



TUGAS AKHIR RC 14-1501

**PERANCANGAN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
UNIVERSITAS TRUNOJOYO DENGAN METODE DUAL SISTEM
PADA ZONA GEMPA TINGGI**

KHUSEIN KUMAI

3110.100.704

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2016



FINAL PROJECT RC 14-1501

**DESIGN MODIFICATION OF TRUNOJOYO UNIVERSITY
REKTORAT BUILDING USE DUAL SYTEM
IN HIGH SEISMIC**

KHUSEIN KUMAI

3110.100.704

Lectures :

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

Faculty of Civil Engineering and Planning

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2016

MODIFIKASI PERANCANGAN GEDUNG REKTORAT UNIVERSITAS TRUNOJOYO DENGAN METODE DUAL SISTEM

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Oleh :

KHUSEIN KUMAI

NRP. 3110100704

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Dr. Faizun M.Sc., Ph.D

NIP. 196306051989031004



SURABAYA
AGUSTUS, 2016

**PERANCANGAN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG REKTORAT UNIVERSITAS TRUNOJOYO
DENGAN SISTEM GANDA
DI WILAYAH GEMPA TINGGI**

Oleh :

Khusein Kumaidi

3110 100 704

A B S T R A K

Proyek Pembangunan Rektorat universitas trunojoyo ini dimodifikasi dan dirancang ulang dengan menggunakan metoda *Sistem Ganda*, sesuai SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-1726-2012. Struktur tersebut direncanakan berjumlah 11 lantai dan terletak di wilayah gempa tinggi (Padang). *Sistem Ganda* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *space frame*, sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *space frame* dan *shearwall*. *Space frame* sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh *shearwall*. Karena *shearwall* dan *space frame* dalam *Sistem Ganda* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *space frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shearwall* adalah dinding geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan.

Kata Kunci : Rektorat Universitas trunojoyo, Sistem Ganda

**STRUCTURE DESIGN MODIFICATIONS OF
Rectorat Trunojoyo University Building
USING DUAL SYSTEM
IN HIGH SEISMIC**

Oleh :

Khusein Kumaidi

3110 100 704

ABSTRACT

Construction Rectorat Trunojoyo University building was modified and redesigned by using the Dual System method, according to SNI 03-2847-2013 and SNI 03-1726-2012. The planned structure of 11 floors and is located in high seismic area (Padang). Dual system is one system structure borne entirely by gravity load space frame, while the lateral load to be shared by the space frame and shearwall. Space frames bear at least 25% of lateral load and the rest borne by shearwall. Due to space frame shearwall and Dual System is an integral structure, it is expected that both can experience the same lateral deflection space frame or at least able to follow the lateral deflection occurs. Shearwall is made of reinforced concrete which are receive the earthquake lateral force based on the load that has been planned.

Keywords : Rectorat Trunojoyo University building, Dual System

DAFTAR ISI

Abstrak

Kata Pengantari

Daftar Isiiii

BAB I

PENDAHULUAN..... 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Perumusan Masalah.....2

1.3 Maksud dan Tujuan3

1.4 Batasan Masalah.....4

1.5 Manfaat.....4

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA 7

2.1 Umum7

2.2 Peraturan Perancangan8

2.3 Pembebanan.....8

2.4 Sistem Ganda.....9

2.5 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)..... 10

2.6 Dinding Geser (Shearwall)..... 11

2.7 Kolom..... 12

BAB III

METODOLOGI 13

3.1 Pengumpulan Data 13

3.2 Peraturan yang Digunakan 13

3.3	Metode Perencanaan yang Digunakan	14
3.4	Desain Awal	14
3.5	Pembebanan.....	15
3.6	Pendetailan Elemen Struktur	16
3.7	Diagram Alir.....	18

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN.....21

4.1	Data Perancangan	21
4.2	Dasar Perhitungan	21
4.3	Item Pembebanan	22
4.4	Preliminary Dimensi Balok	23
4.5	Preliminary Dimensi Dinding Geser	33
4.6	Preliminary Dimensi Plat.....	35
4.6.1	Perhitungan Tebal Plat.....	37
4.6.2	Perhitungan Rasio Kekakuan Balok dan Pelat	38
4.7	Preliminary Dimensi Kolom.....	43
4.8	Preliminary Dimensi Tangga.....	45
4.8.1	Umum.....	45
4.8.2	Perhitungan Dimensi Tangga	45
4.9	Kolom untuk Basement	48

BAB V

PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER49

5.1	Perancangan Pelat.....	49
-----	------------------------	----

5.1.1	Pembebanan Pelat.....	51
5.1.2	Penulangan Pelat Lantai	51
5.1.3	Penulangan Pelat Atap.....	58
5.2	Perancangan Balok Anak	64
5.2.1	Pembebanan Balok Anak	64
5.2.2	Metode Perancangan	65
5.2.3	Penulangan Lentur Balok Anak 30/50	69
5.2.4	Penulangan Geser Balok Anak 30/50.....	74
5.3	Perhitungan Tangga.....	77
5.3.1	Data Perencanaan Tangga	77
5.3.2	Pembebanan Struktur Tangga.....	81
5.3.3	Analisa Struktur Tangga.....	81
5.3.4	Perhitungan Penulangan Tangga	84
5.4	Perancangan Balok Lift	90
5.4.1	Data Perancangan	90
5.4.2	Perencanaan Balok Sangkar	91
5.4.3	Perencanaan Balok Penumpu Belakang	95
5.4.4	Perencanaan Balok Penumpu Depan.....	99
BAB VI		
PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR UTAMA... 105		
6.1	Umum.....	105
6.2	Data Gedung.....	105
6.3	Perhitungan Berat Bangunan Total	106
6.4	Analisa Beban Gempa	111

BAB VII**PERANCANGAN STRUKTUR PRIMER131**

7.1	Perancangan Penulangan Balok Induk	131
7.1.1	Penulangan Lentur Balok Induk 40/70	137
7.1.2	Penulangan Geser Balok Induk 40/70	146
7.1.3	Penulangan Torsi Balok Induk 40/70	149
7.1.4	Kontrol Lendutan Balok Induk 40/70.....	151
7.1.5	Kontrol Retak Balok Induk 40/70	151
7.1.6	Panjang Penyaluran Balok Induk 40/70	153
7.2	Perancangan Kolom Interior 90/90.....	156
7.2.1	Penulangan Memanjang Kolom Interior	156
7.2.2	Persyaratan “Strong Column Weak Beam”	160
7.2.3	Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis....	163
7.2.4	Kebutuhan Tulangan Geser	165
7.2.5	Panjang Lewatan Pada Sambungan Kolom.....	168
7.2.6	Hubungan Balok Kolom Interior.....	170
7.3	Perancangan Kolom Eksterior 90/90.....	172
7.3.1	Penulangan Memanjang Kolom Eksterior.....	172
7.3.2	Persyaratan “Strong Column Weak Beam”	176
7.3.3	Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis....	179
7.3.4	Kebutuhan Tulangan Geser	181
7.3.5	Panjang Lewatan Pada Sambungan Kolom.....	184
7.3.6	Hubungan Balok Kolom Eksterior	186
7.4	Perancangan Dinding Geser Type AB-12	188
7.4.1	Penulangan Geser Shearwall AB-12	189

7.4.2	Kontrol Kapasitas Beban Aksial Shearwall	192
7.4.3	Panjang Penyaluran Balok ke Shearwall	193
7.4.4	Ketentuan-ketentuan Tambahan Khusus	194
7.4.5	Kontrol dan Desain Boundary Element.....	195

BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI	201
8.1 Umum.....	201
8.2 Daya Dukung Tanah.....	201
8.3 Perancangan Pondasi Kolom.....	209
8.4 Perancangan Pondasi Tiang Pancang Shearwall	212
8.5 Perancangan Sloof Pondasi	216

BAB IX

PENUTUP	219
9.1 Kesimpulan.....	219
9.2 Saran.....	220

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kebutuhan akan gedung perkantoran saat ini semakin mendesak dan harus segera diwujudkan keberadaannya. Hal ini menjadi suatu hal yang penting, karena seiring dengan pertumbuhan jumlah penduduk yang pesat juga akan diiringi dengan kebutuhan tempat untuk bekerja yang berupa gedung perkantoran.

Dalam memenuhi kebutuhan tersebut, timbul suatu permasalahan yang berupa keterbatasan lahan. Hal ini menjadi permasalahan karena untuk membuat tempat perkantoran dibutuhkan adanya suatu gedung yang dapat dibangun di lahan yang masih memungkinkan serta mampu menampung jumlah orang yang cukup banyak. Dengan melihat keterbatasan wilayah perkotaan, maka salah satu alternatif penyelesaiannya adalah pembangunan gedung tingkat tinggi.

Untuk menentukan pemilihan elemen struktur yang digunakan, maka diperlukan beberapa hal yang harus diperhatikan seperti : kekuatan yang cukup untuk menahan beban yang bekerja, awet dan ekonomis. Dengan kata lain dalam perencanaan suatu gedung harus membuat suatu desain yang memiliki kekuatan yang sesuai dengan peraturan yang diisyaratkan dan hasil yang diperoleh merupakan suatu alternatif yang ekonomis.

Dalam perkembangan perencanaan suatu struktur sangat dipengaruhi oleh adanya beban gempa, karena beban ini merupakan suatu beban yang sangat menentukan didalam

perencanaan suatu struktur sehingga perlu mendapatkan suatu perhatian khusus. Karena pada saat terjadi gempa ini suatu struktur mengalami getaran dalam berbagai arah. Getaran inilah yang menjadi faktor utama penyebab terjadinya keruntuhan suatu struktur, karena gaya lateral yang bekerja pada struktur tersebut melebihi kemampuan struktur didalam menahan beban lateral.

SNI 03 – 2847 – 2013 dan SNI 03 – 1726 – 2012 adalah pedoman perancangan yang baru diterbitkan di Indonesia, dimana salah satunya tentang bangunan tahan gempa untuk gedung. Adapun tujuan utama dari SNI 03 – 2847 – 2013 dan SNI 03 – 1726 – 2012 adalah membuat struktur tidak runtuh namun boleh mengalami kerusakan non struktural bila menerima gaya lateral yang besar akibat gempa.

Sehingga, dengan mempertimbangkan hal-hal tersebut, penulis akan merencanakan ulang pembangunan Gedung Rektorat Universitas Trunojoyo dengan menggunakan *Dual System*. Dan wilayah gempa dirubah menjadi wilayah gempa tinggi (Padang). Penulis memilih menggunakan *dual system* karena pendistribusian gaya geser untuk kolom terbilang rendah yaitu 25% dan yang lainnya ditahan oleh *shear wall*, sehingga dimensi kolom bisa dibuat lebih kecil.

1.2 Perumusan Masalah

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, permasalahan yang akan dibahas adalah

Perumusan utama :

- Bagaimana merencanakan Gedung Rektorat Unijoyo di daerah gempa tinggi dengan 15 lantai

Perumusan Detail :

1. Bagaimana merencanakan preliminary design struktur
2. Bagaimana asumsi pembebanan setelah dilakukan modifikasi
3. Bagaimana merencanakan elemen struktur primer berupa kolom, balok induk, dan shear wall
4. Bagaimana merencanakan elemen struktur sekunder berupa balok anak, pelat, kolom praktis dan tangga
5. Bagaimana melakukan analisa struktur akibat beban gravitasi dan beban lateral dengan program SAP
6. Bagaimana merencanakan pondasi struktur yang mendukung kestabilan struktur.
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan ke dalam bentuk gambar.

1.3 Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dan tujuan yang diharapkan dalam tugas akhir ini adalah mendapatkan perencanaan untuk modifikasi gedung Rektorat Unijoyo yang memenuhi persyaratan konstruksi yang memenuhi keamanan konstruksi antara lain :

1. Mendapatkan struktur gedung berlantai 10 yang dibangun dengan sistem ganda pada wilayah gempa kuat.
2. Mendapatkan hasil pondasi yang mendukung kestabilan stuktur.
3. Menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan ke dalam bentuk gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam tugas akhir perencanaan gedung ini adalah:

1. Perencanaan ini tidak meninjau analisa biaya dan manajemen konstruksi.
2. Peraturan yang dipakai adalah SNI 03 – 2847 – 2013, SNI 03 – 1726 – 2012 dan SNI 03 – 1727 – 2013.
3. Tidak membahas metode pelaksanaan di lapangan kecuali yang mempengaruhi perhitungan.
4. Dalam perencanaan struktur memperhitungkan struktur atas dan struktur bawah.
5. Denah atap hanya digunakan sebagai pembebanan saja.
6. Perencanaan struktur terdiri dari 10 lantai.
7. Perencanaan tidak termasuk sistem utilitas, kelistrikan dan sanitasi.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan Tugas Akhir ini diharapkan adal sebagai berikut :

Manfaat Umum yaitu :

1. Tugas Akhir diharapkan dapat menjadi acuan untuk mensosialisasikan cara merencanakan *Dual System* yang benar sesuai dengan peraturan – peraturan yang berlaku saat ini

maupun yang baru untuk tenaga – tenaga ahli lainnya.

2. Memperkenalkan perencanaan sistem *Dual System* kepada masyarakat yang masih sangat jarang diterapkan sehingga menjadi alternatif yang sangat baik dalam dunia konstruksi

Manfaat Khusus yaitu :

Dapat menerapkan dan mensosialisasikan peraturan – peraturan perencanaan yang benar dan yang berlaku saat ini pada bangunan, serta dapat menambah wawasan tentang perencanaan sistem *Dual system*.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perencanaan tugas akhir ini memodifikasi Gedung Rektorat Unijoyo dengan menggunakan Sistem Ganda di daerah zona gempa kuat sesuai dengan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-2847-2013.

Tujuan dari perencanaan bangunan tahan gempa adalah untuk mengurangi kerusakan yang masih dapat diperbaiki, membatasi ketidaknyamanan penghuni saat terjadi gempa, dan melindungi layanan bangunan yang vital serta menghindari korban jiwa.

Untuk itu dalam pembangunan gedung tahan gempa ada beberapa hal yang perlu diperhatikan agar bangunan dapat menahan gempa dengan baik, antara lain :

1. *Building Tripology, simple*, simetris, khusus untuk bangunan yang tinggi dan panjang diperlukan *bracing extra* dan dilatasi. Pertimbangan jumlah lantai. Denah yang tidak beraturan akan menimbulkan torsi dan konsentrasi tekanan sangat tinggi. Pusat massa atau pusat kekakuan horizontal yang menahan gempa harus berdekatan.
2. Atap menggunakan beton.
3. Ketahanan bangunan terhadap gempa dapat diciptakan melalui perencanaan dan perancangan struktur utama bangunan (*Branch frames, shear wall*, atau kombinasi yang dikoneksikan dengan *diaphragms*). (Prihatmaji, 2007)

2.2 Peraturan Perancangan

Desain ini dilakukan sesuai dengan peraturan perancangan antara lain :

1. SNI 03 – 2847 – 2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03 – 1726 – 2012 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. RSNi 03 – 1727 – 201X
4. Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBBI) 1971
5. Pedoman Perancangan Pembebanan Indonesia untuk Rumah atau Gedung (PPIUG) 1987

2.3 Pembebanan

Pembebanan yang diperhitungkan dalam perancangan adalah :

1. Beban Mati
Mencakup semua beban yang disebabkan oleh beban sendiri struktur yang bersifat tetap dan bagian lain yang tak terpisahkan dari gedung. Beban mati untuk gedung diatur dalam SNI 03 – 1726 – 2012.
2. Beban Hidup
Mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung sesuai SNI 03 – 1726 – 2012 termasuk barang-barang dalam ruangan yang tidak permanen.
3. Beban Gempa
Dalam perancangan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan (SNI 03-1726-2012)

Untuk menstimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30% (SNI 03-1726-2012)

Dalam perencanaan beban gempa pada gedung ini dihitung dengan menggunakan beban dinamis.

Adapun kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 03-1726-2012 yaitu :

1. 1,4 DL (beban mati)
2. 1,2 DL (beban mati) + 1,6 LL (beban hidup) + 0,5 R (beban air)
3. 0,9 DL (beban mati) + 1,0 E (beban gempa)
4. 1,2 DL (beban mati) + 1,0 LL (beban hidup) + 1,0 E (beban gempa)

2.4 Sistem Ganda

tipe sistem ini memiliki 3 ciri dasar, yaitu :

- a. Rangka ruang yang biasanya berupa Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) berfungsi memikul beban gravitasi
- b. Pemikul beban lateral dilakukan oleh Dinding Struktural (DS) dan SRPM dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25% dari beban geser nominal V.
- c. DS dan SRPM direncanakan untuk menahan V secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya.
- d. Diwilayah gempa 5 dan 6, rangka ruang itu harus didesain sebagai SRPMK dan DS harus sesuai ketentuan SNI 2847 yaitu sebagai Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) termasuk ketentuan pasal-pasal sebelumnya yang masih berlaku (*Purwono 2005*)

2.5 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

SRPM ini mengembangkan kemampuan menahan beban gempa kuat lentur dari komponen struktur balok dan kolom (*Purwono dan Tavio 2007*)

Analisa pembebanan gempa bisa dilakukan dengan metode Respons Spectrum Analisa untuk daerah wilayah gempa tinggi, pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan seperti ini dikenal dengan konsep desain kapasitas. Konsep ini diterapkan untuk merencanakan agar kolom-kolom lebih kuat dari balok atau kita kenal dengan konsep *Strong Column Weak Beam*, (*Gideon H Kusuma dan Takim Andriono 1990*)

Sistem Rangka Pemikul Momen adalah sistem rangka ruang dalam dimana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur geser dan aksial dimana perhitungan struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dirancang dengan menggunakan konsep *Strong Column Weak Beam* yang merencanakan kolom sedemikian rupa agar bangunan dapat berespon terhadap beban gempa dengan mengembangkan mekanisme sendi plastis pada balok-baloknya dan dasar kolom.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, perencanaan pembangunan gedung bertingkat daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Persyaratan fundamental dalam SRPMK yang daktail adalah

1. Sedapatnya menjaga keteraturan sistem struktur.
2. Cukup kuat menahan gempa normatif yang ditentukan berdasarkan kemampuan disipasi energi.
3. Cukup kaku untuk membatasi penyimpangan (displacement).
4. Hubungan balok kolom cukup daktail menahan rotasi yang terjadi.

5. Komponen-komponen balok dan kolom mampu membentuk sendi plastis tanpa mengurangi kekuatannya yang berarti.
6. Balok- balok mendahului pembentukan sendi-sendi plastis yang tersebar diseluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom (konsep kolom kuat balok lemah)
7. Tidak ada kolom yang lebih lemah yang dapat menyebabkan pembentukan sendi-sendi plastis di ujung atas dan bawah pada kolom-kolom lain di tingkat itu yang menjurus pada keruntuhan seluruh struktur.
8. Mencegah pembentukan kolom pendek tak terduga yang menjurus kegagalan getas kolom. (*Purwono dan Tavio 2007*).

2.6 Dinding Geser (Shearwall)

Shear Wall adalah sebuah elemen struktur yang berfungsi untuk melawan gaya lateral, horizontal, dan gaya geser yang sejajar dengan bidang dinding oleh aksi tembok penopang dari dinding dimana mengalami perubahan bentuk yang dominan. Hal yang penting pada struktur bangunan tinggi adalah stabilitas dan kemampuan untuk menahan gaya lateral, baik yang disebabkan oleh angin atau gempa bumi. Beban angin lebih terkait pada dimensi ketinggian bangunan, sedang beban gempa lebih terkait pada massa bangunan. Fungsi dinding geser berubah menjadi dinding penahan beban ("*bearing wall*"), jika dinding geser menerima beban tegak lurus dinding geser.

dalam SNI – 2013 terdapat beberapa macam komponen sistem penahan gaya lateral, diantaranya adalah *Shear Wall* (dinding geser), *Braced frame*, dan *bearing wall*. Dalam berbagai sistem struktur baik menggunakan bahan beton bertulang, baja maupun komposit, selalu ada komponen (sub sistem) yang dapat dikelompokkan dalam sistem yang digunakan untuk menahan gaya gravitasi dan sistem untuk menahan gaya lateral. Beban gravitasi meliputi beban mati pada struktur dan beban hidup., sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa dari sisi bangunan yang dapat menimbulkan defeksi lateral. Hal yang perlu diperhatikan adalah kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan kenyamanan bagi penghuninya terutama lantai atas. Semakin tinggi bangunan, defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai atas (*Mc. Cormac 1995*).

Dalam prakteknya dinding geser selalu dihubungkan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen pada gedung. Dinding struktural yang umum digunakan pada gedung tinggi adalah dinding geser kantilever dan dinding geser berangkai (*Iswandi, Imran, dan Kristianto 2008*).



Gambar 2.4. Konfigurasi wall berbeda

2.7 Kolom

Kolom merupakan batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktural yang memikul beban dari balok (jika ada). Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuhnya) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh total seluruh strukturnya. Oleh karena itu, dalam merencanakan kolom perlu diwaspadai, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural horizontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas (*Nawy 1985*).

BAB III METODOLOGI

III.1. Pengumpulan Data

Pengumpulan data dan mempelajari data yang berkaitan dengan perencanaan berupa :

III.1.1. Data umum bangunan yang sudah ada

- | | |
|-------------------------|----------------------------------|
| 1. Tipe bangunan | : Gedung Perkantoran |
| 2. Nama gedung | : Rektorat Universitas Trunojoyo |
| 3. Letak bangunan | : Bangkalan – Jawa Timur |
| 4. Zona gempa | : Gempa Menengah |
| 5. Tinggi bangunan | : 40 m |
| 6. Panjang bangunan | : 48 m |
| 7. Jumlah lantai | : 10 |
| 8. Struktur bangunan | : Beton Bertulang |
| 9. Mutu beton (f^c) | : 25 Mpa |
| 10. Mutu Baja (f_y) | : 400 Mpa |

III.1.2. Data umum bangunan setelah dimodifikasi

- | | |
|-------------------------|----------------------------------|
| 1. Tipe bangunan | : Gedung Perkantoran |
| 2. Nama gedung | : Rektorat Universitas Trunojoyo |
| 3. Zona gempa | : Gempa Tinggi |
| 4. Tinggi bangunan | : 40 m |
| 5. Panjang bangunan | : 48 m |
| 6. Jumlah lantai | : 10 |
| 7. Struktur bangunan | : Dual Sistem |
| 8. Mutu beton (f^c) | : 30 Mpa |

III.1.3. Data tanah

Data tanah digunakan untuk merencanakan pondasi gedung (*data terlampir*).

III.2. Peraturan yang digunakan

Mempelajari literature atau pustaka yang berkaitan dengan perencanaan diantaranya tentang :

Peraturan yang membahas perencanaan struktur antara lain :

1. Badan Standar Nasional. Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012).

2. Badan Standar Nasional. Tata cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013).
3. Tata cara perhitungan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-2013).
4. Jack C. McCormac, 2002. Desain Beton Bertulang, Jakarta. Erlangga, Jilid II, Edisi kelima.

III.3. Metode Perencanaan yang digunakan

Modifikasi Struktur gedung Rektorat Universitas Trunojoyo yang digunakan adalah Dual Sistem yang akan direncanakan untuk didirikan di zona gempa tinggi dengan menambahkan struktur dinding geser di sekitar tepi bangunan. Bila konstruksi pelat dua arah tanpa balok digunakan sebagai bagian dari sistem rangka pemikul beban, maka detail penulangannya harus memenuhi RSNi 2847 – 2013 pasal 21.9.

III.3.1. Konsep Pembebanan yang digunakan

Dalam tugas akhir ini, sebagian besar gaya lateral dipikul oleh dinding geser. Gaya lateral atau gaya gempa yang dipikul shear wall sebesar 75% dan isinya harus mampu dipikul oleh struktur lain (rangka gedung)

III.3.2. Program Bantu Analisa

Untuk analisa perhitungan struktur seluruhnya menggunakan program bantu SAP 2000.

III.4. Desain Awal (Preliminary Design)

Desain awal mencakup perencanaan dimensi awal struktur gedung sesuai SNI 03-2847-2013, antara lain :

III.4.1. Struktur Primer

III.4.1.1. Perencanaan dimensi pelat dan drop panel

Tebal minimum pelat tanpa balok yang menghubungkan tumpuan-tumpuannya dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari dua harus memenuhi ketentuan SNI 03-2847-2013, Pasal 9.5(c).

III.4.1.2. Perencanaan dimensi kolom

Adapun rumus yang digunakan untuk merencanakan kolom yang sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 22.5.5.

III.4.1.3. Perencanaan komponen shear wall tertera pada pasal 21.9 dan pendetailan mengikuti tersebut

III.4.1.4. Perencanaan dimensi balok tepi dan balok perangkai

Perencanaan dimensi balok tepi dan balok perangkai menurut SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a).

III.4.2. Struktur Sekunder

III.4.2.1. Perencanaan tangga

Adapun langkah-langkah perencanaan tangga sebagai berikut :

1. Perencanaan desain awal tangga
Perhitungan mencari lebar dan tinggi injakan dan tabel pelat ekuivalen.

$$60 \text{ cm} \leq 2t + I \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana : t = tinggi injakan

I = lebar injakan

α = sudut kemiringan tangga ($25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$)

2. Pembebanan yang terjadi pada tangga
3. Perhitungan gaya-gaya dalam
4. Perhitungan penulangan

III.5. Pembebanan

III.5.1. Beban yang dipakai

Beban yang dipakai berdasarkan RSNI 03-1727-201X dan SNI 03-1726-2012.

III.5.2. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang dipakai menurut SNI 03-2847-2013 pasal 8.2.

III.5.3. Beban gempa

III.5.3.1. Periode fundamental alami

Perioda fundamental alami dihitung berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 10.2.5.

III.5.3.2. Geser dasar seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan Pada (*SNI 03-1726-2012 Persamaan 7.8-1*)

III.5.3.3. Perhitungan koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai *SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1*.

III.5.3.4. Skala gaya

Perhitungan untuk skala gaya harus sesuai *SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1*

III.5.3.5. Kontrol periode (Trayligh)

Untuk menghitung Trayligh harus menurut *SNI-03-1726-2012 pasal 6.2.2*.

III.6 Pendetailan Elemen Struktur

III.6.1. Kolom

1. Penulangan penyaluran tulangan
Syarat dimensi kolom menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.5.6.
2. Pengekangan kolom (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.5.2)
3. Sambungan lewatan kolom sesuai pasal 12.2.3. Diperkirakan akibat kombinasi berfaktor dengan beban gempa tegangan tulangan yang terjadi $f_s > 0,5 f_y$ jadi panjang lewatan menjadi 1,3 l_d (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.17.2.3).

III.6.2. Hubungan Balok Kolom

Perencanaan penampang terhadap geser yang terletak pada sambungan slab kolom harus didasarkan pada rumus di (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11).

III.6.3. Shear Wall

Untuk perencanaan shear wall memenuhi ketentuan pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.

III.6.4. Struktur Pondasi

Gaya yang bekerja pada sebuah tiang dalam sekelompok tiang akibat beban-beban luar (beban vertikal dan momen) dihitung dengan perumusan yang ada di Buku Daya Dukung Pondasi dalam (Dr.Ir. Herman Wahyudi) halaman 46.

a. Daya dukung 1 tiang

Daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan pada Buku Daya Dukung Pondasi dalam (Dr.Ir. Herman Wahyudi) halaman 31.

b. Daya dukung kelompok tiang

Daya dukung kelompok tiang yang berdiri sendiri dirumuskan pada Buku Daya Dukung Pondasi dalam (Dr.Ir. Herman Wahyudi) halaman 43.

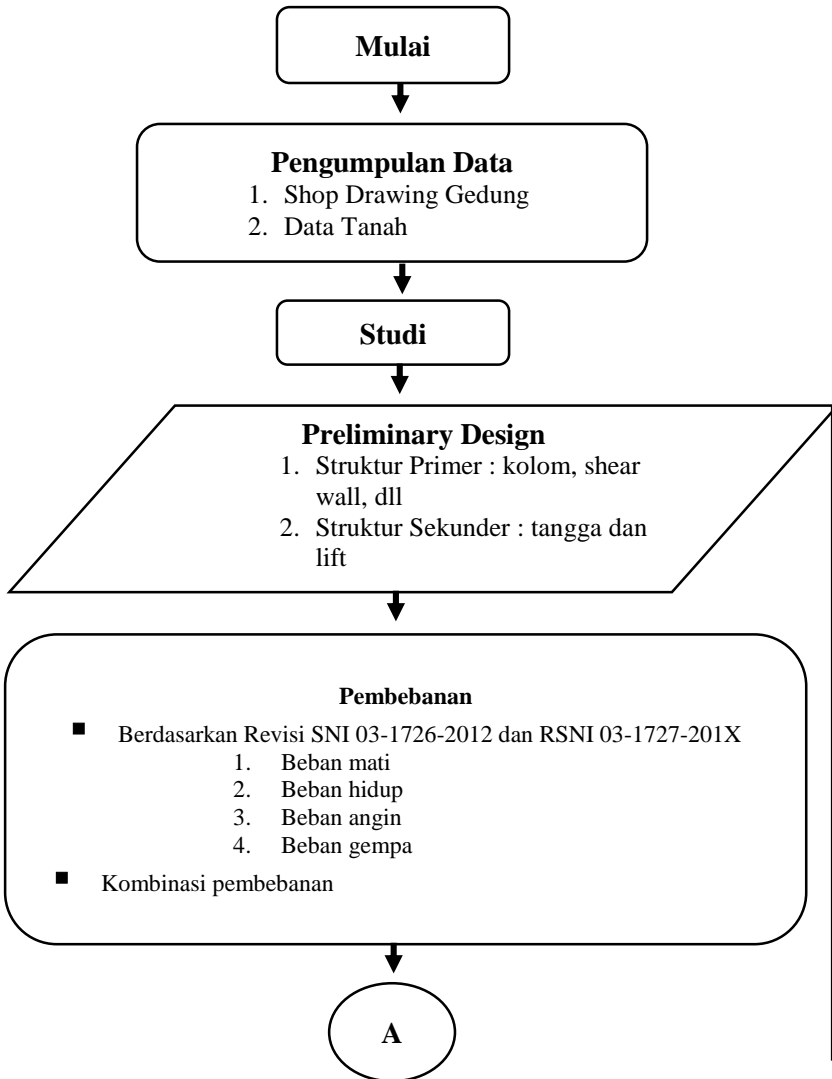
c. Kontrol terhadap gaya lateral

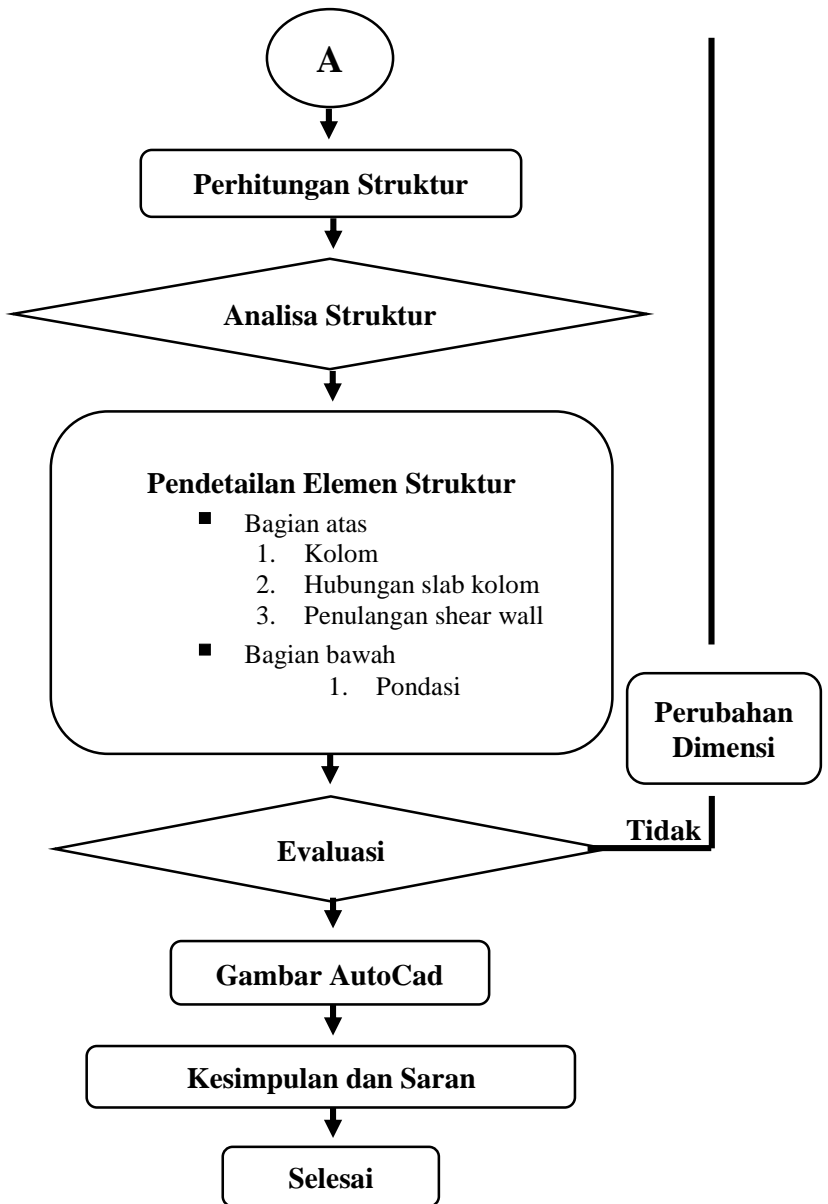
Kontrol terhadap gaya lateral didasarkan pada Buku Daya Dukung Pondasi dalam (Dr.Ir. Herman Wahyudi) halaman 47.

III.6.6. Perencanaan poer

Dalam merencanakan tebal poer harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil, sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 11.11.

III.7 Diagram Alir





“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV PRELIMINARY DESIGN

Didalam suatu perancangan gedung, sebelum melakukan penulangan struktur kita harus melakukan *preliminary design* terlebih dahulu, *preliminary design* yaitu suatu tahapan perhitungan dimana kita merencanakan dimensi dari suatu elemen struktur.

4.1 Data Perancangan

Bahan yang dipakai untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang. Data-data bahan konstruksi sebagai berikut :

- Mutu Beton (f'_c) = 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa (*Ulir*)
= 300 Mpa (*Polos*)
- Jenis gedung = Rektorat
- Tinggi bangunan = 40 m
- Zona gempa = Zone 1
- Jenis Tanah = Tanah Sedang

4.2 Dasar Perhitungan

Adapun peraturan yang digunakan dalam perencanaan gedung ini adalah

- Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (***SNI 03-2847-2013***).
- Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (***SNI 03-1726-2012***).
- Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (***PPIUG 1983***).

4.3 Item-Item Pembebanan

Gedung ini diperhitungkan untuk memikul beban-beban sebagai berikut:

1. Beban gravitasi

a) Beban mati

Berat sendiri beton bertulang	=	2400	kg/m ³
Adukan finishing lantai (1cm)	=	21	kg/m ²
Tegel (1 cm)	=	24	kg/m ²
Bata Ringan (Primacon)	=	65	kg/m ²
Kaca	=	10	kg/m ²
Plafon + penggantung	=	18	kg/m ²
Aspal (1cm)	=	14	kg/m ²
Partisi	=	40	kg/m ²
Plumbing	=	10	kg/m ²
Ducting AC	=	40	kg/m ²

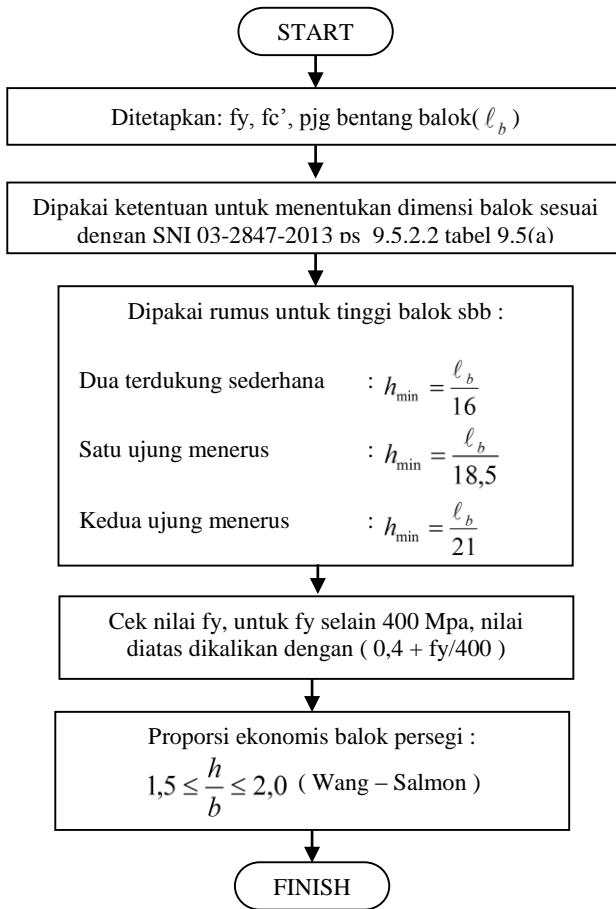
b) Beban hidup

Lantai atap	=	100	kg/m ²
Lantai gedung	=	250	kg/m ²
Pelat tangga	=	300	kg/m ²

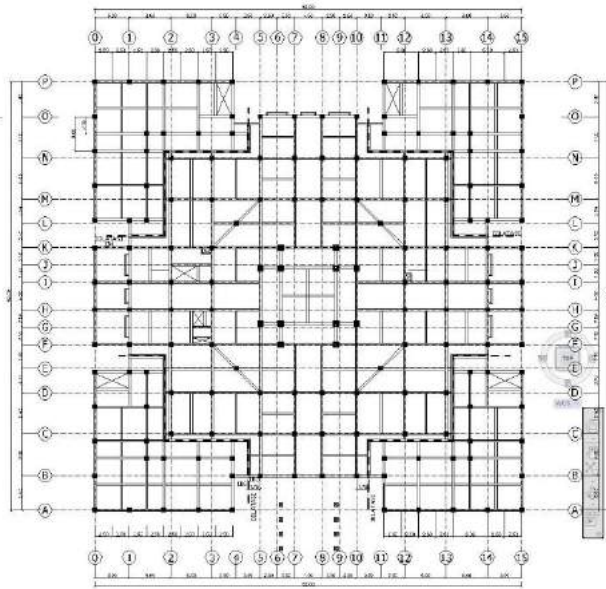
2. Beban Gempa

Perancangan struktur terhadap gempa dilakukan berdasarkan *SNI 03-1726-2012 zone tinggi*.

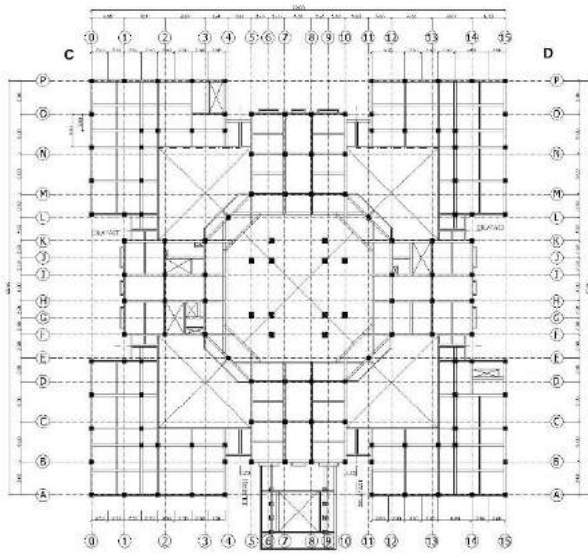
4.4 Preliminary Dimensi Balok



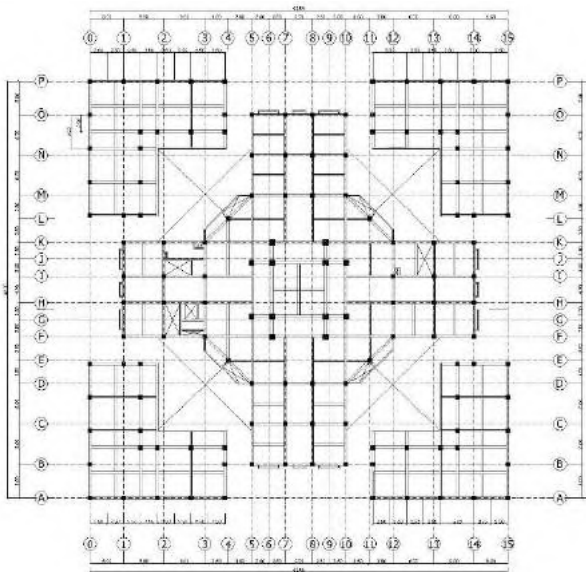
Gambar 4.1. Flowchart perencanaan dimensi balok



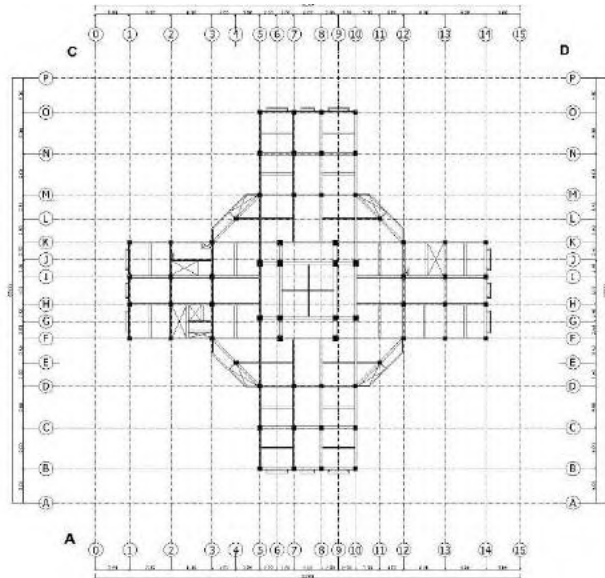
DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 1



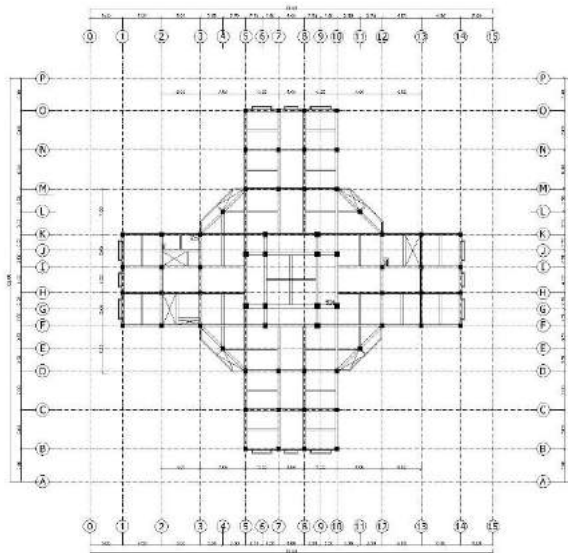
DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 2



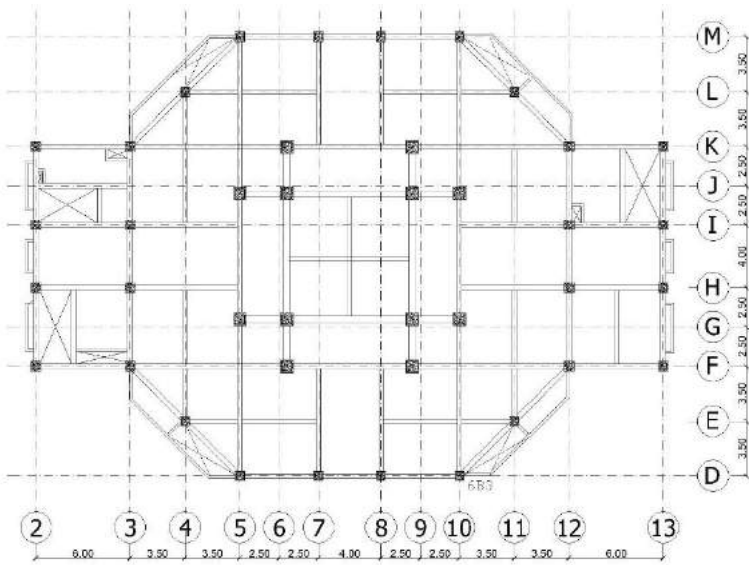
LANTAI 3



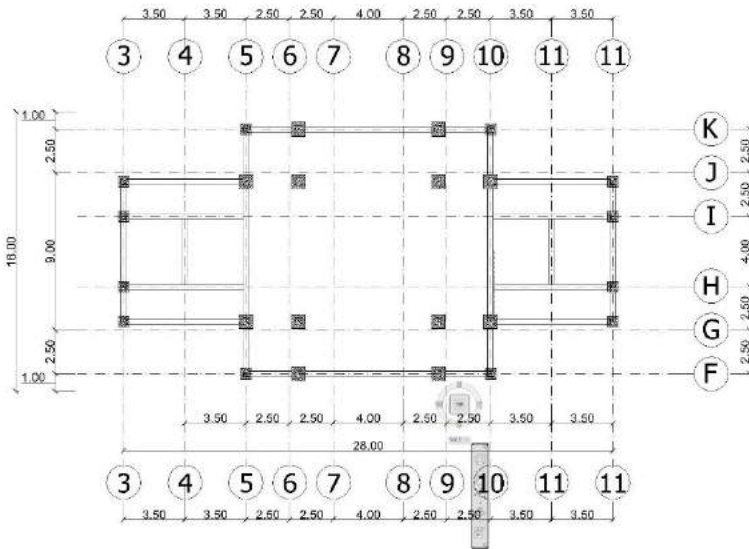
DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 4



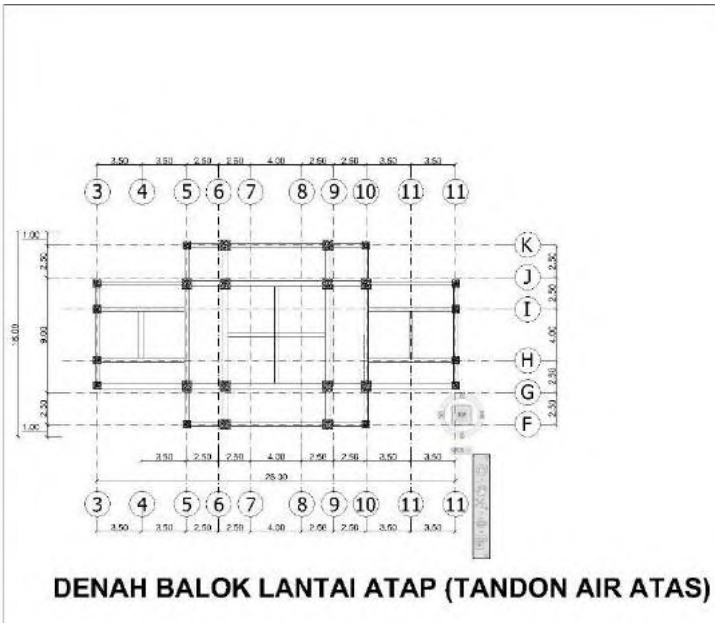
DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 5



DENAH BALOK LANTAI 6-10



DENAH BALOK LANTAI 11



Penentuan_tinggi balok (h_{\min}) dihitung berdasarkan **SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.2.2 tabel 9.5(a)**, dimana bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak perlu kontrol terhadap lendutan.

- Untuk balok induk (*dua tumpuan sederhana*) : $h_{\min} = \frac{1}{16}L$
- Untuk balok anak (*kedua ujung menerus*) : $h_{\min} = \frac{1}{21}L$
- dimensi balok ekonomis : $1,5 \leq \frac{h}{b} \leq 2$ (**Wang – Salmon**)

a. **Balok Induk (B1)** dengan bentang : $L = 800$ cm

$$h_{\min} = \frac{800}{16} = 50 \text{ cm} \sim 60 \text{ cm}$$

$$1,5 \leq \frac{60}{b} \leq 2 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Jadi digunakan balok induk **B1** dengan ukuran **30/60 cm**.

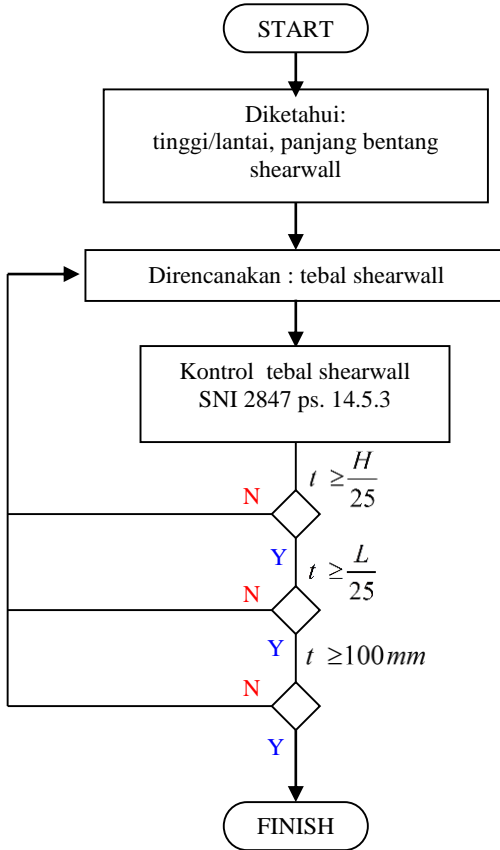
b. **Balok Anak (BA)** dengan bentang : $L = 700$ cm

$$h_{\max} = \frac{700}{21} = 33,3 \text{ cm} \sim 40 \text{ cm}$$

$$1,5 \leq \frac{40}{b} \leq 2 \rightarrow b \text{ diambil } 25 \text{ cm}$$

Jadi digunakan balok anak **BA** dengan ukuran **25/40 cm**

4.5 Preliminary Dimensi Dinding Geser



Gambar 4.2. Flowchart perencanaan dimensi dinding geser

Menurut *SNI 03-2847-2013 pasal 16.5.3.1* bahwa ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang daripada :

- $\frac{1}{25}$ tinggi dinding yang ditopang secara lateral
- $\frac{1}{25}$ panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral

Dari 2 syarat tersebut diambil yang terkecil dan tidak boleh kurang dari 100 mm

Tinggi dinding = 400 cm

Lebar dinding = 400 cm (arah U-S)

= 400 cm (arah B-T)

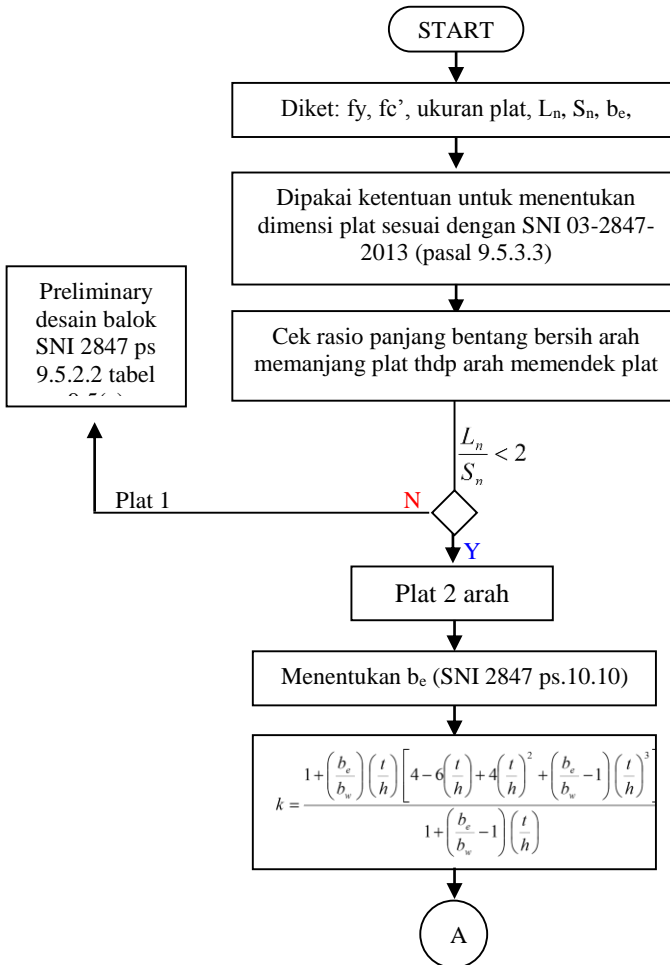
$$\diamond T_{\min} = \frac{1}{25} \times 400 = 16 \text{ cm}$$

$$\diamond T_{\min} = \frac{1}{25} \times 400 = 12 \text{ cm}$$

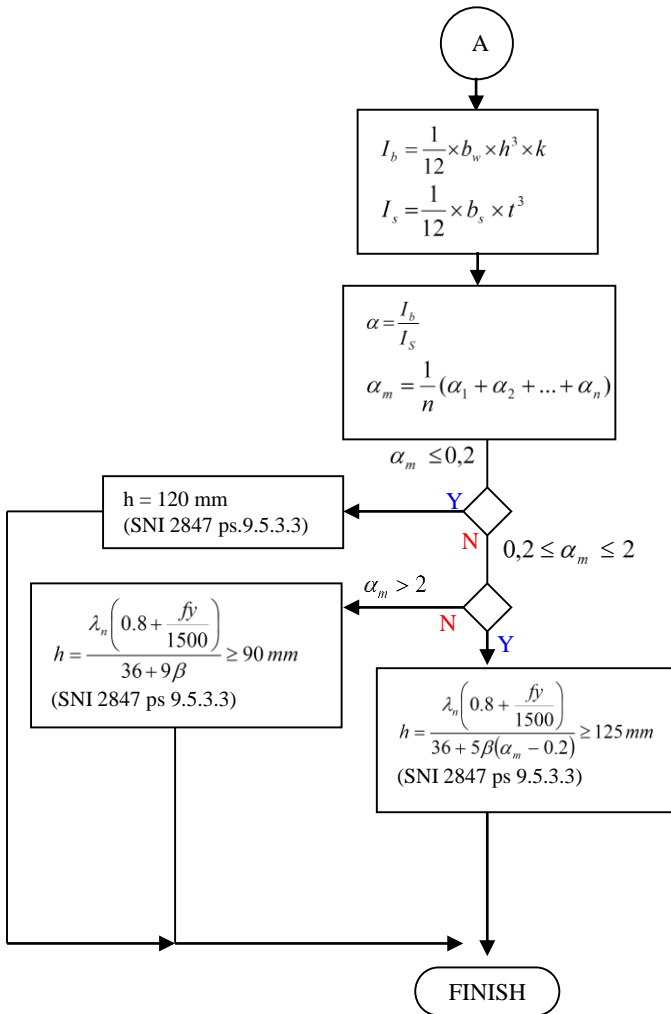
$$\diamond T_{\min} = \frac{1}{25} \times 400 = 12 \text{ cm}$$

Pada perencanaan **tebal dinding geser** diambil setebal **30 cm**

4.6 Preliminary Dimensi Plat



Gambar 4.3. Flowchart perencanaan dimensi plat



Gambar 4.4. Flowchart perencanaan dimensi plat
(lanjutan)

Desain pelat terbagi atas dua bagian, yaitu Desain Pelat Atap dan Desain Pelat Lantai. Dalam perancangan keduanya menggunakan metode pelat cor.

Pendefinisian pelat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio terpanjang dengan rasio terpendek pada suatu pelat (Berdasarkan buku Wang Salmon jilid 2 edisi ke-4 Bab16).

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dengan lebarnya sama dengan 2 atau lebih dari 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima pelat akan diteruskan pada balok–balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar (pemikul pada bagian panel yang lebih pendek).
2. Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dengan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel dari pelat tersebut.

4.6.1. Perhitungan Tebal Plat

Untuk merencanakan tebal pelat minimum baik untuk pelat satu arah maupun untuk pelat dua arah dipergunakan persyaratan yang telah tercantum di dalam **SNI 03–2847–2013**. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal minimum pelat satu arah harus dihitung sesuai dengan peraturan **SNI 03–2847–2013** seperti yang dipakai dalam *preliminary design* di atas. Sedangkan untuk pelat dua arah harus memenuhi persyaratan **SNI 03–2847–2013 Ps.9.5.3.3**.

Syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat dua arah :

Untuk $0,2 < \alpha_m < 2,0$:

$$h_{\max} = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \quad \text{dan} > 125 \text{ mm}$$

SNI 03–2847–2013 Ps.9.5.3.3 (b)

untuk $\alpha_m \geq 2,0$:

$$h_{\max} = \frac{L_n \left\{ 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right\}}{36 + 9\beta} \text{ dan } > 90 \text{ mm}$$

SNI 03–2847–2013 Ps.9.5.3.3 (c)

Kedua perumusan diatas menggunakan nilai f_y dengan satuan Mpa. Di mana :

L_n = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (mm)

S_n = panjang bentang bersih arah memendek pelat (mm)

β = rasio panjang bentang bersih arah memanjang pelat terhadap arah memendek plat

α_m = nilai rata-rata dari α untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

α = rasio dari kekuatan lentur penampang balok terhadap kekakuan pelat

4.6.2 Perhitungan Rasio Kekakuan Balok dan Pelat

Menurut **SNI 03-2847-2013 pasal 8.10(2) dan pasal**

8.10(3) disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (b_e) dari balok T.

o **Interior (SNI 03–2847–2013 pasal 8.10.2):**

nilai lebar efektif balok T tidak boleh memenuhi seperempat bentang balok dan lebar efektif dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

❖ Delapan kali tebal plat

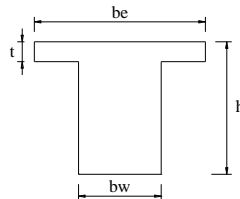
❖ Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_b$$

$$b_{e2} = b_w + (8 \times t)$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w)$$

Dipilih yang terkecil



- **Eksterior (SNI 03-2847-2013 pasal 8.10.3):** Nilai efektif sayap dari sisi badan tidak boleh lebih dari :

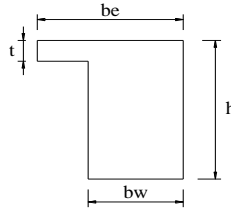
- ❖ Seperduabelas dari bentang balok
- ❖ Enam kali tebal plat
- ❖ Setengah kali jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

$$b_{e1} = \frac{1}{12} \times L_b$$

$$b_{e2} = b_w + (6 \times t)$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w)$$

Dipilih yang terkecil



$$I_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k \quad ; \quad I_s = \frac{1}{12} \times b_s \times t^3$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

(Wang-Salmon, jlid 2. hal.131)

Di mana:

b_e = lebar efektif, harga minimum (cm)

b_w = lebar balok (cm)

t = tebal rencana pelat (cm)

h = tinggi balok (cm)

Sebagai contoh diambil contoh pelat **type PL1**

Gambar 4.5. Denah plat lantai tipe PL1

- Bentang bersih sumbu panjang :

$$L_n = 400 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2}\right) = 370\text{cm}$$

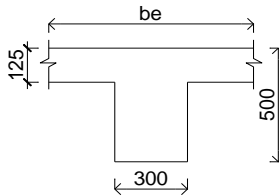
- Bentang bersih sumbu pendek :

$$s_n = 350 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 320 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{370}{320} = 1,15 \rightarrow \text{penulangan utama 2 arah}$$

Direncanakan tebal pelat 12,5 cm

1) Balok Anak 30/50



Gambar 4.6. Lebar efektif sayap balok 30/50

$$b_{e1} = \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8t = 30 + (8 \times 12,5) = 130 \text{ cm}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w) = \frac{1}{2} (800 - 30) = 385 \text{ cm}$$

Diambil b_e yang terkecil yaitu : $b_e = 130 \text{ cm}$

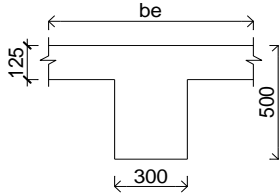
$$k = \frac{1 + \left(\frac{130}{30} \right) \left(\frac{12,5}{50} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{12,5}{50} \right) + 4 \left(\frac{12,5}{30} \right)^2 + \left(\frac{130}{30} - 1 \right) \left(\frac{12,5}{50} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{130}{30} - 1 \right) \left(\frac{12,5}{50} \right)} = 2,20$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 30 \times (50)^3 \times 2,20 = 687.885 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times b_s \times t_p^3 = \frac{1}{12} \times 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 360 \right) \times 12,5^3 = 58.594 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{687.885}{58.594} = 11,74$$

2) Balok Induk 30/50



Gambar 4.7. Lebar efektif sayap balok 30/50

$$b_{e1} = \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8t = 30 + (8 \times 12,5) = 130 \text{ cm}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w) = \frac{1}{2} (700 - 30) = 335 \text{ cm}$$

Diambil b_e yang terkecil yaitu : $b_e = 130 \text{ cm}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{130}{30}\right) \left(\frac{12,5}{50}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12,5}{50}\right) + 4 \left(\frac{12,5}{30}\right)^2 + \left(\frac{130}{30} - 1\right) \left(\frac{12,5}{50}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{130}{30} - 1\right) \left(\frac{12,5}{50}\right)} = 2,20$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 30 \times (50)^3 \times 2,20 = 687.885 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times b_s \times t^3 = \frac{1}{12} \times 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 360\right) \times 12,5^3 = 58.594 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{687.885}{58.594} = 11,74$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai α_m sebagai berikut :

$$\alpha_m = \frac{1}{n} (\alpha_1 + \alpha_2)$$

$$\alpha_m = \frac{1}{2} \times (11,74 + 11,74)$$

$$\alpha_m = 11,74 > 2$$

Berdasarkan *SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3(9-12)*, ketebalan pelat untuk α_m lebih besar dari 2, ketebalan minimum tidak boleh kurang dari:

$$t_{\min 1} = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{7400 \cdot \left(0,8 + \frac{320}{1500} \right)}{36 + 9(2,67)} = 124,9 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari $t_{\min 2} = 90 \text{ mm}$

Syarat:

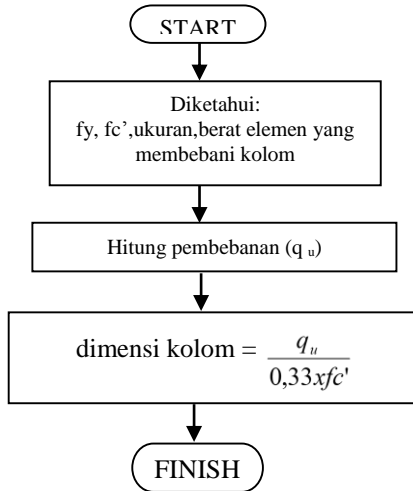
- $t_{\min 1} = 124,9 \text{ mm} > t = 90 \text{ mm}$ (OK)

- $t_{\min 1} = 124,9 \text{ mm} < t = 125 \text{ mm}$ (OK)

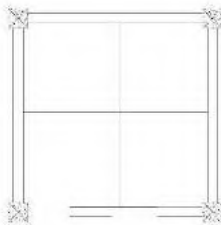
Jadi di pakai 125 mm

4.7 Preliminary Dimensi Kolom

Kolom harus dirancang untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. (SNI 03-2847-2002 pasal 10.8.1)



Gambar 4.8. Flowchart perencanaan dimensi kolom



Gambar 4.9. Denah area pembebanan kolom K1

Berdasarkan *PPIUG tabel 2.1*

Beban mati :

Pelat	$8 \times 8 \times 0,125 \times 2400 \times 10$	= 211.200 kg
Penggantungan	$8 \times 8 \times 7 \times 10$	= 4.928 kg
Plafon	$8 \times 8 \times 11 \times 10$	= 7.744 kg
Balok Induk 30/50	$0,3 \times 0,5 \times 2400 \times 7 \times 10$	= 30.240 kg
Balok Anak 25/40	$0,25 \times 0,4 \times 2400 \times 7 \times 10$	= 16.800 kg
Spesi t = 2 cm	$8 \times 8 \times (2200 \times 0.02) \times 10$	= 20.020 kg
Tegel t = 2 cm	$8 \times 8 \times (2400 \times 0.02) \times 10$	= 30.720 kg
Aspal t = 1 cm	$8 \times 8 \times (1400 \times 0.01)$	= 896 kg
Atap Baja	$12 \times ((8 \times 11) + (5 \times 4 \times 0,5))$	= 984 kg
Pipa + ducting AC	$8 \times 8 \times 40 \times 10$	= 23.040 kg
tandon air	$2 \times 12 \times 1000$	= 24.000 kg
Berat Total		= 370.572 kg

Beban hidup :

Atap	$8 \times 8 \times 100$	= 6.400 kg
Lantai	$8 \times 8 \times 250 \times 10$	= 160.000 kg
Berat Total		= 166.400 kg

Jadi berat total :

$$\begin{aligned} W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 365.532) + (1,6 \times 166.400) \\ &= 438638,4 + 266240 = 704878,4 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Mutu Beton = 30 Mpa = 300 Kg/cm² (1 Mpa = 10 Kg/cm²)

$$0,45 \times f_c' = \frac{P}{A} \quad (\text{SNI 03 - 2847 - 2013 pasal 23.3.1.(1)})$$

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0,45 \times f_c'} = \frac{704878,4}{0,45 \times 300} = 5221,321 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}h^2 &= 5221,321\text{cm}^2 \\h &= 72 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm} \\b &= 80 \text{ cm}\end{aligned}$$

Jadi, untuk **K1 = 80/80**

4.8 Preliminary Dimensi Tangga

4.8.1 Umum

Tangga adalah bagian dari elemen konstruksi yang berfungsi sebagai penghubung antara lantai bawah dengan lantai atas pada bangunan bertingkat, baik sebagai tangga utama maupun sebagai tangga darurat.

4.8.2 Perhitungan Dimensi Tangga

Direncanakan :

- Panjang = 700 cm
- Lebar tangga = 360 cm
- Tebal Plat = 15 cm (tangga dan bordes)
- Elevasi lantai = 400 cm
- Tinggi bordes = 210 cm
- Lebar Bordes = 250 cm
- Lebar injakan (i) = 32 cm
- Tinggi tanjakan (t) = 15 cm

$$\text{Jumlah tanjakan} = nT = \frac{200}{15} = 13,3 = 14 \text{ buah}$$

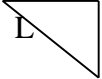

$$\text{Jumlah injakan} = nI = nT - 1 = 13 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang miring tangga} = \sqrt{(200^2 + 450^2)} = 492,443 \text{ cm}$$

$$\text{Sudut kemiringan} = \text{arc tan} \left(\frac{15}{32} \right) = 25,11^\circ$$

Dengan persyaratan perancangan tangga :

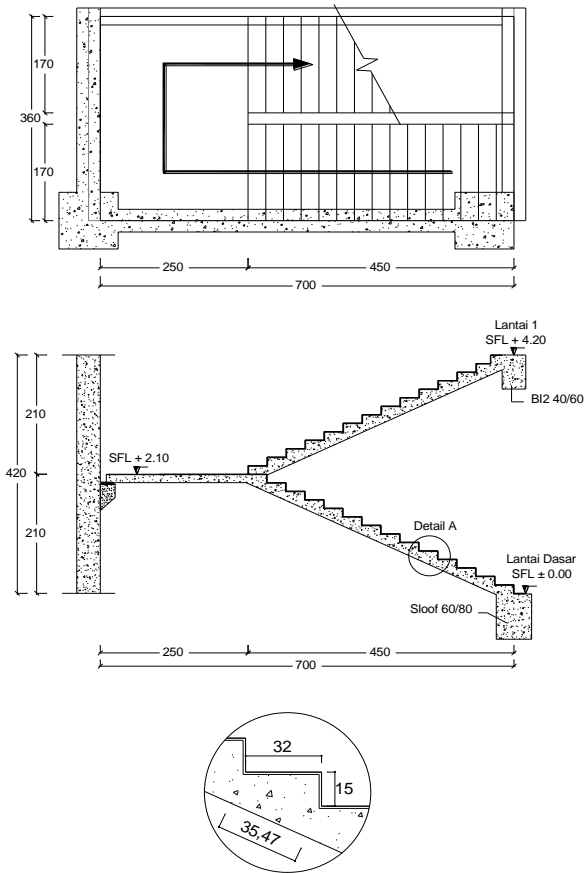
- ◆ $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \cdot 15 + 32) \leq 65$
 $60 \leq 62 \leq 65 \dots\dots\dots (ok)$
- ◆ $25^\circ < \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ < 25,11^\circ \leq 40^\circ \dots\dots (ok)$

Panjang miring anak tangga =  = 

$$a \times \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \times i \times t$$

$$\frac{1}{2} \times h = \frac{\frac{1}{2} \times i \times t}{a} = \frac{\frac{1}{2} \times 32 \times 15}{35,47} = 6,796 \text{ cm} \approx 6,80$$

Tebal rata-rata anak tangga = 6,80 cm



Detail A

Gambar 4.10. Denah dan detail tangga

4.9 Kolom untuk basement

- Jumlah lantai basement = 1 lantai
- Tinggi basement = 200 cm

Beban Mati :

- Pelat: $8 \times 8 \times 0,2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 30720 \text{ kg}$
- Balok induk: $(8 + 8) \times 0,3 \times 0,5 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 5760 \text{ kg}$
- Aspal (3 cm): $8 \times 8 \times 3 \times 14 \text{ kg/m}^3 = 2772 \text{ kg}$
- Dinding beton : $(8+8) \times (5-0,2) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 184320 \text{ kg}$

Total Beban Mati = 223572 kg

Beban Hidup :

Akibat beban merata :

SNI 03-1727- 2013 Tabel 4-1 :

Lantai : $8 \times 8 \times 479 \text{ kg/m}^2 = 30656 \text{ kg}$

Menurut **SNI 03-1727-2013 pasal 4.7.3** : Beban hidup dapat direduksi hingga 20 % atau dikali *koefisien reduksi beban hidup* = 0,8 untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih.

Jadi total beban untuk beban hidup :

$$\begin{aligned} \text{LL} &= 0,8 \times 30656 \text{ kg} \\ &= 24524,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi berat total (W)} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (223572) + 1,6 (24524,8) \\ &= 333822,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

Mutu beton = 35 Mpa = 350 kg/cm²

$$\text{Dimensi : } A = A = \frac{P}{0,45 \times f_c'} = \frac{333822,4}{0,45 \times 300}$$

$$= 2472,84 \text{ cm}^2$$

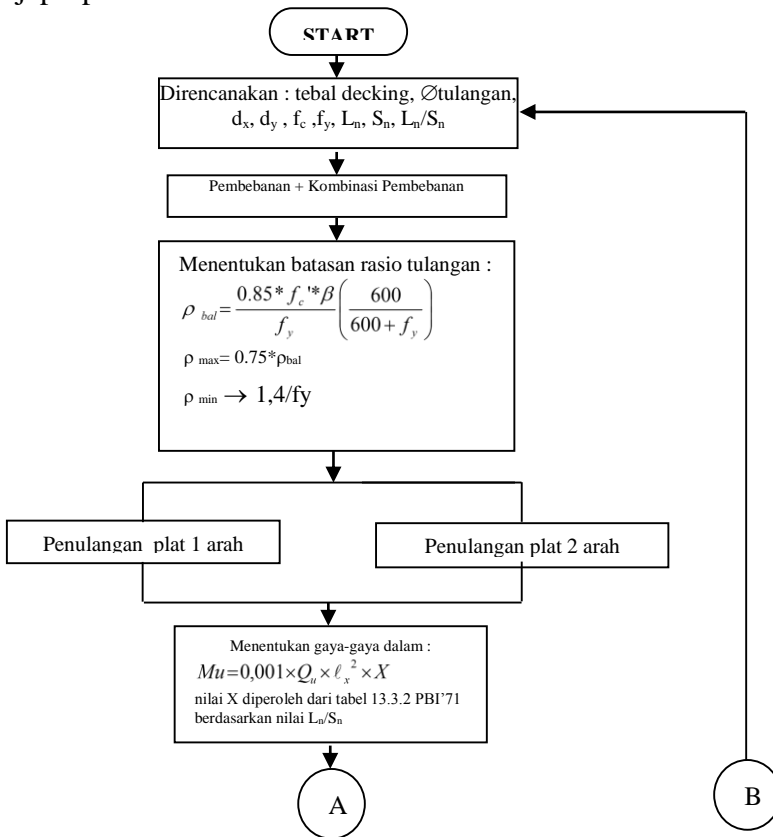
Dimensi : $b^2 = 2472,84 \text{ cm}^2$, $b = 49,72 \text{ cm} \sim 100 \text{ cm}$

Jadi pakai dimensi kolom 100 x 100 cm².

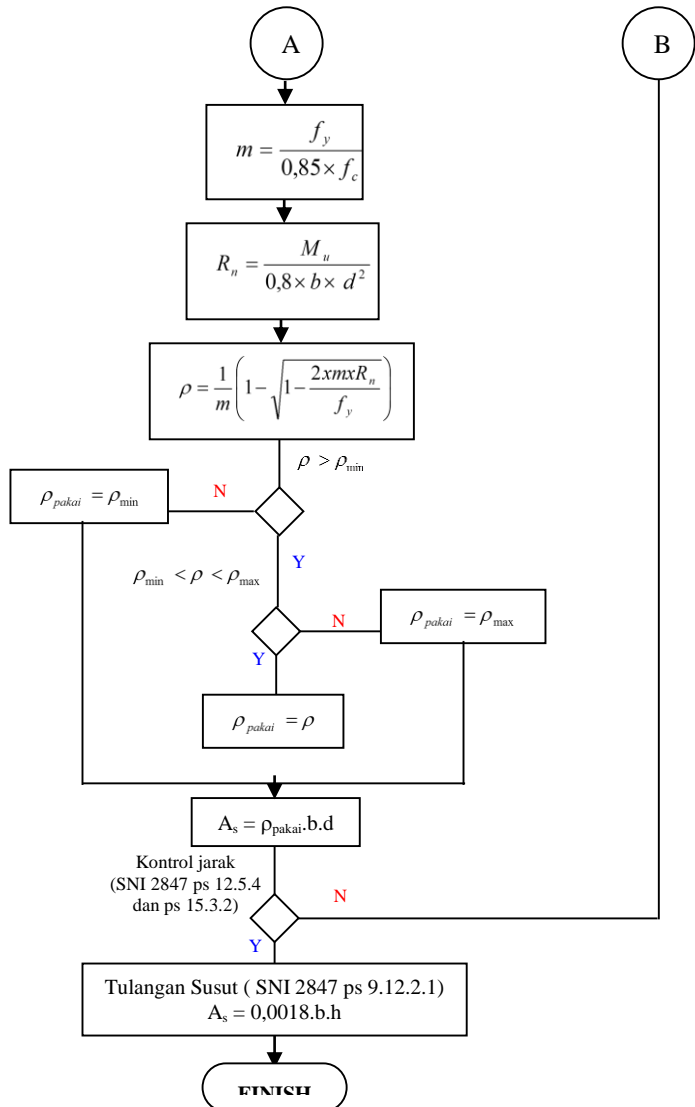
BAB V PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

5.7 Perancangan Pelat

Peraturan yang digunakan sebagai acuan dalam menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983*. Perletakan pada pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit penuh.



Gambar 4.11. Flowchart perancangan plat



Gambar 4.12. Flowchart perancangan plat (lanjutan)

5.1.1 Pembebanan Pelat

Pelat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL), seperti yang diatur pada SNI 1727 – 2013 berdasarkan fungsi tiap lantai pada gedung.

Beban pelat dilakukan sesuai dengan **SNI 1727 – 2013** adalah sebagai berikut

a. Pembebanan Pelat Atap

1. Beban Mati (DL)

- Berat sendiri : $0,125 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}^2$
- Aspal (1 cm) : $1 \times 14 = 14 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) : $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Plafon + penggantung : $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Ducting AC + pipa $\underline{= 40 \text{ kg/m}^2}$

$$D_L = 414 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (LL) $= 96 \text{ kg/m}^2$

Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan *SNI 03 – 2847 – 2012 Ps. 9.2.1*

$$Q_u = 1,2D_L + 1,6L_L$$

$$Q_u = (1,2 \times 414) + (1,6 \times 96) = 650,4 \text{ kg/m}^2$$

b. Pembebanan Pelat Lantai

1. Beban Mati (DL)

- Berat sendiri : $0,125 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}^2$
- Penutup lantai : $2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$

- Spesi (t = 2 cm) : $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Plafon + penggantung : $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Ducting AC + pipa $\underline{= 40 \text{ kg/m}^2}$
- $$D_L = 448 \text{ kg/m}^2$$
2. Beban Hidup (L_L) $= 240 \text{ kg/m}^2$

Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan
SNI 03 – 2847 – 2012 Ps. 9.2.1.

$$Q_u = 1,2D_L + 1,6L_L$$

$$Q_u = (1,2 \times 448) + (1,6 \times 240) = 921,6 \text{ kg/m}^2$$

5.1.2 Penulangan Pelat Lantai

5.1.2.1 Penulangan Lentur Pelat lantai

Pada struktur gedung ini terdapat 4 macam bentuk pelat lantai:

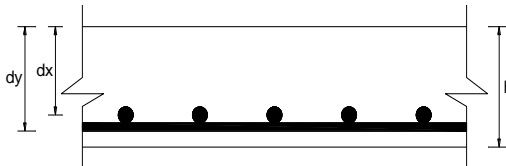
Tabel 4.3. Spesifikasi plat lantai

No.	Type	L_y	L_x	L_y/L_x	Ket.
1	PL1	700	400	1,75	Plat 2 Arah
2	PL2	400	400	1,00	Plat 2 Arah
3	PL3	800	300	2,67	Plat 1 Arah
4	PL4	500	350	1,43	Plat 2 Arah
5	PL5	700	300	2,33	Plat 1 Arah
6	PL6	500	300	1,67	Plat 2 Arah
7	PL7	600	300	2,00	Plat 2 Arah
8	PL8	600	400	1,50	Plat 2 Arah

Sebagai contoh perhitungan diambil pelat **type PL1**

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai :

- Dimensi pelat *type PLI* = $7,00 \times 4,00 \text{ m}^2$
- Tebal pelat = 125 mm
- Tebal *decking* = 20 mm
- Diameter tulangan rencana = 10 mm
- Mutu tulangan baja (f_y) = 320 Mpa
- Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa
- Faktor β_1 = 0,75
- $dx = 125 - 20 - (\frac{1}{2} \times 10)$ = 100 mm
- $dy = 125 - 20 - 10 - (\frac{1}{2} \times 10)$ = 90 mm



Gambar 4.13. Penampang tulangan plat

$$Q_u = 921,6 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 100 \text{ mm}$$

$$dy = 90 \text{ mm}$$

◆ batasan Rasio Tulangan :

- (SNI 03-2847-2013 Lampiran B.8.4.2 Rumus B-1)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \left(\frac{600}{600 + 320} \right)}{320} = 0,044$$

- (SNI 03-2847-2013 Lampiran B.10.3.3)

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03897 = 0,033897$$

- (SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{700}{400} = 1,75 \text{ (Dua Arah)}$$

Dengan menggunakan koefisien momen **PBI 1971 tabel 13.3.1** dengan asumsi pelat terjepit pada keempat sisinya didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \text{ q lx}^2 \text{ x ; dengan nilai x} = 39$$

$$M_{ly} = 0,001 \text{ q lx}^2 \text{ x ; dengan nilai x} = 14,5$$

$$M_{tx} = -0,001 \text{ q lx}^2 \text{ x ; dengan nilai x} = 81,5$$

$$M_{ty} = -0,001 \text{ q lx}^2 \text{ x ; dengan nilai x} = 57$$

Sehingga :

$$M_{lx} = 0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 39 = 575,0784 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 14,5 = 213,8112 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 81,5 = -1201,766 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 57 = -840,4992 \text{ kgm}$$

a. Penulangan arah x (Lapangan)

$$M_u = 575,0784 \text{ kgm} = 5.750.784 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{5.750.784}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 0,718848 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,718848}{320}} \right) = 0,0011$$

$$\rightarrow \rho < \rho_{\min}$$

Maka digunakan $\rho_{\min} = 0,002$

$$A_{\text{spерlu}} = \rho b d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 100 = 200 \text{ mm}^2$$

Menurut *SNI 03-2847-2013 Ps. 10.5.4* disebutkan :

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 125 = 375 \text{ mm} \\ &\leq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10 - 350 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{\text{spakai}} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{350} \right) \\ &= 224,2857 \text{ mm}^2 > 200 \text{ mm}^2 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

b. Penulangan arah x (Tumpuan)

$$M_u = 1201,766 = 12.017.660 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{12.017.660}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 1,502 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,502}{320}} \right) = 0,00484$$

$$\rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Maka digunakan $\rho = 0,00484$

$$A_{\text{spерlu}} = \rho b d = 0,00484 \times 1000 \times 100 = 484 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10 - 150 \text{ mm}$

$$A_{\text{spakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{150} \right) \\ = 523 \text{ mm}^2 > 484 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

c. Penulangan arah y (Lapangan)

$$M_u = 213,8112 \text{ kgm} = 2.138.112 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d y^2} = \frac{2.138.112}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 0,2672$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,2672}{320}} \right) = 0,0025$$

Maka digunakan $\rho = 0,0025$

$$A_{\text{sperlu}} = \rho b d = 0,0025 \times 1000 \times 100 = 250 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur **Ø10 – 300mm**

$$A_{\text{spakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{300} \right) \\ = 261,67 \text{ mm}^2 > 250 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

d. Penulangan arah y (Tumpuan)

$$M_u = 840,4992 = 8.404.992 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d x^2} = \frac{8.404.992}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 1,05$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,05}{320}} \right) = 0,00335$$

$$\rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Maka digunakan $\rho = 0,00335$

$$A_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00335 \times 1000 \times 100 = 335 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10 - 200 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{\text{pakai}} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{200} \right) \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 > 335 \text{ mm}^2 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

5.1.2.2 Penulangan Susut dan Suhu Pelat lantai

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 125 = 250 \text{ mm}^2$$

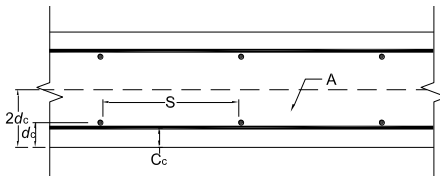
Dipasang tulangan $\text{Ø}10 - 150 \text{ mm}$ ($A_s = 523 \text{ mm}^2$)

5.1.2.3 Kontrol Retak Pelat lantai

Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai z yang diberikan oleh :

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan



Gambar 4.14. Luas tarik efektif beton pelat

Dimana :

$$\begin{aligned}
 f_s &= \text{tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil } 0,6 f_y \\
 &= 0,6 \times 320 \text{ MPa} = 192 \text{ MPa} \\
 d_c &= \text{tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan} \\
 &= 20 + (0,5 \times 10) = 25 \text{ mm} \\
 A &= \text{luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan} \\
 &= \frac{2d_c \times s}{n} = \frac{2 \times 25 \times 150}{1} = 7500 \text{ mm}^2 = 0,0075 \text{ m}^2 \\
 z &= \frac{192}{\sqrt{0,025 \times 0,075}} = 5,1 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \\
 &\quad \text{(ok)}
 \end{aligned}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai z , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

Dimana nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

$$\begin{aligned}
 \omega &= 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 192 \times \sqrt[3]{25 \times 7.500} \\
 &= 0,102 \text{ mm} < \varpi = 0,40 \text{ mm (ok)}
 \end{aligned}$$

Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari :

$$S_{\text{maks}} = 380 \times \frac{280}{f_s} - 2,5 C_c$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.6.4 Rumus 10-4)

$$S_{\text{maks}} = 380 \times \frac{280}{192} - 2,5 \times 20 = 387,5 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

(ok)

Dan tidak boleh lebih dari :

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.6.4 Rumus 10-4)

$$S_{\text{maks}} = 300 \times \frac{280}{f_s} = 300 \times \frac{280}{192} = 437,5 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 150$$

mm

5.1.3 Penulangan Pelat Atap

5.1.3.1 Penulangan Lentur Pelat Atap

Pada struktur gedung ini terdapat 5 macam bentuk pelat lantai:

Tabel 4.4. Spesifikasi plat Atap

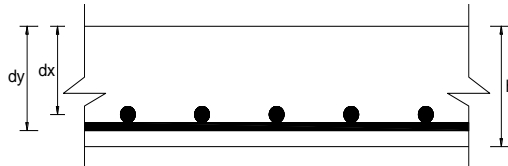
No.	Type	Ly	Lx	Ly/Lx	Ket.
1	PA1	700	400	1,75	Plat 2 Arah
2	PA2	400	400	1,00	Plat 2 Arah
3	PA3	800	300	2,67	Plat 1 Arah
4	PA4	500	350	1,43	Plat 2 Arah

Sebagai contoh perhitungan diambil pelat **type PA 1**

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai :

- Dimensi pelat *type PA1* = $7,00 \times 4,00 \text{ m}^2$
- Tebal pelat = 125 mm
- Tebal *decking* = 20 mm
- Diameter tulangan rencana = 10 mm
- Mutu tulangan baja (f_y) = 320 Mpa
- Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa

- $dx = 125 - 20 - (\frac{1}{2} \times 10) = 100 \text{ mm}$
- $dy = 125 - 20 - 10 - (\frac{1}{2} \times 10) = 90 \text{ mm}$



Gambar 4.15. Penampang tulangan plat

$$Q_u = 656,8 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 100 \text{ mm}$$

$$dy = 90 \text{ mm}$$

◆ batasan Rasio Tulangan :

- (SNI 03-2847-2013 Lampiran B.8.4.2 Rumus B-1)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,044$$

- (SNI 03-2847-2013 Lampiran B.10.3.3)

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03897 = 0,0292$$

- (SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{700}{400} = 1,75 \text{ (Dua Arah)}$$

Dengan menggunakan koefisien momen **PBI 1971 tabel 13.3.1** dengan asumsi pelat terjepit pada keempat sisinya didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 q lx^2 x ; \text{ dengan nilai } x = 39$$

$$M_{ly} = 0,001 q lx^2 x ; \text{ dengan nilai } x = 14,5$$

$$M_{tx} = - 0,001 q lx^2 x ; \text{ dengan nilai } x = 81,5$$

$$M_{ty} = - 0,001 q lx^2 x ; \text{ dengan nilai } x = 57$$

Sehingga :

$$M_{lx} = 0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 39 = 575,0784 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 14,5 = 213,8112 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 81,5 = -1201,766 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \times 921,6 \times 4^2 \times 57 = -840,4992 \text{ kgm}$$

e. Penulangan arah x (Lapangan)

$$M_u = 575,0784 \text{ kgm} = 5.750.784 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{5.750.784}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 0,718848 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,718848}{320}} \right) = 0,0011$$

$$\rightarrow \rho < \rho_{\min}$$

Maka digunakan $\rho_{\min} = 0,002$

$$A_{\text{spерlu}} = \rho b d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 100 = 200 \text{ mm}^2$$

Menurut **SNI 03-2847-2013 Ps. 10.5.4** disebutkan :

Jarak tulangan $\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur **Ø10 – 350 mm**

$$A_{\text{spakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{350} \right) \\ = 224,2857 \text{ mm}^2 > 200 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

f. Penulangan arah x (Tumpuan)

$$M_u = 1201,766 = 12.017.660 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{12.017.660}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 1,502 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,502}{30}} \right) = 0,00484$$

$$\rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Maka digunakan $\rho = 0,00484$

$$A_{\text{spertu}} = \rho b d = 0,00484 \times 1000 \times 100 = 484 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur **Ø10 –150mm**

$$A_{\text{spakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{150} \right) \\ = 523 \text{ mm}^2 > 484 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

g. Penulangan arah y (Lapangan)

$$M_u = 213,8112 \text{ kgm} = 2.138.112 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{2.138.112}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 0,2672$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,2672}{320}} \right) = 0,0025$$

Maka digunakan $\rho = 0,0025$

$$A_{\text{spertu}} = \rho b d = 0,0025 \times 1000 \times 100 = 250 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10 - 300\text{mm}$

$$\begin{aligned} A_{\text{spakai}} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{300} \right) \\ &= 261,67 \text{ mm}^2 > 250 \text{ mm}^2 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

h. Penulangan arah y (Tumpuan)

$$M_u = 840,4992 = 8.404.992 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{8.404.992}{0,8 \times 1000 \times 100^2} = 1,05$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,05}{320}} \right) = 0,00335$$

$$\rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Maka digunakan $\rho = 0,00335$

$$A_{\text{spertu}} = \rho b d = 0,00335 \times 1000 \times 100 = 335 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10 - 200 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{\text{spakai}} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{200} \right) \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 > 335 \text{ mm}^2 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

5.2.2.2 Penulangan Susut dan Suhu Pelat lantai

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 125 = 250 \text{ mm}^2$$

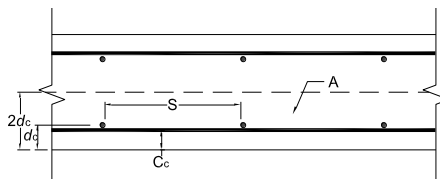
Dipasang tulangan $\text{Ø}10 - 150 \text{ mm}$ ($A_s = 523 \text{ mm}^2$)

5.2.2.3 Kontrol Retak Pelat lantai

Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai z yang diberikan oleh :

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan



Gambar 4.16. Luas tarik efektif beton pelat

Dimana :

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil $0,6 f_y$

$$= 0,6 \times 320 \text{ MPa} = 192 \text{ MPa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan

$$= 20 + (0,5 \times 10) = 25 \text{ mm}$$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan

$$= \frac{2d_c \times s}{n} = \frac{2 \times 25 \times 150}{1} = 7500 \text{ mm}^2 = 0,0075 \text{ m}^2$$

$$z = 192 \times \sqrt[3]{0,025 \times 0,075} = 5,1 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m}$$

(ok)

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai z, dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

Dimana nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

$$\begin{aligned} \omega &= 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 192 \times \sqrt[3]{25 \times 7.500} \\ &= 0,102 \text{ mm} < \varpi = 0,40 \text{ mm} \end{aligned}$$

(ok)

Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari :

$$S_{\text{maks}} = 380 \times \frac{280}{f_s} - 2,5 C_c$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.6.4 Rumus 10-4)

$$S_{\text{maks}} = 380 \times \frac{280}{192} - 2,5 \times 20 = 387,5 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

(ok)

Dan tidak boleh lebih dari :

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.6.4 Rumus 10-4)

$$S_{\text{maks}} = 300 \times \frac{280}{f_s} = 300 \times \frac{280}{192} = 437,5 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 150$$

mm

5.8 Perancangan Balok Anak

5.2.1 Pembebanan Balok Anak

Balok anak adalah salah satu struktur sekunder yang berfungsi untuk memperkecil lendutan pada pelat sehingga dapat mengurangi ketebalan dari struktur pelat. Beban yang

bekerja pada balok anak adalah berat daripada balok anak itu sendiri ditambah dengan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup di atasnya) yang ditopang oleh balok anak di bawahnya.

a. Pembebanan Pelat Atap

1. Beban Mati (D_L)

- Berat sendiri : $0,125 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal (1 cm) : $1 \times 14 = 14 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (t = 2 cm) : $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Plafon + penggantung : $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Ducting AC + pipa $\underline{= 40 \text{ kg/m}^2}$
- $$D_L = 414 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (L_L) = 100 kg/m^2

b. Pembebanan Pelat Lantai

1. Beban Mati (DL)

- Berat sendiri : $0,125 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}^2$
 - Penutup lantai tegel : $2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (t = 2 cm) : $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Plafon + penggantung : $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Ducting AC + pipa : $\underline{= 40 \text{ kg/m}^2}$
- $$D_L = 448 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (L_L) = 250 kg/m^2

5.2.2 Metode Perancangan

Perencanaan balok anak ini difungsikan sebagai penerima beban dari plat lantai yang ada. Metode analisis digunakan untuk menentukan momen lentur dan gaya geser dalam perencanaan balok menerus. Di dalam *SNI 03-2847-*

2013 pasal 8.3.3.3, dikatakan bahwa jumlah minimum bentang 2.

Perhitungan momen ultimate pada balok terletak atas 4 atau lebih tumpuan (*sesuai PBBI 1971 N.1 2 (13.2(3)) hal 199* berlaku untuk balok- balok yang sama panjangnya, juga berlaku untuk balok-balok dengan bentang yang tidak sama panjangnya, asal rasio bentang yang terbesar terhadap bentang yang terkecil $< 0,8$ Sedangkan dalam *SNI 03-2847-2013 pasal 8.3.3.3* rasionya $< 1,2$.

Perhitungan Beban - beban yang bekerja

Diketahui,

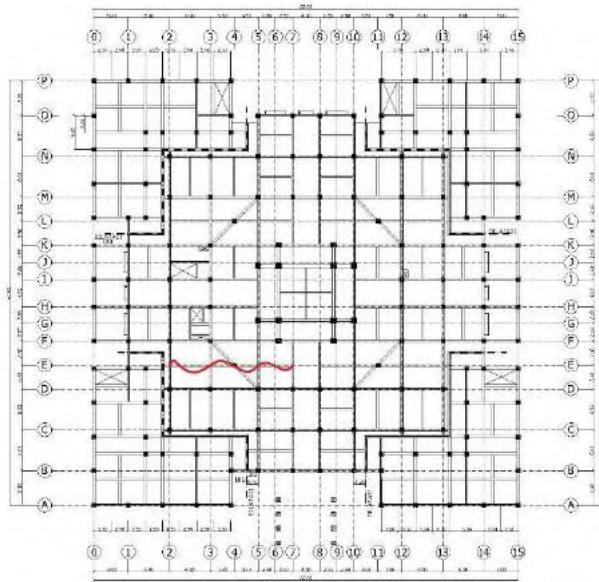
$$q_D = 448 \text{ kg/m}^2$$

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

Pelat type PL1

$$L_x = 7,0 \text{ m}$$

$$L_y = 6,5 \text{ m}$$



DENAH BALOK LANTAI 1

Beban mati (DL)

$$\begin{aligned}
 q_{eq} &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times qd \times lx \times \left(1 - \frac{1 \times lx^2}{3 \times ly^2} \right) \right) \\
 &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 448 \times 3,5 \times \left(1 - \frac{1 \times 3,5^2}{3 \times 6^2} \right) \right) = 1.390,15
 \end{aligned}$$

kg/m

Berat sendiri Balok : $0,30 \times 0,50 \times 2400 \quad \equiv$ 360,00 kg/m

$$(q_{ekvd}) = 1.750,15$$

kg/m

Beban hidup (LL)

$$\begin{aligned}
 q_{eq} &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times ql \times lx \times \left(1 - \frac{1 \times lx^2}{3 \times ly^2} \right) \right) \\
 &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 250 \times 3,5 \times \left(1 - \frac{1 \times 3,5^2}{3 \times 6^2} \right) \right) = 775,75 \text{ kg/m} \\
 (q_{ekvl}) &= 775,75 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

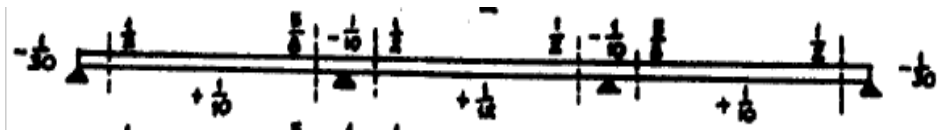
Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan

$$q_u = 1,2D_L + 1,6L_L$$

$$q_u = (1,2 \times 1.750,15) + (1,6 \times 775,75) = 3341,384 \text{ kg/m}$$

Perhitungan momen ultimate pada balok diatas 2 tumpuan atau lebih.



$$\begin{aligned} \text{Momen tum. 1} &= \frac{1}{20} \times qu \times l^2 \\ &= \frac{1}{20} \times 3341,384 \times 6^2 = 6014,49 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tum. 2} &= \frac{1}{10} \times qu \times l^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 3341,384 \times 6^2 = 12.028,98 \text{Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tum. 3} &= \frac{1}{10} \times qu \times l^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 3341,384 \times 6^2 = 12.028,98 \text{Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tum. 4} &= \frac{1}{20} \times qu \times l^2 \\ &= \frac{1}{20} \times 3341,384 \times 6^2 = 6014,49 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lap. 1-2} &= \frac{1}{10} \times qu \times l^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 3341,384 \times 6^2 = 12.028,98 \text{Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lap. 2-3} &= \frac{1}{12} \times qu \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 3341,384 \times 7^2 = 13.643,99 \end{aligned}$$

Kgm

$$\text{Momen Lap. 3-4} = \frac{1}{10} \times qu \times l^2$$

$$= \frac{1}{10} \times 3341,384 \times 6^2 = 12.028,98 \text{Kgm}$$

5.2.3 Penulangan Lentur Balok Anak 30/50

Adapun data-data perancangan untuk penulangan balok anak lantai :

- Tebal selimut beton = 40 mm
- Dimensi balok = 30/50
- Tebal pelat = 125 mm
- Mutu baja = 400 Mpa (BJTD)
- Mutu beton = 30 Mpa
- $\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,03251$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times 0,03251 = 0,0244$
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur balok antara lain:

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c
2. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \quad (\text{SNI}03-2847-2002$$

Ps.10.4.3)

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \quad (\text{SNI } 03-284 - 2002 \text{ Ps.12.3.3})$$

$$\rho_{\min} = 0,0035$$

Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \quad (\text{Wang - Salmon})$$

3. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapat

a. Daerah Tumpuan

$$\begin{aligned} M_{\text{utump}} &= 13.643,99 \text{ kgm} \\ &= 136.439.900 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - t_d - \text{dia sengkang} - \frac{1}{2} \times \text{dia tul lentur} \\ &= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 = 440,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{136.439.900}{0,8} = 170.549.875 \text{ Nmm}$$

$$\text{Ambil harga } x \leq 0,75 x_b ; \text{ dimana } x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d$$

$$x_b = \frac{600}{600 + 400} \times 440,5 = 264,3 \text{ mm}$$

$$x \leq 0,75 \times 264,3 = 198,23 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil harga } x = 85 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \times b \times x}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 300 \times 85}{400} = 1381,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Momen nominal balok tanpa tulangan tekan:

$$\begin{aligned} M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\ &= 1381,78 \times 400 \left(440,5 - \frac{0,85 \times 85}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 223.502.915 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0 \rightarrow$ *Tidak perlu tulangan tekan*

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{136.439.900}{0,8 \times 300 \times 440,5^2} = 2,93 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,93}{400}} \right) = 0,0078$$

$$\rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Maka digunakan $\rho_{\text{pakai}} = 0,0078$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0078 \times 300 \times 440,5 = 1031,1148 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **5 – D19** ($A_s = 1.417,64 \text{ mm}^2$)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\text{ratio tulangan tekan } \rho' = 0,0078 \times 0,5 = 0,0039$$

$$A_s' = \rho' \times b \times d$$

$$= 0,0039 \times 300 \times 440,5 = 515,385 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **3 – D19** ($A_s = 850,59 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak tulangan :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - 2 \cdot \text{cover} - n \cdot \text{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 10) - (2 \times 40) - (5 \times 19)}{5 - 1} = 26,25 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

(ok)

Check Momen Kapasitas daripada tulangan :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1.417,64 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 74,12 \text{ mm} \\
 M_n &= 0,85 \times 30 \times 74,12 \times 300 \times \left(440,5 - \frac{74,12}{2} \right) \\
 &= 228.756.334 \text{ Nmm} > 170.549.875 \text{ Nmm (ok)}
 \end{aligned}$$

b. Daerah Tumpuan

$$\begin{aligned}
 M_{\text{utump}} &= 13.643,99 \text{ kgm} \\
 &= 136.439.900 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - t_d - \text{dia sengkang} - \frac{1}{2} \times \text{dia tul lentur} \\
 &= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 = 440,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{136.439.900}{0,8} = 170.549.875 \text{ Nmm}$$

Ambil harga $x \leq 0,75 x_b$; dimana $x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d$

$$x_b = \frac{600}{600 + 400} \times 440,5 = 264,3 \text{ mm}$$

$$x \leq 0,75 \times 264,3 = 198,23 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil harga } x = 85 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sc} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times b \times x}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 300 \times 85}{400} = 1381,78 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Momen nominal balok tanpa tulangan tekan:

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \\
 &= 1381,78 \times 400 \left(440,5 - \frac{0,85 \times 85}{2} \right) \\
 &= 223.502.915 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$M_n - M_{nc} < 0 \rightarrow$ Tidak perlu tulangan tekan

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{136.439.900}{0,8 \times 300 \times 440,5^2} = 2,93 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,93}{400}} \right) = 0,0078$$

$$\rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Maka digunakan $\rho_{\text{pakai}} = 0,0078$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{sperlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0078 \times 300 \times 440,5 = 1031,1148 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan pasang **5 – D19** ($A_s = 1.417,64 \text{ mm}^2$)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\text{ratio tulangan tekan } \rho' = 0,0078 \times 0,5 = 0,0039$$

$$\begin{aligned}
 A_s' &= \rho' \times b \times d \\
 &= 0,0039 \times 300 \times 440,5 = 515,385 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan pasang **3 – D19** ($A_s = 850,59 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak tulangan :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - 2 \cdot \text{cover} - n \cdot n_{\text{ul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 10) - (2 \times 40) - (5 \times 19)}{5 - 1} = 26,25 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

(ok)

Check Momen Kapasitas daripada tulangan :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1.417,64 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 74,12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \times 30 \times 74,12 \times 300 \times \left(440,5 - \frac{74,12}{2} \right) \\ &= 228.756.334 \text{ Nmm} > 170.549.875 \text{ Nmm} \quad \text{(ok)} \end{aligned}$$

5.2.4 Penulangan Geser Balok Anak 30/50

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 3.509,77 \times 7 \\ &= 12.284,2 \text{ kg} = 122.842 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{122.842}{0,75} = 163.789,33 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 03-2847-2002 ps}$$

13.4.1)

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 440,5 = 120.635,89 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 120.635,89 = 90.476,92 \text{ N}$$

$$0,5 \cdot \phi V_c = 0,5 \times 90.476,92 = 45.238,46 \text{ N}$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{3} \times bw \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 440,5 = 44.050 \text{ N}$$

$$\phi V_{s \min} = 0,75 \times 44.050 = 33.037,5 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 300 \times 440,5 = 241.271,79 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 300 \times 440,5 = 482.543,57 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s \min}) = 90.476,92 + 33.037,5 = 123.514,42 \text{ N}$$

Cek kondisi perencanaan geser (*SNI 03-2847-2002 pasal 13.5*) :

1. $V_u \leq 0,5 \cdot \phi V_c$

$$122.842 \text{ N} > 45.238,46 \text{ N} \quad (\textit{tidak memenuhi})$$

2. $0,5 \cdot \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$45.238,46 < 122.842 > 90.476,92 \quad (\textit{tidak memenuhi})$$

3. $\phi V_c < V_u \leq \phi (V_c + V_{s \min})$

$$90.476,92 < 122.842 \leq 123.514,42 \quad (\textit{memenuhi})$$

Jadi termasuk kondisi 3 :

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} ; \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \times \phi \times d} = \frac{44.050}{320 \times 0,75 \times 440,5} = 0,42$$

Direncanakan diameter tulangan geser, $\phi = 10$ mm, dengan sengkang 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{157,08}{0,42} = 374 \text{ mm}$$

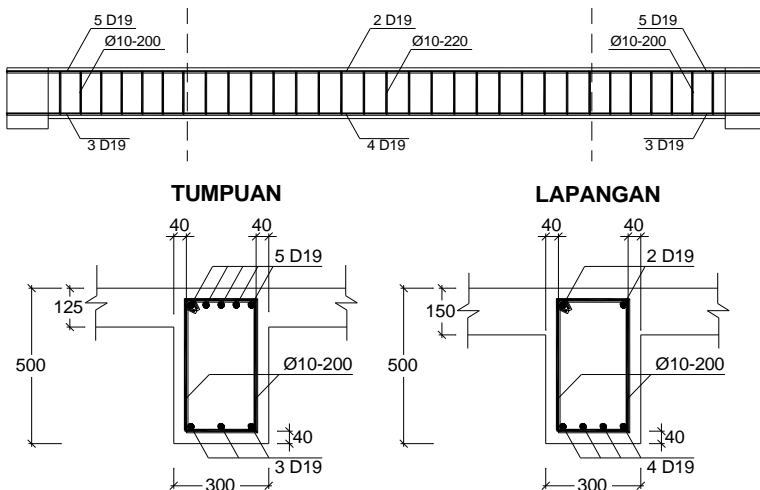
Kontrol jarak spasi tulangan :

Syarat:

$$\text{Smaks} < \frac{d}{2} = \frac{440,5}{2} = 220,25 \text{ mm}$$

$$\text{Smaks} < 600 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan geser tumpuan pakai **Ø10-200 mm**

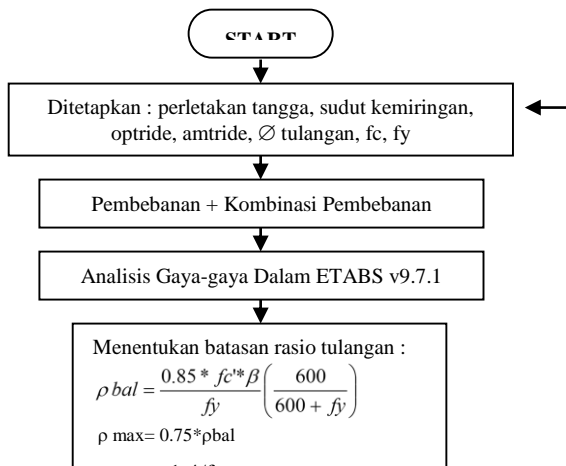


Gambar 4.17. Detail Penulangan balok anak 30/50

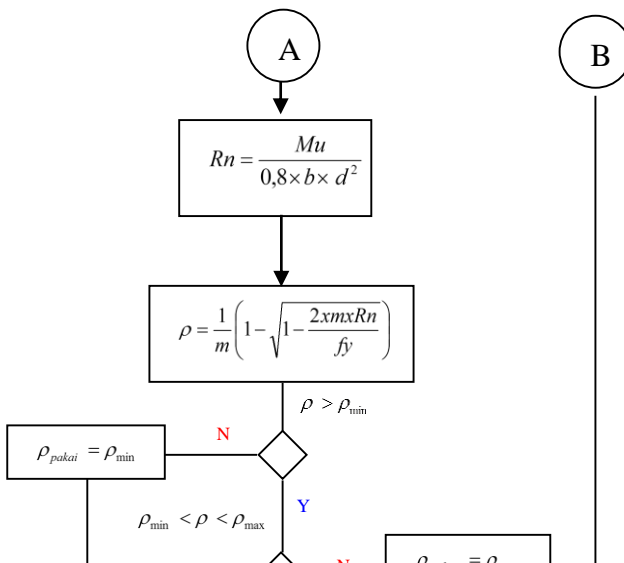
5.3 Perhitungan Tangga

5.3.1 Data Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga akan mengikuti *flowchart* sebagai berikut:



Gambar 4.18. Flowchart perancangan tangga



Gambar 4.19. Flowchart perancangan tangga (lanjutan)

Syarat perencanaan injakan dan tanjakan tangga dengan rumus pendekatan sebagai berikut:

$$(2t + i) = 57 - 65 \quad (\text{Supribadi, 1994})$$

Direncanakan :

- Panjang = 7,00 m
- Lebar tangga = 3,60 m

- Tebal Plat = 0,15 m (tangga dan bordes)
- Elevasi lantai = 4,20 m
- Tinggi bordes = 2,10 m
- Lebar injakan(i) = 32 cm
- Tinggi tanjakan (t) = 15 cm
- Jumlah tanjakan = $nT = \frac{210}{15} = 14$ buah
- Jumlah injakan = $nI = nT - 1 = 13$ buah
- Panjang miring tangga = $\sqrt{(210^2 + 450^2)} = 496,59$ cm
- Sudut kemiringan = $\text{arc tan} \left(\frac{15}{32} \right) = 25,11^\circ$

Dengan persyaratan perancangan tangga :

- ◆ $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \cdot 15 + 32) \leq 65$
 $60 \leq 62 \leq 65$ (ok)
- ◆ $25^\circ < \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ < 25,11^\circ \leq 40^\circ$ (ok)

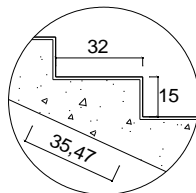
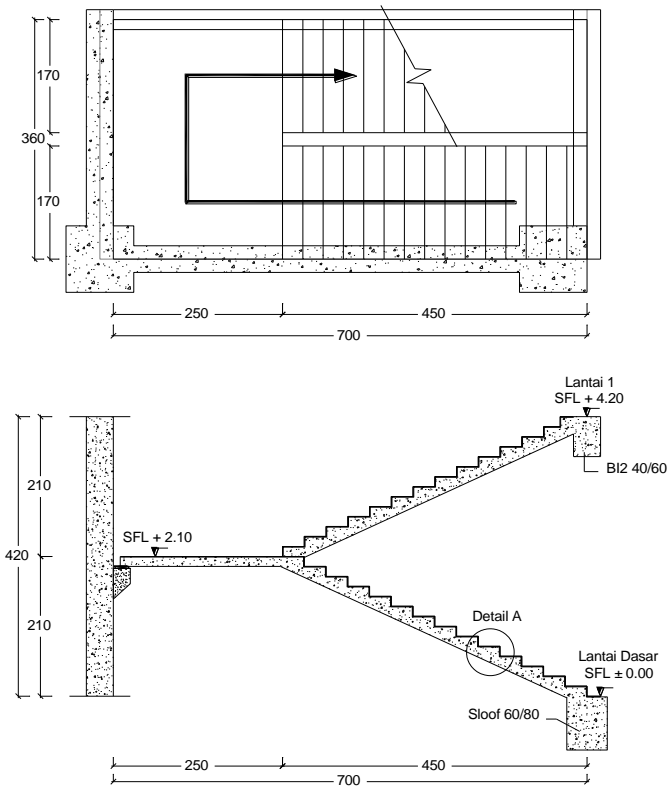
- Panjang miring anak tangga (a) = $\sqrt{(32^2 + 15^2)} = 35,47$ cm
- Panjang miring anak tangga =

$$L \begin{array}{c} \diagdown \\ \square \\ \diagup \end{array} = L \begin{array}{c} \square \\ \square \\ \square \end{array}$$

$$\frac{1}{2} \cdot I \cdot T = a \cdot \frac{1}{2} \cdot h$$

$$\frac{1}{2} \cdot h = \frac{\frac{1}{2} \times i \times t}{a} = \frac{\frac{1}{2} \times 32 \times 15}{35,47} = 6,8 \text{ cm} \approx 0,068 \text{ m}$$

Tebal rata-rata anak tangga = 6,8 cm + 15 cm = 21,8 cm



Detail A

Gambar 4.20. Siteplan struktur tangga

5.3.2. Pembebanan anak tangga dan bordes

5.3.2.1. *Pembebanan anak tangga*

- a. Beban mati
- Pelat tangga = $0,23 \times 2400 / \cos \alpha = 634,5 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (t = 2 cm) = $0,02 \times 2100 = 42,0 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel (t = 1 cm) = $0,01 \times 2400 = 24,0 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Sandaran = $50,0 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = \underline{750,5 \text{ kg/m}^2}$$
- b. Beban hidup
- Beban hidup $q_{LT} = 300,0 \text{ kg/m}^2$
- c. Kombinasi = $1,2 \times q_{DT} + 1,6 \times q_{LT}$
 = $1,2 \times 750,5 + 1,6 \times 300$
 = $1380,6 \text{ kg/m}^2$

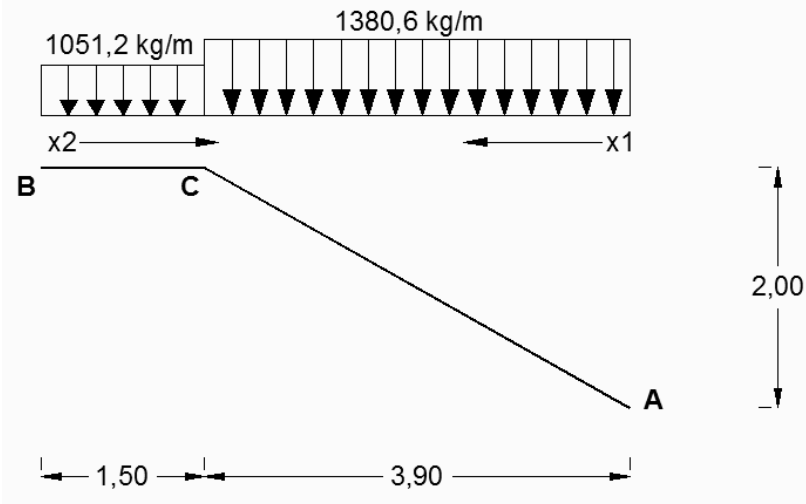
5.3.2.2. *Pembebanan bordes*

- a. Beban mati
- Pelat = $0,15 \times 2400 = 360,0 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (t = 2 cm) = $0,02 \times 2100 = 42,0 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel (t = 1 cm) = $0,01 \times 2400 = 24,0 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Sandaran = $50,0 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = \underline{476,0 \text{ kg/m}^2}$$
- b. Beban hidup
- Beban hidup $q_{LT} = 300,0 \text{ kg/m}^2$
- c. Kombinasi = $1,2 \times q_{DT} + 1,6 \times q_{LT}$
 = $1,2 \times 476 + 1,6 \times 300$
 = $1051,2 \text{ kg/m}^2$

5.3.3. Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini menggunakan perhitungan statis tertentu dengan menggunakan perketakan

sendi-rol, asumsi sendi-rol dimaksudkan agar tangga sebagai struktur sekunder tidak mengganggu struktur utama. Analisa pembebanan tangga dan bordes seperti ditunjukkan pada **Gambar 5.3** adalah sebagai berikut :



Gambar 5.3. Pembebanan Struktur tangga

Perhitungan Gaya-gaya Tangga

Perhitungan menggunakan program bantu SAP 2000 dengan hasil sebagai berikut :

Gaya Lintang

DB	=	3639,12	kg
DC kiri	=	2010,11	kg
DC kanan	=	1790,41	kg
DA	=	3724,47	kg

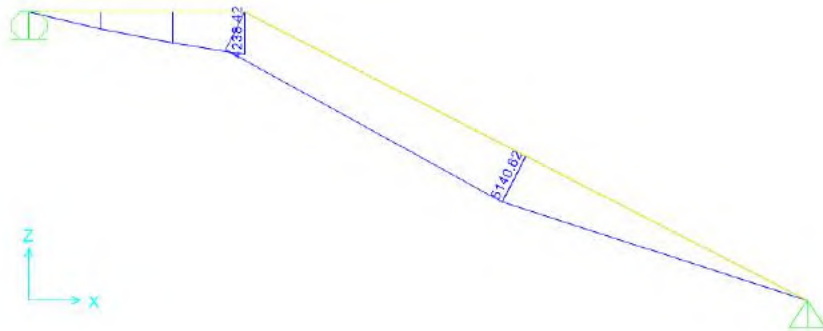


Gambar 5.4. Bidang D

Gaya Momen

$$MC = 4238,42 \quad \text{kg.m}$$

$$M_{\text{Max A-C}} = 5140,62 \quad \text{kg.m}$$



Gambar 5.5. Bidang M

5.3.4. Perhitungan Penulangan Tangga

Data perencanaan tangga adalah sebagai berikut :

- f_c' = 30 MPa $\rightarrow \beta = 0,85$
- f_y = 420 MPa
- ϕ tul = 16 mm (arah x) ; 10 mm (arah y)
- decking = 20 mm
- d = $150 - 20 - (16/2) = 122$ mm

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &\geq 0,0018 \\ \rho_b &\geq \frac{0,85 \times \beta \times 30}{420} \times \frac{600}{600 \times 420} = 0,03 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,023 \\ m &= \frac{f_y}{f_c' \times 0,85} = \frac{420}{30 \times 0,85} = 16,47 \end{aligned}$$

5.2.4.1. *Penulangan Pelat Tangga*

- *Arah x*

$$\begin{aligned} M_u &= 5140,62 \quad \text{kg.m} \\ R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{51406200}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 4,32 \\ \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,32 \times 16,47}{420}} \right) \\ &= 0,011 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,011 \times 1000 \times 122 \\ &= 1342 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 450 \text{ mm} \\ &\leq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D16 - 140

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{140} \right) \\ &= 1436,41 \text{ mm}^2 > 1342 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

- *Arah y*

Penulangan arah y di pasang tulangan susut sebesar :

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0018 \dots \text{SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2}$$

$$\text{As tulangan susut} = \rho \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 150$$

$$= 270 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 disebutkan :

$$\text{Jarak Tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 450 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut $\emptyset 10 - 250 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2\right) \left(\frac{1000}{250}\right)$$

$$= 314 \text{ mm}^2 > 270 \text{ mm}^2 \quad \text{..... OK}$$

5.3.5. Perhitungan Penulangan Plat Bordes

Data Perencanaan :

- f_c' = 30 MPa
- f_y = 420 MPa
- M_u = 4238,42 kg.m
- ϕ_{tul} = 16 mm (arah x) ; 10 mm (arah y)
- decking= 20 mm
- d = $150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm}$
- $\rho_{min} \geq 0,0018$
- $\rho_b \geq \frac{0,85 \times \beta \times 30}{420} \times \frac{600}{600 \times 420} = 0,03$
- $\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$
- $\rho_{max} = 0,023$
- $m = \frac{f_y}{f_c' \times 0,85} = \frac{420}{30 \times 0,85} = 16,47$

- *Arah x*

$$M_u = 4238,42 \text{ kg.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{42384200}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 3,56$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,56 \times 16,47}{420}} \right)$$

$$= 0,009 \quad \rightarrow \quad \rho_{\min} < \rho <$$

ρ_{\max}

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,009 \times 1000 \times 122 \\ &= 1122 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 450 \text{ mm} \\ &\leq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D16 - 150

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{140} \right) \\ &= 1340 \text{ mm}^2 > 1122 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

- *Arah y*

Penulangan arah y di pasang tulangan susut sebesar :
 ρ pakai = 0,0018 SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2

$$\begin{aligned} \text{As tulangan susut} &= \rho \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 150 \\ &= 270 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 disebutkan :

$$\begin{aligned} \text{Jarak Tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 450 \text{ mm} \\ &\leq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut $\varnothing 10 - 200 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{250} \right) \\ &= 314 \text{ mm}^2 > 270 \text{ mm}^2 \dots\dots \end{aligned}$$

OK

5.3.6 Perhitungan Balok Bordes

5.3.6.1 Perencanaan Dimensi Balok Bordes

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 600 = 37,5 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \left(\frac{1}{2} s/d \frac{2}{3}\right) \times h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/40

5.3.6.2. Pembebanan Balok Bordes

Beban yang bekerja adalah beban mati, terdiri atas :

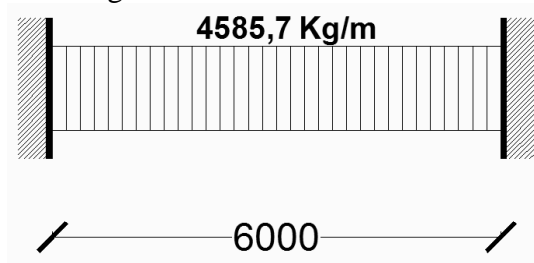
- Beban sendiri balok = $0,3 \times 0,4 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$
 - Beban dinding $\frac{1}{2}$ bata = $2 \times 250 = 500 \text{ kg/m}$
- $$q_d = 288 + 500 = 788 \text{ kg/m}$$

$$q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times q_d = 945,6 \text{ kg/m}$$

- Beban plat bordes (D_b) = $3639,1 \text{ kg}$
- $$q_u = 945,6 + 3639,1 = 4585,7 \text{ kg/m}$$

Untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada balok bordes maka dilakukan analisa struktur seperti

Gambar 5.6 sebagai berikut :



Gambar 5.6. Distribusi Momen Jepit-jepit

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan} &= \frac{1}{24} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{24} \times 45,86 \text{ N/mm} \times (6000\text{mm})^2 \\ &= 68790000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 45,86 \text{ N/mm} \times (6000\text{mm})^2 \end{aligned}$$

$$= 137580000 \text{ N.mm}$$

Gaya Geser dari balok bordes

$$q_u = 45,86 \text{ N/mm}$$

$$V_u \text{ total} = \frac{1}{2} \times 45,86 \times 6000 = 137580 \text{ N}$$

5.3.3. Penulangan Lentur Balok Bordes

Data Perencanaan :

- $f_c' = 30 \text{ MPa}$
- $f_y = 240$ (sengkang)
420 (tulangan utama)

- Diameter sengkang = 10 mm

- Diameter tulangan utama = 19 mm

$$d = 600 - 25 - 10 - 19/2 = 555,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ SNI 03-2847-2013 (Ps.8.4.3)} \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.3.3)} \\ &= 0,75 \times 0,03 \\ &= 0,0225 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003 \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.5.1)}$$

Penulangan daerah tumpuan

$$M_u = 68790000 \text{ N.mm}$$

$$M_n = \frac{68790000 \text{ N.mm}}{\phi} = \frac{68790000 \text{ N.mm}}{0,8} = 85987500 \text{ N.mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{85987500}{300 \times 555,5^2} = 0,93$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,93 \times 16,47}{420}} \right) = 0,0022 \rightarrow \rho_{min} > \rho$$

$$\rho = 0,003$$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,003 \times 300 \times 555,5 = 499,95 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **4 D13** (As = 530,93 mm²)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,003 = 0,0015$$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,0015 \times 300 \times 555,5 = 249,975 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** (As = 265,46 mm²)

Penulangan daerah lapangan

$$Mu = 137580000 \text{ N.mm}$$

$$Mn = \frac{137580000 \text{ N.mm}}{\phi} = \frac{137580000 \text{ N.mm}}{0,8} = 171975000 \text{ N.mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{171975000}{300 \times 555,5^2} = 1,86$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,86 \times 16,47}{420}} \right) = 0,0046$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0046 \times 300 \times 555,5 = 766,59 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **6 D13** (As = 796,39 mm²)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,0046 = 0,0023$$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,0023 \times 300 \times 555,5 = 383,295 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **3 D13** (As = 398,197 mm²)

Periksa Lebar Balok

Jarak minimum yang diisyaratkan antara dua batang tulangan adalah 25 mm → SNI 03-2847-2013 (Ps.7.6.1)

Minimum lebar balok yang diperlukan adalah sebagai berikut :

2 x decking (cc = 40 mm)	= 2 x 40 mm =
80 mm	
2 x sengkang ($\emptyset = 10\text{mm}$)	= 2 x 10 mm = 20 mm
6 x tulangan utama (D13)	= 6 x 13 mm = 78 mm
3 x jarak tulangan	= <u>3 x 25 mm = 75 mm</u>
Total	= 253 mm

Lebar balok 300 mm memadai untuk pemasangan 1 baris balok (OK)

Penulangan geser balok bordes

$$V_u = 137580 \text{ N}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = 555,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 555,5$$

$$= 97357,68 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 97357,68 \text{ N}$$

$$= 58414,61 \text{ N}$$

Karena $V_u > \phi V_c \rightarrow$ maka perlu tulangan geser minimum

Direncanakan penulangan geser :

$$\text{Diameter tulangan geser} = 10 \text{ mm}$$

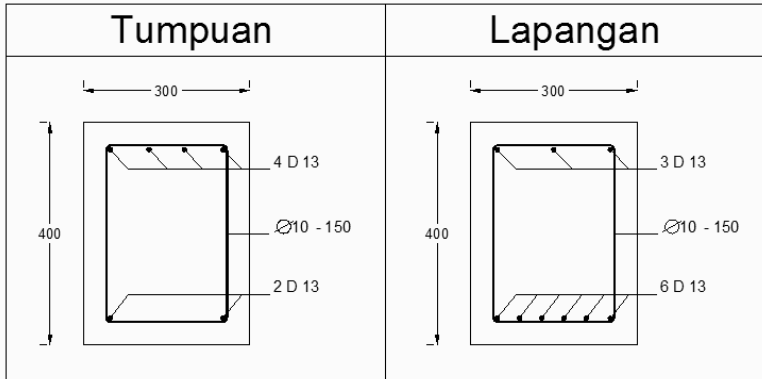
$$A_v = 2 \emptyset 10 = 157 \text{ mm}^2$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times b \times d = 35550 \text{ N}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157 \times 240 \times 555,5}{35550} = 376,8 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } s < d/2 = 376,8 / 2 = 188,4 \text{ mm}$$

Dipasang $\emptyset 10 - 150 \text{ m}$



Gambar 5.7. Detail Penulangan balok Bordes

5.4. Perencanaan Balok Lift

5.4.1. Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yang terdiri dari balok penggantung lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh HYUNDAI ELEVATOR dengan data spesifikasi sebagai berikut :

Lift type F150-25 dua pintu

- Type Lift : Penumpang dan Barang
- Merk : Hyundai
- Kecepatan : 90 m / menit
- Lebar Pintu (OW) : 900 mm
- Car Size : Outside → 1660 x 1505 mm²
Inside → 1400 x 1350 mm²
- Hoistway : 2cars → 4200 x 1980 mm²
- Dimensi R. Mesin : 3750 x 2300 mm²
- Reaksi R. Mesin : R1 (belakang) → 5100 kg
R2 (depan) → 3750 kg

Preliminary design balok-balok pada lift :

a. Balok Sangkar

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 360 = 22,5\text{cm} \approx 40\text{cm}$$

$$b_{\min} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm} \approx 25\text{cm}$$

Direncanakan Dimensi balok sangkar 25/40

b. Balok Penumpu Belakang

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 600 = 37,5\text{cm} \approx 60\text{cm}$$

$$b_{\min} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm} \approx 40\text{cm}$$

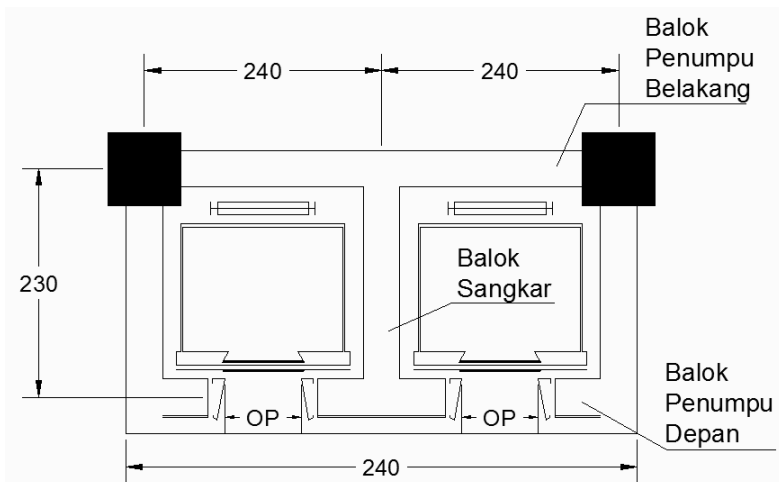
Direncanakan Dimensi balok penumpu belakang 60/40

c. Balok Penumpu Depan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 600 = 37,5\text{cm} \approx 60\text{cm}$$

$$b_{\min} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm} \approx 40\text{cm}$$

Direncanakan Dimensi balok penumpu belakang 60/40



Gambar 5.8. Denah lift

5.4.2. Perencanaan Balok Sangkar

5.4.2.1. Pembebanan

Beban mati terbagi rata

- Berat sendiri balok : $0,25 \times 0,4 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}$
- Beban pelat ($L = 2,3\text{m} \rightarrow$ beban segitiga) :
 $= 0,33 \times 0,2 \times 2,3 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 368 \text{ kg/m}$
- Beban dinding $\frac{1}{2}$ bata : $2,3 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 575 \text{ kg/m}$

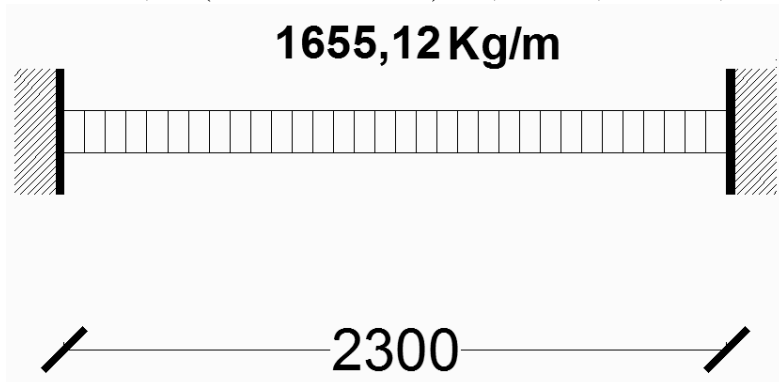
Beban hidup terbagi rata

Berdasarkan SNI 03-1727-2013 pasal 4.8.2. dan tabel 4.1

Beban hidup untuk kantor = $0,8 \times 240 \text{ kg/m}^2 = 192 \text{ kg/m}^2$

qL (beban segitiga) = $0,33 \times q \times l = 0,33 \times 192 \times 2,3 = 147,2 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times (240 + 368 + 575) + 1,6 \times 147,2 = 1655,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 5.9. Mekanika Pembebanan Balok Sangkar

5.4.2.2. Penulangan lentur Balok Pemisah Sangkar

Dari program SAP2000 15 didapat :

Momen Tumpuan = 744,4 Kgm

Momen Lapangan` = 327,5 Kgm

Data-data perencanaan :

Direncanakan : tulangan utama $\phi 22$ mm
Senggang $\phi 12$ mm

$$d = h - \text{selimut} - \phi \text{ senggang} - \frac{1}{2} \phi \text{ tul}$$

$$= 400 - 40 - 12 - 11 = 337 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ SNI 03-2847-2013 (Ps.8.4.3)}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.3.3)}$$

$$= 0,75 \times 0,03$$

$$= 0,0225$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003 \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.5.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

Penulangan lentur tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{7444000}{0,8 \times 250 \times 337^2} = 0,33$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,33 \times 16,47}{420}} \right) = 0,00076$$

$$\rho_{min} > \rho$$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,003 \times 250 \times 337 = 66,17 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,003 = 0,0015$$

$$A_s' = \rho' \times b \times d = 0,0015 \times 250 \times 337 = 33,08 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

Penulangan lentur lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{3275000}{250 \times 337^2} = 0,144$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,144 \times 16,47}{420}} \right) = 0,0003$$

$\rho_{\min} > \rho$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,003 \times 250 \times 337 = 66,17 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** (As = 265,33 mm²)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,003 = 0,0015$$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,0015 \times 250 \times 337 = 33,08 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** (As = 265,33 mm²)

Penulangan geser balok pemisah sangkar

$$Vu = 1903,388 \text{ kg} = 19033,88 \text{ N}$$

$$bw = 250 \text{ mm}$$

$$d = 337 \text{ mm}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 250 \times 337 = 76909,38 \text{ N}$$

$$Vs_{\min} = \frac{1}{3} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times 250 \times 337 = 28083,33 \text{ N}$$

$$Vs1 = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 250 \times 337 = 153818,8 \text{ N}$$

$$Vs2 = \frac{2}{3} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 250 \times 337 = 307637,5 \text{ N}$$

$$\phi (Vc + Vs_{\min}) = 0,75 + (Vc + Vs_{\min})$$

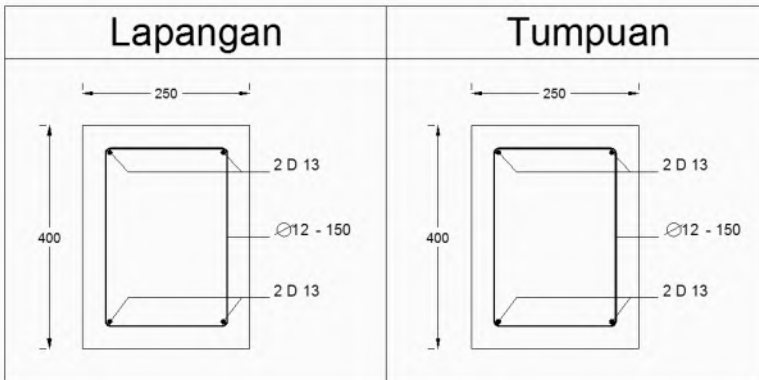
$$= 78744,53 \text{ N}$$

$$\phi (Vc + Vs1) = 0,75 + (Vc + Vs1)$$

$$= 173046,1 \text{ N}$$

Karena $\phi (V_c + V_{s1}) < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Namun untuk pengikat tulangan utama sekaligus memperkuat terhadap geser balok maka dipasang sengkang ϕ 12 mm dengan jarak $d/2 = 337/2 = 168,5 \approx 150$ mm.



Gambar 5.10. Detail Penulangan Balok Pemisah Sangkar

5.4.3. Perencanaan Balok Penumpu Belakang

5.4.3.1. Pembebanan

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,20 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^3$$

Beban terbagi rata

- Berat sendiri balok $0,35 \times 0,5 \times 2400 = 420$ kg
- Beban pelat ($L = 4,8\text{m} \rightarrow$ beban segitiga) :
 $= 0,33 \times 0,2 \times 4,8 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 760,3\text{kg/m}$
- Beban dinding $\frac{1}{2}$ bata : $4,8 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 575$ kg/m
- Beban mati terpusat

$$\text{balok sangkar} : 0,25 \times 0,4 \times (2,3/2) \times 2400 = 276 \text{ kg/m}$$

Beban hidup terbagi rata

Berdasarkan SNI 03-1727-2013 pasal 4.8.2. dan tabel 4.1
 Beban hidup untuk kantor = $0,8 \times 240 \text{ kg/m}^2 = 192 \text{ kg/m}^2$
 q_L (beban segitiga) = $0,33 \times q \times l = 0,33 \times 192 \times 4,8 = 304,1 \text{ kg/m}$

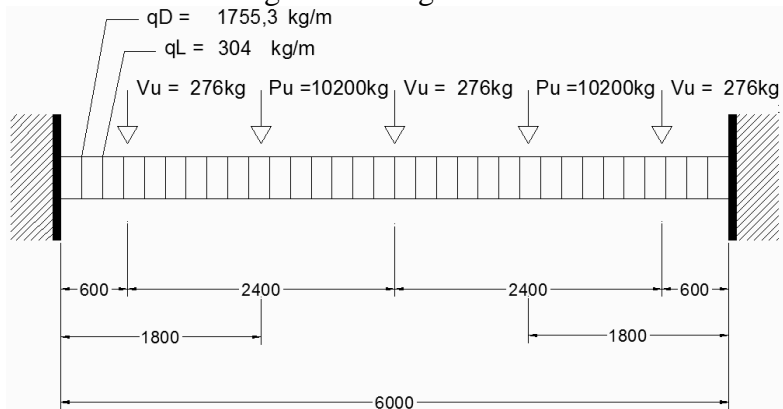
Beban hidup terpusat

Pada SNI 03-1727-2013 pasal 4.7.1 menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100 persen untuk impak dan penjaga struktural harus dirancang sesuai dengan batas lendutan yang ditentukan ANSI A17.2 dan ANSI/ASME A17.1.

Faktor elemen beban hidup, $KLL = 2$

$$R1 = 5100 \text{ kg}$$

$$Pu1 = 2 \times 5100 \text{ kg} = 10200 \text{ kg}$$



Gambar 5.11. Mekanika Pembebanan Balok Penumpu Belakang

5.4.3.2. Penulangan Lentur Balok Penumpu Belakang

Dari program SAP2000 15 didapat :

$$\text{Momen Tumpuan} = 29049,9 \text{ Kgm}$$

$$\text{Momen Lapangan} = 13110,8 \text{ Kgm}$$

Data-data perencanaan :

Direncanakan : tulangan utama $\phi 22$ mm

Senggang $\phi 12$ mm

$$d = h - \text{selimut} - \phi \text{ senggang} - \frac{1}{2} \phi \text{ tul}$$

$$= 600 - 40 - 12 - 11 = 537 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ SNI 03-2847-2013 (Ps.8.4.3)}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.3.3)}$$

$$= 0,75 \times 0,03$$

$$= 0,0225$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003 \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.5.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

Penulangan lentur tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{290499000}{0,8 \times 250 \times 337^2} = 3,14$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,14 \times 16,47}{420}} \right) = 0,008$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,008 \times 400 \times 537 = 1723,96 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **5 D22** ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,008 = 0,004$$

$$A_s' = \rho' \times b \times d = 0,004 \times 400 \times 537 = 861,98 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **3 D13** ($A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$)

Penulangan lentur lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{131108000}{0,8 \times 250 \times 337^2} = 1,42$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,42 \times 16,47}{420}} \right) = 0,0034$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0034 \times 400 \times 537 = 748,09 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D22** ($A_s = 759,88 \text{ mm}^2$)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,0034 = 0,0017 \rightarrow \rho' = 0,003$$

$$A_s' = \rho' \times b \times d = 0,003 \times 400 \times 537 = 644,4 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** ($A_s = 759,88 \text{ mm}^2$)

Penulangan geser balok penunpu belakang

$$V_u = 24876,75 \text{ kg} = 24876750 \text{ N}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$d = 537 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 = 196084,7 \text{ N}$$

$$V_{smin} = \frac{1}{3} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times 400 \times 537 = 71600 \text{ N}$$

$$V_{s1} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 = 392169,4 \text{ N}$$

$$V_{s2} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 = 784338,7 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{smin}) = 0,75 + (V_c + V_{smin})$$

$$= 200763,5 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s1}) = 0,75 + (V_c + V_{s1})$$

$$= 441190,5 \text{ N}$$

Karena $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + V_{s1})$, maka diperlukan tulangan geser.

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{24876750}{0,75} - 196084,7 = 32972915 \text{ N}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 12 mm dengan sengkang 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2$$

$$= 226,08$$

Sehingga jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \times 420 \times 537}{32972915} = 1,55 \text{ mm}$$

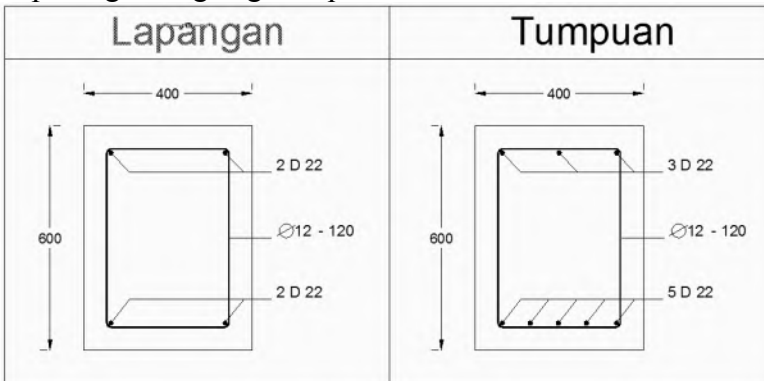
Syarat : $s \leq d/4$ dan $s \leq 600 \text{ mm}$

Perhitungan :

- $s \leq d/4 = 537/4 = 134,25 \text{ OK}$
- $s \leq 600 \text{ OK}$

dipakai $s = 120 \text{ mm}$ (memenuhi syarat)

Dipasang tulangan geser $\phi 12$ -120 mm.



Gambar 5.12. Detail Penulangan Balok Penumpu Belakang

5.4.4. Perencanaan Balok Penumpu Depan

5.4.4.1. Pembebanan

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,20 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^3$$

Beban terbagi rata

- Berat sendiri balok $0,35 \times 0,5 \times 2400 = 420 \text{ kg}$
- Beban pelat ($L = 4,8\text{m} \rightarrow$ beban segitiga) :
 $= 0,33 \times 0,2 \times 4,8 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 760,3\text{kg/m}$
- Beban dinding $\frac{1}{2}$ bata : $4,8 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 575 \text{ kg/m}$
- Beban mati terpusat
 balok sangkar : $0,25 \times 0,4 \times (2,3/2) \times 2400 = 276 \text{ kg/m}$

Beban hidup terbagi rata

Berdasarkan SNI 03-1727-2013 pasal 4.8.2. dan tabel 4.1

$$\text{Beban hidup untuk kantor} = 0,8 \times 240 \text{ kg/m}^2 = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$qL \text{ (beban segitiga)} = 0,33 \times q \times l = 0,33 \times 192 \times 4,8 = 304,1 \text{ kg/m}$$

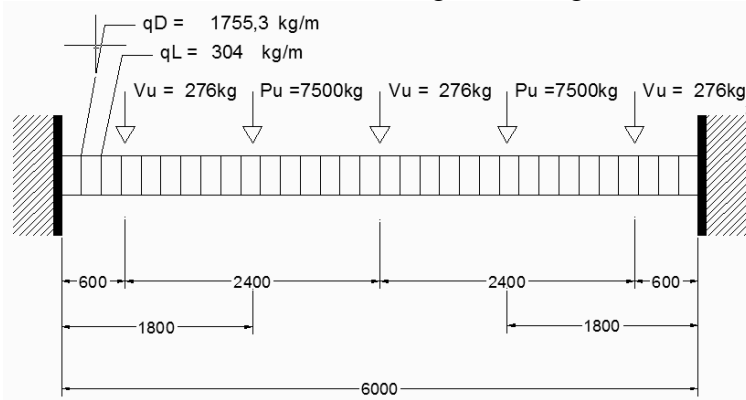
Beban hidup terpusat

Pada SNI 03-1727-2013 pasal 4.7.1 menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100 persen untuk impak dan penjaga struktural harus dirancang sesuai dengan batas lendutan yang ditentukan ANSI A17.2 dan ANSI/ASME A17.1.

Faktor elemen beban hidup, $KLL = 2$

$$R2 = 3750 \text{ kg}$$

$$P_{u2} = 2 \times 3750 \text{ kg} = 7500 \text{ kg}$$



Gambar 5.13. Mekanika Pembebanan Balok Penumpu Depan

5.4.3.2. Penulangan Lentur Balok Penumpu Belakang

Dari program SAP2000 15 didapat :

Momen Tumpuan = 23606,7 Kgm

Momen Lapangan = 10778 Kgm

Data-data perencanaan :

Direncanakan : tulangan utama $\phi 22$ mm
Sengkan $\phi 12$ mm

$$d = h - \text{selimut} - \phi \text{ sengkan} - \frac{1}{2} \phi \text{ tul}$$

$$= 600 - 40 - 12 - 11 = 537 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ SNI 03-2847-2013 (Ps.8.4.3)}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.3.3)}$$

$$= 0,75 \times 0,03$$

$$= 0,0225$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003 \quad \text{SNI 03-2847-2013 (Ps.10.5.1)}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

Penulangan lentur tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{236067000}{0,8 \times 250 \times 337^2} = 2,56$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,56 \times 16,47}{420}} \right) = 0,0064$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0064 \times 400 \times 537 = 1381,515 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **4 D22** (As = 1519,76 mm²)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,0064 = 0,0032$$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,0032 \times 400 \times 537 = 690,76 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** (As = 759,88 mm²)

Penulangan lentur lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{107780000}{0,8 \times 250 \times 337^2} = 1,17$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,17 \times 16,47}{420}} \right) = 0,0028$$

$$\rho_{\min} > \rho$$

Tulangan Tumpuan Atas :

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,003 \times 400 \times 537 = 644,4 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D22** (As = 759,88 mm²)

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$\rho' = \frac{1}{2} \rho = \frac{1}{2} \times 0,003 = 0,0015 \rightarrow \rho' = 0,003$$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,003 \times 400 \times 537 = 644,4 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 D13** (As = 759,88 mm²)

Penulangan geser balok pemisah sangkar

$$Vu = 20556,25 \text{ kg} = 205562,5 \text{ N}$$

$$bw = 400 \text{ mm}$$

$$d = 537 \text{ mm}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 = 196084,7 \text{ N}$$

$$Vsmin = \frac{1}{3} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times 400 \times 537 = 71600 \text{ N}$$

$$Vs1 = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 = 392169,4 \text{ N}$$

$$Vs2 = \frac{2}{3} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 = 784338,7 \text{ N}$$

$$\phi (Vc + Vsmin) = 0,75 + (Vc + Vsmin)$$

$$= 200763,5 \text{ N}$$

$$\phi (Vc + Vs1) = 0,75 + (Vc + Vs1)$$

$$= 441190,5 \text{ N}$$

Karena $\phi (Vc + Vsmin) < Vu < \phi (Vc + Vs1)$, maka diperlukan tulangan geser.

$$\phi Vs \text{ perlu} = Vu - \phi Vc$$

$$Vs \text{ perlu} = \frac{24876750}{0,75} - 196084,7 = 77998,66 \text{ N}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 12 mm dengan sengkang 2 kaki

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2$$

$$= 226,08$$

Sehingga jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$$

$$= \frac{226,08 \times 420 \times 537}{77998,66} = 653,73 \text{ mm}$$

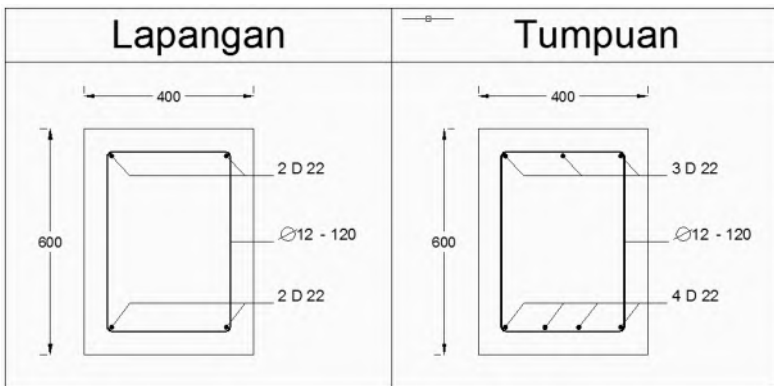
Syarat : $s \leq d/4$ dan $s \leq 600$ mm

Perhitungan :

- $s \leq d/4 = 537/4 = 134,25$ OK
- $s \leq 600$ OK

dipakai $s = 120$ mm (memenuhi syarat)

Dipasang tulangan geser $\phi 12$ -120 mm.



Gambar 5.14. Detail Penulangan Balok Penumpu Depan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PEMBEBANAN DAN ANALISA GAYA GEMPA

6.1 Umum

Merencanakan beban gempa bertujuan untuk mendapatkan suatu hasil dari nilai gempa yang nantinya berpengaruh terhadap kekuatan dari struktur gedung. Pada analisa struktur utama gedung ini, permodelan struktur mengacu pada SNI-1726-2012

6.2 Data Gedung

- Jenis gedung : Perkantoran
- Luas : 42,5 x 25,5 m²
- Tinggi : 10 tingkat (1 basement)
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 35 MPa
- Wilayah gempa : 6
- Kolom lantai 1 -10 : 80 x 80 cm²
- Shearwall : 30cm
- Pelat lantai : 12 cm
- Jenis bangunan : Dual sistem
- Dimensi balok induk : 30/60 cm²
- Dimensi kolom : 100 x 100 cm²
- Dimensi balok anak : 25/40 cm²
- Kelas situs : SC (tanah lunak)

Tingkat 2 dan 3

Beban Mati

Kolom	0,8	m	x	0,8	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	109	=	669696	kg
Pelat	62	m	x	62	m	x	0,15	m	x	2400	kg/m ³	x	1	-	872	-
	21	m	x	5	m	x	0,15	m	x	2400	kg/m	x	4	=	1232640	kg
Drop panel	2	m	x	2	m	x	0,12	m	x	2400	kg/m ³	x	60	=	69120	kg
sh wall x	0,4	m	x	0,4	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	4	=	6144	kg
sh wall y	0,4	m	x	0,4	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	4	=	6144	kg
Balok induk	0,4	m	x	0,6	m	x	1	m	x	2400	kg/m ³	x	1072	=	617240	kg
Balok anak	0,4	m	x	0,25	m	x	1	m	x	2400	kg/m ³	x	286	=	68640	kg
Pelat Tangga	0,23	m	x	1,5	m	x	3,9	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	6458,4	kg
Pelat Bordes	0,15	m	x	1,5	m	x	6	m	x	2400	kg/m ³	x	1	=	3240	kg
Balok Bordes	0,3	m	x	0,4	m	x	6	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	3456	kg
Penggantung										7	kg/m ²	x	2867	=	20069	kg
Plumbing										10	kg/m ²	x	2867	=	28670	kg
Ducting AC										20	kg/m ²	x	2867	=	57340	kg
Plafond										11	kg/m ²	x	2867	=	31537	kg
ME										8	kg/m ²	x	2867	=	22936	kg
Spesi (2cm)										21	kg/m ²	x	2867	=	60207	kg
Tegel Keramik										24	kg/m ²	x	2867	=	68808	kg
partisi										100	kg/m ²	x	2867	=	286700	kg
															<u>3259918</u>	kg
																Total W lantai

Beban Hidup

Beban Hidup lantai	200	kg/m ²	x	2867	=	573400	kg
--------------------	-----	-------------------	---	------	---	--------	----

$$W_{\text{total 2-3}} = 3259918 + 573400 = 3.833.318 \text{ Kg}$$

Tingkat 6-10

Beban Mati

Kolom	0,8	m	x	0,8	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	56	=	344064	kg
Pelat	14	m	x	40	m	x	0,15	m	x	2400	kg/m ³	x	1	+	98	+
	7	m	x	7	m	x	0,15	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	272160	kg
Drop panel	2	m	x	2	m	x	0,12	m	x	2400	kg/m ³	x	60	=	69120	kg
sh wall x	0,4	m	x	0,4	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	4	=	6144	kg
sh wall y	0,4	m	x	0,4	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	4	=	6144	kg
Balok induk	0,4	m	x	0,6	m	x	1	m	x	2400	kg/m ³	x	591,6	=	340760	kg
Balok anak	0,4	m	x	0,25	m	x	1	m	x	2400	kg/m ³	x	138	=	33120	kg
Pelat Tangga	0,23	m	x	1,5	m	x	3,9	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	6458,4	kg
Pelat Bordes	0,15	m	x	1,5	m	x	6	m	x	2400	kg/m ³	x	1	=	3240	kg
Balok Bordes	0,3	m	x	0,4	m	x	6	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	3456	kg
Penggantung										7	kg/m ²	x	756	=	5292	kg
Plumbing										10	kg/m ²	x	756	=	7560	kg
Ducting AC										20	kg/m ²	x	756	=	15120	kg
Plafond										11	kg/m ²	x	756	=	8316	kg
ME										8	kg/m ²	x	756	=	6048	kg
Spesi (2cm)										21	kg/m ²	x	756	=	15876	kg
Tegel Keramik partisi										24	kg/m ²	x	756	=	18144	kg
										100	kg/m ²	x	756	=	75600	kg
														=	75600	kg
														=	1236721	kg
														=	1236721	kg

Total W lantai

= 1236721 kg

Beban Hidup

Beban Hidup lantai	200	kg/m ²	x	756	=	151200	kg
--------------------	-----	-------------------	---	-----	---	--------	----

$$W_{\text{total 6-10}} = 1236721 + 151200 = 1.387.921 \text{ Kg}$$

Beban Lantai Atap

Beban Mati

Kolom	0,8	m	x	0,8	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	24	=	147456	kg
Pelat	14	m	x	14	m	x	0,15	m	x	2400	kg/m ³	x	1	+		
	7	m	x	8	m	x	0,15	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	110880	kg
Drop panel	2	m	x	2	m	x	0,12	m	x	2400	kg/m ³	x	60	=	69120	kg
sh wall x	0,4	m	x	0,4	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	4	=	6144	kg
sh wall y	0,4	m	x	0,4	m	x	4	m	x	2400	kg/m ³	x	4	=	6144	kg
Balok induk	0,4	m	x	0,6	m	x	1	m	x	2400	kg/m ³	x	591,6	=	340760	kg
Balok anak	0,4	m	x	0,25	m	x	1	m	x	2400	kg/m ³	x	138	=	33120	kg
Pelat Tangga	0,23	m	x	1,5	m	x	3,9	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	6458,4	kg
Pelat Bordes	0,15	m	x	1,5	m	x	6	m	x	2400	kg/m ³	x	1	=	3240	kg
Balok Bordes	0,3	m	x	0,4	m	x	6	m	x	2400	kg/m ³	x	2	=	3456	kg
Penggantung										7	kg/m ²	x	294	=	2058	kg
Plumbing										10	kg/m ²	x	294	=	2940	kg
Ducting AC										20	kg/m ²	x	294	=	5880	kg
Plafond										11	kg/m ²	x	294	=	3234	kg
ME										8	kg/m ²	x	294	=	2352	kg
Spesi (2cm)										21	kg/m ²	x	294	=	6174	kg
Tegel Keramik										24	kg/m ²	x	294	=	7056	kg
partisi										100	kg/m ²	x	294	=	29400	kg
														=	29400	kg
														=	785873	kg

Total W lantai

Beban Hidup

Beban Hidup lantai										200	kg/m ²	x	294	=	58800	kg
--------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----	-------------------	---	-----	---	-------	----

$$W_{\text{total atap}} = 785873 + 58800 = 844.673 \text{ Kg}$$

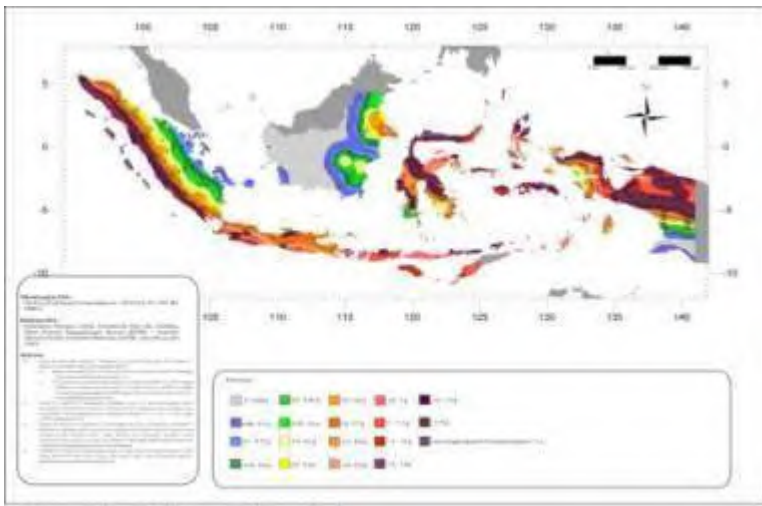
$$W_{\text{total}} = 22.119.142 \text{ kg}$$

6.4 Analisa Beban Gempa

1.1 6.4.1 Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 6.2 dan Gambar 6.3.

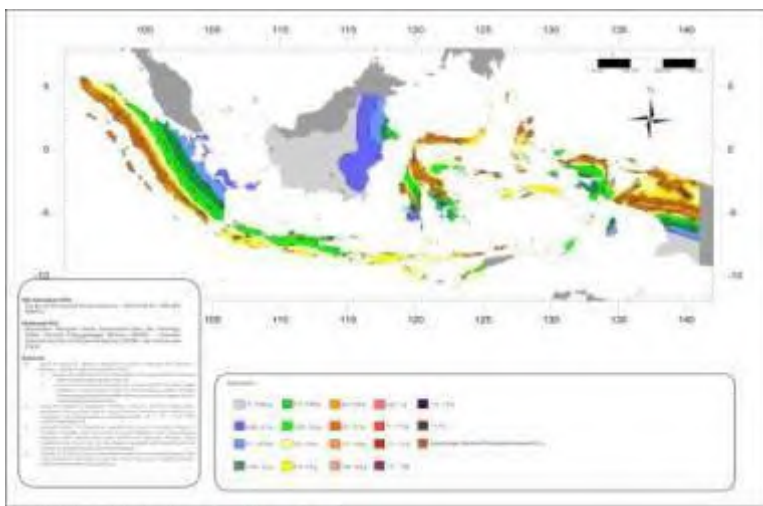
1. Periode Pendek



Gambar 6.1

Pembagian wilayah gempa diatas, diperoleh $S_s = 1,35 \text{ g}$ untuk daerah Teluk Bayur

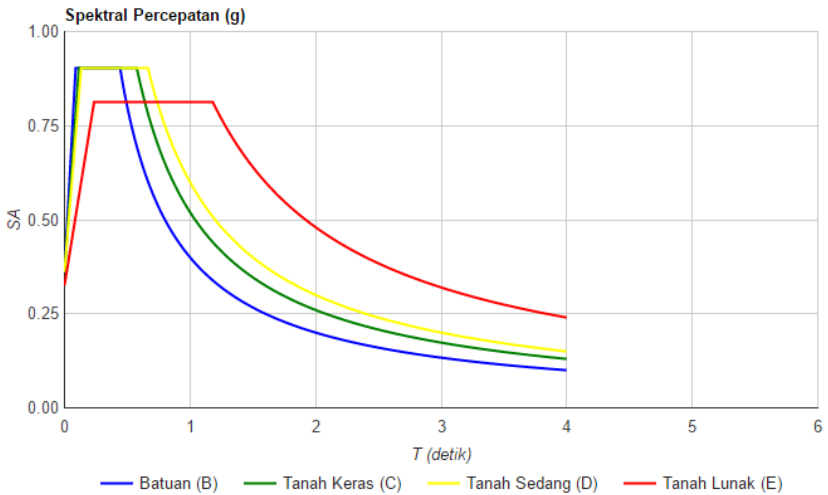
2. Periode 1 detik



Gambar 6.2

Pembagian wilayah gempa diatas, diperoleh $S_1 = 0,6 g$
 untuk daerah Teluk Bayur

Untuk nilai F_a (koefisien situs untuk periode pendek) dan F_v
 (koefisien situs untuk periode 1 detik) dapat diperoleh dari
 tabel Tabel 6.2 dan Tabel 6.3.



Tabel 6.2 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE_R Terpetakan Pada Periode Pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$\geq 1,25$
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	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

SF	SS ^b
----	-----------------

Tabel 6.3 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE_R Terpetakan				
	Pada Periode 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$I \geq 0,5$
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				

Dari data diatas diperoleh data-data sebagai berikut:

$$S_s = 1,35$$

$$S_1 = 0,6$$

Berdasarkan data tanah, jenis tanah di Padang adalah tanah keras. Berdasarkan Tabel 5.3-1 SNI Gempa 2010, didapatkan

kelas situs C, maka dari table 6.2 dan 6.3 didapat ;

$$F_a = 0,9$$

$$F_v = 2,4$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-1})$$

$$= 0,9 \times 1,35 = 1,215$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-2})$$

$$= 2,4 \times 0,6 = 1,44$$

$$= \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,3 =$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,6 = 0,9$$

$$S_{D1} = 0,4$$

1.2 6.3.2 Parameter Percepatan Respons Spektral

1.3 6.3.3 Periode waktu getar alami fundamental (T)

periode struktur fundamental, T, dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 6.2 dikali periode fundamental pendekatan, T_a .

$$T < C_u \times T_a$$

Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menemukan periode fundamental, T, diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan *SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1 tabel 14*.

Tabel 6.2. Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektra Disain 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

Sebagai alternative, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n$$

(SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1 persamaan 28)

dimana :

H_n adalah ketinggian struktur (dalam m) diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan C_w dihitung dengan persamaan berikut :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

(SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1 persamaan 29)

dimana :

A_B = luas dasar struktur, m^2

A_i = luas badan dinding geser “i” dalam m^2

D_i = panjang dinding geser “i” dalam m

h_i = tinggi dinding geser “i” dalam m

X = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau.

Jadi perhitungan untuk perioda fundamental pendekatan (T_a) adalah:

Dengan data-data perencanaan sebagai berikut :

Diketahui :

$$h_i = 40 \text{ m}$$

$$h_n = 40 \text{ m}$$

Arah X :

$$\begin{aligned} A_B &= 62 \text{ m} \times 62 \text{ m} = 3844 \text{ m}^2 \\ A_i &= 0,3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 0,9 \text{ m}^2 \\ D_i &= 4 \text{ m} \\ X &= 4 \end{aligned}$$

Arah Y :

$$\begin{aligned} A_B &= 62 \text{ m} \times 62 \text{ m} = 3844 \text{ m}^2 \\ A_i &= 0,3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 0,9 \text{ m}^2 \\ D_i &= 4 \text{ m} \\ X &= 4 \end{aligned}$$

$$C_w = \frac{100}{3844} \left[\left(4x \left(\frac{40}{40} \right)^2 x \frac{0,9}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{40}{4} \right)^2 \right]} \right) + \left(4x \left(\frac{40}{40} \right)^2 x \frac{0,9}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{40}{4} \right)^2 \right]} \right) \right]$$

$$C_w = 0,002298$$

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{0,002298}} \text{ hn} = 5,17 \text{ detik}$$

Sehingga T yang nantinya didapat dari hasil analisa struktur harus kurang dari $C_u \times T_a$

$$T < 1,4 \times 5,17 = 7,238 \text{ detik}$$

Nilai T yang didapat dari aplikasi desain spectra Indonesia 2011 oleh PUSKIM PU yang sesuai dengan *SNI 03-1726-2012* menunjukkan bahwa $T = 1,181$ detik. Periode tidak boleh melebihi $C_u \times T_a$

1.4 6.3.4 Koefisien Respon Seismik (C_s)

Apabila $S_1 < 0,75$ maka kategori desain seismik diijinkan ditentukan berdasarkan **Tabel 6.3.1** yang sesuai dengan SNI 03-1726-2012.

Tabel 6.3.1 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SNI 03-1726-2012 pasal 6.5 tabel 6)

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

#Kategori Desain Seismik E

Sistem penahan gaya seismik yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing memiliki nilai R.

C_d dan Ω_o harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur dalam **Tabel 6.5**.

Tabel 6.3.2 Faktor R, C_d , dan Ω_o untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 03-1726-2012 pasal 7.2.2 tabel 9)

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, h_n (m) ^c					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
A. Sistem dinding penumpu	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8	
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30	
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI	
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI	
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI	
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 ^f	12 ^g	12 ^h	
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	

Keterangan : TB – Tidak Dibatasi dan TI – Tidak Diiijinkan

Harga tabel faktor kuat-lebih (Ω_0), diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistem kolom kantilever.

Dari tabel tersebut diperoleh data desain seismik D sebagai berikut :

#Koefisien Modifikasi Respons	R	= 5
#Faktor Kuat lebih	Ω_0	= 2,5
#pembesaran Defleksi	Cd	= 5

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (\text{SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1})$$

Nilai C_a yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (\text{SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.3})$$

C_s harus tidak kurang dari :

$C_s \geq 0,044 S_{Ds} I_e \geq 0,01$ (SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4)

dari perhitungan diatas didapat data perencanaan sebagai berikut :

$$S_{DS} = 0,9$$

$$S_{D1} = 0,4$$

$$I = 1,5$$

$$R = 5$$

$$T = 0,813$$

$$S_1 = 0,6$$

$$W = 19226185 \text{ Kg}$$

Perhitungan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,87}{\left(\frac{5}{1,5}\right)} = 0,261$$

$$C_{Smin} = 0,044 S_{Ds} I_e \geq 0,01$$

$$C_{Smin} = 0,044 \times 0,87 \times 1,5 \geq 0,01$$

$$C_{Smin} = 0,05742 \geq 0,01 \dots\dots \mathbf{OK}$$

$$C_{Smax} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,52}{0,813\left(\frac{5}{1,5}\right)} = 0,1918 \dots\dots \mathbf{OK}$$

1.5 6.3.5 Perhitungan Gaya Geser Dasar

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1})$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1.

W = berat seismik efektif menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.7.2.

$$V = C_s W$$

$$V = 0,1918 \times 22.119.142 \text{ kg} \\ = 4.242.451,436 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk gaya dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari gaya geser dasar (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan 0,85 (SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1)

$$0,85V = 0,85 \times 4.242.451,436 \text{ kg} = 3.606.083,72 \text{ kg}$$

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 didapat hasil gaya geser respons spectrum sebagai berikut :

Tabel 6.6. Gaya Geser Dasar Ragam (V_t)

Tipe Beban Gempa	FX (kg)	FY (kg)
Gempa R.Spektrum X (kg)	2522829,58	757441,8
Gempa R.Spektrum Y (kg)	756851,41	2524797,56

$$F_x = V_{xt} = 2522829,58 \text{ kg}$$

$$F_y = V_{yt} = 2524797,56 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x

$$0,85V = 3.606.083,72 \text{ kg} > 2522829,58 \text{ kg} \dots \text{NOT OK}$$

Maka untuk arah y

$$0,85V = 3.606.083,72 \text{ kg} > 2524797,56 \text{ kg} \dots \text{NOT OK}$$

Dari perbandingan didapat bahwa gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari gaya geser dasar (V) sehingga gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisa harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$.
Arah x :

$$\frac{0,85V}{V_t} = \frac{3.606.083,72}{2522829,58} = 1,429$$

1.6

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh seperti di atas pada faktor skala untuk define respons spektrum. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis.

Hasil dari running ulang pada program analisa struktur SAP 2000.

Tabel 6.7. *Gaya Geser Dasar Ragam (V_t) setelah dikalikan faktor skala.*

Tipe Beban Gempa	FX (kg)	FY (kg)
Gempa R.Spektrum X (kg)	3675525,14	1013167,13
Gempa R.Spektrum Y (kg)	1012664,45	3677200,69

Maka untuk arah x

$$0,85V = 3.606.083,72 \text{ kg} < 3675525,14 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Maka untuk arah y

$$0,85V = 3.606.083,72 \text{ kg} < 3677200,69 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Perhitungan :

$$T = 0,813 \rightarrow K_{\text{interpolasi}} = 0,5 + \frac{(0,813-0,5)}{(2,5-0,5)} \times (2 - 1) = 0,6565$$

1.7

Perhitungan besarnya distribusi beban geser akibat gempa disajikan dalam Tabel 6.5 dan Tabel 6.6.

Tabel 6.6 Besarnya gaya Fx pada masing-masing lantai

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Wi hi ^ k	Cvx	Fx-y (kg)
10	40	6166606	323160,1	0,226371	808211,4
9	36	6166606	301562,9	0,211242	754197,7
8	32	6166606	279123,4	0,195523	698077,4
7	28	768321	65150,54	0,045637	162939,1
6	24	768321	58879,95	0,041245	147256,6
5	20	768321	52237,81	0,036592	130644,8
4	16	768321	45119,42	0,031606	112842
3	12	5391258	134226,1	0,094024	335694,6
2	8	5391258	102856,8	0,07205	257241,1
1	4	5391258	65253,97	0,04571	163197,8

total	3774687 6	142757 1	1	3675525, 14
-------	--------------	-------------	---	----------------

Nilai beban gempa harus dibebankan pada Pusat Massa Eksentrisitas Bangunan per lantai. Untuk mensimulasikan pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur

gedung, beban gempa yang bernilai 100% di masing-masing lantai dimasukkan sesuai koordinatnya, kemudian 30% dari beban tersebut dimasukkan pada arah tegak lurus beban yang bernilai 100% tersebut.

Tabel 6.9. *Distribusi Gaya Vertikal Gempa*

<i>Tingkat</i>	<i>hi (m)</i>	<i>F_x x 100% (kg)</i>	<i>30%F (kg)</i>	<i>100% F_y (kg)</i>	<i>30% F_y (kg)</i>
10	40	808211,4	242463,4	808211,4	242463,4
9	36	754197,7	226259,3	754197,7	226259,3
8	32	698077,4	209423,2	698077,4	209423,2
7	28	162939,1	48881,73	162939,1	48881,73
6	24	147256,6	44176,98	147256,6	44176,98
5	20	130644,8	39193,45	130644,8	39193,45
4	16	112842	33852,6	112842	33852,6
3	12	335694,6	100708,4	335694,6	100708,4
2	8	257241,1	77172,34	257241,1	77172,34
1	4	163197,8	48959,33	163197,8	48959,33

6.5.13. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dengan persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

dimana :

F_i = bagian dari geser dasar seismik (V) (kN) yang timbul di tingkat i .

geser tingkat desain (V_x) (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertical sistem penahan gaya seismik di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertical dan diafragma.

6.5.14. Cek Waktu Getar Alami Fundamental (Perkiraan Awal) dengan T_{rayleigh}

Menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 6.2.2 nilai waktu getar alami fundamental struktur gedung tidak boleh menyimpang lebih dari 20 persen dari nilai T_{rayleigh} . Perhitungan T_{rayleigh} dapat dilihat pada **Tabel 6.10** dan **Tabel 6.11**.

Tabel 6.10. Analisa T_{rayleigh} akibat gempa arah sumbu X

Lantai	h_i (m)	W_i (kg)	F_i (kg)	d_i (m)	$W_i \cdot d_i^2$ (kg.m ²)	$F_i \cdot d_i$ (kg.m)
10	40	6166606	808211	0,0284	4973,74	22953,2
9	36	6166606	754198	0,0273	4595,91	20589,6
8	32	6166606	698077	0,0255	4009,84	17801
7	28	768321	162939	0,023	406,442	3747,6
6	24	768321	147257	0,0207	329,218	3048,21
5	20	768321	130645	0,0179	246,178	2338,54
4	16	768321	112842	0,0146	163,775	1647,49
3	12	5391258	335695	0,0109	640,535	3659,07
2	8	5391258	257241	0,0076	311,399	1955,03
1	4	5391258	163198	0,004	86,2601	652,791
Total		37746876	3675525		15763,3	78392,5

$$T_{\text{rayleigh}} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} = 6,3 \sqrt{\frac{15763,3}{9,81 \times 78392,5}} = 0,911 \text{ detik}$$

Maka :

T yang diijinkan $> 0,911 - (20\% \times 0,911) = 0,7286$ detik

T yang diijinkan $< 0,911 + (20\% \times 0,911) = 1,0929$ detik

Karena $T = 0,686 < T_{\text{rayleigh}} = 0,7286$, maka T yang dipakai adalah $0,7286$ detik.

Tabel 6.10. Analisa T_{rayleigh} akibat gempa arah sumbu Y

<i>Lantai</i>	<i>hi</i> (m)	<i>Wi</i> (kg)	<i>Fi</i> (kg)	<i>di</i> (m)	<i>Wi.di²</i> (kg.m ²)	<i>Fi.di</i> (kg.m)
10	40	6166606	808211	0,0284	4973,74	22953,2
9	36	6166606	754198	0,0273	4595,91	20589,6
8	32	6166606	698077	0,0255	4009,84	17801
7	28	768321	162939	0,023	406,442	3747,6
6	24	768321	147257	0,0207	329,218	3048,21
5	20	768321	130645	0,0179	246,178	2338,54
4	16	768321	112842	0,0146	163,775	1647,49
3	12	5391258	335695	0,0109	640,535	3659,07
2	8	5391258	257241	0,0076	311,399	1955,03
1	4	5391258	163198	0,004	86,2601	652,791
Total		37746876	3675525		15763,3	78392,5

$$T_{\text{rayleigh}} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Wi di^2}{g \sum_{i=1}^n Fi di}} = 6,3 \sqrt{\frac{15763,3}{9,81 \times 78392,5}} = 0,911 \text{ detik}$$

Maka :

T yang diijinkan $> 0,911 - (20\% \times 0,911) = 0,7286$ detik

T yang diijinkan $< 0,911 + (20\% \times 0,911) = 1,0929$ detik

Karena $T = 0,686 < T_{\text{rayleigh}} = 0,7286$, maka T yang dipakai adalah $0,7286$ detik.

1.8 6.3.7 Kontrol Drift

Untuk kontrol drift pada RSNI 03-1726-2010, dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (= 4,5)

I = factor keutamaan gedung (= 1,25)

Untuk struktur Sistem Ganda (*Dual System*), drift dibatasi sebesar:

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,015h_{sx} \\ &= 0,015 \times 4000 \\ &= 60 \text{ mm (untuk tingkat 2 - 11)} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk tingkat 1,

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,015h_{sx} \\ &= 0,015 \times 5000 \\ &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol simpangan struktur terhadap kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit dapat dilihat pada Tabel 6.9 dan Tabel

6.10

Tabel 6.9 Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa statik ekivalen arah sumbu X

Lantai	hi	δ_{xe}	δ_x	Drift (Δ_s)	Syarat Drift (Δ_a)	Kontrol
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	4	28,4	94,667	3,667	60	OK
9	4	27,3	91	6	60	OK
8	4	25,5	85	8,333	60	OK
7	4	23	76,667	8,333	60	OK
6	4	20,7	69	9,333	60	OK
5	4	17,9	59,667	11	60	OK
4	4	14,6	48,667	12,33	60	OK
3	4	10,9	36,333	12,33	60	OK
2	4	7,6	25,333	12	60	OK
1	4	4	13,333	13,33	60	OK

Tabel 6.10 Kontrol kinerja struktur akibat beban gempa statik ekuivalen arah sumbu Y

Lantai	hi	δ_{xe}	δ_x	Drift (Δ_s)	Syarat Drift (Δ_a)	Kontrol
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	4	28,4	94,667	3,667	60	OK
9	4	27,3	91	6	60	OK
8	4	25,5	85	8,333	60	OK
7	4	23	76,667	8,333	60	OK
6	4	20,7	69	9,333	60	OK
5	4	17,9	59,667	11	60	OK
4	4	14,6	48,667	12,33	60	OK
3	4	10,9	36,333	12,33	60	OK
2	4	7,6	25,333	12	60	OK
1	4	4	13,333	13,33	60	OK

1.9 6.3.8 Kontrol Sistem Ganda

Sistem ganda merupakan sistem struktur yang beban grafitasinya dipikul sepenuhnya oleh *space frame* (Rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *space frame* dan *shear wall* (Dinding Geser / Dinding Struktur). *space frame* sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh *shear wall*.

Kemampuan dari Shearwall dan rangka gedung dalam menerima beban geser nominal akibat gempa rencana tersebut bisa dilihat pada tabel 6.11.

Tabel 6.11 Kemampuan Shearwall & rangka gedung terhadap beban gempa.

Kombinasi	Prosentase Penahan Gempa (%)			
	Arah X		Arah Y	
	Frame	Dinding Geser	Frame	Dinding Geser
RSPX	0,222	0,778	0,222	0,778
RSPY	0,222	0,778	0,222	0,778

Dapat dilihat melalui tabel jika rangka gedung memikul 25 % beban gempa, dan sisanya dipikul oleh dinding geser. Sehingga persyaratan untuk Sistem Ganda telah terpenuhi.

1.10 6.3.9 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan *SNI 03-1726-2002 Ps. 7.2.1* jumlah ragam *vibrasi* (jumlah *mode shape*) yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %.

Tabel 6.12 Partisipasi Masa Ragam Terkombinasi

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,045711	71,5673	0	0	71,5673	0
2	0,926223	0,0003	0,0002	0	71,5677	0,0002
3	0,828041	0	70,3505	0	71,5677	70,3507
4	0,267589	18,3727	0	0	89,9404	70,3507
5	0,234343	0,0001	0	0	89,9404	70,3507
6	0,201586	0	19,9016	0	89,9404	90,2523
7	0,128475	5,327	0	0	95,2674	90,2523
8	0,112227	0	0	0	95,2675	90,2523
9	0,095828	0	5,444	0	95,2675	95,6963
10	0,083118	2,2792	0	0	97,5467	95,6963
11	0,072821	0	0	0	97,5467	95,6963

Dari Tabel 6.12 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total mencapai 97,547

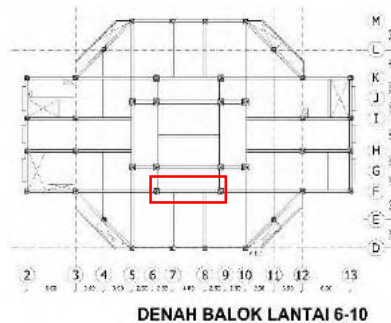
% untuk arah X dan 95,696 % untuk arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut *SNI 03-1726-2002 Ps. 7.2.1* dapat dipenuhi

BAB VII PERANCANGAN STRUKTUR PRIMER

7.1 Perancangan Penulangan Balok Induk

Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan balok induk 40/70. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok yang lain akan disajikan dalam lampiran.

Contoh perhitungan penulangan balok 40/70 diambil pada balok As 4/ G-H seperti pada Gambar 7.1



Gambar 4.21. Denah pembalokan Lt.8

Dari hasil analisis struktur dengan bantuan program *SAP* dijumpai momen yang berbalik arah akibat pengaruh gempa, yang terjadi pada elemen balok. Apabila kondisi ini terjadi maka momen pada tumpuan bisa berharga negatif (akibat gravitasi) ataupun positif (akibat gempa yang cukup besar) dan ditabelkan pada tabel 7.1

Tabel 7.1. Hasil analisa struktur balok 40/70 As 4/G-H

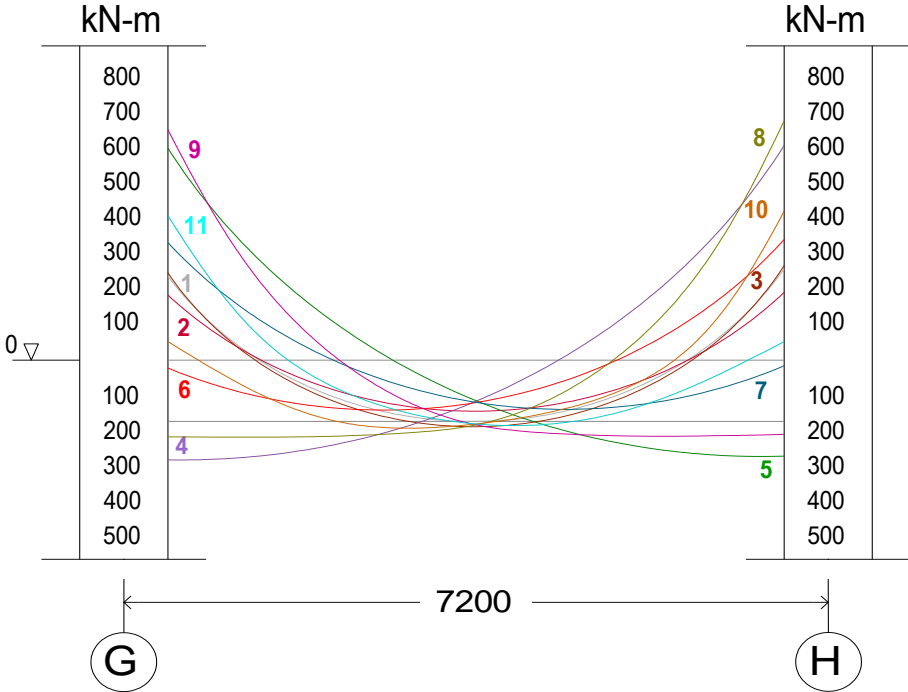
No.	Beban	Lokasi	Momen	Momen
			(kg-m)	(kN-m)
1	1,4 DL	Tump. Kiri	-24.729,1910	-247,29
		Lapangan	18.036,1130	180,36
		Tump. Kanan	-25.143,1100	-251,43
2	0,9DL + 1,0LL	Tump. Kiri	-18.681,7550	-186,82
		Lapangan	14.380,4700	143,80
		Tump. Kanan	-19.049,6960	-190,50
3	1,2DL + 1,6LL	Tump. Kiri	-25.651,5190	-256,52
		Lapangan	19.916,8470	199,17
		Tump. Kanan	-26.169,2670	-261,69
4	0,9DL + 1,0RSPx	Tump. Kiri	29.443,9990	294,44
		Lapangan	11.594,7530	115,95
		Tump. Kanan	-61.504,5490	-615,05
5	0,9DL - 1,0RSPx	Tump. Kiri	-61.238,6730	-612,39
		Lapangan	11.594,7530	115,95
		Tump. Kanan	29.177,6930	291,78
6	0,9DL + 1,0RSPy	Tump. Kiri	2.064,4020	20,64
		Lapangan	11.594,7000	115,95
		Tump. Kanan	-34.125,0900	-341,25
7	0,9DL - 1,0RSPy	Tump. Kiri	-33.859,0760	-338,59
		Lapangan	11.594,7000	115,95
		Tump. Kanan	1.798,2350	17,98
8	1,2DL + 1,0LL + 1,0RSPx	Tump. Kiri	21.360,4680	213,60
		Lapangan	18.245,4610	182,45
		Tump. Kanan	-69.778,6270	-697,79
9	1,2DL + 1,0LL - 1,0RSPx	Tump. Kiri	-69.322,2030	-693,22
		Lapangan	18.245,4610	182,45
		Tump. Kanan	20.903,6150	209,04
10	1,2DL + 1,0LL + 1,0RSPy	Tump. Kiri	-6.019,1290	-60,19
		Lapangan	18.245,4080	182,45
		Tump. Kanan	-42.399,1680	-423,99
11	1,2DL + 1,0LL - 1,0RSPy	Tump. Kiri	-41.942,6060	-419,43
		Lapangan	18.245,4080	182,45
		Tump. Kanan	-6.475,8430	-64,76

keterangan :

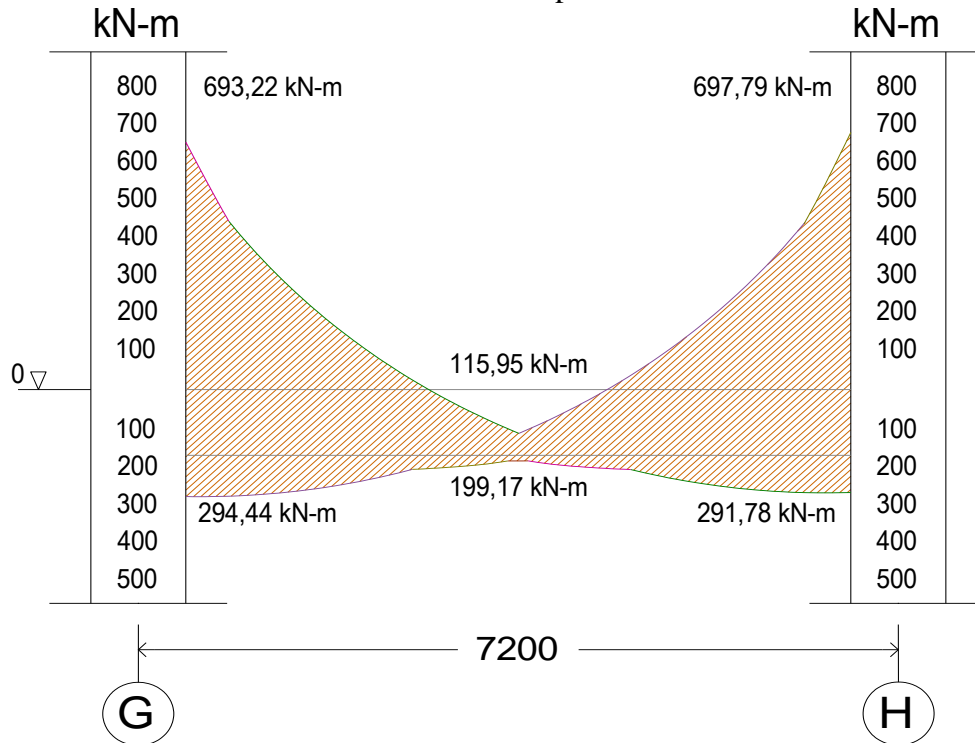
RSPX = respon spektrum arah sumbu x

RSPY = respon spektrum arah sumbu y

Dari hasil tabel 7.1 dibuat Momen Envelope seperti Gambar 7.2 dan gambar 7.3 dibawah ini :

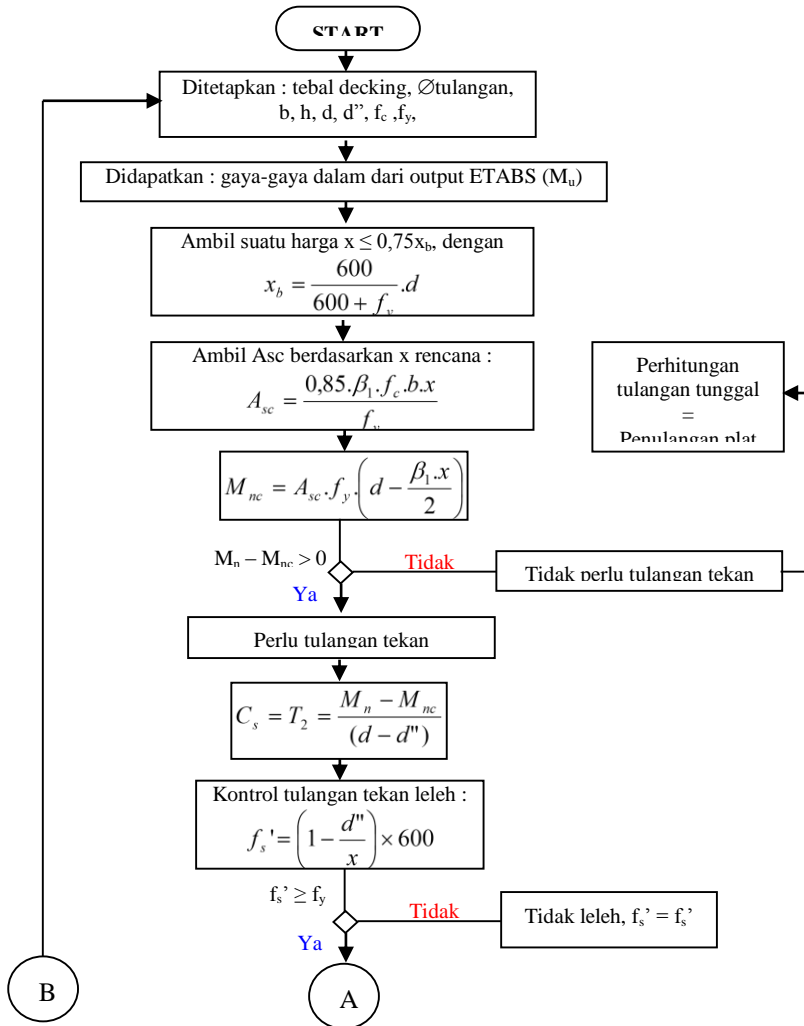


Gambar 4.22. Analisis momen envelope balok 40/70 As. As 4/ G-H

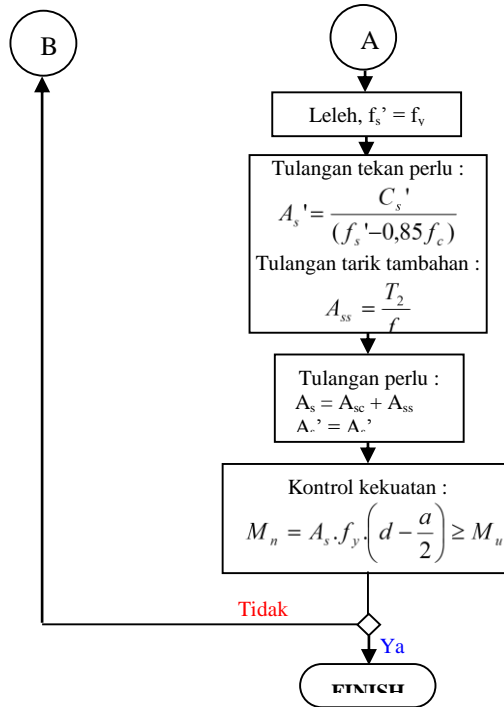


Gambar 4.23. Analisis momen envelope balok 40/70 As. As 4/ G-H

Perancangan balok akan mengikuti flowchart seperti Gambar 7.4



Gambar 4.24. Flowchart penulangan lentur balok induk



Gambar 7.4. Flowchart penulangan lentur balok induk (lanjutan)

Daftar Notasi :

d : jarak serat tekan terluar terhadap titik berat tulangan tarik

d' : jarak serat tekan terluar terhadap titik berat tulangan tekan

x_b : garis netral balok pada keadaan regangan berimbang

x : garis netral balok

M_{nc} : momen nominal balik tanpa tulangan tekan

A_{sc} : tulangan tarik yang mengimbangi tekan beton

β_1 : faktor yang didefinisikan dalam SNI 2847 ps 12.2.7(3)

C_s' : tambahan gaya tekan akibat tulangan tekan

T_2 : gaya tarik akibat tulangan tarik

f_s' : tegangan pada tulangan tekan

A_s' : tulangan tekan perlu

A_{ss} : tulangan tarik tambahan

A_s : tulangan tarik perlu

7.1.1 Penulangan Lentur Balok Induk 40/70 cm

Data-data yang digunakan untuk penulangan balok :

- f_c = 30 Mpa
- f_y = 400 Mpa (tul. utama)
- = 400 Mpa (tul. sengkang)
- Dia. tul. Utama = D 25 mm ($A_s = 491,07 \text{ mm}^2$)
- Dia. tul. Sengkang = D 13 mm ($A_s = 132,79 \text{ mm}^2$)
- Decking = 40 mm

Karena struktur gedung ini menggunakan sistem ganda yang merupakan perpaduan SRPMK dan dinding struktural khusus (DSK), maka sesuai dengan persyaratan *SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.1* yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
2. Bentang bersih minimum $\geq 4d$
 $= 7,2 \text{ m} \geq 4d = 4 \times 0,6345 = 2,538 \text{ m} \rightarrow$ **(ok)**
3. Perbandingan Lebar/tinggi balok $\geq 0,3$
 $= 40/70 = 0,57 \geq 0,3 \rightarrow$ **(ok)**
4. Lebar balok tidak boleh kurang dari 250 mm
 $400 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \rightarrow$ **(ok)**
5. Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah 1,5d
 $900 \text{ mm} < 700 + (1,5 \times 634,5) = 1.651,75 \text{ mm} \rightarrow$ **(ok)**

Luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari (*SNI 03-2847-2002 Ps. 23.3.2.1*) :

- $A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{400} \times 400 \times 634,5 = 888,3 \text{ mm}^2$ (*menentukan*)
- $\rho_{\text{max}} = 0,025$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

a. Penulangan Lentur Tumpuan Balok 40/70

Contoh perhitungan diambil pada balok As 4-G/H :

$$M_u = 69.778,627 \text{ kgm}$$

$$= 697.786.270 \text{ Nmm (output ETABS v9.7.1)}$$

kombinasi 6)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{697.786.270}{0,8} = 872.232.837,5 \text{ Nmm}$$

$$d = h - t_d - \text{dia sengkang} - \frac{1}{2} \times \text{dia tul lentur}$$

$$= 700 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 25 = 634,5 \text{ mm}$$

$$d' = 700 - 634,5 = 65,5 \text{ mm}$$

$x \leq 0,75 x_b$,dimana :

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 634,5 = 381 \text{ mm}$$

$$x \leq 0,75 \times 381 = 286 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil harga } x = 115 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times b \times x}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 400 \times 115}{400} = 2.493 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

$$= 2.493 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{0,85 \times 115}{2} \right) = 583.897.406 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} = 872.232.837,5 - 583.897.406 = 288.335.431,25 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} > 0 \rightarrow$ perlu tulangan tekan

$$C_s' = \frac{M_n - M_{nc}}{d - d'} = \frac{288335431,25}{634,5 - 65,5} = 506.740,65 \text{ N}$$

$$f_s' = \left(1 - \frac{d''}{x} \right) \times 600 = \left(1 - \frac{65,5}{115} \right) \times 600$$

$$= 258 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa (Tulangan tekan tidak leleh)}$$

$$A_s' = \frac{C_s'}{f_s' - 0,85 f_c} = \frac{506740,65}{258 - 0,85 \times 30} = 2.177 \text{ mm}^2$$

$$A_{ss} = \frac{C_s'}{f_y} = \frac{506740,65}{400} = 1.267 \text{ mm}^2$$

Tulangan Atas daerah tumpuan

$$A_s = A_{sc} + A_{ss} = 2.493 + 1.267 = 3.760 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **8 D25** ($A_s = 3.929 \text{ mm}^2$)

Tulangan Bawah daerah tumpuan

$$A_s' = 2.177 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **5 D25** ($A_s = 2.453 \text{ mm}^2$)

Periksa Lebar Balok

Menurut *SNI 2847 ps 9.6.1*, Jarak minimum yang disyaratkan antara dua batang adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

Kontrol jarak tulangan :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot D_{sengkan} - 2 \cdot cover - n_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{400 - (2 \times 13) - (2 \times 40) - (6 \times 25)}{6 - 1} = 28,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

(ok)

Menurut *SNI 2847 ps 23.3.2(2)* bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 2.453 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang } \mathbf{5 \text{ D}25} (A_s = 2.453 \text{ mm}^2) \geq 0,5A_{s \text{ aktual}}$$

Check Momen Kapasitas daripada tulangan

Dimensi balok: $b = 400 \text{ mm}$

$h = 700 \text{ mm}$

Selimit beton (c_c) $= 40 \text{ mm}$

Tulangan utama ($D_{tul.utama}$) $= \text{D } 25$

Sengkan (\emptyset_s) $= \text{D } 13$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 400 \text{ Mpa (BJTD)}$

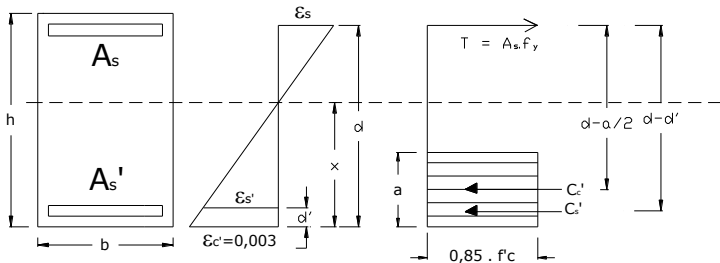
$d' = 65,50 \text{ mm}$

$d = h - d' = 700 - 65,50 = 634,50 \text{ mm}$

Tulangan tumpuan terpasang :

Tulangan Atas : $\mathbf{8 \text{ D } 25} \rightarrow A_s = 3.929 \text{ mm}^2$

Tulangan Bawah : $\mathbf{5 \text{ D } 25} \rightarrow A_s' = 2.453 \text{ mm}^2$



Gambar 7.5. Diagram regangan dan tegangan balok

$$x_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \times 634,5 = 380,70 \text{ mm}$$

Untuk Nilai x di ambil suatu harga dimana $x \leq 0,75 x_b$

$$f'_s = \left(1 - \frac{d''}{x} \right) \times 600$$

$$a = 0,85 x$$

$$\Sigma H = 0$$

$$T = C_c' + C_s'$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \times f'_c \times a \times b) + (f'_s \times A_s')$$

$$3.929 \times 400 = (0,85 \times 30 \times 0,85 x \times 400) + \left(1 - \frac{65,5}{x} \right) \times 600 \times$$

$$2.453)$$

$$1.571.600 = 8.670x + (1.471.800 - \frac{96.402.900}{x})$$

$$1.571.600x = 8.670x^2 + 1.471.800x - 96.402.900$$

$$0 = 8.670x^2 - 99.800x - 96.402.900$$

Dengan cara rumus abc dapat dicari nilai x sebagai berikut :

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

$$= \frac{-(-99800) \pm \sqrt{(-99800)^2 - (4 \times (8.670) \times (-96402900))}}{2 \times 8.670}$$

$$x_{1,2} = \frac{99.800 \pm 1.831.178}{17.340}$$

$$x_1 = 112 \text{ mm} \quad ; \quad x_2 = -99,9 \text{ mm}$$

$$f'_s = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = \left(1 - \frac{65,5}{112}\right) \times 600$$

$$= 249 \text{ Mpa} < f_y = 400 \text{ Mpa} \text{ (Tulangan tekan tidak leleh)}$$

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A_s' \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{(3.929 \times 400) - (2.453 \times 249)}{0,85 \times 30 \times 400} = 94 \text{ mm}$$

$$C_c' = (0,85 \times f'_c \times a \times b) = (0,85 \times 30 \times 94 \times 400) = 958.800 \text{ N}$$

$$C_s' = (f'_s \times A_s') = (249 \times 2.453) = 610.797 \text{ N}$$

Kemampuan pikul momen total penampang :

$$Mn_{\text{aktual}} = \left[C_c' \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] + [C_s' \times (d - d')]$$

$$= 958.800 \times \left(634,5 - \frac{94}{2} \right) + 610.797 \times (634,5 - 65,5)$$

$$M_{n\text{aktual}} = 910.838.493 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_{n\text{aktual}} = 0,8 \times 910.838.493 = 728.670.794 \text{ Nmm} >$$

M_u (ok)

b. Penulangan Lentur Lapangan Balok

Menurut *SNI-2847-2002 pasal 23.3.2(2)* menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maksimum pada kedua muka tumpuan.

$$M_{u\text{Lap}} = 199.168.470 \text{ Nmm} > 25\% \times M_{u\text{Tump}}$$

$$M_{u\text{Lap}} > 25\% \times 697.786.270 = 174.446.568 \text{ Nmm (ok)}$$

Jadi dipakai momen lapangan,

$$M_u = 199.168.470 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{199.168.470}{0,8} = 248.960.587,5 \text{ Nmm}$$

$$d = h - t_d - \text{dia sengkang} - \frac{1}{2} \times \text{dia tul lentur}$$

$$= 700 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 25 = 634,5 \text{ mm}$$

$$d' = 700 - 634,5 = 65,5 \text{ mm}$$

$x \leq 0,75 \cdot x_b$; dimana :

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 634,5 = 380,7 \text{ mm}$$

$x \leq 0,75 \times 380,70 = 285,53 \text{ mm} \rightarrow$ diambil harga $x = 85 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \times b \times x}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 400 \times 85}{400} = 1.842,375 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) = 1.842.375 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{0,85 \times 85}{2} \right)$$

$$= 440.972.456,25 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} = 248.960.587,5 - 440.972.456,25 = -192.011.869 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} > 0 \rightarrow$ *tidak perlu tulangan tekan*

Maka :

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{199.168.470}{0,8 \times 400 \times 634,5^2} = 1,55 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,55}{400}} \right) = 0,004$$

$\rightarrow \rho_{\min} > \rho$

Maka digunakan $\rho = 0,004$

Tulangan Lapangan bawah :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 400 \times 634,50 = 1013 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **3 – D25** ($A_s = 1473 \text{ mm}^2$)

Tulangan Lapangan Atas :

ratio tulangan tekan $\rho' = 0,004 \times 0,5 = 0,002$

$$A_s' = \rho' \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 400 \times 634,50 = 507,6 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2 – D25** ($A_s = 981,75 \text{ mm}^2$)

Periksa Lebar Balok

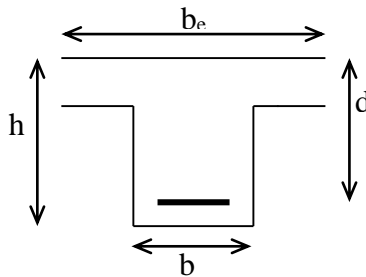
Menurut *SNI 2847 ps 9.6.1*, Jarak minimum yang disyaratkan antara dua batang adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

Kontrol jarak tulangan :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \phi_{sengkan} - 2 \cdot cover - n \cdot tul.utama}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{400 - (13 \times 2) - (2 \times 40) - (3 \times 25)}{3 - 1}$$

$$= 109,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$



Gambar 7.6. Lebar efektif sayap balok

Kontrol balok T :

$$b_e = \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 720 = 180 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + (8 \times t) = 40 + (8 \times 12,5) = 140 \text{ cm (menentukan)}$$

$$b_e = \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (720 - 40) = 340 \text{ cm}$$

Jadi, b_e diambil $140 \text{ cm} = 1400 \text{ mm}$

Tulangan utama :

$$A_s = 3.929 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_e} = \frac{3.929 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1400} = 44,02 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{44,02}{0,85} = 51,79 < 125 \text{ mm} \Rightarrow x \leq t ; (\text{balok } T$$

palsu).

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_{\text{aktual}}} = \frac{3.929}{140 \times 634,50} = 0,00442 > \rho_{\min} = 0,002$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{ef}} = \frac{3.929 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1400} = 44,022 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.929 \times 400 \left(634,5 - \frac{44,022}{2} \right)$$

$$= 962.587.712,4 \text{ Nmm} > 872.232.837,5 \text{ Nmm (ok)}$$

7.1.2 Penulangan Geser Balok Induk 40/70 cm

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut *SNI-2847-2002 pasal 23.3.3(2)* :

1. $s < d/4 = 634,5/4 = 158,625 \text{ mm}$ (*menentukan*)
2. $s < 8D$ tulangan memanjang = $8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
3. $s < 24D$ tulangan sengkang = $24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
4. $s < 300 \text{ mm}$
5. Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

6. Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut **SNI-2847-2002 pasal 23.3.3(4)** :
 $s < d/2 = 634,5/2 = 317,25 \text{ mm}$ (menentukan)

a. Penulangan Geser Tumpuan Balok 40/70

Menurut **SNI-2847-2002 pasal 23.3.4(1)** bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka tumpuan, dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Momen-momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik sebesar $1,25f_y$.

- Momen tumpuan negatif pada tumpuan kiri

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3.929 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 400} = 192,6 \text{ mm}$$

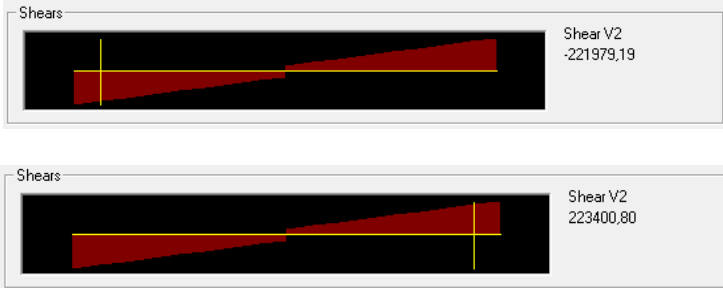
$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \times 1,25 f_y - A_s' \times 1,25 f_s') \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A_s' \times 1,25 f_s' \times (d - d')) \\ &= \left(((3929 \times 1,25 \times 400) - (2453 \times 1,25 \times 258)) \times \left(634,5 - \frac{192,6}{2} \right) \right) + \\ &\quad (2453 \times 1,25 \times 258 \times (634,5 - 65,5)) \\ &= 1.081.659.549 \text{ Nmm} = 1.081,66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen tumpuan positif pada tumpuan kanan

$$a = \frac{A_s' \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2453 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 400} = 120,3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr_2} &= \\
 &= (A_s \times 1,25 f_y - A_s \times 1,25 f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A_s \times 1,25 f'_s \times (d - d')) \\
 &= \left((2453 \times 1,25 \times 400) - (3929 \times 1,25 \times 258) \right) \times \left(634,5 - \frac{120,3}{2} \right) + \\
 &\quad (3929 \times 1,25 \times 258 \times (634,5 - 65,5)) \\
 &= 697.661.277 \text{ Nmm} = 697,66 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Gaya geser total pada muka tumpuan (muka kolom s/d 2h) :



$$\frac{Wu.L}{2} + \frac{Vba}{2} = 223.400,80 \text{ N} = 223,40 \text{ kN (Comb1,2D}_L +$$

IL)

$$\begin{aligned}
 V_{e,A} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{L} + \frac{Wu.L}{2} + \frac{Vba}{2} \\
 &= \frac{1.081,66 + 697,6}{7,2 - 0,9/2 - 0,9/2} + 223,4 = 505,82 \text{ kN (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{e,B} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{L} - \frac{Wu.L}{2} - \frac{Vba}{2} \\
 &= \frac{1.081,66 + 697,6}{7,2 - 0,9/2 - 0,9/2} - 223,4 = 59,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_c = 0 \quad (\text{SNI-2847-2002 pasal 23.3.4(2)})$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI-2847-2002 pasal 11.3.2(3)})$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{505,82}{0,75} - 0 = 674,426 \text{ kN} = 674.426,67 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

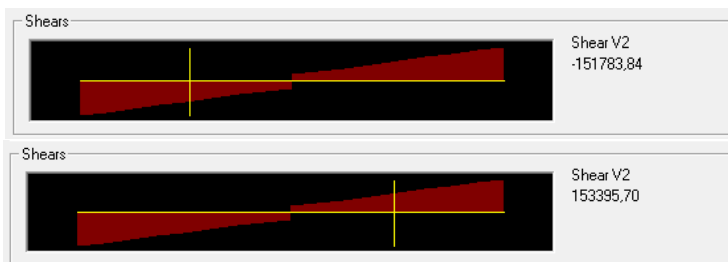
$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,33 \times 400 \times 634,5}{674.426,67} = 100,84 \text{ mm}$$

Jadi, Tulangan Geser pada Tumpuan Dipasang **2D13-100 mm** sepanjang $2h = 2 \times 700 = \mathbf{1.400 \text{ mm}}$ dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang **5 cm** dari muka kolom.

b. Penulangan Geser Lapangan Balok

Tulangan Geser di luar sendi plastis ($>2h = 1400 \text{ mm}$)

$$2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$$



$$V_{u,2h} = 153.395,70 \text{ N} \quad (\text{Comb1,2D}_L + 1L)$$

Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan sebesar :

$$V_c = (1/6) \sqrt{f_c} b_w d_{\text{aktual}}$$

$$= (1/6) \sqrt{30} \times 400 \times 634,50 = 231.686,6 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI-2847-2002 pasal 11.3.2(3)})$$

$$V_s = \frac{V_{u,2h}}{\phi} - V_c = \frac{153.395,70}{0,75} - 231.686,6 = -27.159 \text{ N}$$

Artinya beton mampu memikul gaya geser yang terjadi, sehingga dipasang sengkang praktis sesuai ketentuan, yaitu pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut *SNI-2847-2002 pasal 23.3.3(4)* :

$$s < d/2 = 634,50/2 = 317,25 \text{ mm}$$

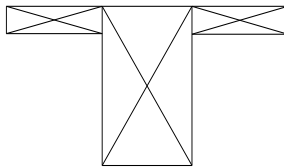
∴ Dipasang **2D13 – 300 mm** pada daerah luar sendi plastis (>2h)

Detail tulangan lapangan dan tumpuan dapat dilihat dalam Gambar 7.9

7.1.3 Penulangan Torsi Balok Induk 40/70 cm

$$T_u = 1.039.020 \text{ Nmm} = 1,039 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 223.400,80 \text{ N} = 223,40 \text{ kN}$$



Gambar 7.7. Persegi-persegi komponen balok T

Dengan mengasumsikan penutup bersih 40 mm dan sengkang D13 dan bahwa flens tersebut tidak dikekang dengan pengikat tertutup.

- A_{cp} = adalah luas yang dibatasi keliling luar penampang beton

$$A_{cp} = 400 \times 700 = 280.000 \text{ mm}^2$$

- p_{cp} = keliling luar penampang beton

$$p_{cp} = 2 \times (400 + 700) = 2.200 \text{ mm}$$

- $x_1 = 400 - 2 \left[40 - \frac{13}{2} \right] = 333 \text{ mm}$
- $y_1 = 700 - 2 \left[40 - \frac{13}{2} \right] = 607 \text{ mm}$
- p_h = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar

$$p_h = 2 \times (333 + 607) = 1880 \text{ mm}$$
- A_{oh} = luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar

$$A_{oh} = 333 \times 607 = 202.131 \text{ mm}^2$$
- A_o = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 202.131 = 171.811,35 \text{ mm}^2$$
- $d = 634,5 \text{ mm}$

Cek Keperluan Torsi

$$T_c = \frac{\phi \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)}{12} \quad (\text{SNI-2847-2002 pasal 13.6.1})$$

$$T_c = \frac{0,75 \sqrt{30} \left(\frac{280.000^2}{2.200} \right)}{12} = 12.199.275 \text{ Nmm}$$

$$T_u < T_c$$

1.09.020 Nmm < 12.199.275 Nmm → Torsi tidak diperhitungkan

Cek Penampang Balok

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) \times b_w \times d = \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 400 \times 634,50 = 231.686,64$$

N

$$V_n = \frac{V_c}{\phi} = \frac{231.686,64}{0,75} = 308.916 \text{ N}$$

Sesuai *SNI-2847-2002 pasal 13.6.3.1(a)* :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times p_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{223.400,8}{400 \times 634,5}\right)^2 + \left(\frac{1.039.020 \times 1.880}{1,7 \times 202.131^2}\right)^2} \leq 0,75 \times \left(\frac{231.686,64}{400 \times 634,5} + \frac{2\sqrt{30}}{3} \right)$$

$$0,776 \text{ Mpa} \leq 3,42 \text{ Mpa (ok)}$$

7.1.4 Kontrol Lendutan Balok Induk 40/70 cm

Sesuai dengan *SNI 03-2847-2002 tabel 8*, maka tebal minimum balok :

$$\text{balok dua tumpuan sederhana } h_{min} = \frac{L}{16}$$

Jadi untuk balok dengan $L = 7200$ mm dengan menggunakan

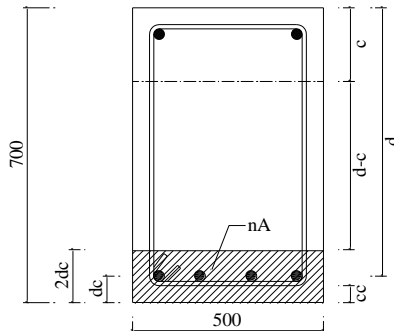
$f_y = 400$ MPa, maka h_{min} adalah :

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{7200}{16} = 450 \text{ mm}$$

Ketentuan di atas sudah terpenuhi karena $h_{balok} = 700$ mm

7.1.5 Kontrol Retak Balok Induk 40/70 cm

Gambar luasan efektif balok dapat dilihat pada Gambar berikut:



Gambar 7.8. Luas tarik efektif beton

Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai z yang diberikan oleh :

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{SNI 03-2847-2002 Ps. 12.6.4.(24)}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan

dimana :

- f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja
dapat diambil $0,6 f_y$
= $0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$
- d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat
batang tulangan
 $d_c = 40 + 13 + \frac{1}{2} 25 = 65,5 \text{ mm}$
- A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan
- $A = \frac{2 \times d_c \times b}{n}$; dengan n adalah jumlah batang tulangan per lebar balok b

$$A = \frac{2 \times 65,5 \times 400}{8} = 6.550 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{65,5 \times 6.550} = 18101 \text{ N/mm} = 18 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai z , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} < 0,4 \text{ mm}$$

Dimana :

$$\omega = \text{lebar retak dalam mm} \times 10^{-6}$$

$$\beta = 0,85$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruangan.

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 240 \times \sqrt[3]{65,5 \times 6.550} = 0,17 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

Selain itu, spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh melebihi

$$s = \frac{95000}{f_s} - 2,5 c_c \quad (\text{SNI 2847-02 Ps. 12.6.4.26})$$

$$s = \frac{95000}{240} - 2,5 \cdot 40 = 295,83 \text{ mm}$$

Tetapi tidak boleh lebih besar dari

$$= 300 \times \left(\frac{252}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{252}{240} \right) = 315,00 \text{ mm (ok)}$$

7.1.6 Panjang Penyaluran Tulangan Balok Induk 40/70 cm

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D25 berdasarkan *SNI 03-2847-2002 Ps.14* adalah sebagai berikut :

Panjang penyaluran tulangan tarik (*SNI 2847 ps 14.2*):

Diketahui $d_b = 25$ mm;

$$\ell_b = d_b \times \frac{12 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} > 300 \text{ mm}$$

Menurut *SNI 2847 ps.14.2.4* :

$\alpha = 1,3$ (faktor lokasi penulangan ; tul.horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)

$\beta = 1,0$ (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis)

$\lambda = 1,0$ (faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$\ell_b = 25 \times \frac{12 \times 400 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{30}} = 1.139 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

∴ dipakai panjang penyaluran tulangan tarik 1200 mm ≈ 1,2 m

Panjang penyaluran tulangan tekan (*SNI 2847 ps 14.3.2*) :

$$\ell_b = d_b \times \frac{f_y}{4\sqrt{f'_c}} = 25 \times \frac{400}{4 \times \sqrt{30}} = 456,44 \text{ mm}$$

$$\ell_b > 200 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari:

$$\ell_b = 0,04 \times d_b \times f_y = 0,04 \times 25 \times 400 = 400 \text{ mm}$$

\therefore dipakai panjang penyaluran tulangan tekan 500 mm \approx 0,5 m

Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

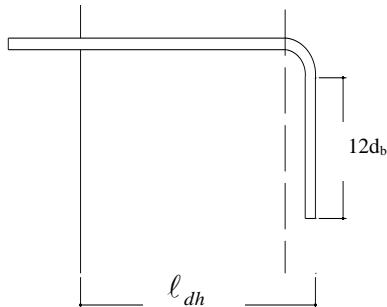
Menurut **SNI 03-2847-2002 Ps.23.5.4.1**, panjang penyaluran ℓ_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sbb :

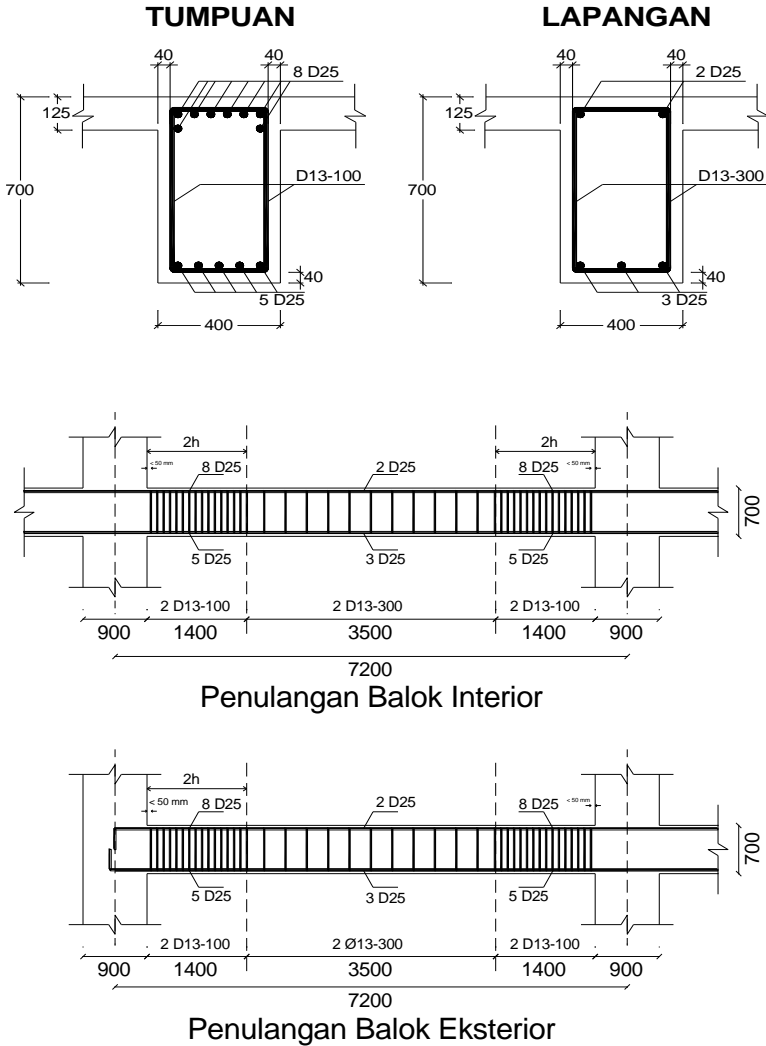
$$\ell_{dh} > 8d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$\ell_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$\ell_{dh} > \frac{f_y \times d_b}{5,4 \times \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \times 25}{5,4 \times \sqrt{30}} = 338 \text{ mm}$$

$$\ell_{dh} = 12.d_b = 12 \times 25 = 300 \text{ mm}$$





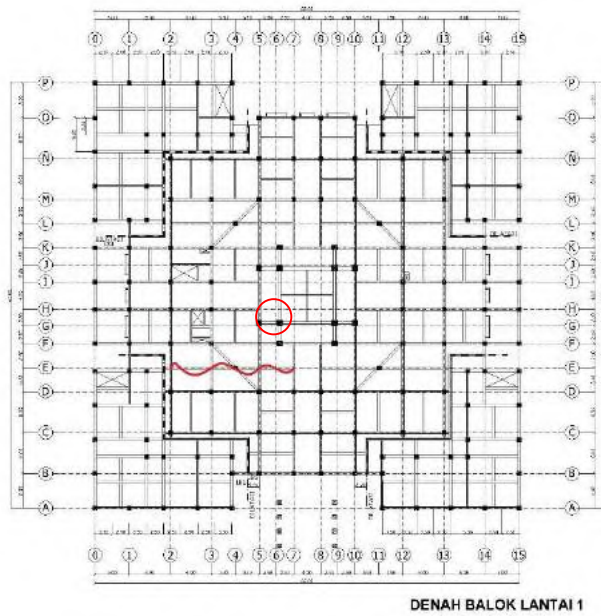
Gambar 7.9. Detail penulangan balok 40/70 (BI1-4/GH)

7.2 Perancangan Kolom Interior 80/80

7.2.1 Penulangan Memanjang Kolom Interior

Untuk contoh penulangan, akan digunakan kolom As. H/2 karena Hasil Analisnya terbesar, dengan data :

- Dimensi kolom = 800 x 800 mm²
- Mutu beton, f'_c = 30 Mpa
- Mutu baja, f_y = 400 Mpa
- Diameter tul utama = D25 mm
- Diameter tul sengkang = D13 mm
- Selimut Beton = 40 mm
- d ((700-40-13-(25/2)) = 634,5 mm
- Dimensi Balok = 400 x 700 mm²
- Selimut Beton = 40 mm
- Ø Tul. Utama = D 22 mm
- Ø Tul. Sengkang = D 13 mm
- A_{Satas} (8 D22) = 3.929 mm²
- A_{Sbawah} (6 D22) = 2.453 mm²
- Tebal Plat Lantai = 120 mm
- Tul. Plat Lantai = Ø10-200 mm



Gambar 7.10. Denah lantai 1 untuk perancangan kolom Interior

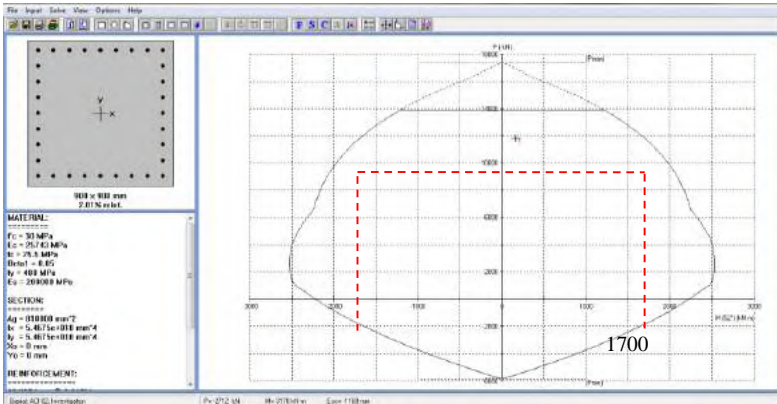
Tabel 7.2. Hasil Analisa Kolom 80/80 Lt.01 Atas

No.	Beban	P	M _x	M _y
		(kN)	(kN-m)	(kN-m)
1	Mati (DL)	-12.271,880	64,485	14,298
2	Hidup (LL)	-886,290	10,008	6,014
3	RSPX	763,810	44,913	118,174
4	RSPY	1.855,390	139,453	39,847
5	1,4 DL	-17.180,630	90,279	20,017
6	0,9DL + 1,0LL	-11.930,980	68,044	18,882
7	1,2DL + 1,6LL	-16.144,320	93,395	26,780
8	0,9DL ± 1,0RSP _x	-11.808,500	102,949	131,042
9	0,9DL ± 1,0RSP _y	-12.900,080	197,489	52,715
10	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSP _x	-16.376,360	132,302	141,346
11	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSP _y	-17.467,930	226,842	63,019

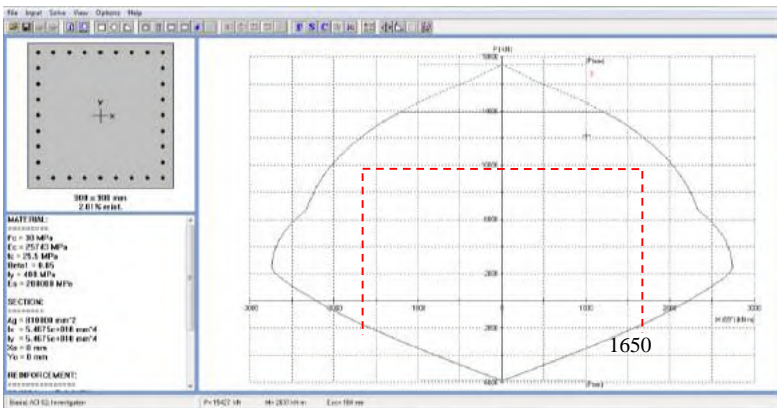
Tabel 7.3. Hasil Analisa Kolom 80/80 Lt.01 Bawah

No.	Beban	P	M _x	M _y
		(kN)	(kN-m)	(kN-m)
1	Mati (DL)	-12.672,230	-36,407	-6,191
2	Hidup (LL)	-886,290	-5,446	-2,536
3	RSPX	763,810	325,233	935,499
4	RSPY	1.855,390	869,186	334,199
5	1,4 DL	-17.741,120	-50,970	-8,667
6	0,9DL + 1,0LL	-12.291,290	-38,213	-8,108
7	1,2DL + 1,6LL	-16.624,730	-52,403	-11,487
8	0,9DL ± 1,0RSP _x	-12.168,820	-357,999	-941,071
9	0,9DL ± 1,0RSP _y	-13.260,390	-901,952	-339,771
10	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSP _x	-16.856,770	-374,368	-945,465
11	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSP _y	-17.948,350	-918,321	-344,165

Perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu *PCACOL v4.8* sebagai berikut :



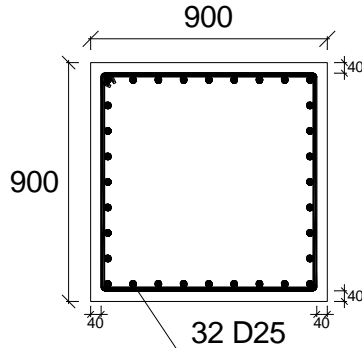
Gambar 7.11. Diagram interaksi kolom Lt. 01 Atas



Gambar 7.12. Diagram interaksi kolom Lt. 01 Bawah

Berdasarkan kombinasi beban di atas, ternyata untuk semua lantai kolom memerlukan tulangan memanjang yang sama sebanyak 2,01 % atau 32D25. Seperti terlihat pada

gambar 7.12 dan 7.13 sebuah diagram interaksi yang dibuat dengan program *PCACOL v4.8*. Prosentase kolom ini sesuai syarat *SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3.1* yaitu antara 1 % - 6 % telah dipenuhi.



Gambar 7.13. Tulangan terpasang

7.2.2 Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Persyaratan *Strong Column Weak Beam* dipenuhi dengan *persamaan 121 SNI 03-2847-2002*, yaitu :

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

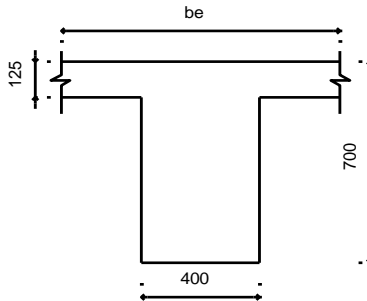
Nilai ΣM_e diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom (*PCACOL v4.8*), yaitu mencari momen yang dihasilkan dari kombinasi beban aksial terkecil dari kolom atas dan kolom bawah.

Nilai ΣM_g adalah jumlah M_g^+ dan M_g^- balok yang menyatu dengan kolom, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$M_g = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \times 0,80$$

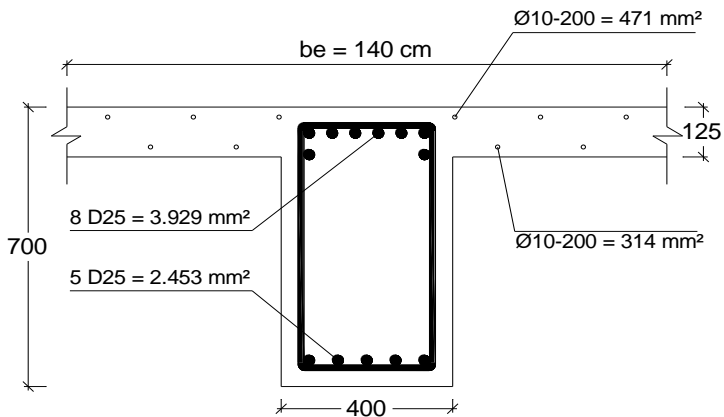
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Karena balok yang menyatu pada kolom terdapat pelat lantai yang menyatu juga, maka perhitungan M_g^- , mengikutsertakan luas tulangan pelat selebar b efektif.



Gambar 7.14. Lebar efektif sayap balok

$$\begin{aligned} b_e &= \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 720 = 180 \text{ cm} \\ &= b_w + (8 \times t) = 40 + (8 \times 12,5) = 140 \text{ cm (menentukan)} \\ &= \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (720 - 40) = 340 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 7.15. Balok 40/70 dengan tulangan selebar b_e

$$A_{Satas} = 3.929 + 471 + 314 = 4.714 \text{ mm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{\left[3.929 \times \left(40 + 13 + \frac{25}{2} \right) \right] + \left[471 \times \left(20 + \frac{10}{2} \right) \right] + \left[314 \times \left(125 - 20 - \frac{10}{2} \right) \right]}{4.714}$$

$$\bar{y} = \frac{257.349,5 + 11.775 + 31.400}{4.714} = 63,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{atas}} &= 700 - 63,75 = 636,25 \text{ mm} \\ d_{\text{bawah}} &= 700 - 13 - 40 - 25/2 = 634,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Besar $M_g^{(-)}$ adalah :

$$a = \frac{4.714 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 184,86 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_g^{(-)} &= 4.714 \times 400 \times \left(636,25 - \frac{184,86}{2} \right) \\ &= 1.025.424.404 \text{ Nmm} = 1.025,424 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Besar $M_g^{(+)}$ adalah :

$$a = \frac{2.453 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 96,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_g^{(+)} &= 2.453 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{96,2}{2} \right) \\ &= 575.375.680 \text{ Nmm} = 575,376 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_g &= M_g^{(+)} + M_g^{(-)} \\ &= 575,376 + 1.025,424 = 1600,8 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Nilai ΣM_e diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom (*PCACOL v4.8*), yaitu mencari momen yang

dihasilkan dari kombinasi beban aksial terkecil kolom atas dan kolom bawah.

$$\Sigma M_e = 1700 + 1650 = 3.350 \text{ kN-m}$$

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

$$3.350 \text{ kNm} > \frac{6}{5} \times 1.600,8 \text{ kNm}$$

$$3.350 \text{ kNm} > 1.920,96 \text{ kNm} \text{ (ok)}$$

Persyaratan “*strong column weak beam*” dipenuhi.

7.2.3 Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan Pasal 23.4.4(4) SNI 2847 yang menyatakan: Panjang λ_o tidak kurang dari.

- $h = 900 \text{ mm}$
- $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \times (4200 - 700) = 583,33 \text{ mm}$
- 500 mm

Digunakan daerah sendi plastis ℓ_o **sepanjang 900 mm.**

Jarak sengkang sepanjang sendi plastis diatur dalam SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.23.3.4.2 yang menyatakan, spasi maksimum tulangan transversal :

- $\frac{1}{4} \times b \text{ terkecil} = \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ mm}$

- $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

- $s_x = 100 + \frac{350 - hx}{3} = 100 + \frac{350 - 0,5 \times (900 - 2 \times (40 + \frac{13}{2}))}{3}$
 $= 82,167 \text{ mm}$

- Nilai s_x tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Digunakan jarak sengkang begel (s) = **100 mm** (minimum)

Kebutuhan pengekangan di daerah sendi plastis ditentukan dari *SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.4.4.1.b*, yang menyatakan luas sengkang tidak boleh kurang dari rumus 123 dan 124 berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

.....123

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

.....124

Dengan :

s = spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)

h_c = dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu – sumbu tulangan pengekang (mm)

$$= 900 - (2 \times 40) - 13 = 807 \text{ mm}$$

A_g = Luas bruto penampang (mm²)

$$= 900 \times 900 = 810.000 \text{ mm}^2$$

A_{ch} = Luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi

luar tulangan transversal luas bruto penampang (mm²)

$$= (900 - (2 \times 40)) \times (900 - (2 \times 40)) = 672.400 \text{ mm}^2$$

Dengan jarak sengkang, $s = 100$ mm, diperoleh

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,3 \times \left(\frac{100 \times 807 \times 30}{400} \right) \times \left(\frac{810.000}{672.400} - 1 \right) \\
 &= 371,58 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \\
 &= 0,09 \times \left(100 \times 807 \times \frac{30}{400} \right) \\
 &= 554,73 \text{ mm}^2 \quad (\text{menentukan})
 \end{aligned}$$

Dipakai sengkang sepanjang sendi plastis **5D13 – 100 mm**
 $(A_s = 663,66 \text{ mm}^2) > A_{sh} = 554,73 \text{ mm}^2$

7.2.4 Kebutuhan Tulangan Geser

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr}^+ dan M_{pr}^- balok yang menyatu dengan kolom tersebut.

M_{pr} balok dihitung dengan rumus berikut

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

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

Perhitungan M_{pr}^- dengan tulangan **8 D25** ($A_s = 3.929 \text{ mm}^2$)

Besar $M_{pr}^{(-)}$ adalah :

$$a = \frac{3.929 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 192,6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{(-)} &= 3.929 \times 1,25 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{192,6}{2} \right) \\ &= 1.057.293.900 \text{ Nmm} = 1.057,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr}^{-} dengan tulangan **5 D25** ($A_s = 2.453 \text{ mm}^2$)

Besar $M_{pr}^{(+)}$ adalah :

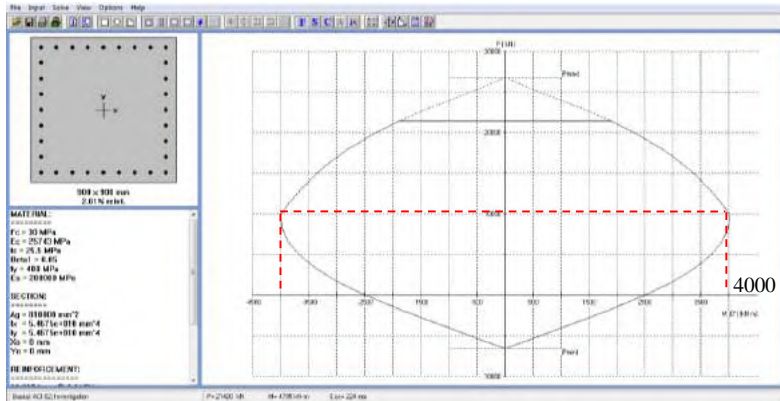
$$a = \frac{2.453 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 120,3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{(+)} &= 2.453 \times 1,25 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{120,3}{2} \right) \\ &= 704.440.275 \text{ Nmm} = 704,4 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Besarnya V_u dihitung dengan rumus

$$V_u = \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{h_{in}} = \frac{1.057,3 + 704,4}{4,2 - 0,7} = 503,34 \text{ kN}$$

Besarnya V_u tersebut harus dibandingkan dengan V_e , yaitu gaya geser yang diperoleh dari M_{pr} kolom. Cara memperoleh M_{pr} kolom memakai bantuan program *PCACOL v3.64* dengan $f_s = 1,25f_y = 1,25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$ dan $\phi = 1$.



Gambar 7.16. Diagram interaksi kolom Lt.1 ($\phi=1$ dan $f_s=1,25f_y$)

Dari diagram interaksi kolom diatas didapat nilai M_{pr} akibat tulangan terpasang kolom sebesar 4000 KNm. Bila dianggap M_{pr} untuk kolom atas dan bawah sama besar maka :

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{h_{in}} = \frac{2 \times 4000}{4,2 - 0,7} = 2.285,7 \text{ kN} > V_u = 503,34 \text{ kN}$$

Maka, perencanaan geser memenuhi syarat.

Besarnya V_u tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s).

Nilai V_c harus dianggap = 0 sesuai **SNI-2847 Pasal 23.4(5(2))**. Apabila:

- $50 \% \times V_e > V_u$
- $P_u < \frac{A_g \times f'_c}{20}$

Karena :

$$50 \% \times V_c > V_u$$

$$1.142,86 \text{ kN} > 503,34 \text{ kN}$$

dan

$$P_u = 17.948,35 \text{ kN} > \frac{A_g \times f'_c}{20} = \frac{900 \times 900 \times 30}{20} = 1.215$$

kN

Sehingga $V_c \neq 0$

Untuk komponen yang kena beban aksial berlaku V_c sesuai **SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 13.3.10.2** yaitu :

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_w \times d \\ &= \left(1 + \frac{17.948,35 \times 10^3}{14 \times (900 \times 900)}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 900 \times 834,5 \\ &= 1.770.761,53 \text{ N} = 1.770,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya V_s dihitung berdasarkan tulangan confinement A_{sh} terpasang 5D13 - 100 ($A_s = 663,66 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{663,66 \times 400 \times 834,5}{100} \\ &= 2.215.297,1 \text{ N} = 2.215,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_c + V_s) &= 0,75 \times (1.770,8 + 2.215,3) \\ &= 2990 \text{ kN} > V_u = 503,34 \text{ kN} \quad (\mathbf{ok}) \end{aligned}$$

Sisa panjang kolom sendi plastis, dipasang sengkang sesuai **SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.4.4.6**, yaitu :

$$s \leq 6.d_b$$

$$s \leq 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{atau} \leq 150 \text{ mm}$$

jadi sengkang diluar sendi plastis digunakan **5D13 – 125 mm**

7.2.5 Panjang Lewatan Pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan ditengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan dari *SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 14.2.2* yang dihitung dengan rumus :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})}$$

dimana: (sesuai *SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 14.2.4*)

α = 1,0 (tulangan horisontal yang ditempatkan sedemikian hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen dibawah panjang penyaluran yang ditinjau).

B = 1,0 (tulangan tanpa pelapis)

γ = 1,0 (ukuran tulangan kolom (D25))

λ = 1,0 (beton dengan berat normal)

K_{tr} = 0 (asumsi awal untuk perencanaan)

$$c = 40 + 13 + \frac{25}{2} = 65,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{900 - 2 \times (40 + 13) - 25}{5} = 153,8 \text{ mm}$$

Digunakan nilai $c = 65,5 \text{ mm}$ (terkecil)

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \times f_{yt}}{10 \times s \times n} = \frac{\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2\right) \times 400}{10 \times 100} = 35,37$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{65,5 + 53,1}{25} = 4,744 \rightarrow \text{Diambil } 2,5 \text{ nilai}$$

maksimum

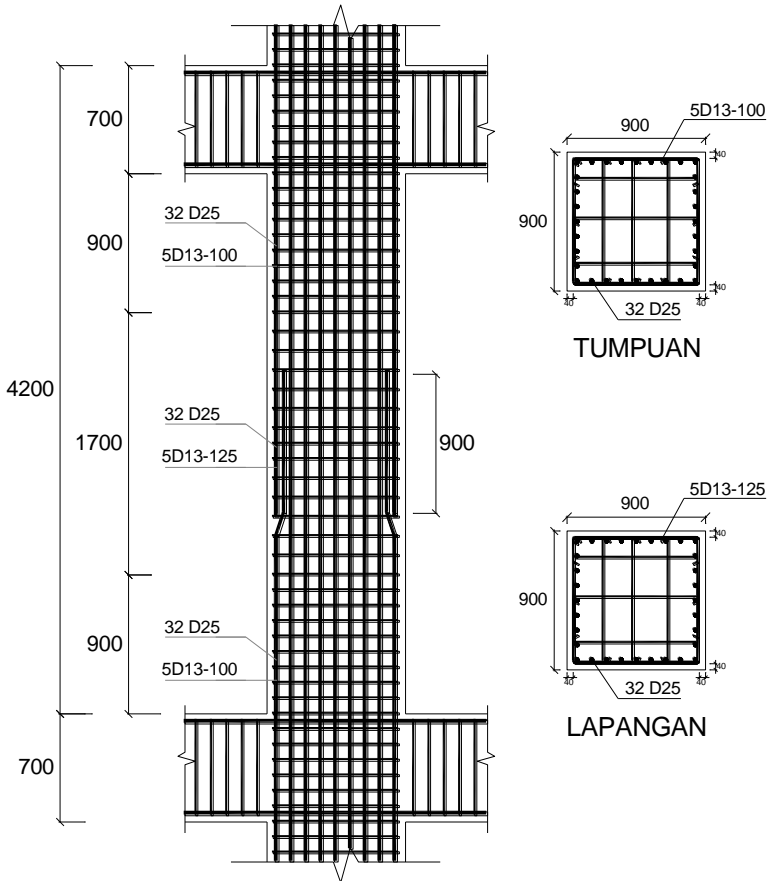
Maka :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,5} = 26,3$$

$$\ell_d = 26,3 \times d_b = 26,3 \times 25 = 657,5 \text{ mm}$$

Sesuai **pasal 23.4.3.2** sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Selanjutnya didalam **pasal 14.17.2(3)** menyatakan apabila tegangan baja tulangan akibat beban terfaktor melebihi 0,5 fy dalam tarik, maka sambungan lewatan harus menggunakan sambungan lewatan tarik kelas B. Jadi sesuai **SNI 03-2847- 2002 Ps. 14.15.1**.

Panjang lewatan = $1,3 \times \ell_d = 1,3 \times 657,5 = 854,75 \text{ mm} \approx 900 \text{ mm}$



Gambar 7.17. Detail penulangan kolom Interior

7.2.6 Hubungan Balok Kolom Interior

SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.5. mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam *Ps. 23.4.4.* harus dipasang pula dalam sambungan antara balok – kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam *Ps. 23.5.2.2.*

Pada sambungan hubungan balok – kolom interior yang pada keempat sisi kolom terdapat balok, harus dipasang tulangan transversal sedikitnya separuh yang diisyaratkan oleh **Ps. 23.4.4.1** dan $s \leq 0,25 h$ maksimum diperbolehkan mencapai 150 mm. Dalam contoh perhitungan HBK ini memiliki lebar balok 40 cm $< \frac{3}{4} h$ kolom $\frac{3}{4} \times 90 = 67,50$ cm. Maka sesuai **Ps. 23.5.2.11** untuk kesederhanaan pendetailing, dipakai Ash ujung kolom untuk tulangan transversal HBK ini.

Gambar dibawah adalah sambungan hubungan balok kolom tengah lantai 1. Sesuai **SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.5.3** ditiap HBK perlu diperiksa kuat geser nominal yang harus lebih besar dari gaya geser yang kemungkinan terjadi.

Gaya geser yang terjadi pada potongan x-x adalah $T_1 + T_2 - V_h$.

T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK.

$$\begin{aligned} T_1 (8D25) &= A_s \times 1,25 f_y = 3.929 \times 1,25 \times 400 \\ &= 1.964.500 \text{ N} = 1.965 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_2 (5D25) &= A_s' \times 1,25 f_y = 2.453 \times 1,25 \times 400 \\ &= 1.226.500 \text{ N} = 1.227 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_h gaya geser pada kolom dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu dengan HBK, dalam hal ini karena panjang kolom atas dan bawah sama, maka masing-masing ujung kolom memikul jumlah M_{pr} balok yang sama besarnya.

M_{pr} akibat tulangan terpasang balok yang berada pada HBK bisa dilihat, yaitu :

$$M_{pr}^{(-)} = 1.057,3 \text{ kN-m}$$

$$M_{pr}^{(+)} = 704,4 \text{ kN-m}$$

$$M_u = \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{2} = \frac{1.057,3 + 704,4}{2} = 880,85 \text{ kN-m}$$

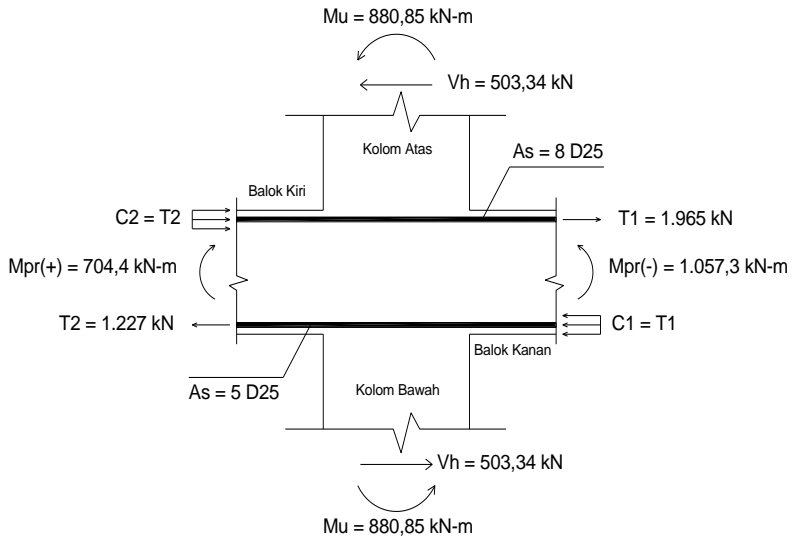
$$V_h = \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{h_{in}} = \frac{1.057,3 + 704,4}{4,2 - 0,7} = 503,34 \text{ kN}$$

Gaya geser bersih pada joint :

$$V_{x-x} = V_{uj} = 1.965 + 1.227 - 503,34 = 2.688,66 \text{ kN}$$

Berdasarkan *SNI-2847 Ps.23.5.3.1* untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya, nilai kekuatan gesernya dihitung berdasarkan :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 0,80 \times 1,7 \times \sqrt{30} \times (900 \times 900) \\ &= 6.033,71 \text{ kN} > V_{uj} \text{(Ok)} \end{aligned}$$



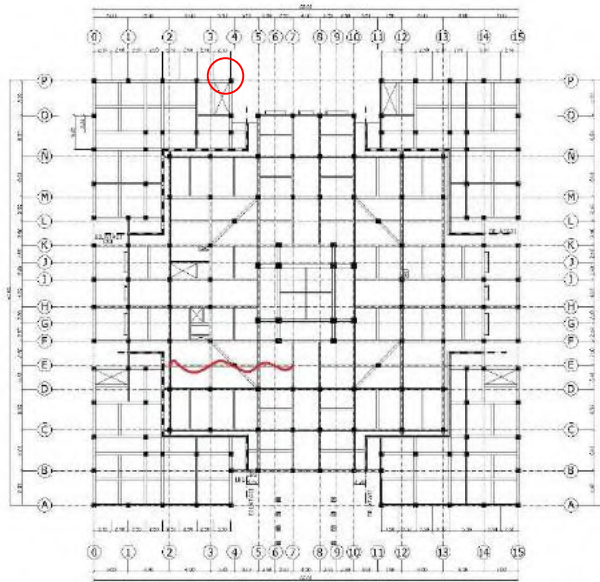
Gambar 7.18. Analisa Hubungan Balok Kolom Interior

7.3 Perancangan Kolom Eksterior 80/80

7.3.1 Penulangan Memanjang Kolom Eksterior

Untuk contoh penulangan, akan digunakan kolom As. H/1 karena Hasil Analisanya terbesar, dengan data :

- Dimensi kolom = 800 x 800 mm²
- Mutu beton, f'_c = 30 Mpa
- Mutu baja, f_y = 400 Mpa
- Diameter tul utama = D25 mm
- Diameter tul sengkang = D13 mm
- Selimut Beton = 40 mm
- d ((700-40-13-(25/2))) = 634,5 mm
- Dimensi Balok = 400 x 700 mm²
- Selimut Beton = 40 mm
- Ø Tul. Utama = D 25 mm
- Ø Tul. Sengkang = D 13 mm
- A_{Satas} (8 D25) = 3.929 mm²
- A_{Sbawah} (6 D25) = 2.453 mm²
- Tebal Plat Lantai = 125 mm
- Tul. Plat Lantai = Ø10-200 mm



DENAH BALOK LANTAI 1

Gambar 7.19. Denah lantai 1 untuk perancangan kolom Eksterior

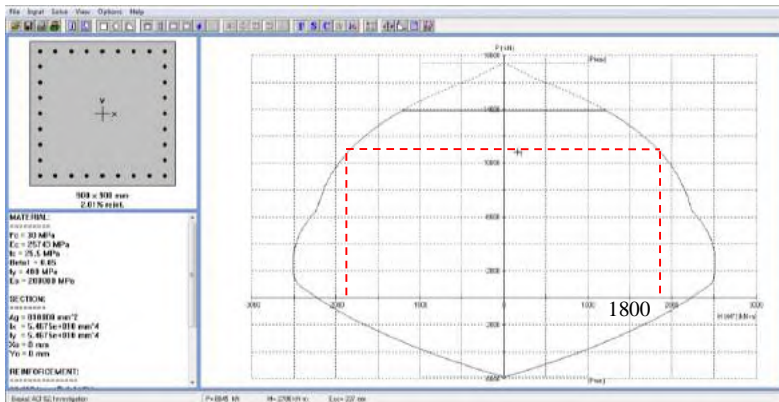
Tabel 7.4. Hasil Analisa Kolom 90/90 Lt.01 Atas

No.	Beban	P	Mx	My
		(kN)	(kN-m)	(kN-m)
1	Mati (DL)	-11.608,760	-76,999	9,989
2	Hidup (LL)	-626,160	-11,854	6,222
3	RSPX	395,220	45,439	121,572
4	RSPY	913,270	113,089	45,346
5	1,4 DL	-16.252,260	-107,799	13,985
6	0,9DL + 1,0LL	-11.074,040	-81,154	15,213
7	1,2DL + 1,6LL	-14.932,360	-111,366	21,943
8	0,9DL ± 1,0RSPx	-10.843,100	-114,738	-112,582
9	0,9DL ± 1,0RSPy	-11.361,150	-182,388	-36,356
10	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSPx	-14.951,880	-149,692	-103,363
11	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSPy	-15.469,930	-217,342	-27,137

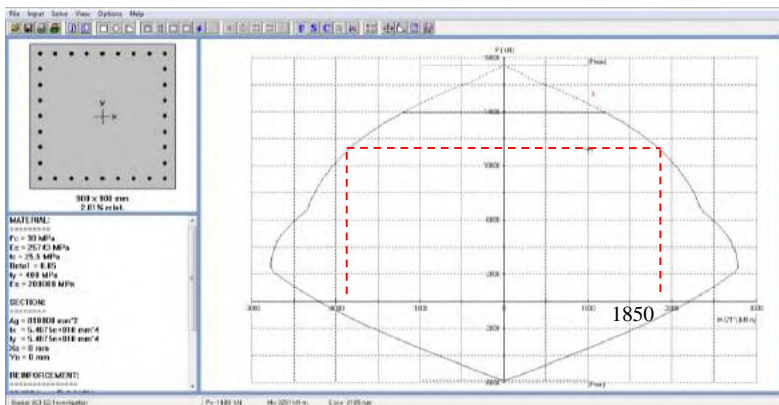
Tabel 7.5. Hasil Analisa Kolom 90/90 As H/1 Lt.01 Bawah

No.	Beban	P	Mx	My
		(kN)	(kN-m)	(kN-m)
1	Mati (DL)	-12.009,100	49,495	-3,561
2	Hidup (LL)	-626,160	7,827	-2,670
3	RSPX	395,220	288,068	952,979
4	RSPY	913,270	769,898	350,502
5	1,4 DL	-16.812,740	69,293	-4,985
6	0,9DL + 1,0LL	-11.434,350	52,373	-5,875
7	1,2DL + 1,6LL	-15.412,780	71,918	-8,546
8	0,9DL ± 1,0RSPx	-11.203,410	332,613	949,774
9	0,9DL ± 1,0RSPy	-11.721,460	814,443	347,297
10	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSPx	-15.432,300	355,289	946,035
11	1,2DL + 1,0LL ± 1,0RSPy	-15.950,350	837,119	343,559

Perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu *PCACOL v4.8* sebagai berikut :



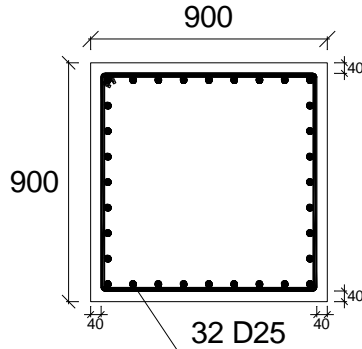
Gambar 7.20. Diagram interaksi kolom Lt. 01 Atas



Gambar 7.21. Diagram interaksi kolom Lt. 01 Bawah

Berdasarkan kombinasi beban di atas, ternyata untuk semua lantai kolom memerlukan tulangan memanjang yang sama sebanyak 2,01 % atau 32D25. Seperti terlihat pada gambar 7.20 dan 7.21 sebuah diagram interaksi yang dibuat

dengan program *PCACOL v3.64*. Prosentase kolom ini sesuai syarat *SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3.1* yaitu antara 1 % - 6 % telah dipenuhi.



Gambar 7.22. Tulangan terpasang

7.3.2 Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Persyaratan *Strong Column Weak Beam* dipenuhi dengan *persamaan 121 SNI 03-2847-2002*, yaitu :

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

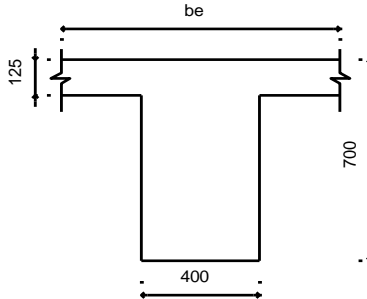
Nilai ΣM_e diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom (*PCACOL v3.64*), yaitu mencari momen yang dihasilkan dari kombinasi beban aksial terkecil dari kolom atas dan kolom bawah.

Nilai ΣM_g adalah jumlah M_g^+ dan M_g^- balok yang menyatu dengan kolom, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$M_g = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \times 0,80$$

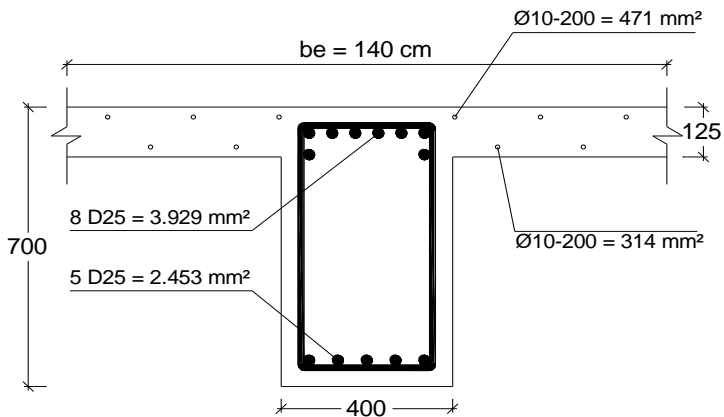
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Karena balok yang menyatu pada kolom terdapat pelat lantai yang menyatu juga, maka perhitungan M_g^- , mengikutsertakan luas tulangan pelat selebar b efektif.



Gambar 7.23. Lebar efektif sayap balok

$$\begin{aligned} b_e &= \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 720 = 180 \text{ cm} \\ &= b_w + (8 \times t) = 40 + (8 \times 12,5) = 140 \text{ cm (menentukan)} \\ &= \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (720 - 40) = 340 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 7.24. Balok 40/70 dengan tulangan selebar b_e

$$A_{Satas} = 3.929 + 471 + 314 = 4.714 \text{ mm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{\left[3.929 \times \left(40 + 13 + \frac{25}{2} \right) \right] + \left[471 \times \left(20 + \frac{10}{2} \right) \right] + \left[314 \times \left(125 - 20 - \frac{10}{2} \right) \right]}{4.714}$$

$$\bar{y} = \frac{257.349,5 + 11.775 + 31.400}{4.714} = 63,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{atas}} &= 700 - 63,75 &&= 636,25 \text{ mm} \\ d_{\text{bawah}} &= 700 - 13 - 40 - 25/2 &&= 634,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Besar $M_g^{(-)}$ adalah :

$$a = \frac{4.714 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 184,86 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_g^{(-)} &= 4.714 \times 400 \times \left(636,25 - \frac{184,86}{2} \right) \\ &= 1.025.424.404 \text{ Nmm} = 1.025,424 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Besar $M_g^{(+)}$ adalah :

$$a = \frac{2.453 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 96,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_g^{(+)} &= 2.453 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{96,2}{2} \right) \\ &= 575.375.680 \text{ Nmm} = 575,376 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_g &= M_g^{(+)} + M_g^{(-)} \\ &= 575,376 + 1.025,424 = 1600,8 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Nilai ΣM_e diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom (*PCACOL v3.64*), yaitu mencari momen yang

dihasilkan dari kombinasi beban aksial terkecil kolom atas dan kolom bawah.

$$\Sigma M_e = 1800 + 1850 = 3.650 \text{ kN-m}$$

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

$$3.650 \text{ kNm} > \frac{6}{5} \times 1.600,8 \text{ kNm}$$

$$3.650 \text{ kNm} > 1.920,96 \text{ kNm} \text{ (ok)}$$

Persyaratan “*strong column weak beam*” dipenuhi.

7.3.3 Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan Pasal 23.4.4(4) SNI 2847 yang menyatakan: Panjang λ_o tidak kurang dari.

- $h = 900 \text{ mm}$
- $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \times (4200 - 700) = 583,33 \text{ mm}$
- 500 mm

Digunakan daerah sendi plastis ℓ_o sepanjang **900 mm**.

Jarak sengkang sepanjang sendi plastis diatur dalam SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.23.3.4.2 yang menyatakan, spasi maksimum tulangan transversal :

- $\frac{1}{4} \times b \text{ terkecil} = \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $s_x = 100 + \frac{350 - hx}{3} = 100 + \frac{350 - 0,5 \times (900 - 2 \times (40 + \frac{13}{2}))}{3}$
 $= 82,167 \text{ mm}$

- Nilai s_x tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Digunakan jarak sengkang begel (s) = **100 mm** (minimum)

Kebutuhan pengeangan di daerah sendi plastis ditentukan dari *SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.4.4.1.b*, yang menyatakan luas sengkang tidak boleh kurang dari rumus 123 dan 124 berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

.....123

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

.....124

Dengan :

s = spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)

h_c = dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu – sumbu tulangan pengeang (mm)

$$= 900 - (2 \times 40) - 13 = 807 \text{ mm}$$

A_g = Luas bruto penampang (mm²)

$$= 900 \times 900 = 810.000 \text{ mm}^2$$

A_{ch} = Luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi

luar tulangan transversal luas bruto penampang

(mm²)

$$= (900 - (2 \times 40)) \times (900 - (2 \times 40)) = 672.400 \text{ mm}^2$$

Dengan jarak sengkang, $s = 100$ mm, diperoleh

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,3 \times \left(\frac{100 \times 807 \times 30}{400} \right) \times \left(\frac{810.000}{672.400} - 1 \right) \\
 &= 371,58 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \\
 &= 0,09 \times \left(100 \times 807 \times \frac{30}{400} \right) \\
 &= 554,73 \text{ mm}^2 \quad (\text{menentukan})
 \end{aligned}$$

Dipakai sengkang sepanjang sendi plastis **5D13 – 100 mm**
 $(A_s = 663,66 \text{ mm}^2) > A_{sh} = 554,73 \text{ mm}^2$

7.3.4 Kebutuhan Tulangan Geser

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr}^+ dan M_{pr}^- balok yang menyatu dengan kolom tersebut.

M_{pr} balok dihitung dengan rumus berikut

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

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

Perhitungan M_{pr}^- dengan tulangan **8 D25** ($A_s = 3.929 \text{ mm}^2$)

Besar $M_{pr}^{(-)}$ adalah :

$$a = \frac{3.929 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 192,6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{(-)} &= 3.929 \times 1,25 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{192,6}{2} \right) \\ &= 1.057.293.900 \text{ Nmm} = 1.057,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr}^{-} dengan tulangan **5 D25** ($A_s = 2.453 \text{ mm}^2$)

Besar $M_{pr}^{(+)}$ adalah :

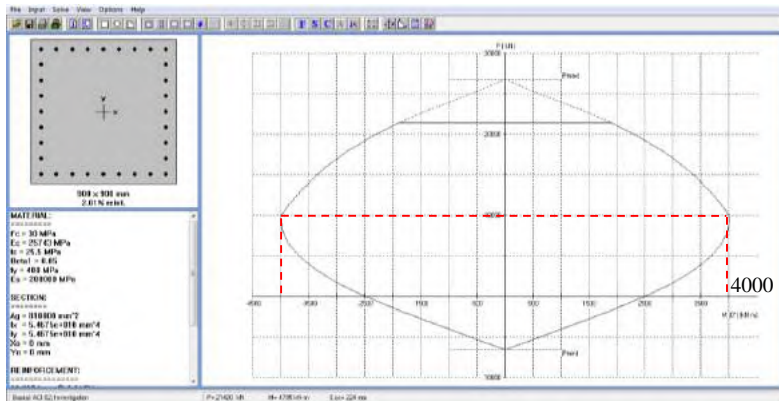
$$a = \frac{2.453 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 120,3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{(+)} &= 2.453 \times 1,25 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{120,3}{2} \right) \\ &= 704.440.275 \text{ Nmm} = 704,4 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Besarnya V_u dihitung dengan rumus

$$V_u = \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{h_{in}} = \frac{1.057,3 + 704,4}{4,2 - 0,7} = 503,34 \text{ kN}$$

Besarnya V_u tersebut harus dibandingkan dengan V_e , yaitu gaya geser yang diperoleh dari M_{pr} kolom. Cara memperoleh M_{pr} kolom memakai bantuan program *PCACOL v3.64* dengan $f_s = 1,25f_y = 1,25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$ dan $\phi = 1$.



Gambar 7.25. Diagram interaksi kolom Lt.1 ($\phi=1$ dan $f_s=1,25f_y$)

Dari diagram interaksi kolom diatas didapat nilai M_{pr} akibat tulangan terpasang kolom sebesar 4000 KNm. Bila dianggap M_{pr} untuk kolom atas dan bawah sama besar maka :

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{h_{in}} = \frac{2 \times 4000}{4,2 - 0,7} = 2.285,7 \text{ kN} > V_u = 503,34$$

kN

Maka, perencanaan geser memenuhi syarat.

Besarnya V_u tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s).

Nilai V_c harus dianggap = 0 sesuai **SNI-2847 Pasal 23.4(5(2))**. Apabila:

- $50 \% \times V_e > V_u$
- $P_u < \frac{A_g \times f'_c}{20}$

Karena :

$$50 \% \times V_e > V_u$$

$$1.142,86 \text{ kN} > 503,34 \text{ kN}$$

dan

$$P_u = 15.950,35 \text{ kN} > \frac{A_g \times f'_c}{20} = \frac{900 \times 900 \times 30}{20} = 1.215$$

kN

Sehingga $V_c \neq 0$

Untuk komponen yang kena beban aksial berlaku V_c sesuai **SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 13.3.10.2** yaitu :

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_w \times d \\ &= \left(1 + \frac{15950,35 \times 10^3}{14 \times (900 \times 900)}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 900 \times 834,5 \\ &= 1.649.963,278 \text{ N} = 1.650 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya V_s dihitung berdasarkan tulangan confinement A_{sh} terpasang 5D13 - 100 ($A_s = 663,66 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{663,66 \times 400 \times 834,5}{100} \\ &= 2.215.297,1 \text{ N} = 2.215,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_c + V_s) &= 0,75 \times (1.650 + 2.215,3) \\ &= 2.899 \text{ kN} > V_u = 503,34 \text{ kN} \text{ (ok)} \end{aligned}$$

Sisa panjang kolom sendi plastis, dipasang sengkang sesuai **SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.4.4.6**, yaitu :

$$\begin{aligned} s &\leq 6.d_b \\ s &\leq 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\ \text{atau} &\leq 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

jadi sengkang diluar sendi plastis digunakan **5D13 – 125 mm**

7.3.5 Panjang Lewatan Pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan ditengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan dari *SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 14.2.2* yang dihitung dengan rumus :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})}$$

dimana: (sesuai *SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 14.2.4*)

α = 1,0 (tulangan horisontal yang ditempatkan sedemikian hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen dibawah panjang penyaluran yang ditinjau).

B = 1,0 (tulangan tanpa pelapis)

γ = 1,0 (ukuran tulangan kolom (D25))

λ = 1,0 (beton dengan berat normal)

K_{tr} = 0 (asumsi awal untuk perencanaan)

$$c = 40 + 13 + \frac{25}{2} = 65,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{900 - 2 \times (40 + 13) - 25}{5} = 153,8 \text{ mm}$$

Digunakan nilai $c = 65,5 \text{ mm}$ (terkecil)

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \times f_{yt}}{10 \times s \times n} = \frac{\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2\right) \times 400}{10 \times 100} = 35,37$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{65,5 + 53,1}{25} = 4,744 \rightarrow \text{Diambil 2,5 nilai}$$

maksimum

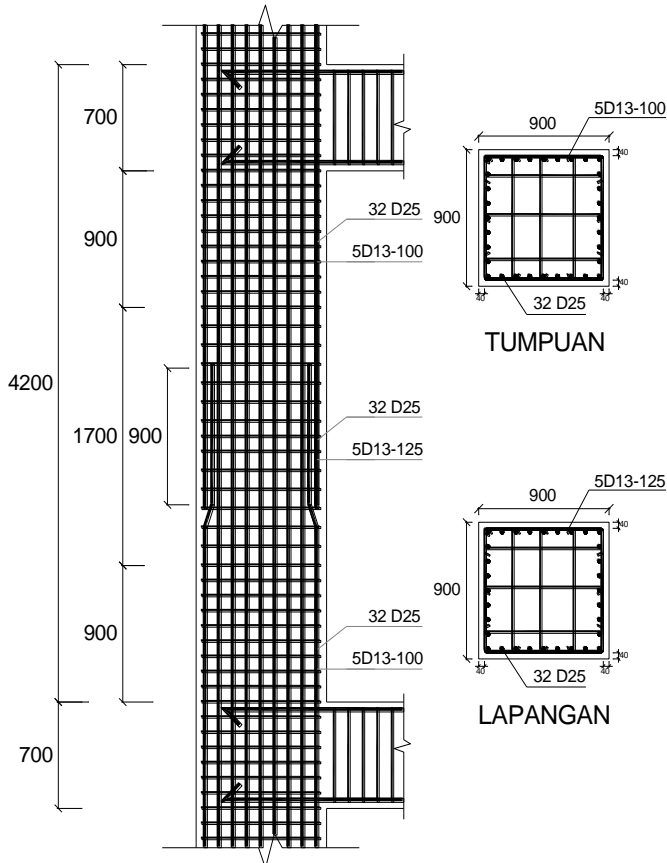
Maka :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,5} = 26,3$$

$$\ell_d = 26,3 \times d_b = 26,3 \times 25 = 657,5 \text{ mm}$$

Sesuai **pasal 23.4.3.2** sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Selanjutnya didalam **pasal 14.17.2(3)** menyatakan apabila tegangan baja tulangan akibat beban terfaktor melebihi 0,5 fy dalam tarik, maka sambungan lewatan harus menggunakan sambungan lewatan tarik kelas B. Jadi sesuai **SNI 03-2847- 2002 Ps. 14.15.1**.

Panjang lewatan = $1,3 \times \ell_d = 1,3 \times 657,5 = 854,75 \text{ mm} \approx 900 \text{ mm}$



Gambar 7.26. Detail penulangan kolom Eksterior

7.3.6 Hubungan Balok Kolom Eksterior

SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.5. mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam **Ps. 23.4.4.** harus dipasang pula dalam sambungan antara balok – kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam **Ps. 23.5.2.2.**

Pada sambungan hubungan balok – kolom interior yang pada keempat sisi kolom terdapat balok, harus dipasang tulangan transversal sedikitnya separuh yang diisyaratkan oleh **Ps. 23.4.4.1** dan $s \leq 0,25 h$ maksimum diperbolehkan mencapai 150 mm. Dalam contoh perhitungan HBK ini memiliki lebar balok 40 cm < $\frac{3}{4} h \text{ kolom}$ $\frac{3}{4} \times 90 = 67,50 \text{ cm}$. Maka sesuai **Ps. 23.5.2.11** untuk kesederhanaan pendetailing, dipakai Ash ujung kolom untuk tulangan transversal HBK ini.

Gambar dibawah adalah sambungan hubungan balok kolom Eksterior lantai 1. Sesuai **SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.5.3** di tiap HBK perlu diperiksa kuat geser nominal yang harus lebih besar dari gaya geser yang kemungkinan terjadi.

Gaya geser yang terjadi pada potongan x-x adalah $T_1 - V_h$. T_1 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK.

$$\begin{aligned} T_1 (8D25) &= A_s \times 1,25 f_y = 3.929 \times 1,25 \times 400 \\ &= 1.964.500 \text{ N} = 1.965 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_h gaya geser pada kolom dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu dengan HBK, dalam hal ini karena panjang kolom atas dan bawah sama, maka masing-masing ujung kolom memikul jumlah M_{pr} balok yang sama besarnya.

M_{pr} akibat tulangan terpasang balok yang berada pada HBK bisa dilihat, yaitu :

$$M_{pr}^{(-)} = 1.057,3 \text{ kN-m}$$

$$M_u = \frac{M_{pr}^{(-)}}{2} = \frac{1.057,3}{2} = 528,65 \text{ kN-m}$$

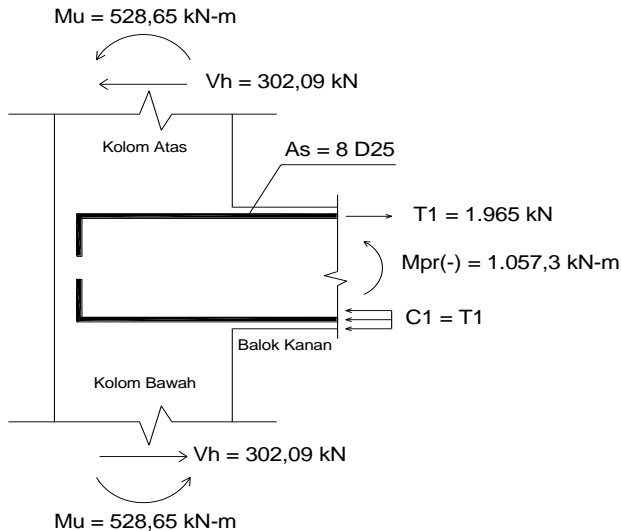
$$V_h = \frac{M_{pr}^{(-)}}{h_m} = \frac{1.057,3}{4,2-0,7} = 302,09 \text{ kN}$$

Gaya geser bersih pada joint :

$$V_{x-x} = V_{uj} = 1.965 - 302,09 = 1.662,91 \text{ kN}$$

Berdasarkan *SNI-2847 Ps.23.5.3.1* untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya, nilai kekuatan gesernya dihitung berdasarkan :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 0,80 \times 1,7 \times \sqrt{30} \times (900 \times 900) \\ &= 6.033,71 \text{ kN} > V_{uj} \text{(Ok)} \end{aligned}$$



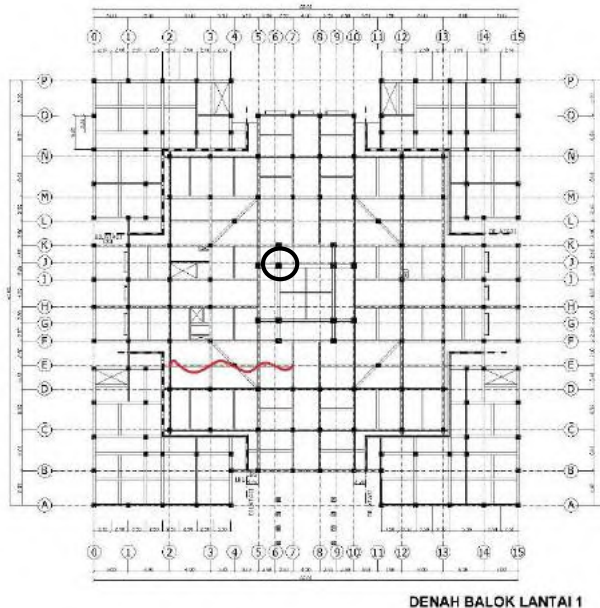
Gambar 7.27. Analisa Hubungan Balok Kolom Eksterior
7.4 Perancangan Dinding Geser Type AB-12

Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertikal dan dalam menyediakan tahanan lateral, dinding geser menerima tekuk maupun geser. Untuk dinding seperti itu, geser maksimum V_u dan momen maksimum M_u terjadi pada dasar dinding. Jika tegangan lentur diperhitungkan, besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial N_u (kombinasi aksial lentur).

Dalam struktur bangunan ini terdapat empat model sectional dinding geser, yaitu tipe AB-12, AB-34, LM-12, LM-34, dengan tebal 40 cm dan MN-78, PQ-12 dengan tebal 30 cm. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser AB-12 lantai 1 karena berdasarkan hasil analisis ETABS mempunyai gaya dalam paling maksimum. Selanjutnya, perhitungan penulangan shearwall yang lain mengikuti penulangan shearwall AB-12.

Data perancangannya sebagai berikut :

- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Tebal dinding geser = 40 cm
- Panjang dinding geser = 4 m (U-S) dan 4 m (B-T)
- Tinggi dinding geser = 40 m
- Tebal selimut beton = 25 mm.



Gambar 7.28. Denah lantai 01 Untuk Perhitungan Shearwall

7.4.1 Penulangan Geser Shearwall AB-12

Dinding geser harus mempunyai tulangan geser horisontal dan vertikal. Penjelasan *ACI (R11.10.9)* mengatakan bahwa pada dinding yang rendah, tulangan geser horisontal kurang efektif bila dibandingkan dengan tulangan geser vertikal. Untuk dinding yang tinggi situasinya jadi terbalik.

Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser AB-12 lantai 1. Dari hasil analisis struktur dengan SAP didapatkan kombinasi beban maksimum terjadi pada panel 1 akibat komb. 7 ($1,2D_L + 1,0L_L \pm RSP_Y$), seperti pada tabel 7.6 :

Tabel 7.6. Beban kombinasi yang dipikul shearwall AB-12

Kombinasi Beban	Axial (kN)	Momen 3 (kN.m)		Momen 2 (kN.m)	
		Bottom	Top	Bottom	Top
1,2D+1,0L ± 1,0RSPy	-64415,04	104343,57	92594,77	163835,81	133982,14
	-88556,05	-91187,13	-79071,28	-155965,35	-127636,82
Kombinasi Beban	Torsi (kN)	Geser V2 (kN)	Geser V3 (kN)		
1,2D+1,0L ± 1,0RSPy	18572,57	4056,79	8229,22		
	-18477,03	-4375,50	-7988,98		

7.4.1.1 Kontrol Ketebalan Beton Shearwall AB-12 Terhadap Gaya Geser

Menurut *SNI 2847 ps 23.6.4.4*, kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh diambil melebihi :

$$V_n = \frac{5}{6} A_{cp} \sqrt{f_c}, \text{ dengan :}$$

A_{cp} = luas penampang dinding yang ditinjau

$$= h \times d \text{ (menurut SNI 2847 ps 13.10.4 } \rightarrow d = 0,8 \ell_w \text{)}$$

$$d = 0,8 \times 7700 = 6160 \text{ mm}$$

Maka :

$$V_n = \frac{5}{6} \times 400 \times 6160 \times \sqrt{30} = 11.246.570 \text{ N} = 11.246,57 \text{ kN}$$

$$V_n > V_u = 8.229,22 \text{ kN (ok)}$$

∴ ketebalan shearwall mampu menahan geser.

7.4.1.2 Penulangan Geser Horizontal Shearwall AB-12

Menurut **SNI 2847 ps 13.10.6** kuat geser dapat ditentukan dari nilai terkecil dua persamaan di bawah ini :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{4} \sqrt{f_c} \times h.d + \frac{N_u \times d}{4\ell_w}, \text{ dengan } d = 0,8 \ell_w = 6160 \text{ mm} \\ &= \frac{1}{4} \sqrt{30} \times 400 \times 6160 + \frac{88556050 \times 6160}{4 \times 7700} \\ &= 21.085,18 \text{ kN (menentukan)} \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} V_c &= \left[\frac{1}{2} \sqrt{f_c} + \frac{\ell_w \left(\sqrt{f_c} + 2 \frac{N_u}{\ell_w \times h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] \times \frac{h \times d}{10} \\ &= \left[\frac{1}{2} \sqrt{30} + \frac{7700 \times \left(\sqrt{30} + 2 \times \frac{88556050}{7700 \times 400} \right)}{\frac{163835810}{8229220} - \frac{7700}{2}} \right] \times \frac{400 \times 6160}{10} \\ &= - 30.523,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai **SNI 2847 ps 13.10.8**, apabila gaya geser terfaktor V_u adalah kurang daripada $\phi V_c/2$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan **SNI 2847 ps 13.10.9** atau sesuai **SNI 2847 ps 16**. Bila V_u melebihi $\phi V_c/2$, tulangan geser harus dipasang menurut **SNI 2847 ps 13.10.9**.

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0,55 \times 21085,18}{2} = 5.798,42 \text{ kN} < V_u = 8.229,22 \text{ kN}$$

Keterangan : $\phi = 0,55$ (**SNI 2847 ps 11.3.2.3(a)**)

Sehingga dipasang tulangan geser sesuai **SNI 2847 ps 13.10.9**.

Direncanakan tulangan geser **2D13-200 mm** ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

Maka :

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s_2}, \text{ dengan } s_2 \text{ jarak spasi antar tulangan} \\ &= \frac{265,46 \times 400 \times 6160}{200} = 3.270.467,2 \text{ N} = 3.270,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi (V_c + V_s) \\ &= 0,55 \times (21085,18 + 3270,47) = 13.395,61 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u = 8.229,22 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

Menurut *SNI 2847 ps 13.10.9.2*, rasio dari tulangan geser horisontal terhadap luas bruto penampang vertikal dinding, ρ_h , tidak boleh kurang dari 0,0025.

$$\rho_h = \frac{A_v}{h \cdot s_2} = \frac{265,46}{400 \times 200} = 0,0033 > 0,0025 \quad (\text{ok})$$

7.4.1.3 Penulangan Geser Vertikal Shearwall AB-12

Menurut *SNI 2847 ps 13.10.9.4*, rasio dari tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horisontal dinding, ρ_n , tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} \rho_n &= 0,0025 + 0,5 \left(2,5 + \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_h - 0,0025) \\ &= 0,0025 + 0,5 \left(2,5 + \frac{4200}{7700} \right) \times (0,0033 - 0,0025) = 0,0037 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} A_v &= \rho_n \times h \times s_1, \text{ direncanakan } s_1 = 250 \text{ mm} \\ &= 0,0037 \times 400 \times 250 = 370 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

∴ digunakan sengkang vertikal **2D25 – 250** ($A_v = 981,75 \text{ mm}^2$)

7.4.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Shearwall AB-12

Menurut *SNI 03-2847-2002 Pasal 16.5.2* : kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$\phi P_{nw} = 0,55 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot \ell_c}{32h} \right)^2 \right]$$

nilai $k = 0,8$; untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya. ℓ_c adalah jarak vertikal antara dua tumpuan. Maka diperoleh :

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0,55 \times 0,7 \times 30 \times (400 \times 7700) \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4200}{32 \times 400} \right)^2 \right] \\ &= 93.122.729 \text{ N} = 93.123 \text{ kN} > 88.556,05 \text{ kN (ok)} \end{aligned}$$

7.4.3 Panjang Penyaluran Balok ke Shearwall AB-12

Menurut *SNI 2847 ps 23.6.2.3*, Semua tulangan menerus pada dinding struktural harus di angkur atau di sambung lewat sesuai dengan ketentuan *SNI 2847 ps 23.5.1.4*. yaitu panjang penyaluran tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok : $\ell_d \geq 20D \rightarrow 20(25) = 500 \text{ mm}$

$$\ell_b = d_b \times \frac{12 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} > 500 \text{ mm}$$

Menurut *SNI 2847 ps.14.2.4* :

- α = 1,3 (faktor lokasi penulangan ; tul.horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)
 β = 1,0 (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis)
 λ = 1,0 (faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$\ell_b = 25 \times \frac{12 \times 400 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{30}} = 1139,26 \text{ mm} > 500 \text{ mm}$$

\therefore dipakai panjang penyaluran tulangan tarik 1200 mm = 1,20 m

7.4.4 Ketentuan-Ketentuan Tambahan Khusus untuk Shearwall AB-12 dalam Menahan Gempa

Menurut *SNI 2847 ps 23.6*, dinding struktural beton khusus sebagai bagian dari sistem pemikul gempa, harus memenuhi persyaratan-persyaratan sebagai berikut :

- Menurut *SNI 2847 ps 23.6.2.2*, sedikitnya dipakai 2 lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $\frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f'_c}$, maka :

$$V_u = 8.229,22 \text{ kN} > \frac{1}{6} \times (400 \times 7700) \times \sqrt{30} = 2.812 \text{ kN}$$

pakai **2 lapis tulangan** (memenuhi karena telah direncanakan 2D13 – 200 mm)

- Batas kuat geser sesuai *SNI 2847 ps 23.6.4.4* :

$$\frac{2}{3} \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times (400 \times 7700) \times \sqrt{30} = 11.247 \text{ kN} > V_u$$

(ok)

- Menurut **SNI 2847 ps 23.6.4.1**, kuat geser nominal, V_n , dinding struktural tidak boleh melebihi :

$$V_n = A_{cv} \left[\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y \right]$$

$$\frac{h_w}{\ell_w} = \frac{4,2}{7,7} = 0,55 < 1,5 \rightarrow \alpha_c = \frac{1}{4}$$

$$\rho_n = \frac{265,46}{400 \times 200} = 0,00332$$

$$\begin{aligned} V_n &= (400 \times 7700) \times \left[\frac{1}{4} \times \sqrt{30} + 0,00332 \times 400 \right] \\ &= 8.307,7 \text{ kN} > V_u = 8.229,22 \text{ kN} \quad \text{(ok)} \end{aligned}$$

- Menurut **SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.4.3** : Rasio tulangan Vertikal (ρ_v) dan rasio tulangan horisontal (ρ_n) tidak boleh kurang dari 0,0025 dan spasi tulangan masing – masing lapis tidak lebih dari 450 mm

- a. Rasio tulangan horisontal :

$$\rho_h = \frac{A_h}{h.s} = \frac{265,46}{400 \times 200} = 0,00332 > 0,0025 \text{ (ok)}$$

- b. Rasio tulangan vertikal :

$$\rho_v = \frac{A_v}{h.s} = \frac{981,75}{400 \times 250} = 0,00982 > 0,0025 \text{ (ok)}$$

7.4.5 Kontrol dan Desain Panjang Daerah Komponen Batas (*Boundary Element*) Shearwall AB-12

Menurut **SNI 2847 ps 23.6.6.3**, Boundary Element diperlukan apabila :

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \cdot y}{I} > 0,2 f_c'$$

$$\frac{8856,05}{(7,7 \times 0,4)} + \frac{163835,8 \times (0,5 \times 7,7)}{\left(\frac{1}{12} \times 7,7^3 \times 0,4\right)} > 0,2 \times 30.000$$

$$44.325 \text{ kN/m}^2 > 6.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (diperlukan boundary element)}$$

Menurut *SNI 2847 ps 23.6.6.2(a)*, daerah tekan harus diberi komponen batas (boundary element) apabila :

$$c > \frac{\ell_w}{600(\delta_u / h_w)},$$

Dimana :

- (δ_u / h_w) tidak boleh diambil kurang dari 0,007.
- Nilai δ_u adalah nilai ΔM pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

Dari Tabel control drift didapat ΔM arah x tiap tingkat.

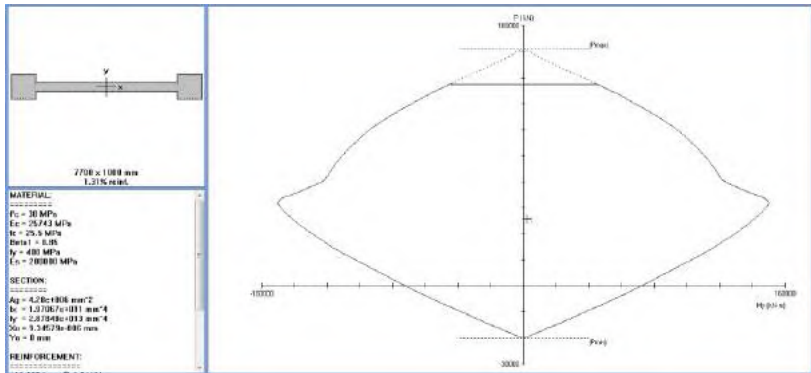
$$\Delta M = 113,57 \times 5,95 = 676 \text{ mm}$$

Nilai syarat komponen batas :

$$\text{Arah } x : \quad \frac{\delta_u}{h_w} = \frac{676}{50400} = 0,013 < 0,007$$

$$\text{Maka pakai } \frac{\delta_u}{h_w} = 0,013$$

Nilai c didapatkan dengan program bantu PCACOL v4.8, dengan P_u dan M_u sesuai hasil *chek wall design* program Sap.



Gambar 7.29. Evaluasi panel 1 dalam PCACOL v4.8

Axial Load and Corresponding Moment Capacities: (see user's manual for notation)

Load No.	fPn kN	fMny kN-m	N.A.	depth mm
1	25935.1	141448.7 -141448.8		2249 2249

*** Program completed as requested! ***

Gambar 7.30. Output nilai C panel 1 dalam PCACOL v4.8 Sehingga dengan $P_u = 25851,983$ kN dan $M_u = 2273,57$ kNm didapatkan nilai $c = 2249$ mm.

$$\text{Maka : } \frac{\ell_w}{600 \times \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{7700}{600 \times 0,013} = 987,18 \text{ mm} < c = 2249$$

mm

Menurut *SNI 2847 ps 23.6.6.4(a)*, *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada

$$(c - 0,1 \ell_w) \text{ dan } \frac{c}{2}.$$

- $(c - 0,1 \ell_w) = 2249 - (0,1 \times 7700)$

$$= 1479 \approx 1.500 \text{ mm (menentukan)}$$

$$\bullet \frac{c}{2} = \frac{2249}{2} = 1124,5 \text{ mm}$$

Jadi *boundary element* harus dipasang minimal sejauh **1.500 mm**.

a. Tulangan Horizontal Shearwall 100 cm × 100 cm pada Boundary Element

Menurut *SNI 2847 ps 23.4.4.2*, spasi tulangan Boundary Element tidak boleh lebih dari :

$$- \frac{1}{4}b = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$$

$$- 6.d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$- s_x = 100 + \frac{350 - 0,5 \times (1000 - 2 \times (25 + \frac{13}{2}))}{3} = 60,5 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan sengkang *boundary element* **D13 – 50 mm**

Menurut *SNI 2847 ps 23.4.4.1(b)*, bahwa luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

Dengan :

A_{sh} = Luas penampang total tulangan transversal (mm²)

s = spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)

h_c = dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu –

sumbu tulangan pengekang (mm)

A_g = Luas bruto penampang (mm²)

A_{ch} = Luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi

luar tulangan transversal (mm²)

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \\ &= 0,09 \times \left(\frac{50 \times \left(1000 - 2 \left(25 + \frac{13}{2} \right) \right) \times 30}{400} \right) = 316,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan sengkang **5D13 – 50 mm** ($A_s = 663,66 \text{ mm}^2$)

Menurut **SNI 2847 ps 23.6.6.4** : Rasio Tulangan Boundary Element tidak boleh kurang dari **SNI 2847 ps 23.4.4.1(a)** yaitu sebesar :

$$\rho_s = \frac{0,12 \times f'_c}{f_{yh}} = \frac{0,12 \times 30}{400} = 0,009$$

$$\rho_{terpasang} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{663,66}{1000 \times 50} = 0,013 > 0,009 \text{ (ok)}$$

b. Tulangan Horizontal Shearwall pada Boundary Element

Menurut **SNI 2847 ps 23.4.4.2**, spasi tulangan Boundary Element tidak boleh lebih dari :

$$- \frac{1}{4}b = \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$$

$$- 6.d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$- s_x = 100 + \frac{350 - 0,5 \times (400 - 2 \times (25 + 13/2))}{3} = 160,5 \text{ mm}$$

(Karena s_x tidak perlu > 150 mm, maka dipakai $s_x = 150$ mm)

Jadi, digunakan sengkang *boundary element* **D13 – 100 mm**

Menurut *SNI 2847 ps 23.4.4.1(b)*, bahwa luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

Dengan :

A_{sh} = Luas penampang total tulangan transversal (mm^2)

s = spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)

h_c = dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu – sumbu tulangan pengekang (mm)

A_g = Luas bruto penampang (mm^2)

A_{ch} = Luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi

luar tulangan transversal (mm^2)

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \\ &= 0,09 \times \left(\frac{100 \times (400 - 2(25 + 13/2)) \times 30}{400} \right) \\ &= 227,475 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi, digunakan sengkang **4D13 – 100 mm** ($A_s = 530,93 \text{ mm}^2$)

Menurut *SNI 2847 ps 23.6.6.4* : Rasio Tulangan Boundary Element tidak boleh kurang dari *SNI 2847 ps 23.4.4.1(a)* yaitu sebesar :

$$\rho_s = \frac{0,12 \times f'_c}{f_{yh}} = \frac{0,12 \times 30}{400} = 0,009$$

$$\rho_{terpasang} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{530,93}{(1500 - 1000) \times 100} = 0,011 > 0,009 \text{ (ok)}$$

Sampai disini desain penulangan shearwall tipe AB-12, memenuhi persyaratan dinding struktural beton khusus sebagai bagian dalam sistem pemikul beban gempa.

BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI

8.1. Umum

Pondasi merupakan elemen struktur yang meneruskan reaksi terpusat dari kolom dan atau dinding maupun beban-beban lateral dari dinding penahan tanah, ke tanah tanpa terjadinya penurunan tak sama (*differential settlement*) pada sistem strukturnya, juga tanpa terjadinya keruntuhan pada tanah. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapat parameter – parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang aman, ekonomis dan efisien.

Pondasi bangunan juga baiknya diletakkan pada lapisan tanah yang cukup keras yang mempunyai daya dukung yang cukup agar mampu menahan berat pondasi dan beban-beban yang menumpu.

8.2. Daya Dukung Tanah

Hasil dari penyelidikan tanah di lapangan dengan menggunakan SPT adalah data-data yang disajikan dalam bentuk grafik hubungan antara jumlah pukulan N dan kedalaman, dilengkapi dengan tebal dan jenis lapisan tanahnya. *Mayerhof* mengkorelasi kekuatan ujung dan geseran pada suatu tiang dengan hasil SPT dengan perumusan sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40N_p \cdot A_p + \frac{\phi \check{N}}{B}$$

Dimana :	N_p	= jumlah standar penetrasi pada dasar tiang
	\check{N}	= nilai rata dari N sepanjang tiang
	B	= 50 untuk gesekan maximum satuan 1 t/ft ² 100 untuk gesekan maximum satuan 0,5 t/ft ²
	ϕ	= luas selimut tiang

\check{N} adalah harga rata-rata nilai N didasarkan pada rumus berikut :

$$\check{N} = \frac{N_1 + \check{N}_2}{2}$$

Dimana :

N_1	= harga N pada ujung tiang
\check{N}_2	= harga rata-rata N dari ujung tiang sampai 4D diatas tiang

8.3. Perencanaan Pondasi Kolom

Dua jenis pondasi akan direncanakan pada bab ini yaitu pondasi untuk kolom dan pondasi untuk shearwall. Sebagai contoh perhitungan diambil kolom seperti pada perhitungan tulangan kolom karena kolom tersebut memiliki gaya-gaya yang paling maksimum. Sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan sama. Dari analisa struktur program SAP 2000 pada kaki kolom bawah didapatkan gaya-gaya dalam max akibat kombinasi beban, dengan rincian sebagai berikut :

P_u	= 4568,152 KN
M_{ux}	= 66,8592 KNm
M_{uy}	= 79,299 KNm
H_x	= 562,875 KN
H_y	= 563,865 KN

Direncanakan dengan menggunakan tiang pancang dengan diameter 60 cm dengan kedalaman 40 m. Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang PC SPUN PILES produksi PT.WIKA tipe kelas C dengan rincian :

Diameter	=	60 cm
Momen Crack	=	29 Tm
Momen Ultimate	=	58 Tm
Gaya Aksial	=	229,5 T

$$4D = 4 \times 0,5 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

$$\check{N} = \frac{31+13}{2} = 22$$

$$N_p = 31$$

$$\phi \text{ m}^2 = \pi D L = 3,14 \times 0,6 \times 40 = 74,4$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,2826 \text{ m}^2$$

$$Q_{ult} = 40 \times 31 \times 0,2826 + \frac{75,36 \times 22}{50}$$

$$= 256,856 \text{ ton}$$

$$Q_{ijin1tiang} = \frac{383,5824}{3} = 127,8608 \text{ ton}$$

8.3.1. Daya Dukung Tiap Pancang dalam Kelompok

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan :

$$\frac{Pu}{Q_{ijin1tiang}} = \frac{456,8152}{128,428} = 3,374$$

Maka dicoba dengan 4 tiang pancang dengan susunan 2x2.

Perhitungan jarak tiang pancang

$$2,5 D < S < 3 D \quad \text{dimana : } S = \text{Jarak antar tiang pancang}$$

$$2,5.50 < S < 3.50 \quad S1 = \text{jarak tiang pancang ke tepi}$$

$125 < S < 150$

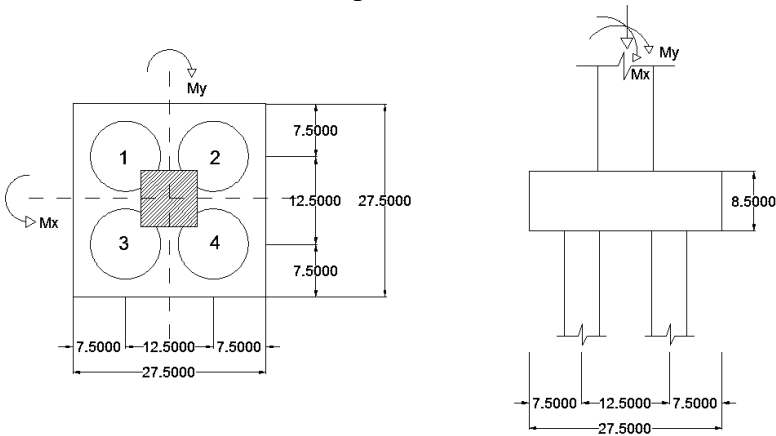
Dipakai $S_x = 125 \text{ cm}$ dan $S_y = 125 \text{ cm}$

Untuk Jarak tepi tiang pancang

$1,5 D < S1 < 2 D$

$1,5.50 < S1 < 2.50$

$75 < S1 < 100 \rightarrow$ dipakai $S1 = 75 \text{ cm}$



Daya dukung pondasi kelompok menurut Coners Labarre adalah sebagai berikut :

$$\text{Efisiensi : } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1)n + (n-1)m}{90.m.n} \right) \right\}$$

- Dimana :
- D = diameter tiang pancang
 - S = jarak antar tiang pancang
 - m = jumlah tiang pancang dalam baris = 2
 - n = jumlah tiang pancang dalam kolom = 2

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi : } (\eta) &= 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{500}{1250} \right) \left(\frac{(2-1)^2 + (2-1)^2}{90.2.2} \right) \right\} \\ &= 0,999 \approx 1 \end{aligned}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \eta \times Q_{ijin1 \text{ tiang}} \\ &= 1 \times 128,428 \text{ ton} \\ &= 128,428 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok :

$$\begin{aligned} \text{Reaksi kolom} &= 4568152 \text{ kg} \\ \text{Berat tanah diatas poer} &: 2,75 \times 2,75 \times 1 \times 1800 \\ &= 13612,5 \text{ kg} \\ \text{Berat poer} &: 2,75 \times 2,75 \times 0,85 \times 2400 = \underline{15427,5 \text{ kg}} \\ \text{Berat Total} &= 4597192 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horizontal :

$$\begin{aligned} \overline{M_x} &= M_x + H_y \cdot 0,85 \\ &= 66,8592 + 563,865 \times 0,85 \\ &= 546,144 \text{ KN} = 546144 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \overline{M_y} &= M_y + H_x \cdot 0,85 \\ &= 79,299 + 562,875 \times 0,85 \\ &= 557,742 \text{ KN} = 557742 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

P_i = total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

x_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum X_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

$$\sum X_i^2 = 4 \times (0,625)^2 = 1,5625 \text{ m}^2$$

$$\sum yi^2 = 4 \times (0,625)^2 = 1,5625 \text{ m}^2$$

$$P_1 = \frac{4597192}{4} + \frac{546144 \times 0,625}{1,5625} - \frac{557742 \times 0,625}{1,5625} = 1146398,5$$

kg

$$P_2 = \frac{4597192}{4} + \frac{546144 \times 0,625}{1,5625} + \frac{557742 \times 0,625}{1,5625} = 1193463,4$$

kg

$$P_3 = \frac{4597192}{4} - \frac{546144 \times 0,625}{1,5625} - \frac{557742 \times 0,625}{1,5625} = 1105142,5$$

kg

$$P_4 = \frac{4597192}{4} - \frac{546144 \times 0,625}{1,5625} + \frac{557742 \times 0,625}{1,5625} = 1144658,8$$

kg

$$P_{\max} = 1193463,4 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 128428 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

8.3.2. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode philiphonat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer = 3 m atau 6 kali diameter

Multilayer = 1,5 atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multilayer

Le = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m}$$

Dipakai Le = 1,8 m

My = Le x Hy

$$= 1,5 \times 34,08 = 51,12 \text{ KNm} = 5,112 \text{ ton}$$

$$My \text{ (1 tiang)} = \frac{5,112}{4} = 1,28 \text{ tm}$$

$$\begin{array}{l} My < M \text{ bending crack} \\ 1,28 \text{ tm} < 10,50 \text{ tm} \dots\dots\dots\text{OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} My = Le \times Hx \\ = 1,5 \times 84,91 = 127,365 \text{ KNm} = 12,74 \text{ ton} \end{array}$$

$$My \text{ (1 tiang)} = \frac{12,74}{4} = 3,18 \text{ tm}$$

$$\begin{array}{l} My < M \text{ bending crack} \\ 3,18 \text{ tm} < 10,50 \text{ tm} \dots\dots\dots\text{OK} \end{array}$$

8.3.3. Perhitungan Penulangan Poer (*Pilecap*)

Penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q. Perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.

Data-data perencanaan :

$$\text{Dimensi poer (B x L)} = 2750 \times 2750 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (t)} = 850 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan Utama} = D 22 \text{ mm}$$

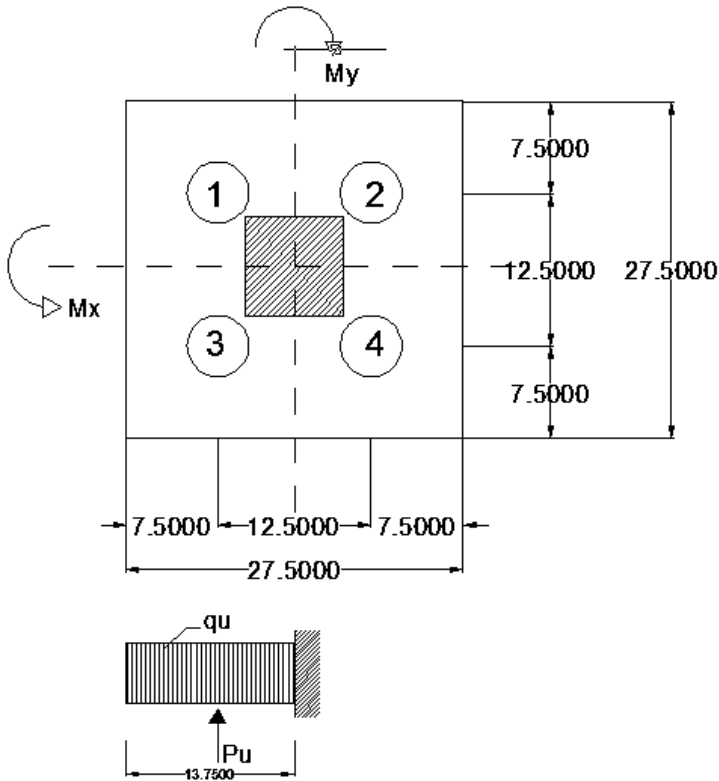
$$\text{Tebal selimut beton} = 60 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok poer

$$\text{Arah x (dx)} = 850 - 60 - \frac{1}{2} \times 22 = 779 \text{ mm}$$

$$\text{Arah y (dy)} = 850 - 60 - \frac{1}{2} \times 22 = 779 \text{ mm}$$

Penulangan arah x



$$\text{Berat poer (qu)} = 2,75 \times 0,85 \times 2400 = 5610 \text{ kg/m}^2$$

$$P_t = P_1 + P_3 = 89632,55 + 89543,24 = 179175,79 \text{ kg}$$

Momen yang bekerja pada poer

$$M_u = (P_t \times X_o) - (1/2 \times q_u \times X_1^2)$$

$$= (179175,79 \times 1,25) - (1/2 \times 5610 \times 1,375^2)$$

$$= 218666,5 \text{ kg}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_b \geq \frac{0,85 \times \beta \times 30}{420} \times \frac{600}{600 \times 420} = 0,03$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,023\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{f_c' \times 0,85} = \frac{420}{30 \times 0,85} = 16,47$$

$$R_n = \frac{(1-\delta)Mu}{\Phi b d^2} = \frac{2186665000}{0,85 \times 2750 \times 779^2} = 1,64$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,64 \times 16,47}{420}} \right) \\ &= 0,004034\end{aligned}$$

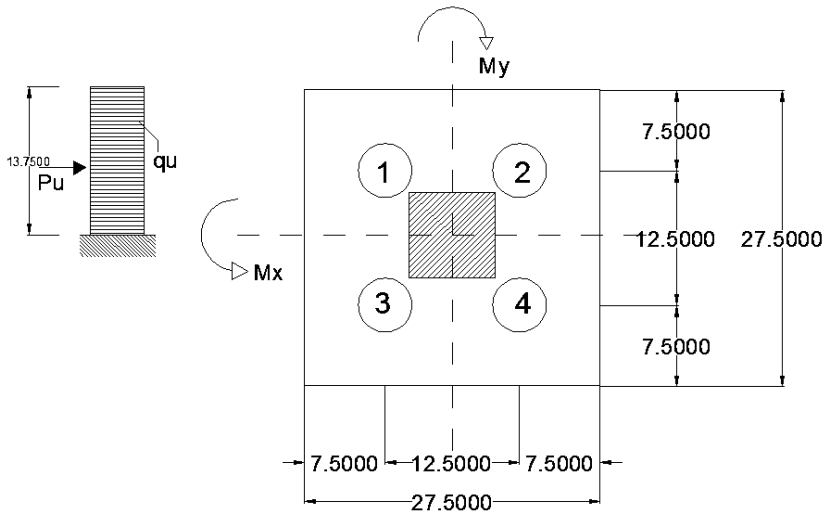
$$\rho > \rho_{\min}$$

dipakai $\rho = 0,004$

$$A_s = 0,004034 \times 1000 \times 779 = 3142,27 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur **7D25-115** ($A_s = 3434,375 \text{ mm}^2$)

Penulangan arah y



$$\text{Berat poer (qu)} = 2,75 \times 0,85 \times 2400 = 5610 \text{ kg/m}^2$$

$$P_t = P_3 + P_4 = 89543,24 + 89790,45 = 179333,7 \text{ kg}$$

Momen yang bekerja pada poer

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times X_o) - (1/2 \times q_u \times X_1^2) \\ &= (179333,7 \times 1,25) - (1/2 \times 5610 \times 1,375^2) \\ &= 218863,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_b \geq \frac{0,85 \times \beta \times 30}{420} \times \frac{600}{600 \times 420} = 0,03$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,023 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{f_c' \times 0,85} = \frac{420}{30 \times 0,85} = 16,47$$

$$R_n = \frac{(1-\delta)M_u}{\phi b d^2} = \frac{2188639000}{0,85 \times 2750 \times 779^2} = 1,64$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,64 \times 16,47}{420}} \right) \\ &= 0,004038 \end{aligned}$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

dipakai $\rho = 0,004$

$$A_s = 0,004038 \times 1000 \times 779 = 3145,21 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur **7D25-115** ($A_s = 3434,375 \text{ mm}^2$)

8.3.4. Kontrol Geser Ponds Poer

Perencanaan tebal poer harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari (*SNI 03 2847 2013 pasal 11.11.2.1* :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda x \sqrt{f_c'} x b_o x d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s x d}{b_o} + 2\right) \lambda x \sqrt{f_c'} x b_o x d$$

$$V_c = 0,33 x \lambda x \sqrt{f_c'} x b_o x d$$

Dengan :

$$\text{Dimensi poer} = 2,75 x 2,75 x 0,85$$

$$\text{Selimut beton} = 60 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ beton utama} = D25$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 850 - 60 - \frac{1}{2} x 22 = 779 \text{ mm}$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{850}{850} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= 2(b \text{ kolom} + d) + 2(h \text{ kolom} + d) = 6316 \text{ mm}$$

α_s = 40 → untuk kolom interior (*SNI 03 2847 2013 pasal 11.11.2.1*)

$$\Sigma P = 358846 \text{ kg}$$

$$\sigma_u = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{358846}{2,75 x 2,75} = 47450,71 \text{ kg/m}^2$$

$$V_u = \sigma_u (\text{luas total} - \text{luas ponds})$$

$$= \sigma_u [B x L - (d + b \text{ kolom})^2]$$

$$= 47450,71 [2,75 x 2,75 - (0,779 + 0,8)^2]$$

$$= 240539,9 \text{ kg} = 2405,4 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda x \sqrt{f_c'} x b_o x d = 13743913 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s x d}{b_o} + 2\right) \lambda x \sqrt{f_c'} x b_o x d = 15508542 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 x \lambda x \sqrt{f_c'} x b_o x d = 8893120 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 x 8893120 \text{ N}$$

$$= 6669840 \text{ N}$$

$$= 666984 \text{ kg} > V_u = 240539,9 \text{ kg} \dots\text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

8.3.5. Kontrol Dimensi Poer

$$\begin{aligned} V_n &= \frac{1}{18} \left(10 + \frac{l_n}{d}\right) \sqrt{f_c'} x b_w x d \\ &= \frac{1}{18} \left(10 + \frac{1375}{779}\right) \sqrt{30} x 2750 x 779 \\ &= 7669257 \text{ N} = 766925,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,6 x 766925,7 \text{ kg}$$

$$= 4601554 \text{ kg} > V_u = 240539,9 \text{ kg} \dots\text{OK}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds.

8.3.6. Kontrol Geser Ponds Tiang Pancang Tepi

Perencanaan tebal poer juga harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari (SNI 03 2847 2013 pasal 11.11.2.1 :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda x \sqrt{f_c'} x b_o x d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha s x d}{b_o} + 2 \right) \lambda x \sqrt{f'c'} x b_o x d$$

$$V_c = 0,33 x \lambda x \sqrt{f'c'} x b_o x d$$

Dengan :

$$\text{Dimensi poer} = 2,75 x 2,75 x 0,85$$

$$\text{Selimut beton} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Ø beton utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 850 - 60 - \frac{1}{2} x 22 = 779 \text{ mm}$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{850}{850} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= \frac{1}{4} \text{ keliling luar} + 2(0,5 x b \text{ tiang} + \text{Stiang ke tepi})$$

$$= \frac{1}{4} (2\pi x 500) + 2(0,5 x 500 + 750) = 2785 \text{ mm}$$

α_s = 40 → untuk kolom interior (*SNI 03 2847 2013 pasal 11.11.2.1*)

$$\Sigma P = 358846 \text{ kg}$$

$$\sigma_u = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{358846}{2,75 x 2,75} = 47450,71 \text{ kg/m}^2$$

$$V_u = \sigma_u (\text{luas total} - \text{luas ponds})$$

$$= \sigma_u [B x L - (d + b \text{ kolom})^2]$$

$$= 47450,71 [2,75 x 2,75 - (0,779 + 0,8)^2]$$

$$= 240539,9 \text{ kg} = 2405,4 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda x \sqrt{f'c'} x b_o x d = 6060291 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha s x d}{b_o} + 2 \right) \lambda x \sqrt{f'c'} x b_o x d =$$

$$13007598 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d = 3921365 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 3921365 \text{ N} \\ &= 2941023 \text{ N} \\ &= 294102,3 \text{ kg} > V_u = 240539,9 \text{ kg} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

8.4. Perancangan Pondasi ShearWall

Perhitungan berikut ini merupakan perhitungan pondasi shearwall siku. Dari analisa struktur program SAP 2000 pada kaki shearwall didapat gaya-gaya dalam akibat kombinasi 1,2D+L+Ex+0,3Ey adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_u &= 17884,345 \text{ KN} \\ M_{ux} &= 413,7641 \text{ KNm} \\ M_{uy} &= 1452,8451 \text{ KNm} \\ H_x &= 3029,423 \text{ KN} \\ H_y &= 2051,208 \text{ KN} \end{aligned}$$

Direncanakan dengan menggunakan tiang pancang dengan diameter 50 cm dengan kedalaman 20 m. Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang PC SPUN PILES produksi PT.WIKA tipe kelas A1 dengan rincian :

$$\begin{aligned} \text{Diameter} &= 50 \text{ cm} \\ \text{Momen Crack} &= 10,50 \text{ Tm} \\ \text{Momen Ultimate} &= 15,75 \text{ Tm} \\ \text{Gaya Aksial} &= 185,30 \text{ T} \end{aligned}$$

$$4D = 4 \times 0,5 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

$$\tilde{N} = \frac{31+13}{2} = 22$$

$$\begin{aligned}
 N_p &= 31 \\
 \phi &= \pi D L = 3,14 \times 0,5 \times 40 = 62,8 \\
 &\text{m}^2 \\
 A_p &= \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,5^2 = 0,196 \text{ m}^2 \\
 Q_{ult} &= 40 \times 31 \times 0,196 + \frac{31,4 \times 22}{50} \\
 &= 256,856 \text{ ton} \\
 Q_{ijin1tiang} &= \frac{256,856}{3} = 85,6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

8.4.1. Daya Dukung Tiang Pancang dalam Kelompok

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan :

$$\frac{P_u}{Q_{ijin1tiang}} = \frac{1788,4345}{85,6} = 20,89$$

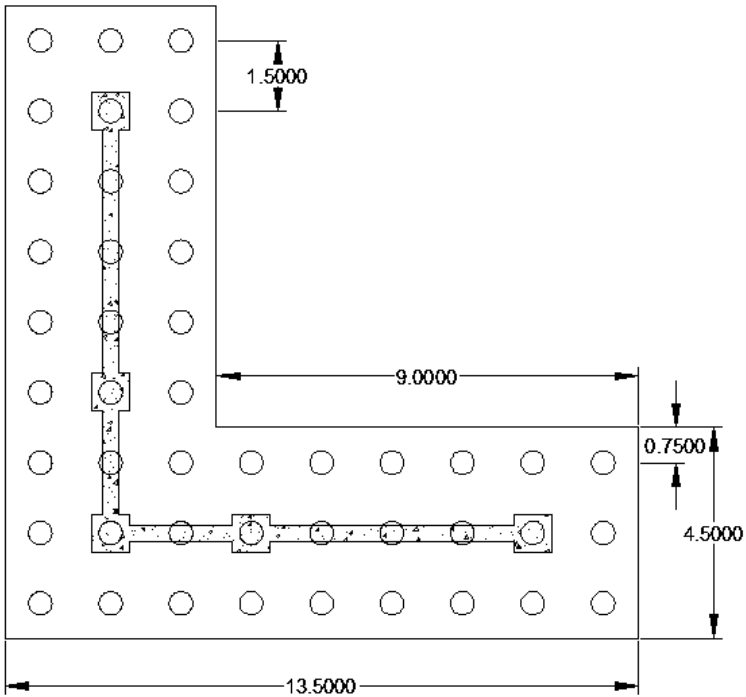
Maka dicoba dengan 21 tiang pancang dengan susunan 3x5 arah x dan 3x5 arah y

Perhitungan jarak tiang pancang

$$\begin{aligned}
 2,5 D < S < 3 D & \quad \text{dimana : } S = \text{Jarak antar tiang pancang} \\
 2,5 \cdot 50 < S < 3 \cdot 50 & \quad S_1 = \text{jarak tiang pancang ke tepi} \\
 125 < S < 150 \\
 \text{Dipakai } S_x = 100 \text{ cm dan } S_y = 100 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Untuk Jarak tepi tiang pancang

$$\begin{aligned}
 1,5 D < S_1 < 2 D \\
 1,5 \cdot 50 < S_1 < 2 \cdot 50 \\
 75 < S_1 < 100 & \quad \rightarrow \text{dipakai } S_1 = 75 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Daya dukung pondasi kelompok menurut Convers Labarre adalah sebagai berikut :

$$\text{Efisiensi : } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1)n + (n-1)m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :
 D = diameter tiang pancang
 S = jarak antar tiang pancang
 m = jumlah tiang pancang dalam baris =

$n = 9$ = jumlah tiang pancang dalam kolom

$$\text{Efisiensi : } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{500}{1500} \right) \left(\frac{(4-1)^4 + (4-1)^4}{90.4.4} \right) \right\}$$

$$= 0,999 \approx 1$$

Sehingga

$$Q_{ijin} = \eta \times Q_{ijin1 \text{ tiang}}$$

$$= 1 \times 85,6 \text{ ton}$$

$$= 85,6 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok :

$$\text{Reaksi kolom} = 1.788.434,5 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tanah diatas poer} : 4,75 \times 4,5 \times 1 \times 1800 = 38475 \text{ kg}$$

$$2,75 \times 4,5 \times 1 \times 1800 = 22275 \text{ kg}$$

22275 kg

$$\text{Berat poer} : (4,75 + 2,75) \times 4,5 \times 0,85 \times 2400 = 68850 \text{ kg}$$

$$\text{Berat Total} = \underline{\underline{1.918.034,5}}$$

kg

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horizontal :

$$\overline{M_x} = M_x + H_y \cdot 0,85$$

$$= 413,7641 + 2051,208 \times 0,85$$

$$= 2157,29 \text{ KN} = 215729 \text{ kg}$$

$$\overline{M_y} = M_y + H_x \cdot 0,85$$

$$= 1452,8451 + 2051,208 \times 0,85$$

$$= 3196,37 \text{ KN} = 319637 \text{ kg}$$

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

P_i = total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

X_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum X_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

$$\sum X_i^2 = 4(4)^2 + 4(3)^2 + 4(2)^2 + 4(1)^2 + 3(0)^2 + 3(3)^2 + 3(2)^2 + 3(1)^2 + 3(0)^2 = 162 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 4(4)^2 + 4(3)^2 + 4(2)^2 + 4(1)^2 + 3(0)^2 + 3(3)^2 + 3(2)^2 + 3(1)^2 + 3(0)^2 = 162 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{1918034,5}{21} + \frac{215729 \times 1,5}{162} - \frac{319637 \times 1,5}{162} = 82560,887 \text{ kg}$$

$$P_{max} = 82.560,887 \text{ kg} < Q_{ijin} = 85600 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

8.5. Perencanaan Balok Sloof

Menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perencanaan sloof diambil contoh perhitungan pada sloof A - 2/3 :

$$\text{Gaya Aksial Kolom} = 9104,084 \text{ KN}$$

$$P_u : 10\% \times 9104,084 \text{ KN} = 910,4084 \text{ KN} = 910408,4 \text{ N}$$

$$\text{Dimensi sloof} = 500 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tulangan Utama} = D19$$

Tulangan Sengkang = $\emptyset 10$

Selimit beton = 50 mm

$d : 700 - 50 - 10 - (0,5 \times 19) = 631 \text{ mm}$

Tegangan ijin tarik beton :

$f_r \text{ ijin} = 0,70 \times \sqrt{f'c} = 0,70 \times \sqrt{30} = 3,834 \text{ Mpa}$

Tegangan tarik yang terjadi

$f_r = \frac{Pu}{\phi bh} = \frac{910408,4}{0,8 \times 500 \times 700} = 3,251 < f_r \text{ ijin} \dots\dots \text{OK}$

8.5.1. Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Beban yang diterima sloof :

- Berat sendiri = $0,5 \times 0,7 \times 2400 = 840 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $6,0 \times 250 = 1500 \text{ kg/m}$
- $q_d = 2340 \text{ kg/m}$

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana :

$q_u = 1,2 \times 2340 = 2808 \text{ kg/m}$

$M_u \text{ tump} = \frac{1}{2} \times q_u \times l^2$
 $= \frac{1}{2} \times 2808 \times 6^2$
 $= 50544 \text{ kgm} = 505440000 \text{ Nmm}$

$\mu h = 700 - 2(50 + 10 + 19/2) = 561$

$\mu = \frac{561}{700} = 0,8$

$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{505440000}{0,8} = 631800000 \text{ Nmm}$

$\frac{M_n}{bh^2} = \frac{631800000}{500 \times 700^2} = 2,58$

$$\frac{Nu}{bh} = \frac{910408,4}{500 \times 700} = 2,6$$

Dari diagram interaksi 2 sisi didapat $\rho = 1,166 \%$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times h \\ &= 0,0166 \times 500 \times 700 \\ &= 5810 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang 12D25 ($A_s=5887,5\text{mm}^2$)

Penulangan Geser Sloof

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times l \\ &= \frac{1}{2} \times 2808 \times 6 \\ &= 8424 \text{ kg} = 84240 \text{ N} \end{aligned}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton menurut *SNI 03-2847-2013 pasal 11.2.1.2* yaitu :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14A_g} \right) \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{910408,4}{14 \times 500 \times 700} \right) \sqrt{30} \times 500 \times 631 \\ &= 348352,95 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0,75 \times 348352,95 \text{ N} \\ &= 261264,71 \text{ N} > V_u = 84240 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

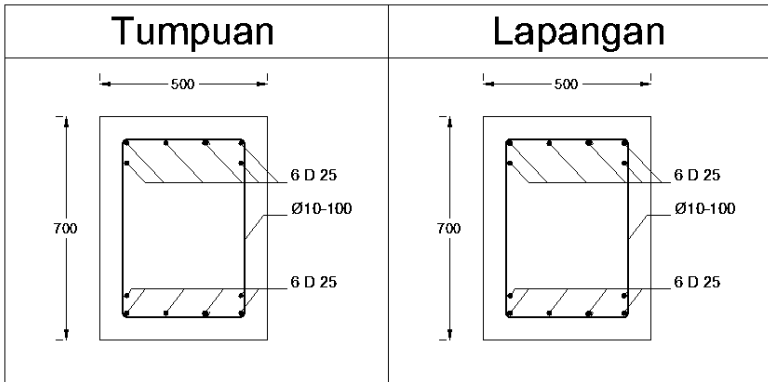
Jadi dipasang tulangan geser min

$$s = d/2 = 631/2 = 315,5 \text{ mm}$$

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

$$\text{Jadi } s = 200 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang **Ø10 – 200 mm**



Gambar 8.1. Detail Penulangan Sloof



TEKNIK SIPIL
FTSP
ITS

JUDUL TUGAS AKHIR:
MODIFIKASI GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO DENGAN METODE
DUAL SISTEM PADA ZONA GEMPA TINGGI

KETERANGAN

DIKETAHUI / DISETUJUI
Ir. FAIMUN M.Sc., Ph.D

PROJEK

PEMBANGUNAN GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO 10 LANTAI

DIGAMBAR OLEH :

KHUSEIN KUMAIDI

3110100704

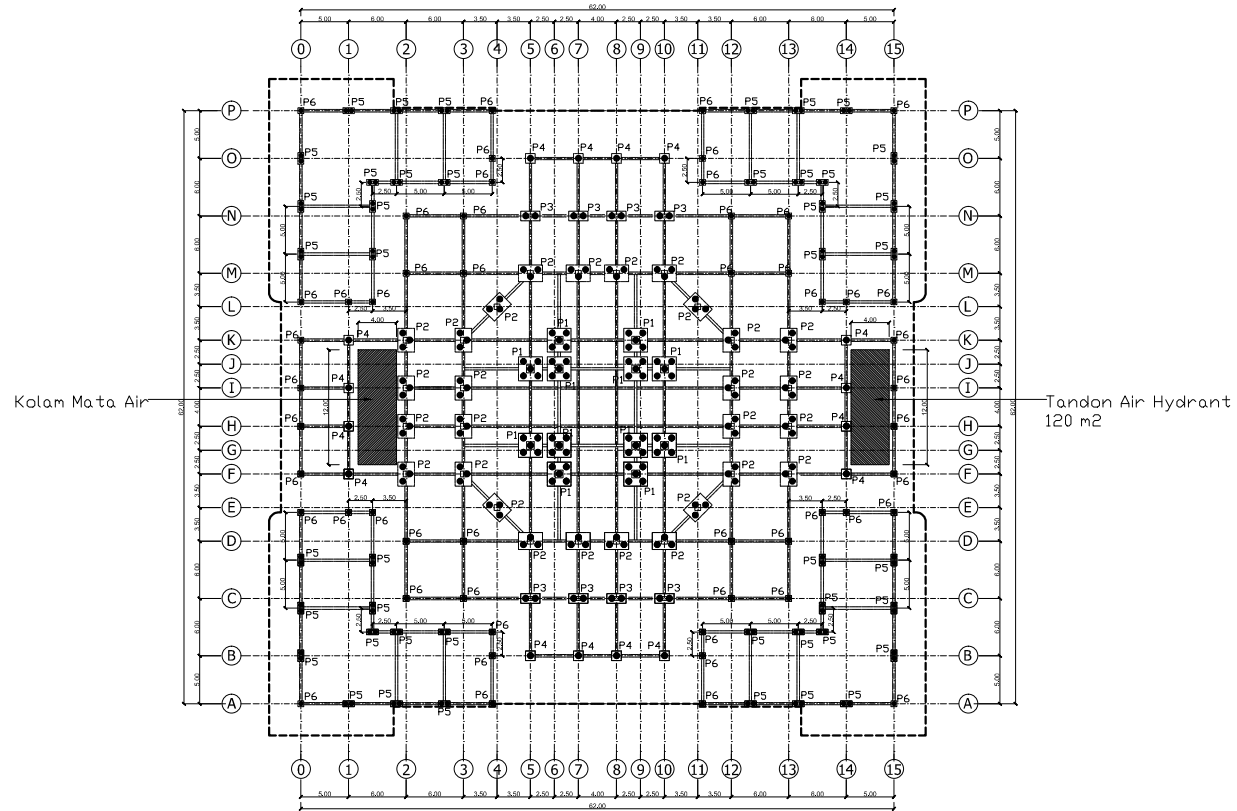
NAMA GAMBAR:

SKALA:

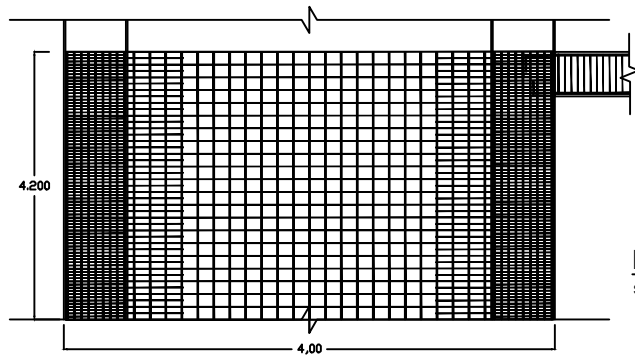
DENAH
PONDASI

1 : 300

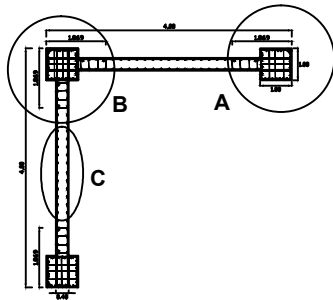
KDCC	NO. LBR	JML. LBR
STRUKTUR	17	



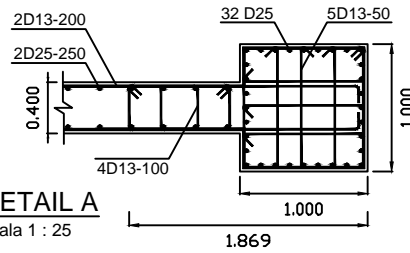
DENAH PONDASI TIANG PANCANG



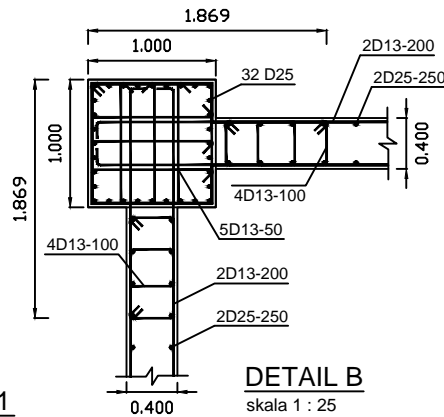
POTONGAN MEMANJANG SHEARWALL
skala 1 : 50



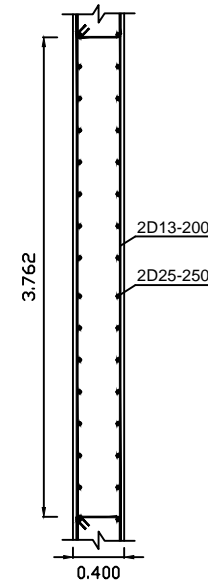
POTONGAN MELINTANG SHEARWALL TYPE 1
skala 1 : 100



DETAIL A
skala 1 : 25



DETAIL B
skala 1 : 25



DETAIL C
skala 1 : 25



JUDUL TUGAS AKHIR:
MODIFIKASI GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO DENGAN METODE
DUAL SISTEM PADA ZONA GEMPA TINGGI

KETERANGAN

DIKETAHUI / DISETUJUI	TANDATANGAN
Ir. FAIMUN M.Sc., Ph.D	

PROYEK
PEMBANGUNAN GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO 10 LANTAI

DIGAMBAR OLEH
KHUSEIN KUMAIDI
3110100704

NAMA GAMBAR: SKALA:

DETAIL SHEARWALL 1 : 25

KODE	NO. LBR	JML. LBR
STRUKTUR	35	



TEKNIK SIPIL
FTSP
ITS

JUDUL TUGAS AKHIR:
MODIFIKASI GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO DENGAN METODE
DUAL SISTEM PADA ZONA GEMPA TINGGI

KETERANGAN

DIKETAHUI /	DISETUJUI	TANDATANGAN
Ir. FAIMUN M.Sc., Ph.D		

PROJEK

PEMBANGUNAN GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO 10 LANTAI

DIGAMBAR OLEH :

KHUSEIN KUMAIDI

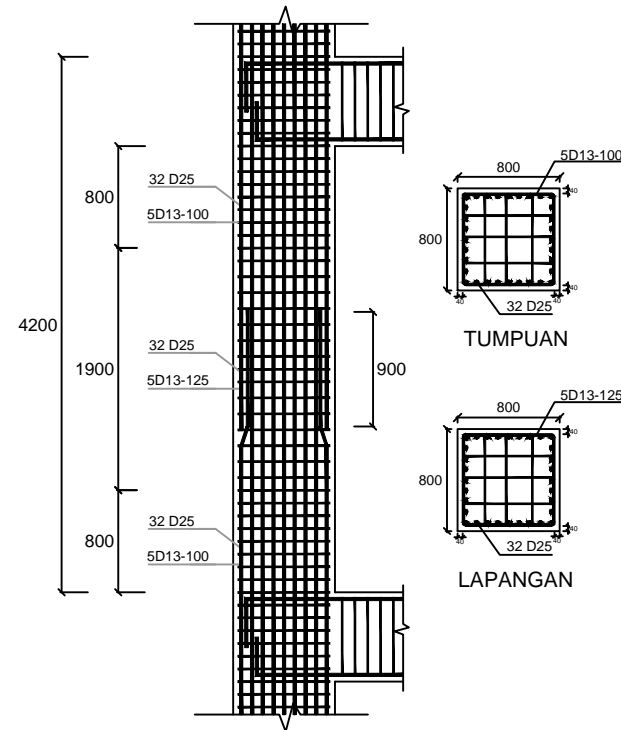
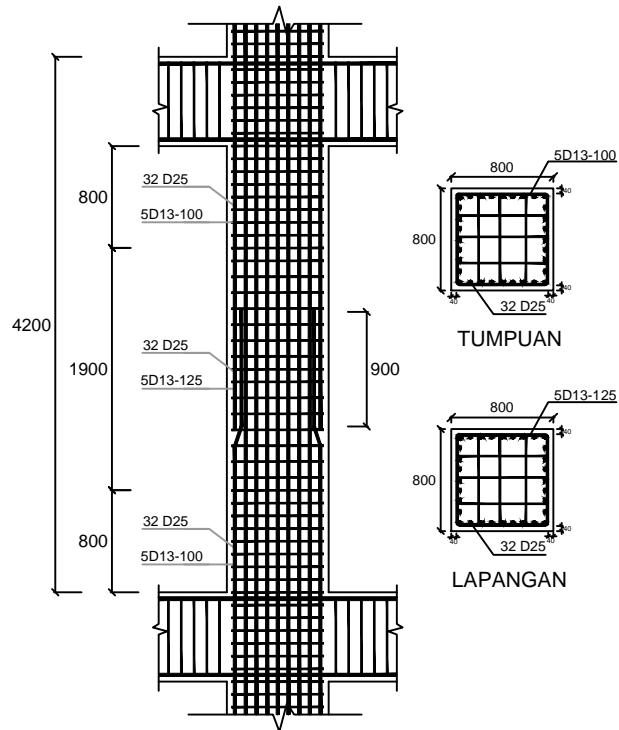
3110100704

NAMA GAMBAR: SKALA:

DETAIL
KOLOM 80/80 1 : 25

KODE : NO. LBR : JML. LBR :

STRUKTUR 19



DETAIL KOLOM 80/80

Skala 1:50



TEKNIK SIPIL
FTSP
ITS

JUDUL TUGAS AKHIR:
MODIFIKASI GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO DENGAN METODE
DUAL SISTEM PADA ZONA GEMPA TINGGI

KETERANGAN

DIKETAHUI / DISETUJUI TANDATANGAN

Ir. FAIMUN M.Sc., Ph.D

PROYEK

PEMBANGUNAN GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNJOYO 10 LANTAI

DIGAMBAR OLEH :

KHUSEIN KUMAIDI

3110100704

NAMA GAMBAR:

SKALA:

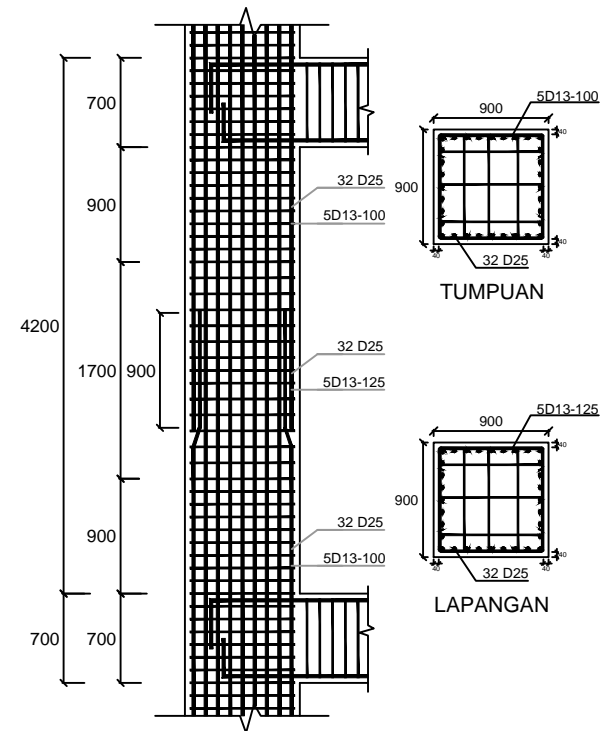
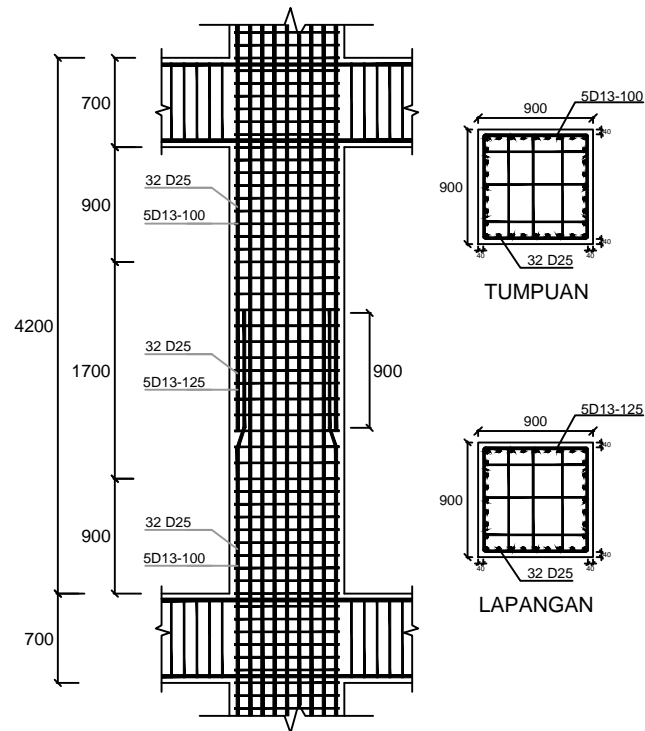
DETAIL
KOLOM 90/90

1 : 25

KODE : NO. LBR : JML. LBR :

STRUKTUR

18



DETAIL KOLOM 90/90
Skala 1:50



TEKNIK SIPIL
FTSP
ITS

JUDUL TUGAS AKHIR:
MODIFIKASI GEDUNG REKTORAT
UNIVERSITAS TRUNOJOYO DENGAN METODE
DUAL SISTEM PADA ZONA GEMPA TINGGI

KETERANGAN:

DIKETAHUI / DISETUIJUI	TANDATANGAN
Ir. FAIMUN M.Sc., Ph.D	

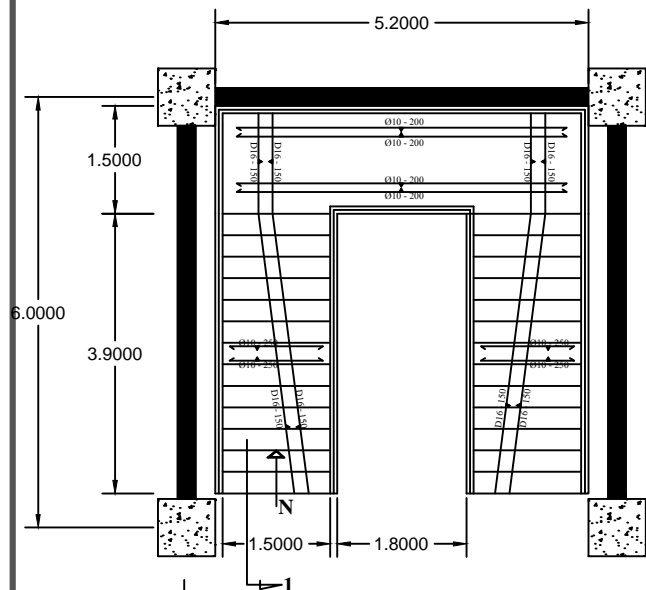
PROYEK
PEMBANGUNAN GEDUNG REKTORAT UNIVERSITAS TRUNOJOYO 10 LANTAI

DIGAMBAR OLEH :
KHUSEIN KUMAIDI
3110100704

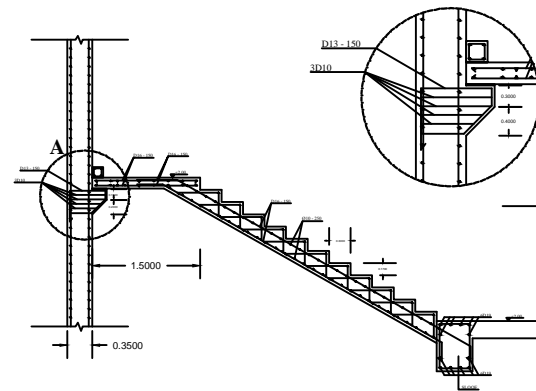
NAMA GAMBAR: SKALA:

DETAIL TANGGA 1 : 25

KODE :	NO. LBR :	JML. LBR :
STRUKTUR	16	



DENAH PENULANGAN TANGGA
Skala 1 : 50



POTONGAN 1
Skala 1 : 50

DETAIL A
Skala 1 : 25

Kesimpulan

Sesuai dengan tujuan penulisan Tugas Akhir ini, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Perancangan Pre-eliminary Desain Dinding Geser sesuai SNI 2847, didapatkan tebal dinding geser untuk masing-masing type adalah 40 cm dan 30 cm.
2. Sesuai dengan SNI 1726, *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *space frame*, sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *space frame* dan *shearwall*. *Space frame* sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh *shearwall*. Dan hal tersebut telah dibuktikan dari kontrol hasil analisis struktur pada bab VI, dapat dilihat bahwa prosentase dari SRPM untuk semua kombinasi pembebanan gempa selalu nilainya lebih besar daripada 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung ini telah memenuhi syarat sebagai struktur *Dual System* menurut SNI 1726 .
3. Perhitungan Penulangan Dinding Geser Struktural Khusus (DSBK) telah memenuhi persyaratan-persyaratan yang diatur dalam SNI 2847
4. Dari hasil Perancangan Struktur Gedung Rektorat Unijoyo dengan menggunakan Sistem Ganda didapatkan data-data perancangan sebagai berikut :
 - Mutu Beton : 30 Mpa
 - Mutu Baja : 400 Mpa
 - Tebal Pelat Atap : 120 mm
 - Tebal Pelat Lantai : 120 mm
 - Jumlah Lantai : 10 Lantai
 - Ketinggian Tiap Lantai : 4 meter

- Tinggi Total Gedung : 40 meter
 - Dimensi Kolom : 90×90 cm dan 80×80 cm
(tulangan utama D25 mm dan sengkang D 13 mm)
5. Struktur bawah bangunan terdiri dari 2 jenis *pilecap*, yaitu *pilecap* pondasi kolom dan *pilecap* pondasi shearwall. Keduanya menggunakan tiang pancang pracetak dengan diameter 50 cm.

DAFTAR PUSTAKA

- Asroni, Ali. 2010. Balok Pelat Beton Bertulang.
Yogyakarta Graha Ilmu, Edisi Pertama, Cetakan Pertama.
- Badan Standar Nasional. Tata cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013).**
- Badan Standarisasi Nasional Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012).
- Jack C. McCormac, 2002. Desain Beton Bertulang, Jakarta. Erlangga, Jilid II, Edisi Kelima.
- Rachmat Purwono, 2005. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa. ITS Press, Edisi Ketiga.
- Untung, Djoko. 2000. Teknik Pondasi. Surabaya : Teknik Sipil. ITS.
- .

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Bora, 13 Juli 1992, dengan nama Khusein Kumaidi. Penulis merupakan anak terakhir dari enam bersaudara. Penulis menempuh pendidikan formal MI Assalam Cepu, Bora (1998-2004), SMP Negeri 3 Cepu, Bora (2004-2007), MAN Tambakberas Jombang (2007-2010). Penulis masuk ITS melalui jalur PBSB 2010 dan diterima di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2010 dengan NRP 3110100704. Dalam penulisan tugas akhir ini, penulis mengambil bidang Struktur Bangunan Beton dalam Teknik Sipil dengan topik Dual Sistem. Penulis pernah aktif dalam CSS MoRA ITS sebagai pengurus Kesma selama 2 tahun. Penulis dapat dihubungi melalui email khusein130792@gmail.com.