78,31	576,39	0	0	0
22 BASE	249 COMB10		1,33	-83,75	665,77	0	0	0
23 BASE	250 COMB10		-2,92	-82,04	837,52	0	0	0
	sw		-714,2	-798,3				
	rata-rata		-31,0522	-34,7087				

6.2 Partisipasi Massa

Hasil dari Etabs (Center Mass Rigidity)

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	Lantai 1	5E+07	5E+07	30,02	17,656	48169378	48169378	1183,201	696,63	33,04	20,36
STORY3	Lantai 2-3	5E+07	5E+07	30,022	17,588	48006658	48006658	1183,248	694,33	33,897	20,077
STORY2	Lantai 2-3	5E+07	5E+07	30,022	17,588	96013316	96013316	1183,248	694,33	33,745	20,323
STORY4	Lantai 4	5E+07	5E+07	30,025	17,799	47211057	47211057	1183,483	702,63	33,831	19,838
STORY7	Lantai 5-7	4E+07	4E+07	30,087	18,917	39844434	39844434	1186,107	745,96	33,244	19,48
STORY6	Lantai 5-7	4E+07	4E+07	30,087	18,917	79688869	79688869	1186,107	745,96	33,486	19,604
STORY5	Lantai 5-7	4E+07	4E+07	30,087	18,917	119533303	119533303	1186,107	745,96	33,674	19,695
ATAP	Lantai Atap	3E+07	3E+07	29,95	18,815	30820304	30820304	1180,397	741,74	33,005	19,318

Ukuran Gedung

B = 59,4 m

L = 29,4 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
STORY1	30,02	17,656	33,04	20,36	3,02	2,704	7,50	7,03	0,05	-0,266
STORY3	30,022	17,588	33,897	20,077	3,875	2,489	8,78	6,70	0,905	-0,481
STORY2	30,022	17,588	33,745	20,323	3,723	2,735	8,55	7,07	0,753	-0,235
STORY4	30,025	17,799	33,831	19,838	3,806	2,039	8,68	6,03	0,836	-0,931
STORY7	30,087	18,917	33,244	19,48	3,157	0,563	7,71	3,81	0,187	-2,407
STORY6	30,087	18,917	33,486	19,604	3,399	0,687	8,07	4,00	0,429	-2,283
STORY5	30,087	18,917	33,674	19,695	3,587	0,778	8,35	4,14	0,617	-2,192
ATAP	29,95	18,815	33,005	19,318	3,055	0,503	7,55	3,72	0,085	-2,467

Koordinat pusat massa baru akibat eksentrisitas

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi		ed = 1,5e + 0,05b		Koordinat pusat massa	
	X	Y	X	Y	X	Y		
STORY1	30,02	17,656	33,04	20,36	7,50	7,03	25,54	13,334
STORY3	30,022	17,588	33,897	20,077	8,78	6,70	25,11	13,374
STORY2	30,022	17,588	33,745	20,323	8,55	7,07	25,19	13,251
STORY4	30,025	17,799	33,831	19,838	8,68	6,03	25,15	13,810
STORY7	30,087	18,917	33,244	19,48	7,71	3,81	25,54	15,666
STORY6	30,087	18,917	33,486	19,604	8,07	4,00	25,42	15,604
STORY5	30,087	18,917	33,674	19,695	8,35	4,14	25,32	15,558
ATAP	29,95	18,815	33,005	19,318	7,55	3,72	25,45	15,594

6.3 Simpangan Antar Lantai

Simpangan Antara Lantai 1 dan Lantai 2 = $(\delta_2 - \delta_1)$

$$(\delta_2 - \delta_1) = (0,0030 - 0,0019) = 0,0011 \text{ m}$$

Tinggi tingkat = 4,00 m

Faktor Pemb. Defleksi = 5,5

Faktor Keutamaan Gempa = 1,00

Simpangan Antara Lantai yang diijinkan untuk gedung dengan kriteria risiko II :
 untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari rangka momen tidak boleh
 melebihi $\Delta a / \rho$.

$$\Delta a = 0,02 H_{sx}$$

Faktor redundansi untuk gedung dengan KDS D adalah : $\rho = 1,3$

Simpangan yang diperbesar :

$$\begin{aligned} \Delta_3 &= (\delta_3 - \delta_2) \cdot C_d / I_e \\ &= (0,0030 - 0,0019) \times 5,50 / 1,00 \\ &= 0,006 \text{ m} \end{aligned}$$

Syarat Story drift

$$\begin{aligned} \Delta a &= 0,02 \times 4,0 / 1 \\ &= 0,062 \text{ m} \end{aligned}$$

Cek Syarat Simpangan

$$\Delta_3 < \Delta a = 0,006 < 0,062 \quad \text{OK}$$

Tabel Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa Arah X dan Y (Dari Etabs)

Tingkat	Elevasi	hi	Gempa QX		Gempa QY	
			Arah		Arah	
	(m)	(m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
Lt. Atap	33,5	3,5	0,0216	0,007	0,0056	0,0175
Lantai 7	30,0	3,5	0,0209	0,0089	0,0055	0,0169
Lantai 6	26,5	3,5	0,0199	0,0084	0,0052	0,0161
Lantai 5	23,0	3,5	0,0185	0,0078	0,0049	0,0149
Lantai 4	19,5	3,5	0,0167	0,007	0,0044	0,0133
Lantai 3	16,0	3,5	0,0144	0,0061	0,0038	0,0114
Lantai 2	12,5	4,0	0,0118	0,0051	0,0030	0,0091
Lantai 1	8,5	5,0	0,008	0,0035	0,0019	0,0059
Lantai Dasar	3,5	3,5	0,0021	0,001	0,0005	0,0018
Lt. Basement	0,0	0	0	0	0	0

Tabel Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X

Tingkat	Elevasi	hi	Total Drift	Story Drift	Story Drift * Cd / Ie	Drift Ratio	Cek
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Lt. Atap	33,5	3,5	0,0056	0,0001	0,0006	0,0538	OK
Lantai 7	30,0	3,5	0,0055	0,0003	0,0014	0,0538	OK
Lantai 6	26,5	3,5	0,0052	0,0003	0,0018	0,0538	OK
Lantai 5	23,0	3,5	0,0049	0,0005	0,0027	0,0538	OK
Lantai 4	19,5	3,5	0,0044	0,0006	0,0034	0,0538	OK
Lantai 3	16,0	3,5	0,0038	0,0007	0,0041	0,0538	OK
Lantai 2	12,5	4,0	0,0030	0,0011	0,0059	0,0615	OK
Lantai 1	8,5	5,0	0,0019	0,0014	0,0077	0,0769	OK
Lantai Dasar	3,5	3,5	0,0005	0,0005	0,0030	0,0538	OK
Lt. Basement	0	0	0	0	0	0	0

Tabel Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y

Tingkat	Elevasi	hi	Total Drift	Story Drift	Story Drift * Cd / Ie	Drift Ratio	Syarat
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Lt. Atap	33,5	3,5	0,0175	0,0007	0,0037	0,0538	OK
Lantai 7	30,0	3,5	0,0169	0,0008	0,0043	0,0538	OK
Lantai 6	26,5	3,5	0,0161	0,0012	0,0064	0,0538	OK
Lantai 5	23,0	3,5	0,0149	0,0016	0,0087	0,0538	OK
Lantai 4	19,5	3,5	0,0133	0,0019	0,0107	0,0538	OK
Lantai 3	16,0	3,5	0,0114	0,0023	0,0124	0,0538	OK
Lantai 2	12,5	4,0	0,0091	0,0032	0,0176	0,0615	OK
Lantai 1	8,5	5,0	0,0059	0,0041	0,0228	0,0769	OK
Lantai Dasar	3,5	3,5	0,0018	0,0018	0,0099	0,0538	OK
Lt. Basement	0	0	0	0	0	0	0



BAB VII
PERHITUNGAN TULANGAN

7.1 Perhitungan Penulangan Balok

7.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Penulangan yang di rencanakan adalah Balok B308

Data Perencanaan :

$b_w = 400$ mm	Tul. Utama = 16 mm
$h = 700$ mm	Tul. Begel = 10 mm
$p = 40$ mm	$f_c' = 30$ mm $\rightarrow \beta_1 = 0,850$
$h_f = 120$ mm	$f_y = 400$ mm
$L = 9000$ mm	$f_{y_s} = 260$ mm

$d' =$ selimut beton - Tul. Begel - $\frac{1}{2}$. Tul. Utama

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 16$$

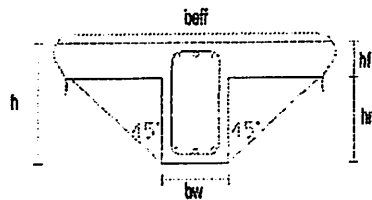
$$= 58,0 \text{ mm}$$

$d = h - d'$

$$= 700 - 58,0$$

$$= 642 \text{ mm}$$

Lebar efektif balok T



Gambar. 4.1 Lebar efektif balok T

$$b_{eff} = (2 \times h_n) + b_w$$

$$= (2 \times 580) + 400 = b_{eff} = 1560 \text{ mm}$$

$$B_e = \frac{1}{4} \cdot L = \frac{1}{4} \times 9000 = 2250 \text{ mm}$$

$$B_e = 8 \cdot h_f = 8 \times 120 = 960 \text{ mm}$$

$$B_e = \frac{1}{2} \cdot L_n = \frac{1}{2} \times 8300 = 4150 \text{ mm}$$

Diambil nilai b_{eff} yang terkecil yaitu = 960 mm

Jarak bersih antar tulangan S_n = 30 mm

Jumlah tulangan maksimal pada baris 1 baris :

$$n = \frac{bw - 2.d'}{D + S_n} + 1 = \frac{400 - 2 \cdot 58,0}{16 + 30} + 1 = 7,174 \quad \text{Maks. 7 batang}$$

Tulangan minimal sedikitnya harus dihitung berdasarkan SNI 2847-2013 pasal

10.5.1 :

$$\Lambda_{s \min} = \frac{0,2 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \cdot d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 642 = 879,1 \text{ mm}^2$$

$$\Lambda_{s \min} = \frac{1,4 bw \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 642}{400} = 898,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan minimal 5 D 16 dengan rumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_s &= 5 \times 1/4 \times 22/7 \times 16^2 \\ &= 1005,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$(A_s = 1005,7143 \text{ mm}^2 > \Lambda_{s \min} = 898,8 \text{ mm}^2)$$

A. Perhitungan Penulangan Tumpuan Kiri

$$Mu^- = 507,625 \text{ kNm}$$

$$= 507625 \text{ Nmm}$$

$$Mu^+ = 17038,2 \text{ kNm}$$

$$= 17038232 \text{ Nmm}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ($A_s = 1701,86 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 6 D 19 ($A_s' = 1701,86 \text{ mm}^2$)

Analisa Momen Negatif

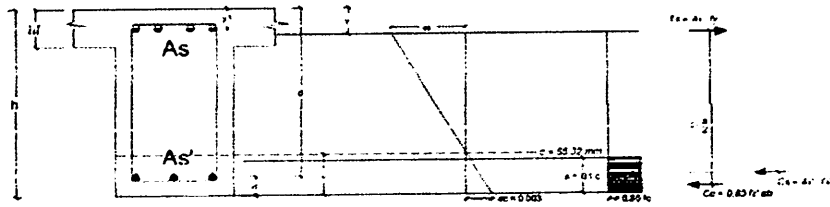
$$\text{Tulangan sisi atas } A_{s1} = 6 \text{ D } 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan sisi bawah } A_{s2} = 6 \text{ D } 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = P + \emptyset \text{ Tul. Polos} + 1/2 \times \emptyset \text{ Tul. Ulir}$$

$$= 40 + 10 + 1/2 \times 16 = 58,0 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 58,0 = 642,0 \text{ mm}$$



Gambar 4.3 Penampang balok dan diagram regangan - tegangan momen

negatif tumpuan kiri

Dimisalkan garis netral $> d'$, maka perhitungan garis netral harus dicari

menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot bw + As_2 \cdot f_s - As_1 \cdot f_y \quad \rightarrow \quad \text{substitusi nilai } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot bw + As_2 \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = As_1 \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot bw) \cdot c + As_2(c - d') \cdot 600 = As_1 \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta_1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot bw) \cdot c + As_2(c - d') \cdot 600 = As_1 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot bw) \cdot c^2 + 600As_2 \cdot c - 600As_2 \cdot d' = As_1 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot bw) \cdot c^2 + 600As_2 \cdot c - 600As_2 \cdot d' - As_1 \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot bw) \cdot c^2 + (600As_2 - As_1 \cdot f_y) \cdot c - 600As_2 \cdot d' = 0$$

$$\left[0,85 \times 30 \times 0,85 \times 400 \right] c^2 + \left[600 \times 1701,86 - 1701,86 \times 400 \right] c - 600 \times 1701,8571 \times 58,0 = 0$$

$$8670 \quad c^2 + [340371] c - 59224628,57 = 0$$

dengan rumus ABC dapat dihitung nilai c :

$$c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$= \frac{-340371,43 + \sqrt{340371^2 - 4 \times 8670 \times 59224628,57}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{-340371,43 + 1473011,5}{17340} = 65,32 \text{ mm}$$

dihitung nilai a :

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 \times c \\ &= 0,85 \times 65,32 \\ &= 55,5216 \text{ mm} \end{aligned}$$

dihitung nilai - nilai :

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{65,32 - 58,0}{65,3} \times 0,003 = 0,00034$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c = \frac{642,0 - 65,3}{65,3} \times 0,003 = 0,02649$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,00200$$

$$0,02649 > 0,00200 > 0,00034$$

Karena $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$ maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$\begin{aligned} \text{Tegangan baja tekan } f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0,00034 \times 200000 \\ &= 67,23 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot B_w \\ &= 0,85 \times 30 \times 55,52 \times 400 \\ &= 566320,0271 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_{y\text{tarik}} \\ &= 1701,8571 \times 400 \\ &= 680742,8571 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s \\ &= 1702 \times 67,23 \\ &= 114422,83 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= d - (1/2 \times a) \\ &= 642,0 - (1/2 \times 55,5) \\ &= 614,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$C_c + C_s = T_s$$

$$\begin{aligned} 566320,0 + 114422,8301 &= 680742,86 \\ 680742,9 &= 680742,9 \end{aligned}$$

$$M_n = T_s \times Z$$

$$\begin{aligned} &= 1701,857143 \times 614,24 \\ &= 1045347,39 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,8 \times 1045347,39 \\
 &= 836277,92 \quad \text{Nmm} > M_u' = 507625 \quad \text{Nmm} \quad \text{Aman}
 \end{aligned}$$

Kontrol Momen Positif

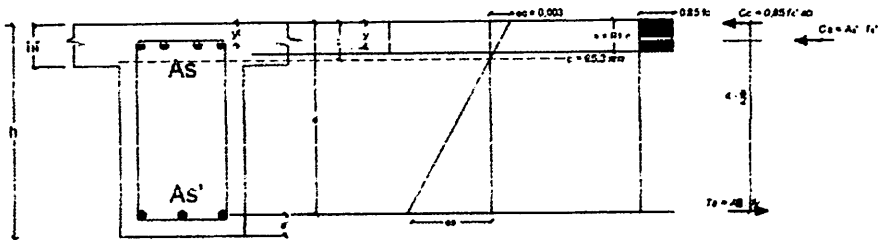
Tulangan sisi atas $As1 = 6 D 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$

Tulangan sisi bawah $As2 = 6 D 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$

$y1 = p + \varnothing \text{ Tul. Polos} + 1/2 \times \varnothing \text{ Tul. Ulir}$

$= 40 + 10 + 1/2 \cdot 16 = 58,0 \text{ mm}$

$d = 700 - 58,0 = 642 \text{ mm}$



Gambar 4.4 Penampang balok dan diagram regangan - tegangan momen positif tumpuan kiri yang sudah dihitung ulang

Dimisalkan garis netral $> d'$, maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w + As1 \cdot f_s = As2 \cdot f_y \quad \text{substitusi nilai } f_s = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w + As1 \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = As2 \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w) \cdot c + As1 \cdot (c - d') \times 600 = As2 \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta 1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot b_w) \cdot c + As1 \cdot (c - y) 600 = As2 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot b_w) c^2 + 600As1 \cdot c - 600As1 \cdot y = As2 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot b_w) c^2 + 600As1 \cdot c - 600As1 \cdot y - As2 \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot b_w) c^2 + (600As1 - As2 \cdot f_y) \cdot c - 600As1 \cdot y = 0$$

$$\left[0,85 \times 30 \times 0,85 \times 400 \right] c^2 + \left[600 \times 1701,86 - 1702 \times 400 \right] c -$$

$$600 \times 1701,86 \times 58,0 = 0$$

$$8670,0 \quad c^2 + 340371 \quad c - 59224628,57 = 0$$

dengan rumus ABC dapat dihitung nilai c :

$$c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 a . c}}{2 . a}$$

$$= \frac{-340371 + \sqrt{340371^2 - 4 \times 8670,0 \times 59224628,57}}{2 \times 8670,0}$$

$$= \frac{-340371,429 + 1473011,5}{17340} = 65,32 \text{ mm}$$

$$c = 65,32 \text{ mm}$$

dihitung nilai a :

$$a = \beta . c$$

$$= 0,85 \times 65,32 = 55,52 \text{ mm}$$

$$f_s' = \epsilon_s' . E_s$$

$$= \frac{c - y_1'}{c} \times \epsilon_c . E_s = \frac{65,319 - 58,00}{65,32} \times 0,003 \times 200000 = 67,2341 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$C_c = 0,85 . f_c' . a . b w$$

$$= 0,85 \times 30 \times 55,52 \times 400$$

$$= 566320,0271 \text{ N}$$

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

$$= 1701,9 \times 67,23$$

$$= 114422,8301 \text{ N}$$

$$T_{s1} = A_s \times f_y$$

$$= 1701,9 \times 400$$

$$= 680742,8571 \text{ N}$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_{s2}$$

$$566320,027 + 114422,83 = 680742,8571 + 0$$

$$680742,857 = 680742,8571$$

$$Z_1 = d - (1/2 . a)$$

$$= 642 - [1/2 . 55,52]$$

$$= 614,23921 \text{ mm}$$

$$M_n = (T_s l \times Z_1)$$

$$= \{ 680742,8571 \times 614,239 \}$$

$$= 418138957,8 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \phi \times M_n$$

$$= 0,8 \times 418138957,8$$

$$= 334511166,2 \text{ Nmm} > M_u^+ = 17038232,0 \text{ Nmm} \quad \text{Aman}$$

B. Perhitungan Penulangan Lapangan

$$M_u^+ = 43153,545 \text{ kNmm kombinasi}$$

$$= 43153545 \text{ Nmm}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 6 D 19 ($A_s = 1701,86 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ($A_s' = 1701,86 \text{ mm}^2$)

Analisa Momen Positif

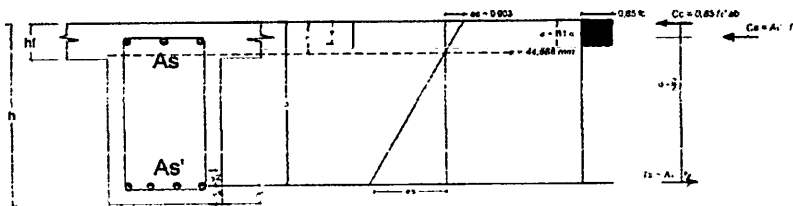
$$\text{Tulangan tarik} \quad A_{s1} = 6 \text{ D } 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan} \quad A_{s'} = 6 \text{ D } 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = P + \emptyset \text{ Tul. Polos} + 1/2 \times \emptyset \text{ Tul. Ulir}$$

$$= 40 + 10 + 1/2 \cdot 16 = 58 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 58,0 = 642 \text{ mm}$$



Gambar 4.4 Penampang balok dan diagram regangan - tegangan momen positif lapangan

Dimisalkan garis netral $> d'$, maka perhitungan garis netral harus dicari

menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w + A_{s2} \cdot f_s' = A_{s1} \cdot f_y \quad \rightarrow \text{substitusi nilai } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w) + A_s 2 \frac{(c-d')}{c} \times 600 = A_s 1 \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_w) \cdot c + A_s 2(c-y_2) \cdot 600 = A_s 1 \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta 1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta 1 \cdot c \cdot b_w) \cdot c + A_s 2(c-y_2) \cdot 600 = A_s 1 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta 1 \cdot b_w) \cdot c^2 + 600 A_s 2 \cdot c - 600 A_s 2 \cdot y_2 = A_s 1 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta 1 \cdot b_w) c^2 + 600 A_s 2 \cdot c - 600 A_s 2 \cdot y_2 - A_s 1 \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta 1 \cdot b_w) c^2 + (600 A_s 2 - A_s 1 \cdot f_y) \cdot c - 600 A_s 2 \cdot y_2 = 0$$

$$\left[0,85 \times 30 \times 0,85 \times 400 \right] c^2 + \left[600 \times 1702 - 1702 \times 400 \right] c -$$

$$600 \times 1701,86 \times 58,0 = 0$$

$$8670,0 c^2 + 340371,4 c - 59224628,6 = 0$$

dengan rumus ABC dapat dihitung nilai c :

$$c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$= \frac{-340371,429 + \sqrt{340371,429^2 - 4 \times 8670 \times 59224628,57}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{-340371,429 + 1473011,48}{17340} = 65,319 \text{ mm}$$

dihitung nilai a :

$$\begin{aligned} a &= \beta \times c \\ &= 0,85 \times 65,32 \\ &= 55,5216 \text{ mm} \end{aligned}$$

dihitung nilai - nilai :

$$\begin{aligned} f_s' &= \frac{c - y_1}{c} \times \epsilon_c \times E_s \\ &= \frac{65,32 - 58,0}{65,32} \times 0,003 \times 200000 = 67,23 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$f_s = f_{y_{ulir}} = 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_w$$

$$= 0,85 \times 30 \times 55,52 \times 400$$

$$= 566320,0271 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$= 1701,8571 \times 400$$

$$= 680742,8571 \text{ N}$$

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

$$= 1701,86 \times 67,2$$

$$= 114422,83 \text{ N}$$

$$Z = d - (1/2 \cdot a)$$

$$= 642 - (1/2 \cdot 55,52)$$

$$= 614,239 \text{ mm}$$

$$C_c + C_s = T_s$$

$$566320,03 + 114422,8301 = 680742,857$$

$$680742,9 = 680742,9$$

$$M_n = T_s \times Z$$

$$= 680742,8571 \times 614,24$$

$$= 418138957,75 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \phi \cdot M_n$$

$$= 0,8 \times 418138957,75$$

$$= 334511166,20 \text{ Nmm} > Mu^+ = 43153545 \text{ Nmm} \text{ Aman}$$

C Perhitungan Penulangan tumpuan kanan

$$Mu^- = 24808,53 \text{ kNm} \quad Mu^+ = 31559 \text{ kNm}$$

$$= 24808530 \text{ Nmm} \quad = 31559110 \text{ Nmm}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ($A_s = 1701,86 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 6 D 19 ($A_s' = 1701,86 \text{ mm}^2$)

Analisa Momen Negatif

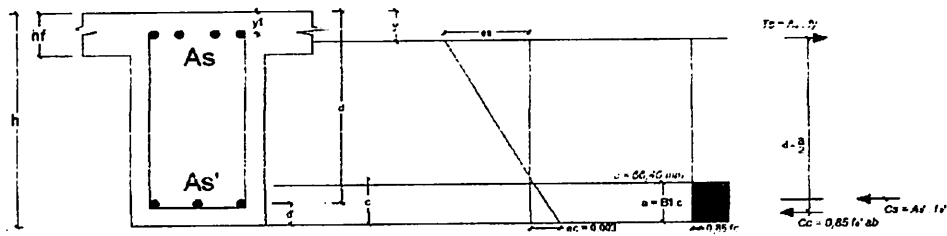
$$\text{Tulangan sisi atas } A_s1 = 6 \text{ D } 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan sisi bawah } A_s' = 6 \text{ D } 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$y1 = P + \emptyset \text{ Tul. Polos} + 1/2 \times \emptyset \text{ Tul. Ulir}$$

$$= 40 + 10 + 1/2 \times 19 = 59,5 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 59,5 = 640,5 \text{ mm}$$



Gambar 4.0 renampang balok dan diagram tegangan momen negatif tumpuan kanan

Dimisalkan garis netral $> d'$, maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot bw + As_2 \cdot f_s' = As_1 \cdot f_y \quad \rightarrow \text{substitusi nilai } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot bw + As_2 \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 - As_1 \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot bw) \cdot c + As_2 (c - d') \cdot 600 = As_1 \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta_1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot bw) \cdot c + As_2 (c - d') \cdot 600 = As_1 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot bw) \cdot c^2 + 600 As_2 \cdot c - 600 As_2 \cdot d' = As_1 \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot bw) \cdot c^2 + 600 As_2 \cdot c - 600 As_2 \cdot d' - As_1 \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot bw) \cdot c^2 + (600 As_2 - As_1 \cdot f_y) \cdot c - 600 As_2 \cdot d' = 0$$

$$\left[0,85 \times 30 \times 0,85 \times 400 \right] c^2 + \left[600 \times 1701,86 - 1701,86 \times 400 \right] c - 600 \times 1701,8571 \times 59,5 = 0$$

$$8670 \quad c^2 + \left[340371 \right] c - 60756300 = 0$$

dengan rumus ABC dapat dihitung nilai c :

$$c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$= \frac{-340371,43 + \sqrt{340371^2 - 4 \times 8670 \times 60756300}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{-340371,43 + 1490933}{17340} = 66,4 \text{ mm}$$

dihitung nilai a :

$$\begin{aligned} a &= \beta \times c \\ &= 0,85 \times 66,35 \\ &= 56,4001 \text{ mm} \end{aligned}$$

dihitung nilai - nilai :

$$\epsilon s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon c = \frac{66,35 - 59,5}{66,4} \times 0,003 = 0,00031$$

$$\epsilon s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon c = \frac{640,5 - 66,4}{66,4} \times 0,003 = 0,02596$$

$$\epsilon y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,00200$$

$$0,02596 > 0,00200 > 0,00031$$

Karena $\epsilon s > \epsilon y > \epsilon s'$ maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$\begin{aligned} \text{Tegangan baja tekan } f_s' &= \epsilon s' \times E_s \\ &= 0,00031 \times 200000 \\ &= 61,97 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot B_w \\ &= 0,85 \times 30 \times 56,4 \times 400 \\ &= 575280,7828 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_{y_{ulir}} \\ &= 1701,8571 \times 400 \\ &= 680742,8571 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s \\ &= 1702 \times 61,97 \\ &= 105462,07 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= d - (1/2 \times a) \\ &= 640,5 - (1/2 \times 56,4) \\ &= 612,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$C_c + C_s = T_s$$

$$\begin{aligned} 575280,8 + 105462,07 &= 680742,86 \\ 680742,9 &= 680742,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \times Z \\
 &= 680742,8571 \times 612,3 \\
 &= 416818825,31 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

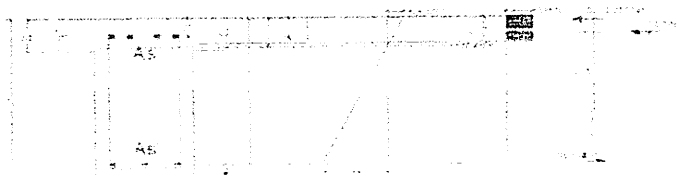
$$\begin{aligned}
 M_n &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,8 \times 416818825,31 \\
 &= 333455060,24 \text{ Nmm} > M_u^* = 24808530 \text{ Nmm} \quad \text{Aman}
 \end{aligned}$$

Kontrol Momen Positif

$$\text{Tulangan tekan} \quad A_{s1} = 6 D 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik} \quad A_{s'} = 6 D 19 = 1701,9 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 y_1 &= p + \emptyset \text{ Tul. Polos} + 1/2 \times \emptyset \text{ Tul. Ulir} \\
 &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 = 59,5 \text{ mm} \\
 d &= 700 - 59,5 = 640,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Penampang balok dan diagram regangan - tegangan momen positif tumpuan kiri

Dimisalkan garis netral $> d'$, maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w + A_{s1} \cdot f_s' - A_{s2} \cdot f_y \rightarrow \text{substitusi nilai } f_s' = \frac{(c - y_2)}{c} \times 600$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w + A_{s1} \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = A_{s2} \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w) \cdot c + A_{s1} \cdot (c - d') \times 600 = A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta_1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_w) \cdot c + A_{s1} \cdot (c - y_2) 600 = A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_w) c^2 + 600 A_{s1} \cdot c - 600 A_{s1} \cdot y_2 = A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_w) c^2 + 600 A_{s1} \cdot c - 600 A_{s1} \cdot y_2 - A_{s2} \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_w) c^2 + (600 A_{s1} - A_{s2} \cdot f_y) \cdot c - 600 A_{s1} \cdot y_2 = 0$$

$$\left[0,85 \times 30 \times 0,85 \times 400 \right] c^2 + \left[600 \times 1701,86 - 1702 \times 400 \right] c - 600 \times 1701,86 \times 59,5 = 0$$

$$8670,0 c^2 + 340371,4 c - 60756300 = 0$$

dengan rumus ABC dapat dihitung nilai c :

$$c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$= \frac{-340371 + \sqrt{340371^2 - 4 \times 8670,0 \times 60756300}}{2 \times 8670,0}$$

$$= \frac{-340371,429 + 1490933}{17340} = 66,35 \text{ mm}$$

$$c = 66,35 \text{ mm}$$

dihitung nilai a :

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0,85 \times 66,35 = 56,4 \text{ mm}$$

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s$$

$$= \frac{c - y_1'}{c} \times \epsilon_c \cdot E_s = \frac{66,353 - 59,5}{66,35} \times 0,003 \times 200000 = 61,9688 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_w \qquad C_s = A_s' \cdot x \cdot f_s'$$

$$= 0,85 \times 30 \times 56,4 \times 400 \qquad = 1701,9 \times 61,97$$

$$= 575280,7828 \text{ N} \qquad = 105462,0743 \text{ N}$$

$$T_{s1} = A_s \times f_y$$

$$= 1701,9 \times 120$$

$$= 204222,8571 \text{ N}$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_{s2}$$

$$575280,783 + 105462,074 = 204222,8571 + 0$$

$$680742.857 = 204222.8571$$

$$\begin{aligned} Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\ &= 640,5 - \left[1/2 \cdot 56,4 \right] \\ &= 612,29996 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= (Tsl \times Z1) \\ &= \left[204222,8571 \times 612,3 \right] \\ &= 125045647,6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mr &= \phi \times Mn \\ &= 0,8 \times 125045647,6 \\ &= 100036518,1 \text{ Nmm} > Mu^+ = 31559110,0 \text{ Nmm} \quad \text{Aman} \end{aligned}$$

• Penyaluran kait standar

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 21.7.5, panjang penyaluran batang tulangan (l_{dh}), untuk ukuran batang tulangan \emptyset - 10 sampai D - 36 dengan kait 90° , tidak boleh kurang dari syarat-syarat berikut ini :

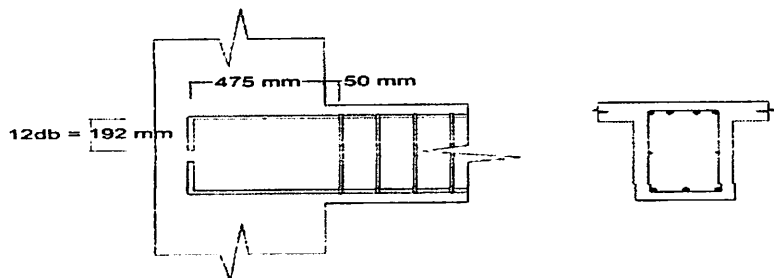
- $l_{dh} = 150 \text{ mm}$
- $l_{dh} = 8db = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$

$$- l_{dh} = \frac{f_y \cdot d_b}{5,4 \sqrt{f_c'}} = \frac{400 \times 16}{5,4 \sqrt{30}} = 216,4 \text{ mm}$$

$$- 12 db = 12 \times 16 = 192 \text{ mm}$$

Dengan syarat minimum dari hasil perhitungan yang terbesar yaitu 216 mm , maka jika digunakan l_{dh} sepanjang 475 , sudah memenuhi syarat.

Panjang bengkokan yang memenuhi syarat adalah sepanjang $12db$ dengan sudut bengkokan sebesar 90° .



Gambar 4.8 Detail Panjang penulangan kait

7.1.2 Penulangan Geser Balok

- Menghitung Mpr (*Moment Probable Capacities*)

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok yang diperkuat mencapai $1,25 f_y$, dan faktor reduksi kuat lentur $\phi=1$.

- a) Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kanan

Kondisi 1 (searah jarum jam)

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s' \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1701,9 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 83,42 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^+ = 1,25 \times 1701,86 \times 400,0 \left(539,00 - \frac{83,42}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 423,156 \text{ kN-m}$$

Kondisi 2 (berlawanan arah jarum jam)

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s' \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1701,9 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 83,42 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^- = 1,25 \times 1701,86 \times 400,0 \left(539,00 - \frac{83,42}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 423,156 \text{ kN-m}$$

- b) Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kiri

Kondisi 3 (searah jarum jam)

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s' \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1701,9 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 83,42 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^+ = 1,25 \times 1701,86 \times 400,0 \left(539,00 - \frac{83,42}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 423,156 \text{ kN-m}$$

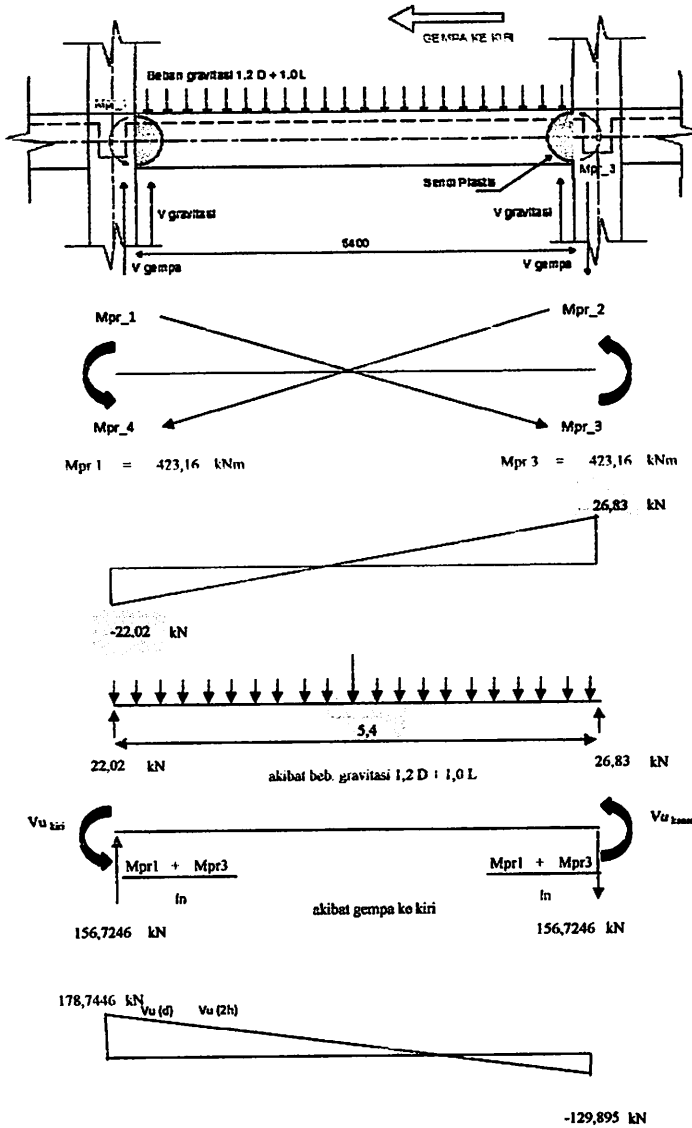
Kondisi 4 (Berlawanan arah jarum jam)

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s' \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1701,9 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 83,42 \text{ mm}$$

$$Mpr = 1,25 \times As' \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr = 1,25 \times 1701,86 \times 400,0 \left(539,00 - \frac{83,42}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 423,156 \text{ kN-m}$$



Gambar 4.9 Desain gaya geser gempa akibat goyangan gempa ke kiri

- Akibat Gempa ke kiri

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ kiri}} &= V_{\text{gravitasi}} + V_{\text{gempa}} \\
 &= V_{\text{gravitasi}} + \left(\frac{Mpr_1 - Mpr_3}{ln} \right)
 \end{aligned}$$

$$= -22,02 + \left(\frac{423,16 - 423,16}{5,4} \right)$$

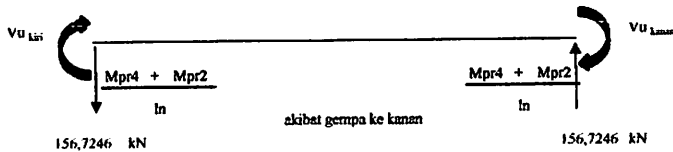
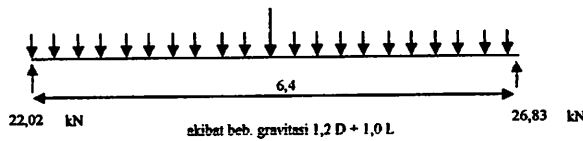
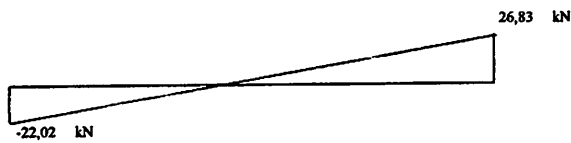
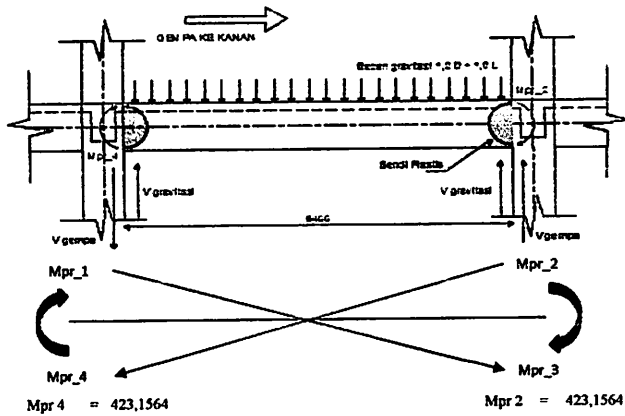
$$= -22,02 \text{ kN}$$

$$V_{u \text{ kanan}} = V_{\text{gravitasi}} + V_{\text{gempa}}$$

$$= V_{\text{gravitasi}} + \left(\frac{M_{pr_1} - M_{pr_3}}{l_n} \right)$$

$$= 26,83 + \left(\frac{423,16 - 423,16}{5,4} \right)$$

$$= 26,83 \text{ kN}$$



Gambar 4.10 Desain gaya geser gempa akibat goyangan gempa ke kanan

- Akibat Gempa ke kanan

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ kanan}} &= V_{\text{gravitasi}} + V_{\text{gempa}} \\
 &= V_{\text{gravitasi}} + \left(\frac{M_{pr \ 2} + M_{pr \ 4}}{l_n} \right) \\
 &= 26,83 + \left(\frac{-423,16 + 423,16}{6,4} \right) \\
 &= 26,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ kiri}} &= V_{\text{gravitasi}} + V_{\text{gempa}} \\
 &= V_{\text{gravitasi}} + \left(\frac{M_{pr \ 2} + M_{pr \ 4}}{l_n} \right) \\
 &= -22,02 + \left(\frac{-423,16 + 423,16}{6,4} \right) \\
 &= -22,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

• Tulangan geser pada daerah sendi plastis (joint 63)

$$\begin{aligned}
 V_u(d) &= 178,74 \times \frac{2700 - 539}{2700} \\
 &= 178,74 \times (0,80) \\
 &= 143,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \sqrt{f_c} b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3} \\
 &= 200,751 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2

$$V_s = \frac{V_u(d)}{\phi} - V_c = \frac{143,062}{0,75} - 200,75 = -10,002 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539,00}{-10,002} = -2199,736 \text{ mm}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI 2847-2013 pasal

21.5.3.2, S_{maks} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 600$

= 1200 mm, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

$$\therefore \frac{d}{4} = \frac{539,0}{4} = 134,8$$

$$-. 6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$-. 150 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\phi 10 - 95 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539,0 \times 10^{-3}}{95}$$

$$= 231,600 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 200,75 + 231,60$$

$$= 432,35 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times V_n$$

$$= 0,75 \times 432,35$$

$$= 324,26 \text{ kN} > V_u(d) = 143,1 \text{ kN} \dots\dots \text{aman}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} \leq 0,66 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s \text{ maks} \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3}$$

$$231,60 \text{ kN} < 779,39 \text{ kN} \dots\dots \text{OK}$$

• Tulangan geser pada daerah luar sendi plastis (joint 63)

$$V_u(2h) = 178,74 \times \frac{2700 - 1200}{2700}$$

$$= 178,745 \times (0,55556) = 178,189 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,17 \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3}$$

$$= 200,75 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c = \frac{178,19}{0,75} - 200,75 = 36,8 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539,0 \times 10^{-3}}{36,834} = 597,33 \text{ mm}$$

Syarat jarak spasi sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut

SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.4 dan 21.5.3.3

$$-\frac{d}{2} = \frac{539,0}{2} = 269,5 \text{ mm}$$

$$- 350 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\phi 10 - 260 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539,0 \times 10^{-3}}{260}$$

$$= 84,623 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\ &= 200,751 + 84,623 \\ &= 285,374 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times V_n \\ &= 0,75 \times 285,374 \\ &= 214,03 \text{ kN} > V_u(2h) = 178,19 \text{ kN} \dots\dots \text{aman} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} bw \cdot d \\ V_s \text{ maks} &\leq 0,66 \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3} \\ 84,623 \text{ kN} &< 779,387 \text{ kN} \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

• Tulangan geser pada daerah sendi plastis (joint 65)

$$\begin{aligned} V_u(d) &= 134,70 - \frac{3200 - 539}{3200} \times \left(134,70 - 183,555 \right) \\ &= 134,70 - [-41] \\ &= 175,33 \text{ kN} \\ V_c &= 0,17 \sqrt{f_c} bw \cdot d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3} \\ &= 200,751 \text{ kN} \end{aligned}$$

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2

$$V_s = \frac{V_u(d)}{\phi} - V_c = \frac{175,326}{0,75} - 200,75 = 33,0173 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang ϕ 10 (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539}{33,017} = 666,984 \text{ mm}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI 2847-2013 pasal

$$\begin{aligned} 21.5.3.2, S_{\text{maks}} \text{ sepanjang sendi plastis diujung balok } 2h &= 2 \times 600 \\ &= 1200 \text{ mm, spasi maksimum tidak boleh melebihi :} \end{aligned}$$

$$- \frac{d}{4} = \frac{539,0}{4} = 134,8$$

$$- 6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang ϕ 10 - 85 mm

$$\begin{aligned} V_s \text{ terpasang} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539,0 \times 10^{-3}}{85} \\ &= 259,082 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\
&= 200,75 + 259,08 \\
&= 459,83 \text{ kN} \\
\phi V_n &= 0,75 \times V_n \\
&= 0,75 \times 459,83 \\
&= 344,88 \text{ kN} > V_u(d) = 175,3 \text{ kN} \dots\dots \text{aman}
\end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3

$$\begin{aligned}
V_s \text{ maks} &\leq 0,66 \sqrt{f_c} b_w \cdot d \\
V_s \text{ maks} &\leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3} \\
259,08 \text{ kN} &< 779,39 \text{ kN} \dots\dots \text{OK}
\end{aligned}$$

• Tulangan geser pada daerah luar sendi plastis (joint 65)

$$\begin{aligned}
V_u(2h) &= 134,705 \times \frac{3200 - 1200}{3200} \\
&= 134,705 \cdot [0,625] \\
&= 134,080 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_c &= 0,17 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \\
&= 0,17 \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3} \\
&= 200,75 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c = \frac{134,08}{0,75} - 200,75 = -22,0 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang ϕ 10 (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539,0 \times 10^{-3}}{-21,978} = -1001,98 \text{ mm}$$

Syarat jarak spasi sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut

SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.4 dan 21.5.3.3

$$-\frac{d}{2} = \frac{539,0}{2} = 269,5 \text{ mm}$$

- 350 mm

Jadi dipakai sengkang ϕ 10 - 95 mm

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} = \frac{(2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \times 260 \times 539,0 \times 10^{-3}}{95}$$

$$= 231,811 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\
&= 200,751 + 231,811 \\
&= 432,562 \text{ kN}
\end{aligned}$$

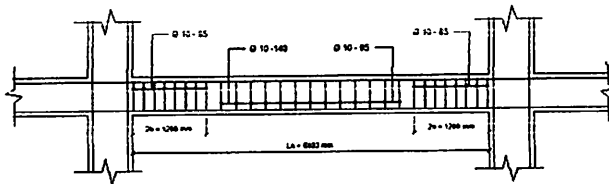
$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \times V_n \\
 &= 0,75 \times 432,562 \\
 &= 324,42 \text{ kN} > V_u (2h) = 134,08 \text{ kN} \dots\dots \text{aman}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ maks} &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \\
 V_s \text{ maks} &\leq 0,66 \sqrt{30} \times 400 \times 539,0 \times 10^{-3} \\
 231,811 \text{ kN} &< 779,387 \text{ kN} \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan dan ketentuan-ketentuan di atas maka dipasang tulangan sengkang sebagai berikut :

- Joint 221
 - Daerah sendi plastis = 2 kaki ϕ 10 - 95 mm
 - Daerah luar sendi plastis = 2 kaki ϕ 10 - 260 mm
- Joint 223
 - Daerah sendi plastis = 2 kaki ϕ 10 - 85 mm
 - Daerah luar sendi plastis = 2 kaki ϕ 10 - 95 mm



Gambar 4.11 Penulangan geser pada balok

7.2 Perhitungan Penulangan Kolom

7.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Kolom

Diketahui :

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang } \emptyset \quad 10$$

$$\text{Tulangan utama dipakai } D \quad 25$$

$$\text{Tebal selimut beton } 40 \text{ mm}$$

$$h'_{\text{kolom}} = h \text{ kolom} - h \text{ balok}$$

$$= 5000 - 700 = 4300 \text{ mm}$$

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Dicoba tulangan } D \quad 25 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok}$$

$$= 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 637,5 \text{ mm}$$

$$d' = 700 - 637,5 = 62,5 \text{ mm}$$

• Luas Penampang kolom (A_g)

$$A_g = b \cdot h$$

$$= 700 \times 700$$

$$= 490000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka dipakai tulangan } 16 \text{ D } 25 \text{ } A_{s_t} = 7850 \text{ mm}^2$$

Dalam SNI 2847-2013 pasal 10.9.1, Luas tulangan Longitudinal, A_{s_t} , untuk

komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih

dari $0,08A_g$

Periksa Rasio Tulangan Memanjang :

$$\rho_g = \frac{A_{s_t}}{A_g} = \frac{7850}{490000} = 0,01602$$

$$0,01 A_g < \rho_g = 0,016 < 0,08 A_g$$

• Beban Sentris

$$P_o = 0,85 \cdot f_c (A_g - A_{s_t}) + f_y \cdot A_{s_t}$$

$$= (0,85 \cdot 30 (490000 - 7850) + 390 \cdot 7850) \cdot 10^{-3} = 15356,325 \text{ kN}$$

$$P_n = 0,80 \cdot P_o$$

$$= 0,80 \cdot 15356,325$$

$$= 12285,060 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \times 12285,060$$

$$= 7985,289 \text{ kN}$$

● **Kondisi Seimbang**

$$c = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 637,5}{600 + 390} = 386,4 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta$$

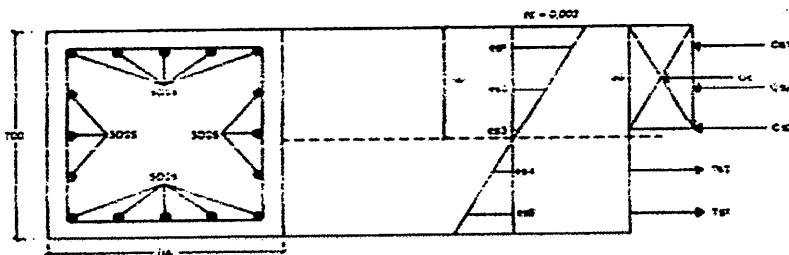
$$= 386,4 \times 0,85$$

$$= 328,41 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \times 30 \times 328,409 \times 700 \times 10^{-3}$$

$$= 5862,10227 \text{ kN}$$



Gambar 4.13 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi seimbang

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{386,4 - 62,5}{386,4} \times 0,003$$

$$= 0,00251 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$C_{s1} = A_{s1} \times f_s \quad (5 \text{ D } 25)$$

$$= 2455,36 \times 390 \times 10^{-3} = 957,59 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{386,4 - 206,25}{386,4} \times 0,003$$

$$= 0,00140 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = 0,00140 \times 200000 = 279,706 \text{ MPa}$$

$$C_{s2} = A_{s2} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,1 \times 279,706 \times 10^{-3} = 274,71 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{386,4 - 350,0}{386,4} \times 0,003$$

$$= 0,00028 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = 0,00028 \times 200000 = 56,471 \text{ MPa}$$

$$C_{s3} = A_{s3} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,14 \times 56,471 \times 10^{-3} = 55,46 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{493,75 - 386,4}{386,364} \times 0,003$$

$$= 0,0008 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,0008 \times 200000 = 166,76 \text{ MPa}$$

$$T_{s2} = A_{s4} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,14 \times 166,76 \cdot 10^{-3} = 163,79 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{637,50 - 386,4}{386,364} \times 0,003$$

$$= 0,00195 = \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00195 \times 200000 = 390,000 \text{ MPa}$$

$$T_{s1} = A_{s5} \times f_s \quad (5 \text{ D } 25)$$

$$= 2455,357 \times 390,000 \times 10^{-3} = 957,589 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_{s2} - T_{s1}$$

$$= 5862,10227 + 957,59 + 274,711 + 55,462 - 163,787 - 957,589$$

$$= 6028,489 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \times 6028,489$$

$$= 3918,52 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = C_c(h/2 - a.b/2) + \{C_{s1} + T_{s1}\} \cdot (h/2 - d') + \{C_{s2} + T_{s2}\} \cdot (h/2 - y_1)$$

$$+ \{C_{s3} + T_{s3}\} \cdot (h/2 - y_2)$$

$$= 5862,1023 \left[\frac{700}{2} - \frac{328,4}{2} \right] + [(957,59 + 957,589) \times \left[\frac{700}{2} - 62,5 \right]] + [(274,71 + 163,79) \times \left[\frac{700}{2} - 206,3 \right]] + [(55,46 + 957,6) \times \left[\frac{700}{2} - 350,0 \right]] \cdot 10^{-3}$$

$$= 1702,7999 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nb} = 0,65 \times 1702,800$$

$$= 1106,820 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1702,799869}{6028,489} = 0,2825 \text{ m} = 282,459 \text{ mm}$$

• **Kondisi Seimbang dengan 1,25 f_y**

$$f_y = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 390 = 487,5 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 637,5}{600 + 487,5} = 351,724 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta$$

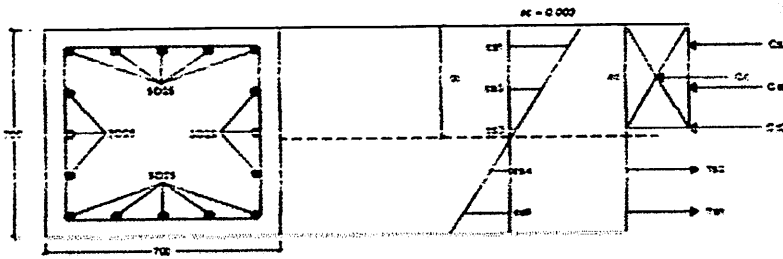
$$= 351,724 \times 0,85$$

$$= 298,966 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \times 30 \times 298,966 \times 700 \times 10^{-3}$$

$$= 5336,53448 \text{ kN}$$



Gambar 4.14 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi seimbang 1.25 fy

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{487,50}{200000} = 0,00244$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{351,724 - 62,5}{351,724} \times 0,003$$

$$= 0,00247 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00247 \times 200000 = 493,1 \text{ Mpa}$$

$$C_{s1} = A_{s1} \times f_s \quad (5 \text{ D } 25)$$

$$= 2455,357 \times 493,38 \times 10^{-3} = 1211,430 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{351,724 - 206,25}{351,724} \times 0,003$$

$$= 0,00124 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00124 \times 200000 = 248,162 \text{ Mpa}$$

$$C_{s2} = A_{s2} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,1 \times 248,162 \times 10^{-3} = 243,730 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{351,724 - 350,00}{350,000} \times 0,003$$

$$= 0,00001 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00001 \times 200000 = 2,956 \text{ MPa}$$

$$C_{s3} = A_{s3} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,1 \times 2,956 \times 10^{-3} = 2,903 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{493,8 - 351,724}{351,724} \times 0,003$$

$$= 0,00121 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00121 \times 200000 = 242,279 \text{ MPa}$$

$$T_{s2} = A_{s4} \times f_s \quad (2 \text{ l } 25)$$

$$= 982,1 \times 242,279 \times 10^{-3} = 237,953 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{637,50 - 351,724}{351,724} \times 0,003$$

$$= 0,00244 = \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00244 \times 200000 = 487,500 \text{ MPa}$$

$$T_{s1} = A_{s5} \times f_s \quad (5 \text{ D } 25)$$

$$= 2455,357 \times 487,500 \times 10^{-3} = 1196,987 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_{s2} - T_{s1}$$

$$= 5336,53448 + 1211,43 + 243,730 + 2,903 - 237,953 - 1196,987$$

$$= 5359,658 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \times 5359,658$$

$$= 3483,778 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = C_c(h/2 - a_b/2) + \{(C_{s1} + T_{s1})(h/2 - d')\} + \{(C_{s2} + T_{s2})(h/2 - y_1)\}$$

$$= 5336,5345 \left[\frac{700}{2} - \frac{299,0}{2} \right] + \left[(1211,43 + 1196,987) \times \right.$$

$$\left. \left[\frac{700}{2} - 62,5 \right] \right] + \left[(243,73 + 237,95) \times \frac{700}{2} - 206,3 \right] \times 10^{-3}$$

$$= 1831,7289 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nb} = 0,65 \times 1831,729$$

$$= 1190,624 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1831,72888}{5359,658} = 0,3418 \text{ m} = 341,762 \text{ mm}$$

• **Kondisi Patah Desak** ($c > c_b$)

Dipakai nilai $c = 450 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta$$

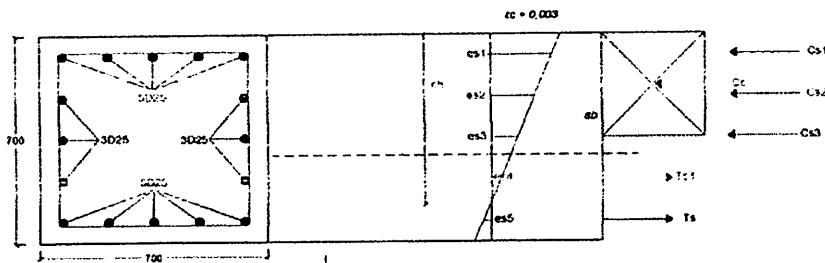
$$= 450,0 \times 0,85$$

$$= 382,5 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \times 30 \times 382,5 \times 700 \times 10^{-3}$$

$$= 6827,625 \text{ kN}$$



Gambar 4.15 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi patah desak

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{450 - 62,5}{450} \times 0,003$$

$$= 0,00258 > \epsilon_y; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$C_{s1} = A_{s1} \times f_s \quad (5 \text{ D } 25)$$

$$= 2455,357 \times 390 \times 10^{-3} = 957,59 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{450 - 206,25}{450} \times 0,003$$

$$= 0,00163 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00163 \times 200000 = 325 \text{ MPa}$$

$$C_{s2} = A_{s2} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,14 \times 325,00 \times 10^{-3} = 319,196 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{150 - 350,0}{450} \times 0,003$$

$$= 0,00067 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00067 \times 200000 = 133,33 \text{ MPa}$$

$$C_{s3} = A_{s3} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,14 \times 133,33 \times 10^{-3} = 130,952 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{494 - 450,0}{450} \times 0,003$$

$$= 0,00029 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00029 \times 200000 = 58 \text{ MPa}$$

$$T_{s2} = A_{s4} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 982,14 \times 58,33 \times 10^{-3} = 57,292 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{637,5 - 450}{450} \times 0,003$$

$$= 0,00125 < \epsilon_y; \text{ maka } f_s = 0,00125 \times 200000 = 250,00 \text{ MPa}$$

$$T_s = A_{s5} \times f_s \quad (2 \text{ D } 25)$$

$$= 2455,36 \times 250,00 \times 10^{-3} = 613,839 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_{s2} - T_s$$

$$= 6827,625 + 957,59 + 319,196 + 130,952 - 57,292 - 613,839$$

$$= 7564,232 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \times 7564,232$$

$$= 4916,7509 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c(h/2 - a.b/2) + \{(C_{s1} + T_{s1}).(h/2 - d')\} + \{(C_{s2} + C_{s4}).(h/2 - y_1)\}$$

$$= 6827,63 \left[700 / 2 - 382,5 / 2 \right] + \left[(957,59 + 613,839) \times \right.$$

$$\left. \left[700 / 2 - 62,5 \right] \right] + \left[(319,20 + 57,29) \times \left[700 / 2 - 206,3 \right] \right] 10^{-3}$$

$$= 1589,7913 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \times 1589,791$$

$$= 1033,364 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1589,791347}{7564,232} = 0,2102 \text{ m} = 210,172 \text{ mm}$$

• **Kondisi Patah Tarik** ($c < c_b$)

Dipakai nilai $c = 250 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta$$

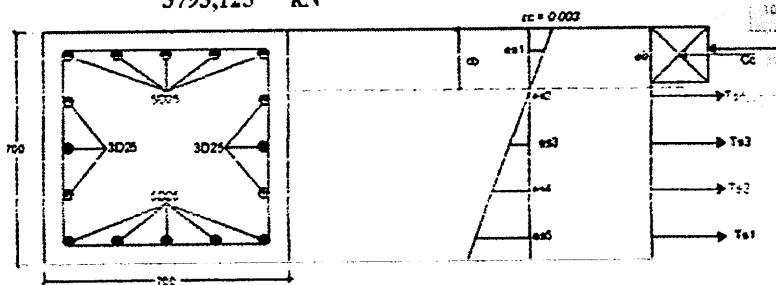
$$= 250 \times 0,85$$

$$= 212,5 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \times 30 \times 212,5 \times 700 \times 10^{-3}$$

$$= 3793,125 \text{ kN}$$



Gambar 4.16 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi patah tarik

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{250 - 62,5}{250} \times 0,003$$

$$= 0,00225 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = 0,00225 \times 200000 = 450,00 \text{ MPa}$$

$$C_s = 2455,357 \times 450 \times 10^{-3} = 1104,91 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{250 - 206,25}{250} \times 0,003$$

$$= 0,0005 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = 0,00053 \times 200000 = 105,0 \text{ MPa}$$

$$T_{s4} = 982,14 \times 105,000 \times 10^{-3} = 103,125 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{350 - 250}{250} \times 0,003$$

$$= 0,00120 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$T_{s3} = 982,14 \times 390,000 \times 10^{-3} = 383,036 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{493,8 - 250}{250} \times 0,003$$

$$= 0,00293 > \epsilon_y; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$T_{s2} = 982,14 \times 390 \times 10^{-3} = 383,036 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{637,50 - 250}{250} \times 0,003$$

$$= 0,00465 > \epsilon_y; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$T_{s1} = 2455,357 \times 390 \times 10^{-3} = 957,59 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_{s4} - T_{s3} - T_{s2} - T_{s1} \\ &= 3793,125 + 1104,91 - 103,125 - 383,036 - 383,036 - 957,59 \\ &= 3071,250 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,65 \times 3071,250 \\ &= 1996,3125 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c(h/2 - a.b/2) + \{(C_s + T_{s1}).(h/2 - d')\} + \{(T_{s2} + T_{s4}).(h/2 - y_1)\} \\ &= 3793,13 \left[\frac{700,0}{2} - \frac{212,5}{2} \right] + \left[(1104,91 + 957,589) \times \left[\frac{700}{2} - 62,5 \right] \right] + \left[(383,04 + 103,13) \times \left[\frac{700}{2} - 206,3 \right] \right] 10^{-3} \\ &= 1587,4286 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,65 \times 1587,429 \\ &= 1031,829 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1587,4286}{3071,250} = 0,5169 \text{ m} = 516,9 \text{ mm}$$

• Kondisi Lentur Murni

Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 7 \text{ D } 25 = 3434,375 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 9 \text{ D } 25 = 4415,625 \text{ mm}^2$$

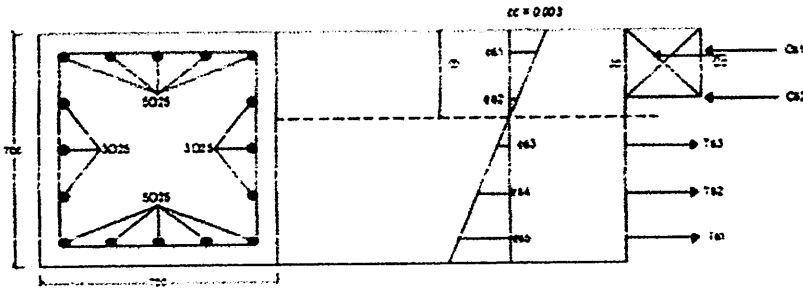
$$A_{s1} = 4 \text{ D } 25 = 1962,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 5 \text{ D } 25 = 2453,125 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 25 = 62,5 \text{ mm}$$

$$y_2 = 62,5 + 143,75 = 206 \text{ mm}$$

$$y = d' = \frac{1962,5 \times 62,5 + 2453,13 \times 206}{4415,625} = 142,37 \text{ mm}$$



Gambar 4.17 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi 1 lentur murni

Dimisalkan garis netral (c) $>$ y_2 maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_{s1} \cdot f_s' + A_{s2} \cdot f_s' + A_{s3} \cdot f_s' = A_s' \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b) + A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} \frac{(c - d')}{c} \times 600 = A_s' \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} (c - d') \times 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta 1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} (c - d') 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + 600 A_s' \cdot c - 600 A_{s1} \cdot d' = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + 600 A_s' \cdot c - 600 A_{s1} \cdot d' - 600 A_{s2} \cdot d' - 600 A_{s3} \cdot d' - A_s \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + (600 A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - 600 A_{s1} \cdot d' - 600 A_{s2} \cdot d' - 600 A_{s3} \cdot d' = 0$$

$$\left[0,85 \times 30 \times 0,85 \times 700 \right] c^2 + \left[600 \times 4415,625 - 3434,375 \right.$$

$$\left. \times 390 \right] c - 600 \times 4415,625 \times 142,4 = 0$$

$$15173 c^2 + 1309968,75 c - 377191518,8 = 0$$

dengan rumus ABC dapat dihitung nilai c :

$$c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$= \frac{-1309969 + \sqrt{1309969^2 - 4 \times 15173 \times 377191518,8}}{2 \times 15173}$$

$$= \frac{-1309968,75 + 4960622,078}{30345} = 120,3 \text{ mm}$$

$$c = 120,3 \text{ mm}$$

Karena nilai $c < y_2$ maka dihitung nilai c sebenarnya berdasarkan persamaan yang kedua.

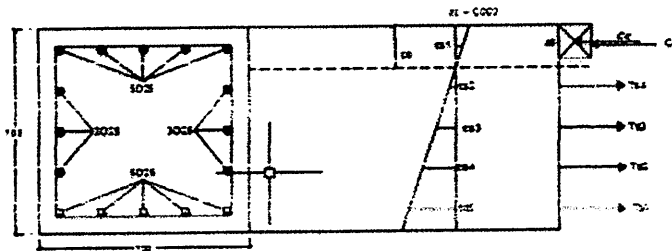
Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 11 \text{ D } 25 = 5401,786 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 5 \text{ D } 25 = 2455,357 \text{ mm}^2$$

$$d' = 40 + 10 + 1/2 \cdot 25 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 62,5 = 637,5 \text{ mm}$$



Gambar 4.18 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi 2 lentur murni

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

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

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c - d') \times 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c - d') \cdot 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' - A_s \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - 600 A_s' \cdot d' = 0$$

$$\left[0,85 \times 30 \times 0,85 \times 700 \right] c^2 + \left[600 \times 2455,357 - 5401,786 \right. \\ \left. \times 390 \right] c - 600 \times 2455,357 \times 62,5 = 0$$

$$15173 \cdot c^2 + -633482,14 \cdot c - 92075892,9 = 0$$

dengan rumus ABC dapat dihitung nilai c :

$$c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$= \frac{633482 \pm \sqrt{-633482^2 - 4 \times 15173 \times 92075892,9}}{2 \times 15173}$$

$$= \frac{633482,1429 + 2447322,121}{30345} = 101,526 \text{ mm}$$

$$c = 101,526 \text{ mm}$$

Dihitung nilai a :

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0,85 \times 101,526 = 86,297 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \times 30 \times 86,297 \times 700$$

$$= 1540,402 \text{ kN}$$

$$C_s = f_s' \cdot A_s'$$

$$= \frac{(c - d')}{c} \times 600 \cdot A_s'$$

$$= \frac{101,526 - 62,5}{101,526} \times 600 \times 2455,357 \times 10^{-3}$$

$$= 566,294 \text{ kN}$$

$$T_{s1} = A_s \times f_y$$

$$= 2455,357 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 957,59 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = A_s \times f_y$$

$$= 982,14 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 383,036 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = A_s \times f_y$$

$$= 982,14 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 383,036 \text{ kN}$$

$$T_{s4} = A_s \times f_y$$

$$= 982,14 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 383,036 \text{ kN}$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_{s2} + T_{s3} + T_{s4}$$

$$1540,402 + 566,29 = 957,59 + 383,036 + 383,036 + 383,036$$

$$2106,696 = 2106,696$$

$$Z_{C_c} = c - a/2$$

$$= 101,526 - 86,297 / 2$$

$$= 58,3774 \text{ mm}$$

$$Z_{C1} = c - y_1$$

$$= 101,526 - 62,5$$

$$Z_{T3} = y_3 - c$$

$$= 350,00 - 101,526$$

$$= 248,474 \text{ mm}$$

$$Z_{T2} = y_4 - c$$

$$= 493,75 - 101,526$$

$$= 39,026 \text{ mm}$$

$$= 392,224 \text{ mm}$$

$$ZT4 = y2 - c$$

$$ZT1 = y5 - c$$

$$= 206,3 - 101,526$$

$$= 637,50 - 101,526$$

$$= 104,724 \text{ mm}$$

$$= 535,974 \text{ mm}$$

$$Mn = \{(Cc.ZCc) + (Cs.ZC_1) + (Ts_1.ZT_1) + (Ts_2.ZT_2) + (Ts_3.ZT_3) + (Ts_4.ZT_4)\}$$

$$= \{ 1540,402 \times 58,377408 \} + \{ 566,294 \times 39,026 \} + \{ 957,589 \times 535,974 \} \\ + \{ 383,036 \times 392,224 \} + \{ 383,036 \times 248,474 \} + \{ 383,036 \times 104,724 \} 10^{-3}$$

$$= 910,79 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 0,65 \times 910,79$$

$$= 592,014 \text{ kNm}$$

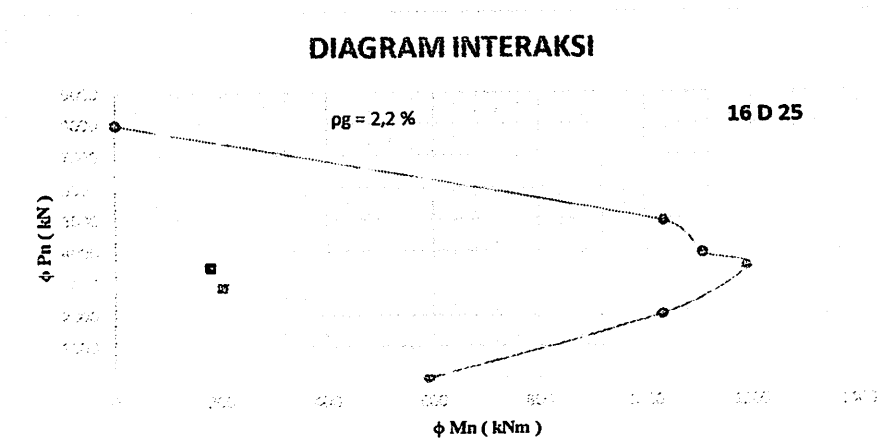
Kondisi	16 D 16	
	ϕPn (kN)	ϕMn (kNm)
Sentris	7985,289	0
Patah Desak	4916,751	1033,364
Balance	3918,518	1106,820
Balance 1,25 fy	3483,778	1190,624
Patah Tarik	1996,313	1031,829
Lentur	0	592,014

C184

C184

Kolom	ϕPn (kN)
Kolom Atas	2890,312
Kolom desain	3499,278

Dari perhitungan ETABS, didapat nilai nilai - beban Aksial terfaktor untuk kolom atas sebesar 2890,31 kN , kolom desain sebesar 3499,28 kN



Gambar 4.19 Diagram Interaksi Kolom

Dari diagram diatas, dapat dilihat bahwa koordinat untuk momen max yang terjadi pada kolom desain masih berada di dalam diagram. Maka dapat disimpulkan bahwa kolom desain mampu memikul beban-beban struktur.

Dari hasil pembacaan ketiga diagram interaksi kolom diatas, maka didapat nilai momen nominal terfaktor untuk kolom yang ditinjau sebesar :

Kolom	ϕM_n (kNm)
Kolom Atas	202,08
Kolom desain	178,50

7.2.2 Perhitungan Penulangan Geser Kolom

Diketahui :	$l = 4500 \text{ mm}$	$f_c = 30 \text{ MPa}$
	$b = 700 \text{ mm}$	$f_{y_{ulir}} = 400 \text{ MPa}$
	$h = 700 \text{ mm}$	$f_{y_{polos}} = 260 \text{ MPa}$
	$l_n = 3900 \text{ mm}$	$D = 25 \text{ mm}$
	$p = 40 \text{ mm}$	$\emptyset = 12 \text{ mm}$

a. Pengekangan Kolom

Pada perencanaan SRPMK, Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang 10 (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1) dari muka yang ditinjau, dimana panjang 10 tidak boleh kurang dari :

- $h = 700 \text{ mm}$
- $\frac{1}{6} \cdot l_n = \frac{1}{6} \times 3900 = 650,000 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 700 mm dari muka kolom.

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3), spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $\frac{1}{4} \times \text{dimensi terkecil komponen struktur} = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 100 mm

Dipasang tulangan geser $4 \emptyset 12 \text{ mm}$

$$A_s = 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2$$

$$= 452,16 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jadi } A_s = 452,16 \text{ mm}^2 \geq A_{sh}$$

$$h_c = 700 - 40 - 40 - (2 \times 12) = 596,0 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = h_c \times h_c = 596,0 \times 596,0 = 3,55E+05 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan sesuai SNI 2847-2013 Pasal

21.6.4.4.(b) dan diambil nilai yang terbesar dari hasil rumus berikut ini :

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

$$452,2 = 0,3 \times \left(\frac{s \times 596 \times 30}{400} \right) \times \left(\left(\frac{490000}{355216} \right) - 1 \right)$$

$$452,2 = 0,3 \times 44,7 \ s \times 0,379$$

$$452,2 = 5,088322 \ s$$

$$s = 88,8623 \text{ mm}$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right)$$

$$452,2 = 0,09 \left(\frac{s \times 596 \times 30}{400} \right)$$

$$452,2 = 0,09 \times 44,7 \ s$$

$$452,2 = 4,023 \ s$$

$$s = 112,3937 \text{ mm}$$

Digunakan $s = 120 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan geser $4 \ \emptyset \ 12 - 120 \text{ mm}$

a. Perhitungan Tulangan Transversal Kolom Akibat Ve

Diketahui :	$l = 4500 \text{ mm}$	$f_c = 30 \text{ MPa}$
	$b = 700 \text{ mm}$	$f_{y_{ulir}} = 400 \text{ MPa}$
	$h = 700 \text{ mm}$	$f_{y_{polos}} = 260 \text{ MPa}$
Tinggi bersih h_n	$= 3900 \text{ mm}$	$Nu, k = 3499,28 \text{ N}$
Tulangan sengkang	$= \emptyset 12 \text{ mm}$	

Perhitungan Momen Probabilitas (Mpr)

$$M_{pr} = M_{nb} = 183172888,848 \text{ Nmm}$$

Karena tulangan longitudinal sepanjang kolom sama, maka M_{pr_3} dan M_{pr_4}

$= 183172888,848 \text{ Nmm}$, sehingga :

$$\begin{aligned} V_{e \text{ kolom}} &= \frac{M_{pr_3} + M_{pr_4}}{h_n} \\ &= \frac{183172888,848 + 183172888,848}{3900} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 93934,81 \text{ N} \\
V_{e \text{ balok}} &= \frac{M_{Pr_1} + M_{Pr_2}}{h_n} \\
&= \frac{423156410,114 + 423156410,114}{3900} \\
&= 217003,287 \text{ N} > V_{e \text{ kolom}} = 93934,815 \text{ N}
\end{aligned}$$

V_c = apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

Gaya aksial terfaktor $< A_g \cdot f_c / 20$

$$3499,278 \text{ N} < \frac{700 \times 700 \times 30}{20}$$

$$3499,278 \text{ N} < 735000 \text{ N}$$

Maka dipakai V_c sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 :

$$\begin{aligned}
V_c &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
&= 0,17 \left[1 + \frac{3499,278}{14 \times 490000} \right] \times 1 \times \sqrt{30} \times 700 \times 637,5 \\
&= 415727,979 \text{ N}
\end{aligned}$$

- Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_o (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1) dari muka yang ditinjau, dimana panjang l_o tidak boleh kurang dari :

- $h = 700 \text{ mm}$
- $\frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times 3900 = 650,0 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 600 mm dari muka kolom.

Persyaratan spasi maksimum pada daerah sendi plastis (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3), spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $\frac{1}{4} \times$ dimensi terkecil komponen strukt = $\frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$

$$- 6 \times \text{diameter terkecil komponen struktural} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 323}{3} \right) = 109 \text{ mm}$$

Maka diasumsikan s rencana yang dipakai sebesar 100 mm

$$h_c = 700 - 40 - 40 = 620 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = 620,0 \times 620,0 = 384400 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan sesuai SNI 2847-2013 Pasal

21.6.4.4.(b) dan diambil nilai yang terbesar dari hasil rumus berikut ini :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{100 \times 620 \times 30}{400} \right) \times \left(\left(\frac{384400,0}{384400} \right) - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,3 \times 4650,0 \times 0,000$$

$$A_{sh} = 0 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(\frac{100 \times 620 \times 30}{400} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times 4650$$

$$A_{sh} = 418,5 \text{ mm}^2, \text{ maka diambil yg terbesar yaitu: } 418,5 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi luas perlu minimum, maka dipasang: $A_{sh} \ 4 \ \phi \ 12$

$$A_{sh} \ 4 \ \phi \ 12 = 452,16 \text{ mm}^2 > 418,5 \text{ mm}^2 \text{ (Terpenuhi)}$$

Maka, direncanakan tulangan sengkang kolom 4 kaki diameter 12 - 100

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{452,16 \times 400 \times 637,5}{100}$$

$$= 1153008,00 \text{ N}$$

Jadi dipasang tulangan geser 4 ϕ 12 - 100 mm

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$V_s \leq 0,66 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 700 \times 700,0$$

$$1.153.008 \text{ N} < 1.771.335 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 [1153008 + 415728,0]$$

$$= 1176551,98 \text{ N} > V_u = 217003,29 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Jadi untuk penulangan geser di daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis

sejauh $l_o = 700 \text{ mm}$ dipasang tulangan geser 4 kaki $\emptyset 12 - 100$.

- Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

Persyaratan spasi maksimum untuk daerah luar sendi plastis menurut

SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $6 \times$ diameter tulangan utama $= 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

- 150 mm

Dipakai sengkang $4 \emptyset 12$ dengan spasi 150 mm

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{452,2 \times 400 \times 637,5}{150}$$

$$= 768672 \text{ N}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$V_s \leq 0,66 \cdot f_c' \cdot \sqrt{b_w \cdot d}$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 700 \times 700,0$$

$$768.672 \text{ N} < 1.771.335 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 [768672 + 415728,0]$$

$$= 888299,98 \text{ N} > V_u = 217003,29 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

4 kaki $\emptyset 12-150$.

7.2.3 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 panjang sambungan lewatan harus dihitung sesuai dengan rumus sebagai berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda \sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t \Psi_o \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

dimana : $\Psi_t = 1$ $\Psi_o = 1$ $\Psi_s = 0,8$ $\lambda = 1$

$$\begin{aligned} c &= \text{selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ kolom} \\ &= 40 + 12 + \left[\frac{1}{2} \cdot 25 \right] \\ &= 64,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{700 - 2 [40 + 12] - 25}{2 \times 4} \\ &= 71,38 \text{ mm} \end{aligned}$$

diambil $c = 71,375$ mm yang menentukan $K_{tr} = 0$

$$\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \frac{71,375 + 0}{25} = 2,855$$

$$\text{Sehingga : } l_d = \frac{400}{1,1 \times \sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 0,8}{2,855} \times 25 = 465,083 \text{ mm}$$

Sesuai Pasal 21.6.3.3, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik.

Mengingat sambungan lewatan ini termasuk kelas B, maka panjangnya harus $= 1,3 l_d = 1,3 \times 465,1 = 604,61 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$.

Sedangkan untuk spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan, harus memenuhi syarat-syarat yang terdapat pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.3 yaitu :

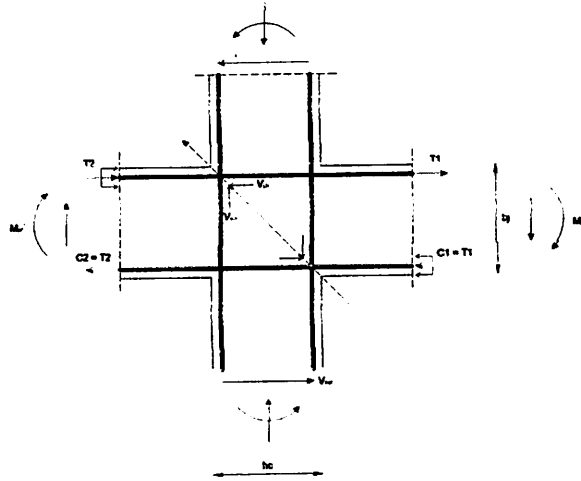
$$- d/4 = \frac{637,5}{4} = 159 \text{ mm}$$

- 100 mm

Maka digunakan spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan sebesar 90 mm

Dari analisa diatas, maka digunakan tulangan sengkang pada daerah sambungan lewatan 4 kaki $\emptyset 12$ - mm

7.3 Perhitungan Pertemuan Balok-Kolom



Gambar 4.21 Analisa geser dari hubungan balok kolom (Joint 63)

Data perencanaan :

- $f_c = 30 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- $h_n, a = 4400 \text{ mm}$
- $h_n, b = 4400 \text{ mm}$
- $Mpr^-, b = 423156410,11 \text{ Nmm}$
- $Mpr^+, b = 423156410,11 \text{ Nmm}$

Tulangan yang terpasang pada balok :

- balok kiri = 6 D 16
- balok kanan = 6 D 16

Pemeriksaan kuat geser nominal pada joint :

Gaya geser yang terjadi

$$A_{s1} = 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 1205,76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 1205,76 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y$$

$$T_1 = 1205,76 \times 1,25 \times 400 = 602880,0 \text{ N}$$

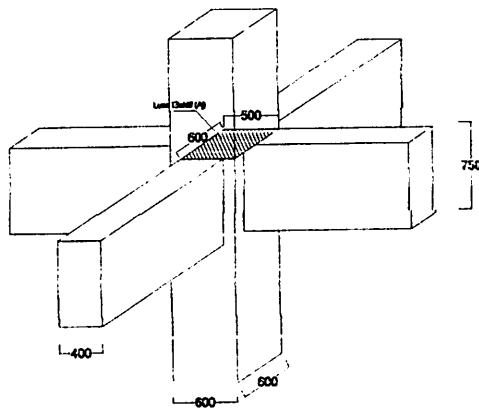
$$T_2 = 1205,76 \times 1,25 \times 400 = 602880,0 \text{ N}$$

$$Mu = \frac{Mpr, b, kanan + Mpr, b, kiri}{2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{423156410,114 + 423156410,114}{2} \\
&= 423156410,114 \text{ Nmm} \\
V_h &= \frac{2 \times Mu}{h_n / 2} \\
&= \frac{2 \times 423156410,11}{4400 / 2} \\
&= 384687,646 \text{ N} \\
V_{jh} &= T_1 + T_2 - V_h \\
&= 602880,00 + 602880,00 - 384687,65 \\
&= 821072,35 \text{ N}
\end{aligned}$$

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 4.22 Luas efektif (A_j) untuk HBK

Maka :

$$\begin{aligned}
V_{jh} &< \phi \times 1,7 \times \sqrt{f_c'} \times A_j \\
821072,35 &< 0,75 \times 1,7 \times \sqrt{30} \times 550 \times 600 \\
821072,35 \text{ N} &< 2304542,66 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}
\end{aligned}$$

• Penulangan geser horisontal

$$N_u = 3601951,10 \text{ N}$$

$$\frac{N_u}{A_g} = \frac{3601951 \times 1,25}{600 \times 600}$$

$$= 12,507 \text{ N/mm}^2 > 0,1 \cdot f_c = 0,1 \times 30 = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

Jadi $V_{c,h}$ dihitung menurut persamaan

$$\begin{aligned} V_{c,h} &= \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_u, k}{A_g} - 0,1 \times f_c \right)} \times b_j \times h_c \\ &= \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{3601951}{360000} - 0,1 \times 30 \right)} \times 600 \times 600 \\ &= 739993,392 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{s,h} + V_{c,h} = V_{j,h}$$

$$\begin{aligned} V_{s,h} &= V_{j,h} - V_{c,h} \\ &= 821072,35 - 739993,39 \\ &= 81078,96 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{j,h} &= \frac{V_{s,h}}{f_y} \\ &= \frac{81078,96}{400} \\ &= 202,697 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Coba dipasang 9 lapis tulangan sengkang :

$$\begin{aligned} \text{Maka As ada} &= 9 \times 378,75 \\ &= 3408,71 \text{ mm}^2 > A_{j,h} = 202,697 \text{ mm}^2 \dots \text{aman} \end{aligned}$$

• Penulangan geser vertikal

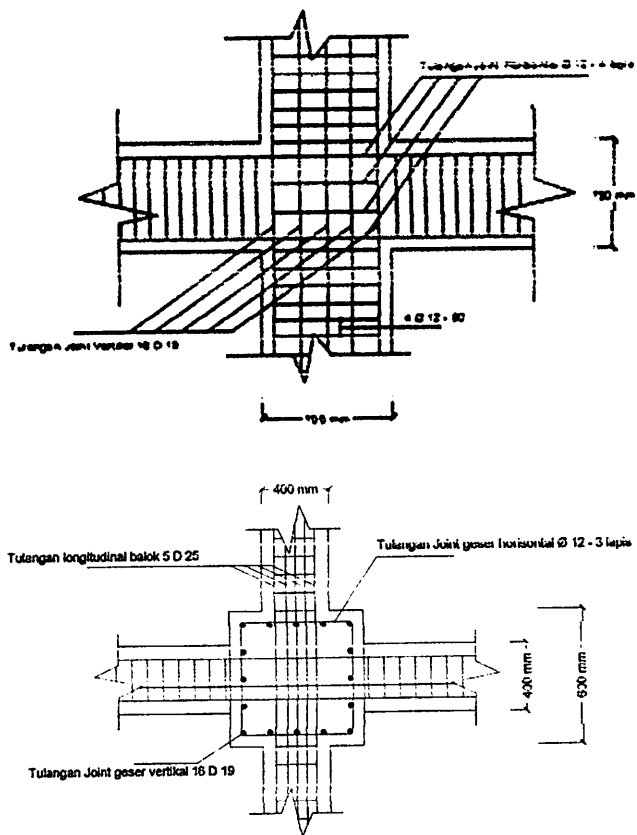
$$\begin{aligned} V_{j,v} &= \frac{h_c}{b_j} V_{j,h} \\ &= \frac{600}{600} \times 821072,35 \\ &= 821072,35 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c,v} &= \frac{As' \cdot V_{j,h}}{As} \times \left(0,6 + \frac{Nu, k}{Ag \cdot f'c} \right) \\
 &= \frac{1205,76 \times 821072,35}{1205,76} \times \left(0,6 + \frac{3601951,10}{360000 \times 30} \right) \\
 &= 766482,53 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s,v} &= V_{j,v} - V_{c,v} \\
 &= 821072,35 - 766482,53 \\
 &= 54589,824 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{j,v} &= \frac{V_{s,v}}{fy} \\
 &= \frac{54589,824}{400} \\
 &= 136,475 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

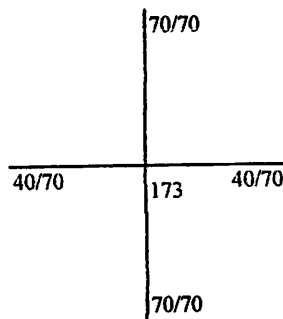
Tulangan kolom yang terpasang 16 D 25, dimana luas tulangan (As ada = 7850 mm^2) $>$ $136,475 \text{ mm}^2$. Maka tidak diperlukan lagi tulangan geser vertikal karena sudah ditahan oleh tulangan kolom yang terpasang.



Gambar 4.23 Penulangan Hubungan Balok Kolom (Joint 63)

7.4 Perhitungan Pendetailan Tulangan

Perhitungan pendetailan joint 63



- Pendetailan Tulangan Tumpuan Tarik (atas)

- Untuk pemberhentian tulangan tumpu tarik ke dalam balok adalah sejauh

$$\frac{1}{4} \times L_n = \frac{1}{4} \times 6400 = 1600 \text{ mm dari muka kolom.}$$

Ditambah dengan penjangkaran yang diperlukan untuk penjangkaran sejauh :

$$12 \text{ db} = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{16} l_n = \frac{1}{16} \times 6400 = 400,00 \text{ mm}$$

$$d = 539,0 \text{ mm}$$

Dipakai perpanjangan 539 mm

$$\text{Total panjang yang diperlukan} = 1600 + 539,0 = 2139,0 \text{ mm}$$

Modifikasi yang digunakan :

- › Batang tulangan baja paling atas dengan elevasi antara tulangan tersebut dengan lapisan beton terbawah tidak kurang dari 300 mm.

$$600 - 40 - 10 - (0,5 \times 16) = 539,0 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- › Ld yang dibutuhkan adalah :

$$L_{db} = \frac{0,02 \cdot A_s \cdot f_y}{\sqrt{f_c'}} = \frac{0,02 \times (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22) \times 390}{\sqrt{30}} = 555,443 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 0,06 \times 22 \times 400 = 528,0 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai } L_{db} = 555,443 \text{ mm}$$

Dipakai faktor 1,4

$$\text{Maka } L_d = 555,443 \times 1,4$$

$$= 777,6 \text{ mm ditambah perpanjangan 539 mm.}$$

$$L_d = 777,6 + 539,0$$

$$= 1316,62 \text{ mm} < 2139 \text{ mm}$$

$$\text{Jadi dipakai panjang penyaluran } L_d = 2139 \text{ mm} \approx 2140 \text{ mm}$$

- Penjangkaran masuk ke dalam kolom

- Pendetailan tulangan tumpuan tekan balok (SNI 2847-2013 Pasal 12.3.2)

Untuk tulangan tumpuan tekan, panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom adalah :

$$L_{db} = \frac{db \cdot f_y}{4 \sqrt{f_c'}} = \frac{22 \times 400}{4 \times \sqrt{30}} = 401,66 \text{ mm}$$

Panjang Ldb tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 0,04 \times 22 \times 400 = 352,00 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai } L_{db} = 401,66 \text{ mm} \approx 410 \text{ mm}$$

- Pendetailan tulangan tumpuan tarik balok (SNI 2847-2013 Pasal 12.5.2)

$$L_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100 \times 22}{\sqrt{30}} = 401,663 \text{ mm}$$

Tidak kurang dari :

$$8 \text{ db} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = 401,66 \text{ mm} > 8 \text{ db} = 176 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai } L_{dh} = 401,66 \text{ mm} \approx 410 \text{ mm}$$

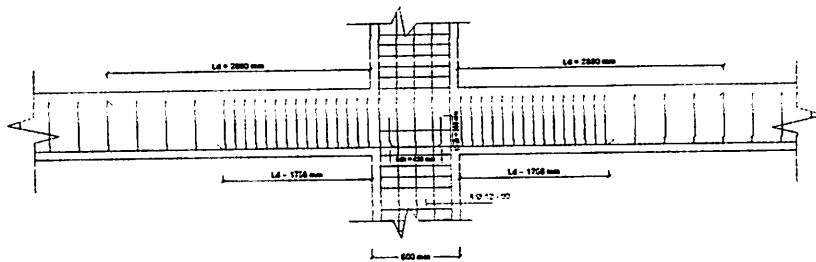
Dipilih pembengkokan 90° dengan panjang pembengkokan 12 db

$$= 12 \times 22 = 264 \text{ mm} \approx 265 \text{ mm}$$

• Pemutusan tulangan tumpuan tekan

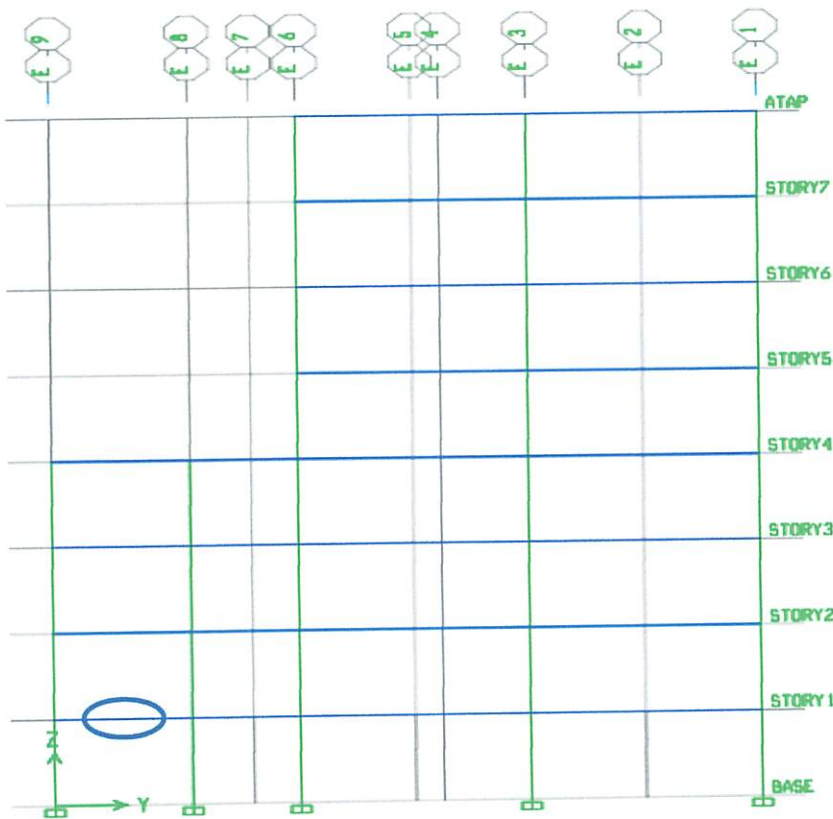
Untuk pemberhentian tulangan tumpuan tekan adalah sejauh

$$\frac{1}{5} l_n = \frac{1}{5} \times 6400 = 1280 \text{ mm dari muka kolom.}$$



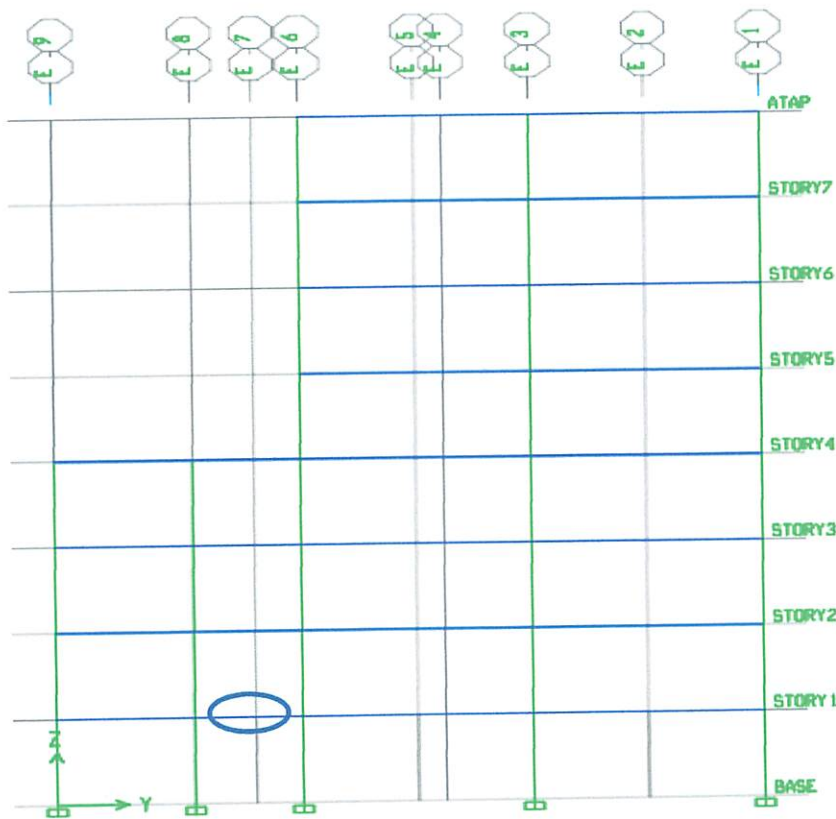
Gambar 4.24 Pendetailan Tulangan Joint 173

Berikut Momen yang terjadi pada Balok B308 di Lantai 1 Dengan Bentang 5,4 m



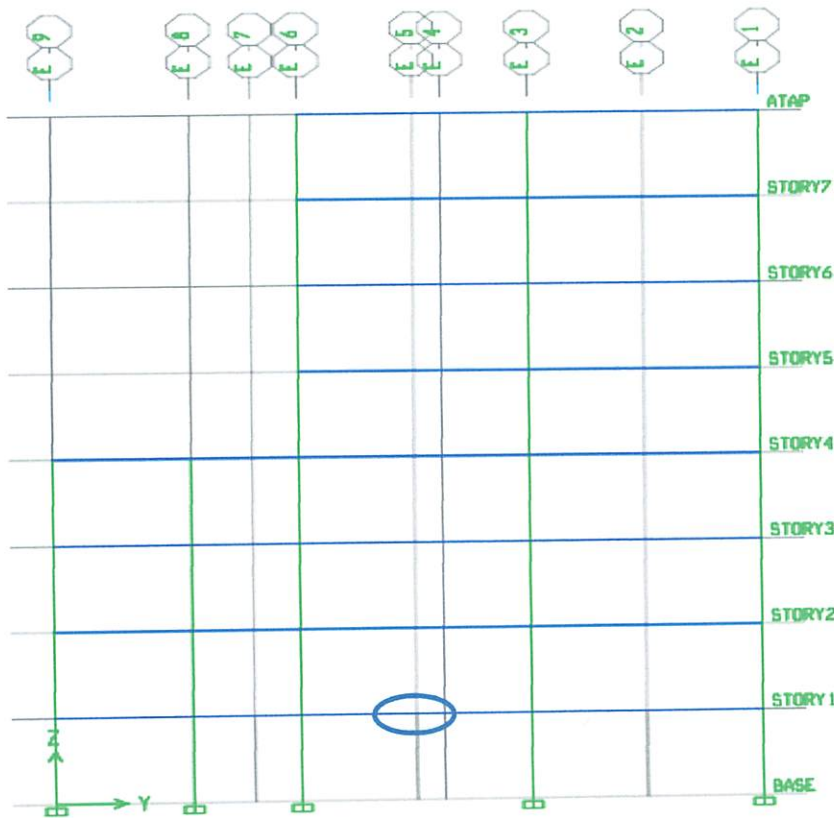
Momen dari kiri	Satuan	Momen dari kanan	Satuan
Kombinasi 1 =	932,062 kN-mm	Kombinasi 1 =	3601,425 kN-mm
Kombinasi 2 =	17038,232 kN-mm	Kombinasi 2 =	4042,212 kN-mm
Kombinasi 3 =	9861,651 kN-mm	Kombinasi 3 =	31559,110 kN-mm
Kombinasi 4 =	10375,844 kN-mm	Kombinasi 4 =	18451,996 kN-mm
Kombinasi 5 =	11521,128 kN-mm	Kombinasi 5 =	-11084,029 kN-mm
Kombinasi 6 =	12035,322 kN-mm	Kombinasi 6 =	-24191,143 kN-mm
Kombinasi 7 =	9861,651 kN-mm	Kombinasi 7 =	31559,110 kN-mm
Kombinasi 8 =	11521,128 kN-mm	Kombinasi 8 =	-11084,024 kN-mm
Kombinasi 9 =	10375,844 kN-mm	Kombinasi 9 =	18451,996 kN-mm
Kombinasi 10 =	12035,322 kN-mm	Kombinasi 10 =	-24191,143 kN-mm
Kombinasi 11 =	9621,978 kN-mm	Kombinasi 11 =	30633,029 kN-mm
Kombinasi 12 =	10149,486 kN-mm	Kombinasi 12 =	17577,364 kN-mm
Kombinasi 13 =	11348,031 kN-mm	Kombinasi 13 =	-11752,865 kN-mm
Kombinasi 14 =	11875,54 kN-mm	Kombinasi 14 =	-24808,530 kN-mm
Kombinasi 15 =	9621,978 kN-mm	Kombinasi 15 =	30633,029 kN-mm
Kombinasi 16 =	11348,031 kN-mm	Kombinasi 16 =	-11752,865 kN-mm
Kombinasi 17 =	10149,486 kN-mm	Kombinasi 17 =	17577,364 kN-mm
Kombinasi 18 =	11875,54 kN-mm	Kombinasi 18 =	-24808,530 kN-mm
Kombinasi 19 =	-507,625 kN-mm	Kombinasi 19 =	30113,155 kN-mm
Kombinasi 20 =	1705,991 kN-mm	Kombinasi 20 =	-25482,751 kN-mm

Berikut Momen yang terjadi pada Balok B304 di Lantai 1 Dengan Bentang 4,2 m



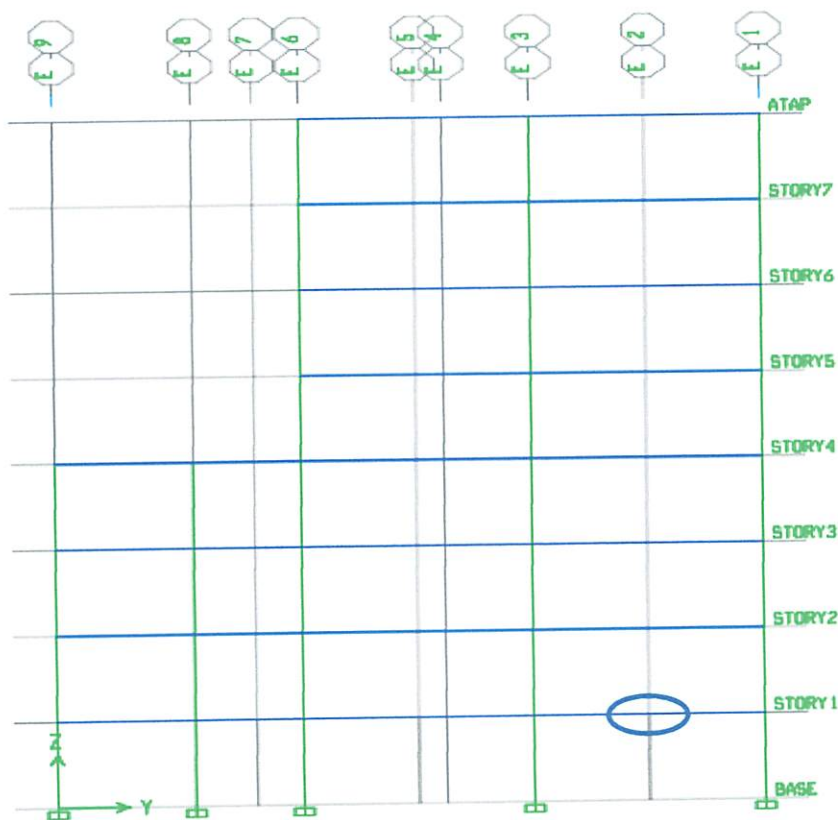
Momen dari kiri	Satuan	Momen dari kanan	Satuan
Kombinasi 1 =	-142898,608 kN-mm	Kombinasi 1 =	1954,583 kN-mm
Kombinasi 2 =	-197593,425 kN-mm	Kombinasi 2 =	17682,995 kN-mm
Kombinasi 3 =	-340684,681 kN-mm	Kombinasi 3 =	45911,063 kN-mm
Kombinasi 4 =	-260513,397 kN-mm	Kombinasi 4 =	29808,138 kN-mm
Kombinasi 5 =	-78341,775 kN-mm	Kombinasi 5 =	-6447,877 kN-mm
Kombinasi 6 =	1829,509 kN-mm	Kombinasi 6 =	-22550,802 kN-mm
Kombinasi 7 =	-340684,681 kN-mm	Kombinasi 7 =	45911,063 kN-mm
Kombinasi 8 =	-78341,775 kN-mm	Kombinasi 8 =	-6447,877 kN-mm
Kombinasi 9 =	-260513,397 kN-mm	Kombinasi 9 =	29808,138 kN-mm
Kombinasi 10 =	1829,509 kN-mm	Kombinasi 10 =	-22550,802 kN-mm
Kombinasi 11 =	-303939,325 kN-mm	Kombinasi 11 =	45408,456 kN-mm
Kombinasi 12 =	-225809,449 kN-mm	Kombinasi 12 =	29333,453 kN-mm
Kombinasi 13 =	-51803,462 kN-mm	Kombinasi 13 =	-6810,871 kN-mm
Kombinasi 14 =	26326,413 kN-mm	Kombinasi 14 =	-22885,874 kN-mm
Kombinasi 15 =	-303939,325 kN-mm	Kombinasi 15 =	45408,456 kN-mm
Kombinasi 16 =	-51803,462 kN-mm	Kombinasi 16 =	-6810,871 kN-mm
Kombinasi 17 =	-225809,449 kN-mm	Kombinasi 17 =	29333,453 kN-mm
Kombinasi 18 =	26326,413 kN-mm	Kombinasi 18 =	-22885,874 kN-mm
Kombinasi 19 =	-260058,373 kN-mm	Kombinasi 19 =	35445,566 kN-mm
Kombinasi 20 =	76331,591 kN-mm	Kombinasi 20 =	-32932,531 kN-mm

Berikut Momen yang terjadi pada Balok B252 di Lantai 1 Dengan Bentang 9 m



Momen dari kiri	Satuan	Momen dari kanan	Satuan
Kombinasi 1 =	-542872,134 kN-mm	Kombinasi 1 =	-602136,841 kN-mm
Kombinasi 2 =	-754375,57 kN-mm	Kombinasi 2 =	-807435,823 kN-mm
Kombinasi 3 =	-551374,919 kN-mm	Kombinasi 3 =	-828310,552 kN-mm
Kombinasi 4 =	-597491,332 kN-mm	Kombinasi 4 =	-768848,988 kN-mm
Kombinasi 5 =	-694467,36 kN-mm	Kombinasi 5 =	-627533,76 kN-mm
Kombinasi 6 =	-740583,773 kN-mm	Kombinasi 6 =	-568072,196 kN-mm
Kombinasi 7 =	-551374,919 kN-mm	Kombinasi 7 =	-828310,552 kN-mm
Kombinasi 8 =	-694467,36 kN-mm	Kombinasi 8 =	-627533,76 kN-mm
Kombinasi 9 =	-597491,332 kN-mm	Kombinasi 9 =	-768848,988 kN-mm
Kombinasi 10 =	-740583,773 kN-mm	Kombinasi 10 =	-568072,196 kN-mm
Kombinasi 11 =	-411779,227 kN-mm	Kombinasi 11 =	-673475,364 kN-mm
Kombinasi 12 =	-465650,956 kN-mm	Kombinasi 12 =	-622615,755 kN-mm
Kombinasi 13 =	-593648,249 kN-mm	Kombinasi 13 =	-515708,346 kN-mm
Kombinasi 14 =	-647519,978 kN-mm	Kombinasi 14 =	-464848,737 kN-mm
Kombinasi 15 =	-411779,227 kN-mm	Kombinasi 15 =	-673475,364 kN-mm
Kombinasi 16 =	-593648,249 kN-mm	Kombinasi 16 =	-515708,346 kN-mm
Kombinasi 17 =	-465650,956 kN-mm	Kombinasi 17 =	-622615,755 kN-mm
Kombinasi 18 =	-647519,978 kN-mm	Kombinasi 18 =	-464848,737 kN-mm
Kombinasi 19 =	-242751,828 kN-mm	Kombinasi 19 =	-504304,215 kN-mm
Kombinasi 20 =	-455226,631 kN-mm	Kombinasi 20 =	-269871,724 kN-mm

Berikut Momen yang terjadi pada Balok B253 di Lantai 1 Dengan Bentang 9 m



Momen dari kiri	Satuan	Momen dari kanan	Satuan
Kombinasi 1 =	-553580,037 kN-mm	Kombinasi 1 =	-493295,84 kN-mm
Kombinasi 2 =	-615024,764 kN-mm	Kombinasi 2 =	-517027,802 kN-mm
Kombinasi 3 =	-459028,923 kN-mm	Kombinasi 3 =	624853,379 kN-mm
Kombinasi 4 =	-509267,922 kN-mm	Kombinasi 4 =	-558938,778 kN-mm
Kombinasi 5 =	-615385,919 kN-mm	Kombinasi 5 =	-404464,728 kN-mm
Kombinasi 6 =	-665624,917 kN-mm	Kombinasi 6 =	-338550,127 kN-mm
Kombinasi 7 =	-459028,923 kN-mm	Kombinasi 7 =	-624853,379 kN-mm
Kombinasi 8 =	-615385,919 kN-mm	Kombinasi 8 =	-404464,728 kN-mm
Kombinasi 9 =	-509267,922 kN-mm	Kombinasi 9 =	-558938,778 kN-mm
Kombinasi 10 =	-665624,917 kN-mm	Kombinasi 10 =	-338550,127 kN-mm
Kombinasi 11 =	-316679,771 kN-mm	Kombinasi 11 =	-498005,877 kN-mm
Kombinasi 12 =	-374827,056 kN-mm	Kombinasi 12 =	-439138,36 kN-mm
Kombinasi 13 =	-512578,198 kN-mm	Kombinasi 13 =	-312852,644 kN-mm
Kombinasi 14 =	-570725,483 kN-mm	Kombinasi 14 =	-253985,126 kN-mm
Kombinasi 15 =	-316679,771 kN-mm	Kombinasi 15 =	-498005,877 kN-mm
Kombinasi 16 =	-512578,198 kN-mm	Kombinasi 16 =	-312852,644 kN-mm
Kombinasi 17 =	-374827,056 kN-mm	Kombinasi 17 =	-439138,36 kN-mm
Kombinasi 18 =	-570725,483 kN-mm	Kombinasi 18 =	-253985,126 kN-mm
Kombinasi 19 =	-240712,454 kN-mm	Kombinasi 19 =	-449699,755 kN-mm
Kombinasi 20 =	-471033,307 kN-mm	Kombinasi 20 =	-184537,754 kN-mm

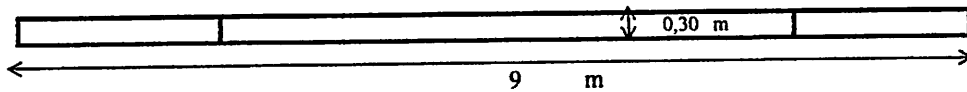
BAB VIII PENULANGAN DINDING GESER

8.1 Perhitungan Penulangan Dinding Geser Pada Segmen 1

Data Perencanaan

- Kuat Tekan Beton (f_c) : 30 Mpa
- Kuat leleh baja (f_y) : 390 Mpa
- Faktor reduksi kekuatan
 - lentur dan tekan aksial Φ : 0,65
 - Geser Φ : 0,65
 - Panjang dinding geser : 9000 mm.
 - Tebal dinding geser : 300 mm

Luas penampang dinding geser : 9000 x 300 = 2700000 mm²



8.1.1 Penulangan Longitudinal pada Segmen 1 Ditinjau dari arah X

$$\begin{aligned}
 M_u & : 396942,8 \text{ kgm} & = & 3969,428 \text{ kNm} \\
 P_u & : -141321,75 \text{ kNm} & = & \\
 M_n & : \frac{M_u}{\Phi} & = & \frac{3969,428}{0,65} = 6106,812 \text{ kNm} \\
 P_n & : \frac{P_u}{\Phi} & = & \frac{-141321,8}{0,65} = -217418,077 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Dicoba tulangan Longitudinal D 16
 - Menentukan c (garis netral) dengan trial error
- c : 937,037 mm

Maka tulangan no 1 - 7 ialah tulangan tekan dan tulangan no 8 - 38 adalah tulangan tarik

- Meng hitung luas masing - masing pada serat yang sama

Untuk Tulangan tekan

$$\begin{aligned}
 A's & = n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 A's 1 & \quad 2 D \quad 16 = 2 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2 = 402,29 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk Tulangan tarik

$$\begin{aligned}
 A_s & = n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 A_s 11 & \quad 2 D \quad 16 = 2 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2 = 402,29 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

As i	mm ²
A's 1	402,286
A's 2	402,286
A's 3	402,286
A's 4	402,286
A's 5	402,286
A's 6	402,286
A's 7	402,286
As 8	402,286
As 9	402,286
As 10	402,286
As 11	402,286

As	mm ²
As 14	402,286
As 15	402,286
As 16	402,286
As 17	402,286
As 18	402,286
As 19	402,286
As 20	402,286
As 21	402,286
As 22	402,286
As 23	402,286
As 24	402,286

As	mm ²
As 27	402,286
As 28	402,286
As 29	402,286
As 30	402,286
As 31	402,286
As 32	402,286
As 33	402,286
As 34	402,286
As 35	402,286
As 36	402,286
As 37	402,286

As12	402,286
As13	402,286

As 25	402,286
As 26	402,286

As 38	402,286
-------	---------

Tabel 4.1 Luas Tulangan pada Masing - Masing Serat

- Menghitung jarak masing - masing tulangan terhadap serat penampang atas dan Menghitung jarak masing -masing tulangan terhadap tengah - tengah penampang (*Pusat Plastis*)

$$d' = \text{Selimut beton} + \text{diameter sengkang} + (1/2 \text{ diameter tulangan As1})$$

$$= 40 + 10 + 8$$

$$= 58,0 \text{ mm} = 5,8 \text{ cm}$$

$$\text{Pusat plastis} = \frac{\text{Panjang penampang dinding geser}}{2} = \frac{9000}{2} = 4500 \text{ mm}$$

$$= \frac{9000}{2} = 450 \text{ cm}$$

di	jarak (cm)
d1	5,8
d2	15
d3	25
d4	35
d5	45
d6	60
d7	90
d8	120
d9	150
d10	180
d11	210
d12	240
d13	270

di	jarak (cm)
d14	300
d15	330
d16	360
d17	390
d18	420
d19	435
d20	450
d21	480
d22	510
d23	540
d24	570
d25	600
d26	630

di	jarak (cm)
d27	660
d28	690
d29	720
d30	750
d31	780
d32	810
d33	840
d34	855
d35	865
d36	875
d37	885
d38	894,2

Tabel 4.2 Jarak Masing - Masing Tulangan pada Serat Penampang Atas

yi	jarak (cm)
y1	444,2
y2	435
y3	425
y4	415
y5	405
y6	390
y7	360
y8	330
y9	300
y10	270
y11	240
y12	210
y13	180

yi	jarak (cm)
y14	150
y15	120
y16	90
y17	60
y18	30
y19	15
y20	15
y21	30
y22	60
y23	90
y24	120
y25	150
y26	180

yi	jarak (cm)
y27	210
y28	240
y29	270
y30	300
y31	330
y32	360
y33	390
y34	405
y35	415
y36	425
y37	435
y38	444,2

Tabel 4.3 Jarak masing - masing tulangan terhadap tengah - tengah penampang

- Menghitung regangan yang terjadi

Untuk daerah tekan :

$$\frac{es'l}{ec'} = \frac{c - d}{c} \implies es'l = \frac{c - d}{c} \times ec ; ec = 0,003$$

$$= \frac{93,7 - 5,8}{93,7} \times 0,003$$

$$= 0,00281$$

Untuk daerah tarik :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{d-c}{c} \longrightarrow \epsilon_{s11} = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_c ; \epsilon_c = 0,003$$

$$= \frac{210 - 93,7}{93,7} \times 0,003$$

$$= 0,00372$$

$\epsilon_{s i}$	Nilai	$\epsilon_{s i}$	Nilai	$\epsilon_{s i}$	Nilai
ϵ_{s1}	0,00281	ϵ_{s14}	0,00660	ϵ_{s27}	0,01813
ϵ_{s2}	0,00252	ϵ_{s15}	0,00757	ϵ_{s28}	0,01909
ϵ_{s3}	0,00220	ϵ_{s16}	0,00853	ϵ_{s29}	0,02005
ϵ_{s4}	0,00188	ϵ_{s17}	0,00949	ϵ_{s30}	0,02101
ϵ_{s5}	0,00156	ϵ_{s18}	0,01045	ϵ_{s31}	0,02197
ϵ_{s6}	0,00108	ϵ_{s19}	0,01093	ϵ_{s32}	0,02293
ϵ_{s7}	0,00012	ϵ_{s20}	0,01141	ϵ_{s33}	0,02389
ϵ_{s8}	0,00084	ϵ_{s21}	0,01237	ϵ_{s34}	0,02437
ϵ_{s9}	0,00180	ϵ_{s22}	0,01333	ϵ_{s35}	0,02469
ϵ_{s10}	0,00276	ϵ_{s23}	0,01429	ϵ_{s36}	0,02501
ϵ_{s11}	0,00372	ϵ_{s24}	0,01525	ϵ_{s37}	0,02533
ϵ_{s12}	0,00468	ϵ_{s25}	0,01621	ϵ_{s38}	0,02563
ϵ_{s13}	0,00564	ϵ_{s26}	0,01717		

Tabel 4.4 Tabel regangan

- Menghitung nilai tegangan

Untuk daerah tekan

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$f_{s1} = 0,0028 \times 200000 = 562,862 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka digunakan $f_s = 390 \text{ Mpa}$

Untuk daerah tarik

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$f_{s11} = 0,0037 \times 200000 = 744,664 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka digunakan $f_s = 390 \text{ Mpa}$

$f_{s i}$	Mpa	$f_{s i}$	Mpa	$f_{s i}$	Mpa
f_{s1}	562,86	f_{s14}	1320,95	f_{s27}	3626,09
f_{s2}	503,95	f_{s15}	1513,04	f_{s28}	3818,18
f_{s3}	439,92	f_{s16}	1705,14	f_{s29}	4010,28
f_{s4}	375,89	f_{s17}	1897,23	f_{s30}	4202,37
f_{s5}	311,86	f_{s18}	2089,33	f_{s31}	4394,47
f_{s6}	215,81	f_{s19}	2185,38	f_{s32}	4586,56
f_{s7}	23,72	f_{s20}	2281,42	f_{s33}	4778,66
f_{s8}	168,38	f_{s21}	2473,52	f_{s34}	4874,70
f_{s9}	360,47	f_{s22}	2665,61	f_{s35}	4938,74
f_{s10}	552,57	f_{s23}	2857,71	f_{s36}	5002,77
f_{s11}	744,66	f_{s24}	3049,80	f_{s37}	5066,80
f_{s12}	936,76	f_{s25}	3241,90	f_{s38}	5125,71
f_{s13}	1128,85	f_{s26}	3433,99		

Tabel 4.5 Tabel Hasil murni nilai tegangan

fs	Mpa
fs1	390
fs2	390
fs3	390
fs4	376
fs5	312
fs6	216
fs7	24
fs8	168
fs9	360
fs10	390
fs11	390
fs12	390
fs13	390

fs	Mpa
fs14	390
fs15	390
fs16	390
fs17	390
fs18	390
fs19	390
fs20	390
fs21	390
fs22	390
fs23	390
fs24	390
fs25	390
fs26	390

fs	Mpa
fs27	390
fs28	390
fs29	390
fs30	390
fs31	390
fs32	390
fs33	390
fs34	390
fs35	390
fs36	390
fs37	390
fs38	390

Tabel 4.6. Tabel Tegangan yang dipakai

- Besarnya Gaya - gaya yang bekerja

$$\begin{aligned}
 Cc &= \text{Gaya tekan beton} \\
 &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot c \cdot Bw \\
 a &= b \cdot c &= 0,85 \times 937,037 &= 796,481 \text{ mm} \\
 &= 0,85 \times 30 \times 0,85 \times 937 \times 300 \\
 &= 6093083,093 \text{ N} \\
 &= 6093,083093 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk daerah tekan

$$\begin{aligned}
 Cs &= \text{Gaya tekan tulangan} \\
 &= A's \times f_s \\
 Cs1 &= A's1 \times f's1 \\
 &= 402,29 \times 390 = 156891 \text{ N} \\
 &= 156,891 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk daerah tarik

$$\begin{aligned}
 Ts &= \text{Gaya tarik tulangan} \\
 &= A_s \times f_s \\
 Ts11 &= A_s11 \times f's11 \\
 &= 402,3 \times 390 = 156891,43 \text{ N} \\
 &= 156,89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cs i	kN
Cs1	156,89
Cs2	156,89
Cs3	156,89
Ts4	151,21
Ts5	125,46
Ts6	86,82
Ts7	9,54
Ts8	67,74
Ts9	145,01
Ts10	156,89
Ts11	156,89
Ts12	156,89
Ts13	156,89

Ts i	kN
Ts14	156,89
Ts15	156,89
Ts16	156,89
Ts17	156,89
Ts18	156,89
Ts19	156,89
Ts20	156,89
Ts21	156,89
Ts22	156,89
Ts23	156,89
Ts24	156,89
Ts25	156,89
Ts26	156,89

Ts i	kN
Ts27	156,89
Ts28	156,89
Ts29	156,89
Ts30	156,89
Ts31	156,89
Ts32	156,89
Ts33	156,89
Ts34	156,89
Ts35	156,89
Ts36	156,89
Ts37	156,89
Ts38	156,89

Tabel 4.7. Tabel Gaya - Gaya yang Bekerja pada Elemen Dinding Geser

Kontrol $\sum H = 0$

$Cc + \sum Cs - \sum Ts + Pn = 0$

$$Cc + (Cs1+Cs2+Cs3+Cs4+Cs5+Cs6+Cs7) - (Ts8+Ts9+Ts10+Ts11+Ts12+Ts13+Ts14+Ts15+Ts16+Ts17+Ts18+Ts19+Ts20+Ts21+Ts24+Ts25+Ts26+Ts27+Ts28+Ts29+Ts30+Ts31+Ts32+Ts33+Ts34+Ts35+Ts36+Ts37+Ts38) + Pn = 0$$

$$\begin{aligned} &6093,08 + (156,89 + 156,89 + 156,89 + 151,21 + 125,46 + \\ &86,82 + 9,54) - (68 + 145,01 + 156,89 + 156,89 + \\ &156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + \\ &156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + \\ &156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89 + \\ &156,89 + 156,89 + 156,89 + 156,89) + -2174,18 = 0 \\ &6093,08 + 843,70 - 4762,60 + -2174,18 = 0 \\ &0,00 = 0 \end{aligned}$$

- Menghitung Momen Terhadap Titik Berat Penampang

$$\begin{aligned} Mnc &= Cc \times yc \\ yc &= h/2 - a/2 \\ a &= \beta \times c \end{aligned}$$

Maka

$$\begin{aligned} a &= 0,85 \times 937,037 \\ &= 796,48 \text{ mm} \\ yc &= 4500 - 398,2 \\ &= 4102 \text{ mm} \\ Mnc &= 6093,1 \times 4101,8 \\ &= 24992360 \text{ kNmm} \\ &= 24992,36 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk daerah tekan

$$\begin{aligned} Mn1 &= Cs' \times y1 \\ &= 156,9 \times 444,2 \\ &= 69691,17 \text{ kNcm} \\ &= 696,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk daerah tarik

$$\begin{aligned} Mn11 &= Ts11 \times y11 \\ &= 156,9 \times 240 \\ &= 37653,94 \text{ kNcm} \\ &= 376,54 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mni	kNm
Mn1	696,91
Mn2	682,48
Mn3	666,79
Mn4	627,54
Mn5	508,10
Mn6	338,59
Mn7	34,35
Mn8	223,53
Mn9	435,04

Mni	kNm
Mn14	235,34
Mn15	188,27
Mn16	141,20
Mn17	94,13
Mn18	47,07
Mn19	23,53
Mn20	23,53
Mn21	47,07
Mn22	94,13

Mni	kNm
Mn27	329,47
Mn28	376,54
Mn29	423,61
Mn30	470,67
Mn31	517,74
Mn32	564,81
Mn33	611,88
Mn34	635,41
Mn35	651,10

Mn10	423,61
Mn11	376,54
Mn12	329,47
Mn13	282,40

Mn23	141,20
Mn24	188,27
Mn25	235,34
Mn26	282,40

Mn36	666,79
Mn37	682,48
Mn38	696,91

Tabel 4.8. Tabel Momen Terhadap Titik Berat Penampang

Kontrol Mn > Mn Perlu

$$\begin{aligned}
 M_n = P_n \cdot e &= C_c \cdot x \cdot y_c + \sum C_s \cdot y_i + \sum T_s \cdot y_i \\
 &= M_{nc} + (M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} + M_{n4} + M_{n5} + M_{n6} + M_{n7} + (M_{n8} + M_{n9} + \\
 &\quad M_{n10} + M_{n11} + M_{n12} + M_{n13} + M_{n14} + M_{n15} + M_{n16} + M_{n17} + M_{n18} + M_{n19} + \\
 &\quad M_{n20} + M_{n21} + M_{n22} + M_{n23} + M_{n24} + M_{n25} + M_{n26} + M_{n27} + M_{n28} + M_{n29} + \\
 &\quad M_{n30} + M_{n31} + M_{n32} + M_{n33} + M_{n34} + M_{n35} + M_{n36} + M_{n37} + M_{n38}) \\
 \\
 &= 24992,36 + (696,91 + 682,48 + 666,79 + 627,54 + \\
 &\quad 508,10 + 338,59 + 34,35) + (223,53 + 435,04 + \\
 &\quad 423,61 + 376,54 + 329,47 + 282,40 + 235,34 + \\
 &\quad 188,27 + 141,20 + 94,13 + 47,07 + 23,53 + \\
 &\quad 23,53 + 47,07 + 94,13 + 141,20 + 188,27 + \\
 &\quad 235,34 + 282,40 + 329,47 + 376,54 + 423,61 + \\
 &\quad 470,67 + 517,74 + 564,81 + 611,88 + 635,41 + \\
 &\quad 651,10 + 666,79 + 682,48 + 696,91) \\
 \\
 &= 24992,36 + 3554,75 + 10439,50 \\
 &= 38986,61 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

maka, 38986,61 kNm > 6106,81 kNm OK...

8.1.2 Penulangan Longitudinal Pada Segmen 1 Ditinjau dari Arah Z

$$\begin{aligned}
 M_u &= 11235075,4 \text{ kgm} = 112350,754 \text{ kNm} & f_y &= 300 \text{ Mpa} \\
 P_u &= -141321,75 \text{ kNm} = -14132175 \text{ N} & \phi &= 0,85 \\
 P_n &= \frac{-141321,75}{0,65} = -217418,08 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kuat Nominal Penampang :
 untuk mengetahui nilai c dapat diselesaikan dengan menggunakan persamaan
 Jika di ketahui data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A'st 1 & \quad 38 \quad D \quad 16 = 38 \times \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 16^2 \\
 & = 7643,4 \text{ mm}^2 \\
 A'st 2 & \quad 38 \quad D \quad 16 = 38 \times \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 16^2 \\
 & = 7643,43 \text{ mm}^2 \\
 d' & = 58 \text{ mm} \\
 b & = 9000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol } \sum H &= 0 \\
 C_c + C_s - T_s - P_n &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dimana : } C_c \text{ (Beton tertekan)} &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b & ; & a = \beta \cdot c \\
 C_s \text{ (Baja tertekan)} &= A'st \cdot f_s'1
 \end{aligned}$$

$$T_s \text{ (Baja tertarik)} = A_s \cdot f_s$$

Momen Nominal yang disumbangkan oleh beton :

$$M_{nc} = C_c \times \left[\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right]$$

$$M_{n1} = C_s \cdot (h/2 - d_1')$$

$$M_{n2} = T_s \cdot (h/2 - d_2')$$

$$M_n = M_{nc} + M_{n1} + M_{n2} > M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi}$$

untuk mendapatkan nilai c, maka :

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s = \frac{0,003 (c - d')}{c} \cdot E_s = \frac{600 (c - d')}{c}; \quad E_s : 200000 \text{ Mpa}$$

Maka :

$$C_c + C_s - T_s - P_u = 0$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s - A_s \cdot f_s - P_u = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot c \cdot b) + A_s' \cdot \left(\frac{c - d_1}{c} \times 0,003 \right) \cdot 200000 - A_s \cdot f_y - P_u = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot c \cdot b) + A_s' \cdot \frac{(600 (c - d_1))}{c} - A_s \cdot f_y - P_u = 0$$

apabila persamaan tersebut dikalikan c, maka :

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

Setelah dilakukan pengelompokan, maka didapatkan persamaan kuadrat :

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

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

$$\left(\begin{array}{l} 0,85 \\ \times \\ 30 \\ \times \\ 0,85 \\ \times \\ 9000 \end{array} \right) c^2 + \left(\begin{array}{l} 7643,4 \\ \times \\ 600 \\ - \\ 7643 \\ \times \\ 300 \end{array} \right) c - \left(\begin{array}{l} 7643,43 \\ \times \\ 600 \\ \times \\ 58 \end{array} \right) = 0$$

$$195075 c^2 + 24034836,26 c - 265991314 = 0$$

dari persamaan didapatkan nilai c = 10,219 mm

$$a = \beta \times c = 0,85 \times 10,219 = 8,686 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,003 \cdot \frac{d' - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{58 - 10,219}{10,219} = 0,014027$$

$$\epsilon_{s2} = 0,003 \cdot \frac{d' - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{230 - 10,219}{10,219} = 0,064519$$

$$f_s = E_s \times \epsilon_s = 200000 \times 0,014027 = 2805,326 \text{ Mpa} < f_y = 300 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $f_s = 300,000 \text{ Mpa}$

$$f_s = E_s \times \epsilon_s = 200000 \times 0,06452 = 12903,878 \text{ Mpa} > f_y = 300 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $f_s = 300 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \times 30 \times 8,686 \times 9000 \\ &= 1993527,382 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s \\ &= 7643,4 \times 2805,326 \\ &= 21442306,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_s \\ &= 7643,4 \times 300 \\ &= 2293028,571 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} C_c + C_s - T_s + P_n &= 0 \\ 1993527,4 + 21442306,5 - 2293028,571 + 0,00 &= 0 \\ &= 0 \quad \text{N Ok} \end{aligned}$$

sehingga momen nominal yang disumbangkan oleh beton dan baja adalah sebesar :

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1993527,382 \times \left(\frac{300}{2} - \frac{8,69}{2} \right) \\
 &= 290370825,322 \text{ Nmm} = 290,371 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= C_s \cdot (h/2 - d') \\
 &= 21442306,5 \times \left(\frac{300}{2} - 58 \right) \\
 &= 1972692198,258 \text{ Nmm} = 1972,692198 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n2} &= T_s \cdot (h/2 - d') \\
 &= 2293028,571 \times \left(\frac{300}{2} - 58 \right) \\
 &= 210958628,6 \text{ Nmm} = 210,959 \text{ kNm} \\
 M_n &= M_{nc} + M_{n1} + M_{n2} \\
 &= 290370825,322 + 1972692198,258 + 210958628,571 \\
 &= 2474021652,2 \text{ Nmm} \\
 &= 247402,165 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 247402,165 \text{ kNm} > M_n \text{ Perlu} = 112350,754 \text{ kNm} \quad \text{.....Ok}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= \phi \times M_n \\
 &= 0,8 \times 247402,165 \\
 &= 197921,732 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_r > M_u \\
 197.921,732 \text{ kNm} > 112.350,75 \text{ kNm} \quad (\text{Aman})$$

No.	Es	fs (Mpa)	fs pakai	As (mm²)	cs/ft (KN)	jarak (m)	Momen (KNm)
1	0,00281	562,86	390	402,286	156,891	444,2	696,912
2	0,00252	503,95	390	402,286	156,891	435	682,478
3	0,00220	439,92	390	402,286	156,891	425	666,789
4	0,00188	375,89	375,89	402,286	151,215	415	627,542
5	0,00156	311,86	311,86	402,286	125,456	405	508,096
6	0,00108	215,81	215,81	402,286	86,817	390	338,588
7	0,00012	23,72	23,715	402,286	9,540	360	34,345
8	0,00084	168,38	168,38	402,286	67,737	330	223,531
9	0,00180	360,47	360,47	402,286	145,014	300	435,041
10	0,00276	552,57	390	402,286	156,891	270	423,607
11	0,00372	744,66	390	402,286	156,891	240	376,539
12	0,00468	936,76	390	402,286	156,891	210	329,472
13	0,00564	1128,85	390	402,286	156,891	180	282,405
14	0,00660	1320,95	390	402,286	156,891	150	235,337
15	0,00757	1513,04	390	402,286	156,891	120	188,270
16	0,00853	1705,14	390	402,286	156,891	90	141,202
17	0,00949	1897,23	390	402,286	156,891	60	94,135
18	0,01045	2089,33	390	402,286	156,891	30	47,067
19	0,01093	2185,38	390	402,286	156,891	15	23,534
20	0,01141	2281,42	390	402,286	156,891	15	23,534
21	0,01237	2473,52	390	402,286	156,891	30	47,067
22	0,01333	2665,61	390	402,286	156,891	60	94,135

23	0,01429	2857,71	390	402,286	156,891	90	141,202
24	0,01525	3049,80	390	402,286	156,891	120	188,270
25	0,01621	3241,90	390	402,286	156,891	150	235,337
26	0,01717	3433,99	390	402,286	156,891	180	282,405
27	0,01813	3626,09	390	402,286	156,891	210	329,472
28	0,01909	3818,18	390	402,286	156,891	240	376,539
29	0,02005	4010,28	390	402,286	156,891	270	423,607
30	0,02101	4202,37	390	402,286	156,891	300	470,674
31	0,02197	4394,47	390	402,286	156,891	330	517,742
32	0,02293	4586,56	390	402,286	156,891	360	564,809
33	0,02389	4778,66	390	402,286	156,891	390	611,877
34	0,02437	4874,70	390	402,286	156,891	405	635,410
35	0,02469	4938,74	390	402,286	156,891	415	651,099
36	0,02501	5002,77	390	402,286	156,891	425	666,789
37	0,02533	5066,80	390	402,286	156,891	435	682,478
38	0,02563	5125,71	390	402,286	156,891	444,2	696,912

8.1.3 Penulangan Horizontal Pada Segmen 1 Ditinjau dari Arah X

$$\begin{aligned}
 bw &= 300 \text{ mm} & f_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 lw &= 9000 \text{ mm} & f_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 d &= \text{Jrk serat penampang tekan terbuah ke titik pusat tul. tarik} \\
 &= 5134,886 \text{ mm} \\
 &(\text{d ditinjau dari } lw)
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI03-2847-2013 pasal 11.1

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &\geq V_u & \text{Dimana :} \\
 & & V_c &= V \text{ yang disumbangkan oleh beton} \\
 V_u &= 153969,342 \text{ kg} & V_s &= V \text{ yang disumbangkan tulangan} \\
 \Phi &= 0,65 \\
 V_n &= V_c + V_s
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.2.1.2

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right] \lambda \sqrt{f_c} bw.d \\
 &= 0,17 \left[1 + \frac{162584,77}{14 \times 2700000} \right] 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 5135 \\
 &= 1440540,871 \text{ N} = 144054,0871 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u > \Phi V_c$$

$$\begin{aligned}
 1539693,42 &> 0,65 \times 1440540,871 \\
 1539693,42 \text{ N} &> 936351,57 \text{ N} \text{ maka diperlukan tulangan geser}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Direncanakan tulangan transversal } \emptyset & 12 \\
 \text{Tulangan geser perlu } V_s \text{ perlu} &= \frac{V_u}{\Phi} - V_c \\
 &= \frac{1539693,4}{0,65} - 1440540,87 \\
 &= 2368759,1 - 1440540,87 = 928218,24 \text{ N} \\
 &= 92821,82 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 2 kaki $\emptyset 12$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 1/4 \times 22/7 \times 12^2 \\
 &= 226,286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 A_v &\geq \frac{75 \sqrt{f_c} \times bw \times s}{1200 \times f_y} \\
 226,286 \text{ mm}^2 &\geq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 300 \times 150}{1200 \times 390} \\
 226,286 \text{ mm}^2 &\geq 39,499 \text{ mm}^2 \text{ ok....}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.2 hal 93

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 s &= \frac{226,3 \times 390 \times 5135}{928218} \\
 &= 488,205 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.1 hal 183 menentukan panjang daerah plastis (l_0) ialah

$$\begin{aligned}
 - \frac{1}{6} \times \text{Bentang bersih dinding geser} \\
 \frac{1}{6} \times 4500 &= 750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- tinggi komponen struktur pada muka joint

$$\begin{aligned}
 - t_1 &= 9000 \text{ mm} \\
 - t_2 &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 450 mm

Maka panjang daerah sendi plastis (l_0) diambil yang terbesar ialah 750 mm
Untuk point 2 t1 diabaikan karena melebihi tinggi dinding geser yang ditinjau.

Berdasarkan SNI 2487 : 2013 Pasal 21.6.4.3 hal 182 Menentukan spasi tul. transversal sepanjang l_0 ialah

(h_x : jarak spasi horizontal kait silang / kaki sengkang tertutup, pusat ke pusat maksimum pada semua muka kolom).

- 6 x diameter longitudinal
6 x 16 = 96 mm
- 1/2 x dimensi minimum komponen struktur
1/2 x 400 = 200 mm
- $s_0 = 100 + \frac{400 - h_x}{3}$
= 100 + $\frac{400 - 250}{3}$
= 150,00 mm

(syarat s_0 harus kurang dari 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100)

maka jarak yang dipakai ialah jarak yang tidak boleh melebihi nilai syarat terkecil ialah = 100 mm

Jarak tulangan transversal di luar sendi plastis ditetapkan pada SNI 2487 : 2013 pasal 21.3.5.4 Maka jarak yang dipakai harus memenuhi syarat sebagai berikut

$$s < d/2 \quad \text{atau}$$

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

$$d/2 = \frac{5135}{2} = 2567,44 \text{ mm}$$

Jarak yang di pakai di pilih yang paling kecil adalah = 150 mm

$$V_n = 144054 + 92821,82 = 236876 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n = 0,65 \times 236876 = 153969 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$153969 \text{ kg} \geq 153969 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{Ok}$$

8.1.4 Penulangan Horizontal Pada Segmen 1 Ditinjau dari Arah Z

$$b_w = 9000 \text{ mm} \quad f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$l_w = 300 \text{ mm} \quad f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$d = 225 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI03-2847-2002 pasal 11.1

$$\Phi V_n \geq V_u \quad \text{Dimana :}$$

$$V_c = V \text{ yang disumbangkan oleh beton}$$

$$V_u = 153969,342 \text{ kg} \quad V_s = V \text{ yang disumbangkan tulangan}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Berdasarkan SNI03 - 2847 - 2013 pasal 11.2.1.2

$$V_c = 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right] \lambda \sqrt{f_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left[1 + \frac{162584,77}{14 \times 2700000} \right] 1 \times \sqrt{30} \times 7200 \times 225$$

$$= 1514915,950 \text{ N} = 151491,595 \text{ kg}$$

$$V_u > \Phi \cdot V_c$$

$$1539693,4 > 0,65 \times 1514915,95$$

$$1539693,4 \text{ N} > 984695,4 \text{ N} \quad \text{maka diperlukan tulangan geser}$$

Direncanakan tulangan transversal \emptyset 12

Tulangan geser perlu V_s perlu = $V_u / \Phi - V_c$

$$= \frac{1539693,42}{0,65} - 1514915,95 = 853843,16 \text{ N}$$

$$= 2368759,1 - 1514915,95 = 853843,32 \text{ Kg}$$

Direncanakan tulangan geser 32 kaki \emptyset 12

$$A_v = 32 \times \frac{1}{4} \times 22/7 \times 12^2$$

$$= 3620,571 \text{ mm}^2$$

Syarat :

$$A_v \geq \frac{7\sqrt{f_c} \times b_w \times s}{1200 \times f_y}$$

$$3620,57 \text{ mm}^2 \geq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 9000 \times 100}{1200 \times 390}$$

$$3620,57 \text{ mm}^2 \geq 789,98 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.2 hal 93

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

$$s = \frac{3620,6 \times 390 \times 225}{853843}$$

$$= 372,088 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.1 hal 183 menentukan panjang daerah sendi plastis (l_0) ialah

- l_0 x Bentang bersih dinding geser

$$\frac{1}{6} \times 4500 = 750 \text{ mm}$$

- tinggi komponen struktur pada muka joint

- $t_1 = 9000 \text{ mm}$

- $t_2 = 300 \text{ mm}$

- 450 mm

Maka panjang daerah sendi plastis (l_0) diambil yang terbesar ialah 750

Untuk point 2 t_1 diabaikan karena melebihi tinggi dinding geser yang ditinjau.

Berdasarkan SNI 2487 : 2013 Pasal 21.6.4.3 hal 182 Menentukan spasi tul. transversal sepanjang l_0 ialah :

(h_x : jarak spasi horizontal kait silang atau kaki sengkang tertutup, pusat ke pusat maksimum pada semua muka kolom).

- 6 x diameter longitudinal

$$6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

- l_0 x dimensi minimum komponen struktur

$$\frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ mm}$$

$$s_0 = 100 + \frac{400 - h_x}{3}$$

$$= 100 + \frac{400 - 250}{3}$$

$$= 150,000 \text{ mm}$$

(syarat s_0 harus kurang dari 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100)

maka jarak yang dipakai ialah jarak yang tidak boleh melebihi nilai syarat terkecil ialah 100 mm

Jarak tulangan transversal di luar sendi plastis ditetapkan pada SNI 2487 : 2013 pasal 21.3.5.4 Maka jarak yang dipakai harus memenuhi syarat sebagai berikut

$$s < d/2 \text{ atau}$$

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

$$d/2 = \frac{225}{2} = 112,5 \text{ mm}$$

Jarak yang di pakai di pilih yang paling kecil adalah 100 mm

$$V_n = 151491,60 + 85384,32 = 236875,91 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n = 0,65 \times 236875,91 = 153969,34 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$153969,34 \text{ kg} \geq 153969,34 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

8.1.5 Panjang sambungan lewatan Tulangan Vertikal

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pas 12.2.2

$$l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1\lambda \sqrt{f_c'}} \right) db$$

dimana : $\psi_t = 1$ $\psi_e = 1$ $\lambda = 1$

$$l_d = \left(\frac{390 \times 1 \times 1}{2,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \right) 22$$

$$= 745,95 \text{ mm}$$

$$l_d = 1,3 \times 745,9$$

$$= 969,730 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.2.3 sambungan lewatan tidak boleh terjadi pada :

- Dalam joint
- 2 x tinggi komponen struktur dari muka joint
- 2 x 9000 = 18000 mm
- 2 x 300 = 600 mm
- nilai yang di pakai 600 mm
- di luar sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.2.3 tentang jarak tulangan transversal pada panjang penyaluran ialah :

- $d/4$

$$\frac{225}{4} = 56,25 \text{ mm} \sim 60 \text{ mm}$$

Maka jarak tulangan transversal diambil syarat yang terkecil 60 mm

BAB IX

PENUTUP

9.1 Kesimpulan

Pada perencanaan Gedung MIPA Universitas Brawijaya menggunakan struktur portal tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Mutu beton yang digunakan $f_c' = 24$ MPa, mutu baja ulir $f_y = 390$ MPa, mutu baja polos $f_y = 240$ MPa dan untuk perhitungan analisa struktur menggunakan program bantu ETABS. Portal yang dianalisa adalah portal memanjang line E. Dari perencanaan pada laporan skripsi ini diperoleh hasil diantaranya adalah sebagai berikut :

➤ **Balok**

- Dimensi Balok : 40/70
- Tulangan Tumpuan Kiri : tarik - 6 D 19, tekan - 6 D 19
- Tulangan Lapangan : tekan - 6 D 19, tarik - 6 D 19
- Tulangan Tumpuan Kanan : tarik - 6 D 19, tekan - 6 D 19

- Tulangan Geser

Joint Kiri

Daerah Sendi Plastis : $\emptyset 10 - 95$ (2 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : $\emptyset 10 - 260$ (2 kaki)

Joint Kanan

Daerah Sendi Plastis : $\emptyset 10 - 85$ (2 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : $\emptyset 10 - 95$ (2 kaki)

➤ **Kolom**

Kolom pada portal ini direncanakan menggunakan dimensi 70/70 dengan jumlah tulangan 16 D 25, dengan spesifikasi tulangan geser :

Daerah Sendi Plastis : $\emptyset 12 - 80$ (5 kaki)

Daerah sambungan lewatan : $\emptyset 10 - 90$ (4 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : $\emptyset 12 - 150$ (5 kaki)

- Pada hubungan balok kolom dipasang pengekang horisontal 3 $\emptyset 12$ (3 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.

9.2 Saran

Dengan kemajuan teknologi saat ini, perencanaan struktur gedung portal 3D, kita dapat menggunakan fasilitas program 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

(Anonim). Badan Standarisasi Nasional. 2012. SNI 1726 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Jakarta : BSN

(Anonim). Badan Standarisasi Nasional. 2013. SNI 2487 *Persyaratan Beton Strukturan untuk Bangunan Gedung SNI*. Jakarta: BSN.

(Anonim). Badan Standarisasi Nasional. 2013. SNI 1727 *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI*. Jakarta:BSN

Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa,Tavio Benny Kusuma

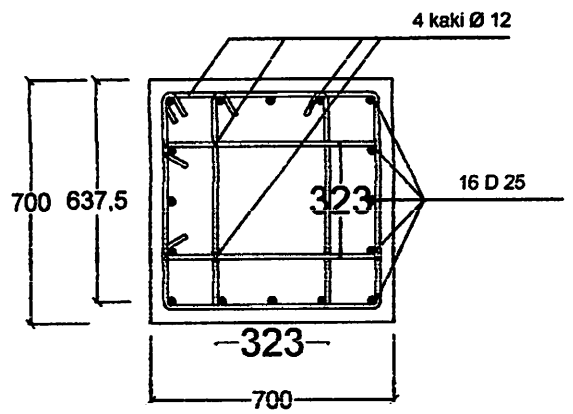
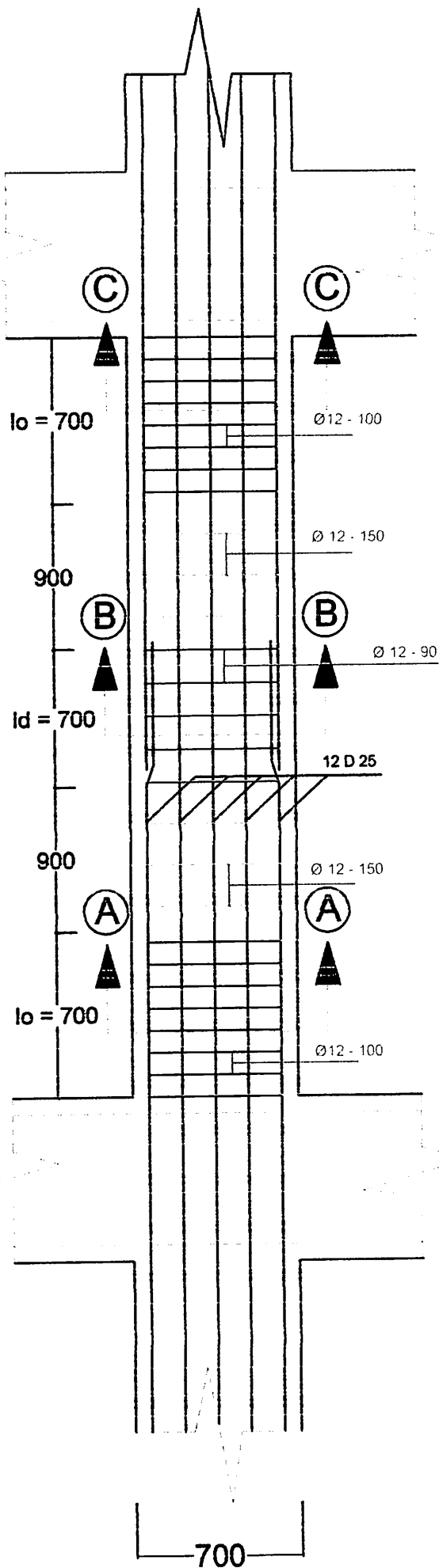
Deprtemen Pekerjaan Umum. (1987). Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987. Yayasan Badan Penerbit PU.

Paulay, T., Prieslay,M.J.N. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. United States of Amerika: A Wiley Interscience Publication.

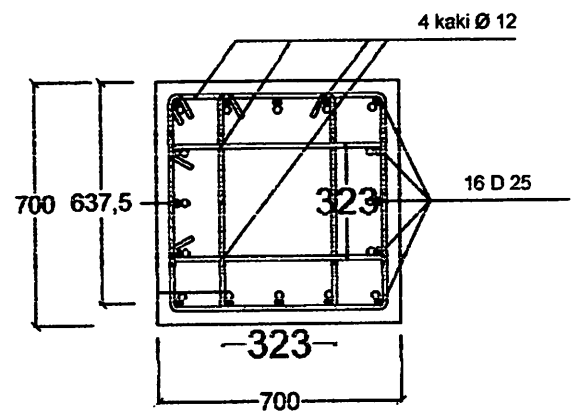
Puskim, Pusat Peneltian dan Pengembangan Permukiman 2011 *Desain Spektra Indonesia*,http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011



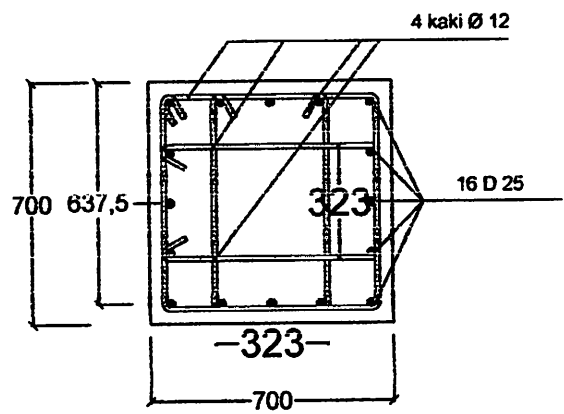
LAMPIRAN - LAMPIRAN



POTONGAN C - C



POTONGAN B - B



POTONGAN A - A

**LEMBAR PERSETUJUAN
SEMINAR HASIL 2 SKRIPSI**

**“DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”**

*Disusun dan diajukan sebagai salah satu syarat untuk menyusun skripsi
Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

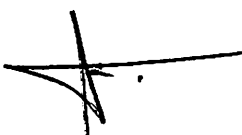
NURUDDIN DARMAWAN PUTRA

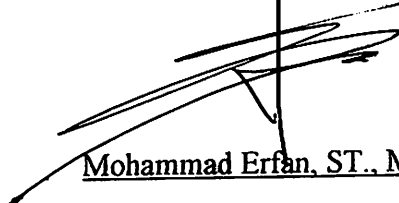
1221137

Menyetujui :

Dosen Pembimbing 1

Dosen Pembimbing 2


Ir. A. Agus Santosa, MT.


Mohammad Erfan, ST., MT.

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**

FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG STRUKTUR

Nama : MURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
Hari / tanggal : SENIN / 30-05-2016

Perbaikan materi Seminar Hasil Skripsi I meliputi :

- perbaiki pembebanan pd plat. ✓
- beban tangga disederhanakan. ✓
- cek beton yg. terhalat ✓

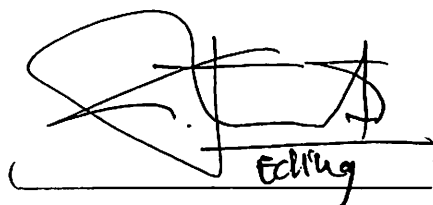
Malang, 30 - 05 - 2016

telah diperbaiki:

09/16
06



Dosen Pembahas



Eddy

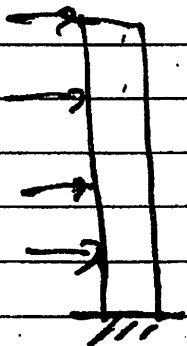
FORM REVISI / PERBAIKAN BIDANG STRUKTUR

Nama : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
 NIM : 12.21.137
 Hari / tanggal : KAMIS / 14-07-2016

tema materi Seminar Hasil Skripsi I meliputi :

efisiensi dan keamanan / standar.

gaya geser dan momen pada struktur.



Se

Agenda Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak
 penutupan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Penyerahan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari
 pembimbing dan kaprodi

Revisi telah diperbaiki dan disetujui :

<p>_____ 20 <u>Wawan</u> _____)</p>	<p>Malang, <u>22.07</u> 20<u>16</u> <u>Wawan</u> _____)</p>
--	--

SEMINAR SKRIPSI TAHAP III PRODI TEKNIK SIPIL S-1

CATATAN REVISI / PERBAIKAN

BIDANG

Nama : MURUDDIN DAR MAWAN PUTRA

NIM : 12.21.137

Hari / tanggal : KAMIS / 14-07-2016

Judul Skripsi : DESAIN SISTEM BANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR
BETON BERTULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA UB- MALANG

> Perhit beban ti dup / gempa

> Penulisan beban tabel

> E beban :

> Penulisan Balok (Tumpuan) deket M- & M+

> Penulisan Kolom, jika pakai diagram
interval, gn diagramnya hrs lebih
dari 1 diagram

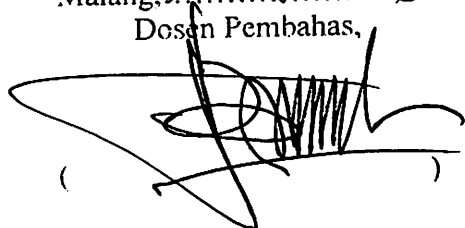
elah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 20

Disetujui,

Malang, 22-07.....2016

Dosen Pembahas,



pengumpulan berkas untuk ujian skripsi harus menyertakan lembar ini yang sudah
ditandatangani/disetujui oleh Dosen Pembahas.



SEMINAR HASIL SKRIPSI PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM PENILAIAN

BIDANG _____

Nama : _____

NIM : _____

Hari / tanggal : _____ / _____

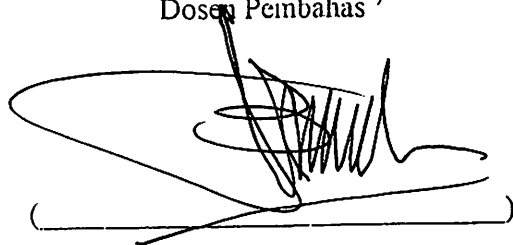
No.	Materi Penilaian	Nilai (angka)
1	Materi / Tema	
2	Kekayaan Referensi	
3.	Metodologi	
4.	Isi berkas skripsi / cara penyajian	
5.	Presentasi	
Nilai Akhir		70 (Rata-rata)

Malang, _____ 20

Dosen Pembimbing Hadir*)
(pendamping)

Dosen Pembahas*)

(_____)

()

*) Mohon diisi untuk kepentingan administrasi

ILAI BIMBINGAN SKRIPSI

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

Tanda tangan di bawah ini menerangkan :

Nama : MURUDDIN DARMAWAN PUTRA

NIM : 12 21 137

Menylesaikan Skripsi dengan Judul :

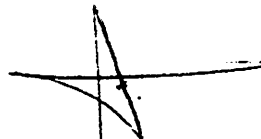
ANALISIS SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR BETON
LANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA
16

Malang, 21 - 16 dengan nilai bimbingan : 80 (...delapan puluh...)

Sebagai syarat untuk mengikuti ujian Skripsi dan Komprehensif Prodi Teknik Sipil S - 1 di Institut Teknologi
Malang.

Malang, 21 - 16 2016

Dosen Pembimbing



(Ir. A. Agus Santosa, MT.)

LEMBAR BIMBINGAN SKRIPSI

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

Daftar tangan di bawah ini menerangkan :

Nama : MURUDDIN DARMAWAN PUTRA

NIM : 12-21-137

Menelaah Skripsi dengan Judul :

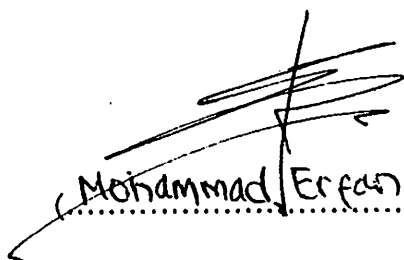
DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR
4 BERTULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS
PAWIJAYA MALANG

Ditelaah pada tanggal 02-08-2016 dengan nilai bimbingan : (85) (.....)

Disetujui untuk mengikuti ujian Skripsi dan Komprehensif Prodi Teknik Sipil S - 1 di Institut Teknologi
Malang.

Malang, 02-08 -2016

Dosen Pembimbing


(Mohammad Erfan, ST., MT.)



CATATAN REVISI SKRIPSI
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
SEMESTER GENAP 2015/2016

Nama : _____
NIM : 1221137
Judul : _____

- Pabrik - Pabrik keb
- Pabrik - Pabrik keb raka pada
blok -

Ag

Malang, 23/08, 2016
Disetujui,

Ag

)

Malang, 10.8, 2016
Dosen Penguji,

Ag

(

)

- Skripsi harus dikumpulkan di Studio Sipil paling lambat tanggal 25 Agustus 2016 dengan melampirkan catatan revisi yang sudah di setujui oleh Dosen Penguji, sebagai persyaratan Yudisium.



CATATAN REVISI SKRIPSI
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
SEMESTER GENAP 2015/2016

Nama : MURUDDIN. DP
NIM : 12 21 137
Judul : _____

> Abstraksi
> Kata pengantar
> Bahasan, tul. transferal kelenj.)
> letak sambung tul. longitudinal)
dimana & signifikannya apa saja ?
d = - - - ?

[Signature]
31.10.16

Malang, 2016

Disetujui,

[Signature]

Malang, 2016

Dosen Penguji,

[Signature]
Bambang W.

- Skripsi harus dikumpulkan di Studio Sipil paling lambat tanggal 25 Agustus 2016 dengan melampirkan catatan revisi yang sudah di setujui oleh Dosen Penguji, sebagai persyaratan Yudisium.



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA

NIM : 12.21.137

DOSEN PEMBIMBING I : Ir. A. AGUS SANTOSA, MT.

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
1	7/4 - '16	- Setoran peletakan tabel rel. dan juga diberi perpenter	
		- Rumus modal. - Tujuan pembahan - Batasan - Manfaat.	betulha
2	13/4 - '16	- Pebaiki idem diatas - Betulha penulisan peraturan demisi balok x kolom.	
3	14/4 - '16	- Pebaiki layout Nsm bhsen	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
DOSEN PEMBIMBING I : Ir. A. AGUS SANTOSA, MT.

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
4	25/4 '16	<ul style="list-style-type: none">- Kalimat yg menyala dan tulisan orap lain hrs disebutkan sumbernya.- Terki ttp dindip geser lengkap (pelitakan & penulangan).- daftar isi- Lengkapi ket. pelu. berat balok-balok (05)- Cete berat utilitas & beton urus atp- lengkapi berat dindip 250 kg/m²	
5	27/4 '16	Pembelangan & penataan balok ok.	
6	9/5 '16	- Ketulhan pelu. perbe lonca.	







FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
DOSEN PEMBIMBING I : Ir. A. AGUS SANTOSA, MT.

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
7	23/5-'16	- Perh. ^{Perhitungan} beban OK. - Perh. kekuatan balok Lanjutan. - Perh. penempatan balok cel. lap. 	
8	13/6-'16	- Perhitungan OK Lanjutan	
9	21/6-'16	- Perh. prosentase beton gempa OK. - Perh. tul. cara normal lanjutan	
10			



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA

NIM : 12.21.137

DOSEN PEMBIMBING I : Ir. A. AGUS SANTOSA, MT.

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
10	22/7-16	- Cek. lay. perh. Mn pd balok.	
		- Cek. lay. perh. Mn pd dindip geser.	
11	2/8-16	cek ujan shupis	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
DOSEN PEMBIMBING II : MOHAMMAD ERFAN, ST., MT.

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
1.	6/4 2016	<ul style="list-style-type: none">- uraian rumah mabal!- ... bahan mabal!- daftar prestak ...?	
2.	11/4 2016	<ul style="list-style-type: none">- perbaikan' rumoh mabal & S- ... bahan mabal- lihat catat rekam!	
3.	19/4 2016	<p>BAB I</p> <ul style="list-style-type: none">- cek dimensi' pondampry pada ... rumah mabal- cek manfaut ! <p>BAB II ...</p> <ul style="list-style-type: none">- cek urut' sub bab !- tambahkan teori' dual system ! <p>BAB III</p> <ul style="list-style-type: none">- cek betn' urut' !- cek dimensi' shear wall.- cek betn' air luf.- cek posisi' shear wall !	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA

NIM : 12.21.137

DOSEN PEMBIMBING II : MOHAMMAD ERFAN, ST., MT.

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
4	25/4 2016	<ul style="list-style-type: none">- Daftar isi disorotkan dg isi skripsi!- cek daftar isi! (nb bab tdk boleh pakai huruf, tapi pakai nomor/huruf kelanjut).- pelajari pondamuan near wall!- pondat. pembebanan bisa ditabel!- fitting beton gravitasi! (brat perat beton)	
5	27/4 2016	<ul style="list-style-type: none">- cek daftar isi!- teori dipersingkat lagi! (lihat catatannya revisi)- cek bab IV (lihat catatannya revisi)- untuk perkuifing - pembebanan disempurnakan! (lihat catatannya revisi)	

○ sempurnakan teori' dengan tegang - regang - shear wall.



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
DOSEN PEMBIMBING II : MOHAMMAD ERFAN, ST., MT.

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
6	02/05 2016	- cek unit daftar isi - teori lengkap! (lihat catat revisi) - data yang rapi hit. pembaca lihat catat revisi!	
7	09/05 2016	- cek hit. pembaca massa bangunan! - buku rapi rumus hit. massa bangun!	
8	11/05 2016	- sempurnak hit. permt massa bangun / lantai! lihat catat revisi!	
9	12/05 2016	- cek jenis babakan! - untkap' tabel perhit. baca gambar!	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
DOSEN PEMBIMBING II : MOHAMMAD ERFAN, ST., MT.



NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
	13/05 2016	- pembaban ok! Lanjut ke pemodelan!	
	19/05 2016	Hitungan beton gravitasi berdasar tinggi perataan	
	21/05 2016	- rapikan hit. beton ^{gravitasi} yang bekerja pada blok! - cek pembinaian pembobanan!	
	23/05 2016	- tambahkan beton tumpuan (mati & hidup) / Lanjut pemodelan!	
	31/05 2016	- cek beff --! - cek beton main dibangun!	
	4/6 2016	- cek tinggi kolom & dinding pada hit. marca bangun! - cek nilai Fa & Fu!	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
DOSEN PEMBIMBING II : MOHAMMAD ERFAN, ST., MT.



NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
	7/6	- Hit massa bangun ok! - Hit. bob. gempu ok! - Layut pemograman! - gambar profil balok T!	
	10/6	- cek desain pemodelan shear wall! - cek bob. gantungan part model!	
	13/6	- pemodelan ok! - cek nilai & letak balok gempu! - tahap desain pondasi balok, kolom & shear wall!	
	18/6	- $M_u = N_{T1} \cdot z_1 + N_{T2} \cdot z_2$ - cek kontrol stabilitas kapasitas desain tul. kolom - cek kontrol stabilitas kapasitas shear wall - cek menggunakan program finite element	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING
STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA
PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA
NIM : 12.21.137
DOSEN PEMBIMBING II : MOHAMMAD ERFAN, ST., MT.



NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
	23/6 2016	- gambar detail dilengkap	
	28/6 2016	- layout sanchar	
	16/7 2016	- Evaluasi revisi sanchar II	
	22/7 2016	- cek ml moment positif ujung balok! - cek kembalikan revisi sanchar II!	
	27/7 2016	- cek gbr detail klayur!	
	28/7 2016	- sesuaikan gbr detail dy hasil analisis!	
	30/7 2016	- Berhik gambar detail lihat catan! - Berhik kembalikan d Abstrak!	
	02/8 2016	- Gambar detail di plot dy skala 1:10!	



**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL**

Jln. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

SKRIPSI

DESAIN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN DAN DINDING

STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA

PADA GEDUNG MIPA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

NAMA : NURUDDIN DARMAWAN PUTRA

NIM : 12.21.137

DOSEN PEMBIMBING II : MOHAMMAD ERFAN, ST., MT.



NO.	TANGGAL	KETERANGAN	TTD

MOTTO DAN PERSEMBAHAN

MOTTO

Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Maka apabila kamu telah selesai (dari suatu urusan), kerjakanlah dengan sungguh-sungguh (urusan) yang lain. (Q.S Al-Insyirah 6-7)

Keep Spirit and Commitment, Sesulit apapun yang kamu hadapi tetaplah Semangat dan komitmen dalam menjalaninya, Insaallah kamu dapat menyelesaikannya tepat waktu

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, atas rahmat dan hidayah-Nya, saya dapat menyelesaikan skripsi ini dengan baik. Karya sederhana ini ku persembahkan untuk:

- 🏠 Ibu dan Bapakku, yang telah Mendidikku dengan penuh kasih sayang, Mengajariku dengan penuh kesabaran dari kecil hingga sekarang aku tumbuh besar dan menjadi Sarjana Teknik (SI)
- 🏠 Mas Yayak Sekeluarga, yang telah mendukungku, memberiku motivasi dalam segala hal yang tak mungkin bisa ku balas dengan apapun.
- 🏠 Mbak Indri Sekeluarga, yang telah mendukungku, memberiku motivasi dalam segala hal yang tak mungkin bisa ku balas dengan apapun.
- 🏠 Bude Naning Sekeluarga, yang telah mendukungku, memberiku motivasi dalam segala hal yang tak mungkin bisa ku balas dengan apapun..
- 🏠 Dwi Susanti, yang telah memberiku semangat. Makasih sudah menemaniku selama ini. Ayo, semangat kuliahnya biar cepat selesaikuliahnya...
- 🏠 Sahabatku di Sipil ITN Malang (Agung, Nain, Hamzan, Faqih, Rifki, Endah, Mentari, dan Ajeng) makasih buat persahabatannya. Kalian adalah sahabat terbaikku.
- 🏠 Teman-temanku semua Angkatan 2012, maaf tidak saya sebutkan karena terlalu banyak ☺, Terima kasih ya teman-teman selama ini sudah menjadi teman terbaikku
- 🏠 Kepada Dosen Di Jurusan Teknik Sipil Itn Malang (Bpk A. Agus Santosa, Bpk Ervan, Bpk Bambang Wedyantadji, Bpk Sudirman, Ibu Ester, Ibu Munasih, Bpk Eding, Bpk Tiong, Bpk Kamidjo, Bpk Endro, Bpk Adi, Bpk Wayan) Terima kasih selama ini banyak memberiku ilmu, pengetahuan, motivasi agar tepat waktu dalam menjalani Kuliah SI ini
- 🏠 Laboratorium Lab Beton dan Bahan Jalan, Mas Mahfud dan Bpk Mban terima kasih yaa sudah banyak mengajariku ilmu pengetahuan dan pengalaman di Lapangan