



TUGAS AKHIR RC-1415 01

**DESAIN STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
BANGKALAN DENGAN MENGGUNAKAN  
METODE *DUAL SYSTEM***

INDORYO SHIN

NRP. 3115 105 028

Dosen Pembimbing 1 :  
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D.

Dosen Pembimbing 2 :  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017



FINAL PROJECT RC-1415 01

# DESIGN OF BANGKALAN HOTEL BUILDING STRUCTURE USING DUAL SYSTEM

INDORYO SHIN

NRP. 3115 105 028

1ST Counsellor Lecture :  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D.

2ND Counsellor Lecture :  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
CIVIL ENGINEERING AND PLANNING FACULTY  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA 2017



TUGAS AKHIR RC-1415 01

**DESAIN STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
BANGKALAN DENGAN MENGGUNAKAN  
METODE *DUAL SYSTEM***

INDORYO SHIN

NRP. 3115 105 028

Dosen Konsultasi :  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D.

Dosen Pembimbing 2 :  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERECANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017



FINAL PROJECT RC-1415 01

## DESIGN OF BANGKALAN HOTEL BUILDING STRUCTURE USING DUAL SYSTEM

INDORYO SHIN

NRP. 3115 105 028

1<sup>ST</sup> Counsellor Lecture :  
Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D.

2<sup>ND</sup> Counsellor Lecture :  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
CIVIL ENGINEERING AND PLANNING FACULTY  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA 201

# LEMBAR PENGESAHAN

## DESAIN STRUKTUR GEDUNG HOTEL BANGKALAN DENGAN MENGGUNAKAN METODE *DUAL SYSTEM*

### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :  
**INDORYO SHIN**  
Nrp. 3115 105 028

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D.

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Haka, (DE)



Surabaya, Juli 2017

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **DESAIN STRUKTUR GEDUNG HOTEL BANGKALAN DENGAN MENGGUNAKAN METODE *DUAL SYSTEM***

**Nama Mahasiswa : Indoryo Shin**  
**NRP : 3115 105 028**  
**Jurusan : Lintas Jalur Teknik Sipil FTSP-ITS**  
**Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, S.T., M.T, Ph.D**  
**Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka**

### **ABSTRAK**

*Bangkalan merupakan salah satu kota yang destinasi wisatanya mulai diminati oleh banyak orang, sehingga jumlah wisatawan baik domestik maupun asing semakin bertambah. Dengan alasan inilah diperlukan perencanaan fasilitas umum yang dapat menampung wisatawan, salah satunya hotel. Hotel bangkalan ini masih dalam tahap perencanaan desain Arsitektural, oleh karena itu akan direncanakan struktur gedung hotel bangkalan dengan metode dual system.*

*Dikarenakan bangunan ini tergolong dalam KDS-D, maka digunakan sistim struktur Dual System. Dual system merupakan sebuah sistim struktur yang mengkombinasikan Sistim Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan Dinding Geser. Dengan kombinasi ini,, struktur gedung memiliki kekakuan lebih tinggi untuk menahan beban gempa. Pembebanan pada bangunan ini mengacu pada PPIUG 1983 dan perhitungan beban gempa menggunakan metode respon spektrum yang mengacu pada SNI 1726:2012 dan peta gempa 2012. Dimana struktur beton mengacu pada SNI 2847:2013*

*Hasil akhir pada tugas akhir ini akan menunjukkan bahwa bangunan ini sudah memenuhi semua standar sehingga mampu menahan beban baik grafitasi maupun gempa.*

***Kata kunci : Beton Bertulang, Dual System, Gempa, Sistim Rangka Pemikul Momen Khusus, Dinding Geser***

## DESIGN OF BANGKALAN HOTEL BUILDING STRUCTURE USING DUAL SYSTEM

**Name** : Indoryo Shin  
**NRP** : 3115 105 028  
**Department** : Civil Engineering FTSP-ITS  
**Supervisors** : Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

### ABSTRACT

*Bangkalan is one of tourism destination that can provide many tourism interests. It starts to increase the number of either local or foreign tourists. Due to this reason, it must have good public facilities and services. One of the important public facilities that needs to be developed is hotels. Bangkalan's Hotel is still in the stage of architectural design and the structural design is carried out in this final project.*

*Since it is assigned as SDC-D, it uses the Dual System. Dual system is a system in building structures that combine between Special Moment Resisting Frame and Shearwall. With this combination, the structure has higher stiffness to resist the earthquake forces. The load used in the design complies PPIUG 1983 and the calculation of earthquake using the response spectrum method which is in accordance with SNI 1726:2012 and the 2012 earthquake hazard map of Indonesia. Whereas, the concrete structure design refers to SNI 2847:2013.*

*As the result, the design of the building shows that it has complies all the standards so that it is capable to resist the both the gravity and seismic loads in Surabaya city.*

**Keywords:** *Dual System, Earthquake, Reinforced Concrete, Special Moment Frame System, Shear Wall.*



## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya kepada kami, sehingga kami dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini dengan baik.

Selama penyusunan laporan hingga selesai, tidak lepas dari bantuan semua pihak yang membantu baik secara langsung maupun tidak langsung. Dalam kesempatan yang baik ini, kami mengucapkan terima kasih kepada:

1. Allah SWT Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan nafas dan kesempatan hingga mencapai titik ini.
2. Bapak Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D. dan Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA selaku dosen pembimbing penyusunan Tugas Akhir ini
3. Bapak/Ibu dosen pengajar dan karyawan Lintas Jalur Teknik Sipil ITS
4. Ibu Mujayanti mama saya serta Alm. Sung In Shin ayah saya dan adik saya Indorino Shin
5. Keluarga kakak saya Indoriko Shin dan Mbak Alin serta Ghazwan Abrisam Shin
6. Teman-teman Lintas Jalur angkatan Gasal 2015
7. Para Teman-teman CV. Biru Bumi Hijau yang senantiasa mendukung dan membantu terutama HB dan TKD
8. Semua pihak yang telah membantu sehingga Tugas Akhir ini terselesaikan

Kami menyadari bahwa masih banyak kekurangan pada pembuatan Tugas Akhir ini. Oleh karena itu, besar harapan kami untuk menerima kritik dan saran pembaca. Semoga buku ini bermanfaat.

Surabaya, Juli 2017

Penyusun

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	iii
ABSTRACT.....	iv
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xi
DAFTAR TABEL.....	xv
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa.....	5
2.2 Beton Bertulang.....	5
2.3 Sistem Ganda.....	6
2.4 Dinding Geser Beton Bertulang.....	6
2.4.1. Macam Dinding Geser.....	7
2.4.2. Desain Dinding Geser.....	8
2.4.3. Basemen.....	10
BAB III METODOLOGI.....	11

3.1	Umum .....	11
3.2	Diagram Alir .....	11
3.3	Pengumpulan Data .....	12
3.4	Preliminary Design.....	13
3.5	Analisa Pembebanan .....	14
3.6	Kombinasi Pembebanan .....	21
3.7	Perencanaan Struktur Sekunder.....	22
3.8	Analisa Struktur .....	23
3.9	Perencanaan Struktur Primer .....	23
3.10	Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif.....	28
3.11	Perencanaan Struktur Pondasi .....	29
3.12	Gambar Kerja.....	30
<b>BAB IV DESAIN DAN ANALISIS STRUKTUR.....</b>		<b>31</b>
4.1.	Preliminary Design.....	31
4.2.	Data Perencanaan .....	31
4.2.1	..Preliminary design Balok .....	31
4.2.2	..Preliminary design Plat Lantai .....	33
4.2.3	..Preliminary design Kolom .....	41
4.2.4	..Preliminary design Shearwall.....	45
4.3	Perhitungan Struktur Sekunder.....	45
4.3.1	..Perencanaan Pelat .....	45
4.3.2	..Perencanaan Balok Anak .....	55
4.3.3	..Perencanaan Tangga .....	68
4.3.4	Perencanaan Balok Lift .....	80

4.4	Pemodelan Struktur .....	87
4.4.1	.. Umum .....	87
4.4.2	.. Pembebanan .....	89
4.4.3	.. Hasil Analisa Struktur .....	95
4.5	Perhitungan Struktur Primer.....	109
4.5.1	.. Desain Struktur Primer.....	109
4.5.2	.. Desain Balok Primer .....	109
4.5.3	.. Desain Kolom .....	128
4.5.4	.. Desain Dinding Geser .....	151
4.6	Perhitungan Struktur Pondasi.....	160
4.6.1	Desain Tiang Pancang.....	160
4.6.2	.. Desain Tiang Pancang Kolom.....	161
4.6.3	.. Desain Tiang Pancang Shear Wall .....	174
4.6.4	.. Desain Sloof.....	185
4.6.5	.. Desain Tulangan Tusuk Konde .....	188
BAB V KESIMPULAN & SARAN.....		191
a.	Kesimpulan .....	191
b.	Saran .....	192
DAFTAR PUSTAKA .....		193

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung Kantor .....	31
Gambar 4.2. Balok Primer (BI-1) .....	32
Gambar 4.3 Balok Sekunder (BA-1) .....	33
Gambar 4.4 Tinjauan Plat Lantai.....	34
Gambar 4.5 Balok As 4 joint I-J.....	35
Gambar 4.6 Balok As J joint 3-4.....	36
Gambar 4.7 Balok As I joint 3-4 .....	38
Gambar 4.8 Balok As 3 joint I-J.....	39
Gambar 4.9 Daerah Pembebanan Kolom .....	42
Gambar 4.10 Denah Pelat Lantai 2.....	46
Gambar 4.11 Pelat Lantai 2 .....	46
Gambar 4.12 Tinggi Efektif Pelat.....	48
Gambar 4.13 Denah balok lantai 2 .....	55
Gambar 4.14 Tributary Area Balok Anak 1.....	56
Gambar 4.15 Distribusi Beban Merata pada BA-1.....	56
Gambar 4.16 Penampang Balok .....	57
Gambar 4.17 Geser Pada Balok Anak .....	66
Gambar 4.18 Denah Tangga.....	69
Gambar 4.19 Sketsa Beban Pada Tangga .....	72
Gambar 4.20 Tinggi Efektif Pelat Tangga.....	74
Gambar 4.21 Tinggi Efektif Pelat Bordes .....	77
Gambar 4.22 Spesifikasi Passenger Elevator.....	81
Gambar 4.23 Denah Lift.....	81
Gambar 4.24 Penampang Balok .....	83
Gambar 4.25 Denah Struktur Gedung .....	87
Gambar 4.26 Potongan Struktur Gedung.....	88

Gambar 4.27 Model 3D Struktur Gedung.....	88
Gambar 4.28 Lokasi Peninjauan Balok BI-1 .....	111
Gambar 4.29 Momen Balok BI-2 .....	111
Gambar 4.30 Penampang Balok .....	112
Gambar 4.31 Asumsi Balok T .....	119
Gambar 4.32 Gambar Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar .....	128
Gambar 4.33 Gambar Letak Kolom 900/1100 mm .....	129
Gambar 4.34 Penampang Kolom As .....	130
Gambar 4.35 P-M Diagram Interaksi Kolom As .....	131
Gambar 4.36 Output diagram interaksi kolom arah X .....	132
Gambar 4.37 Detail penulangan balok B1-2.....	133
Gambar 4.38 Detail penulangan balok B1-2.....	134
Gambar 4.39 Output diagram interaksi kolom arah Y .....	135
Gambar 4.40 Detail penulangan balok BI - 1 .....	136
Gambar 4.41 Detail penulangan balok BI - 1 .....	136
Gambar 4.42 Output diagram interaksi kolom arah X.....	138
Gambar 4.43 Detail penulangan balok B1-1.....	139
Gambar 4.44 Detail penulangan balok B1-1.....	139
Gambar 4.45 Output diagram interaksi kolom arah Y .....	141
Gambar 4.46 Detail penulangan balok BI - 2 .....	142
Gambar 4.47 Detail penulangan balok BI - 2 .....	143
Gambar 4.48 Gaya geser desain untuk kolom dan balok .....	146
Gambar 4.49 Nilai Mpr kolom K1 .....	147
Gambar 4.50 Nilai Vu dari SAP .....	148
Gambar 4.51 Denah Lokasi Shearwall 1 .....	152
Gambar 4.52 Penampang Dinding Geser Type 1.....	153



Gambar 4.53 Diagram Interaksi P-M shearwall .....	159
Gambar 4.54 Letak pondasi kolom yang ditinjau .....	161
Gambar 4.55 Syarat Jarak antar Tiang Pancang .....	164
Gambar 4.56 Posisi tiang pancang kolom .....	165
Gambar 4.57 Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5 ...	167
Gambar 4.58 Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang.....	169
Gambar 4.59 Letak pondasi Shearwall yang ditinjau .....	174

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR TABEL

Tabel 4.1 Beban Mati pada Lantai 1-Atap.....	42
Tabel 4.2Beban Hidup pada Lantai 1-Atap .....	44
Tabel 4.3 Kategori Resiko .....	90
Tabel 4.4 Faktor Keutamaan Gempa .....	91
Tabel 4.5 Kontrol Berat Mati Bangunan .....	96
Tabel 4.6 Kontrol Beban Hidup Bangunan .....	97
Tabel 4.7 Nilai akhir base reaction .....	98
Tabel 4.8 Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah .....	99
Tabel 4.9 Kontrol akhir base reaction berdasarkan faktor skala	100
Tabel 4.10 Kontrol Sistem Ganda .....	100
Tabel 4.11 Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa.....	101
Tabel 4.12 Simpangan Antarlantai Arah X .....	102
Tabel 4.13 Simpangan Antarlantai Arah Y .....	103
Tabel 4.14 Data Eksentrisitas Torsi Bawaan .....	104
Tabel 4.15 Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga.....	105
Tabel 4.16 Nilai dari $\delta_{max}$ , $\delta_{avg}$ , dan $A_x$ untuk gempa arah x	107
Tabel 4.17 Nilai dari $\delta_{max}$ , $\delta_{avg}$ , dan $A_y$ untuk gempa arah y	108
Tabel 4.18 Momen Envelope BI-2 .....	112
Tabel 4.19 Momen Envelope Kolom.....	129
Tabel 4.20 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser .....	153
Tabel 4.21 Data $N_{SPT}$ .....	162
Tabel 4.22 Reaksi Titik Pondasi .....	163
Tabel 4.23 Jarak Tiang Pancang Kolom.....	166
Tabel 4.24 Data $N_{SPT}$ .....	175
Tabel 4.25 Reaksi Shearwall AS 1 joint B-C .....	176

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Seiring dengan berkembangnya kepariwisataan kota Bangkalan Madura, maka fasilitas penunjangpun juga harus ditingkatkan. Dengan tingginya jumlah wisatawan domestik sebesar 2.472.228 dan wisatawan asing 1.506 pada tahun 2011(Badan Pusat Statistik Kabupaten Bangkalan), maka fasilitas umum seperti hotel sangat diperlukan di daerah Bangkalan Madura. Oleh karena itu, direncanakan sebuah Gedung Hotel yang terletak di Kabupaten Bangkalan, Madura.

Gedung Hotel Bangkalan merupakan salah satu Gedung yang terletak di Bangkalan, Madura. Saat ini Gedung Hotel Bangkalan masih dalam kondisi desain arsitektural. Sehingga akan direncanakan desain struktural gedung dengan tingkat keselamatan yang tinggi, sehingga pada waktu terjadi gempa korban jiwa dan kerugian dapat diminimalisir.

Untuk menciptakan suatu struktur yang tahan gempa, terdapat beberapa sistem, salah satunya adalah dual sistem atau sistim ganda. Sistem ganda (dual system) adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh rangka utama, sedangkan beban lateral (beban gempa) dipikul bersama oleh rangka utama dan dinding struktur ( Shear Wall ). Rangka Utama sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh dinding struktur. (SNI 1726-2012).

Shear wall merupakan sebuah diafragma kaku yang membentang ke arah vertikal yang mampu mentransfer beban lateral yang berasal dari gempa dan angin, menuju titik pondasi. Ketika shear wall direncanakan dengan tepat, maka shear wall atau dinding geser akan memiliki kekuatan

dan kekakuan untuk menahan beban horisontal. (Resmi 2016)

Indonesia merupakan daerah dengan resiko gempa tinggi. Untuk itu perlu direncanakan struktur bangunan yang tahan terhadap gempa. Perencanaan pembangunan gedung tahan gempa harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang telah ditetapkan dimana untuk daerah dengan resiko gempa rendah menggunakan sistem rangka pemikul momen biasa. Sedangkan untuk daerah dengan resiko gempa menengah menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah atau khusus dan untuk daerah dengan resiko gempa tinggi harus menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus, atau sistem dinding struktural. (SNI 1726-2012)

Proyek pembangunan gedung Hotel Bangkalan ini gedung berlantai 10 termasuk lantai atap. Lalu, untuk perencanaan tugas akhir ini, jumlah lantai gedung akan ditambah menjadi 15 lantai termasuk lantai atap, dengan fungsi lantai 14 adalah penthouse. Lalu, ditambah lagi 2 lantai basement dengan fungsi lantai sebagai parkir kendaraan bermotor. Pada tugas akhir ini bangunan gedung Hotel Bangkalan akan direncanakan dengan resiko gempa tinggi dan menggunakan metode sistem ganda (dual system) sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013.

## **1.2 Perumusan Masalah**

Berikut adalah beberapa masalah yang ditinjau dalam memodifikasi perencanaan gedung Hotel Bangkalan dengan menggunakan dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 yaitu :

1. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan balok lift?
2. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu?

3. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok, kolom, sloof dan dinding Struktural (Shear wall)?
4. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan beban yang dipikul?
5. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik dengan menggunakan program bantu?

### **1.3 Tujuan**

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari modifikasi perencanaan gedung Hotel Bangkalan dengan menggunakan dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 yaitu:

1. Direncanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga
2. Membuat pemodelan struktur bangunan yang menggunakan metode dual system pada program bantu.
3. Direncanakan struktur utama yang meliputi balok, kolom, dinding basement, sloof dan dinding struktural (Shear wall).
4. Direncanakan pondasi yang sesuai dengan besarnya beban yang dipikul.
5. Menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar.

### **1.4 Batasan Masalah**

Pembahasan dan permasalahan pada tugas akhir ini dibatasi oleh beberapa hal meliputi:

1. Tidak meninjau pada segi arsitekturalnya.
2. Tidak meninjau metode pelaksanaan dan RAB dari pembangunan gedung tersebut
3. Peraturan yang dipakai sesuai SNI-2847-2013, SNI-1726-2012.

4. Menggunakan program bantu SAP 2000

**1.5 Manfaat**

Bagi Penulis :

Dapat menerapkan ilmu perencanaan dan menambah pengetahuan akan perencanaan struktur gedung dengan metode dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013.

Bagi Umum :

diharapkan dapat menjadi referensi perencanaan struktur gedung yang menggunakan metode dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 dikemudian hari.



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa**

(Budiono 2011 dalam Suhaimi 2014) menyatakan bahwa membangun bangunan yang dapat menahan bangunan tahan gempa adalah tidak ekonomis. Oleh karena itu prioritas utama dalam membangun bangunan tahan gempa adalah terciptanya suatu bangunan yang dapat mencegah terjadinya korban, serta memperkecil kerugian harta benda. Dari hal tersebut filosofi bangunan tahan gempa terbagi 3 macam, yaitu:

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

#### **2.2 Beton Bertulang**

Beton dalam konstruksi teknik didefinisikan sebagai batu buatan yang dicetak pada suatu wadah atau cetakan dalam keadaan cair kental, yang kemudian mampu untuk mengeras secara baik. Beton dihasilkan dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan

pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan berlangsung. Bahan pengikat yang dipakai umumnya adalah dari jenis semen *portland* (s.p.) atau disebut juga *Portland Cement* (P.C.). Agregat kasar yang dipakai pada umumnya adalah kerikil atau batu pecah kecil (kricak) dan pasir sebagai agregat halus yang biasa digunakan. Untuk mudahnya dapat disebutkan, beton terdiri dari campuran semen portland, pasir dan kerikil atau batu pecah ditambah dengan air untuk proses pembuatan beton (*Wikana & Widayat, 2007*).

### 2.3 Sistem Ganda

Gabungan sistem antara portal dan dinding geser disebut sebagai sistem ganda. Sistem ganda akan memberikan bangunan kemampuan menahan beban yang lebih baik, terutama terhadap beban gempa.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 sistem ganda terdiri dari :

- a. Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi,
- b. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang – kurangnya 25 % dari seluruh beban lateral,
- c. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama – sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi / sistem ganda

### 2.4 Dinding Geser Beton Bertulang

(Menurut Mufida 2008), dinding geser adalah komponen struktur untuk meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya – gaya lateral. Jenis dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya yaitu :

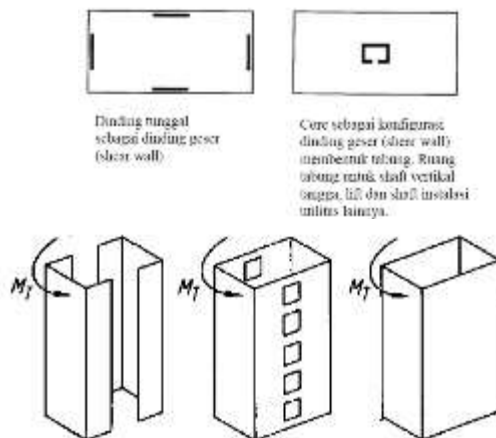
- a. *Flexural wall* (dinding langsing) , dinding geser yang memiliki rasio  $hw/lw \geq 2$  , dimana desain dikontrol

- oleh perilaku lentur sehingga memiliki rasio perbandingan  $M/V$  yang tinggi.
- Squat wall* (dinding pendek) , dinding geser yang memiliki rasio  $h_w/l_w \leq 1$  atau 2, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser sehingga memiliki rasio perbandingan  $M/V$  yang rendah.
  - Coupled shear wall* (dinding berangkai) , dimana momen guling yang terjadi akibat gaya gempa ditahan oleh sepasang dinding yang dihubungkan oleh balok – balok perangkai sebagai gaya – gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing – masing dasar pasangan dinding tersebut.

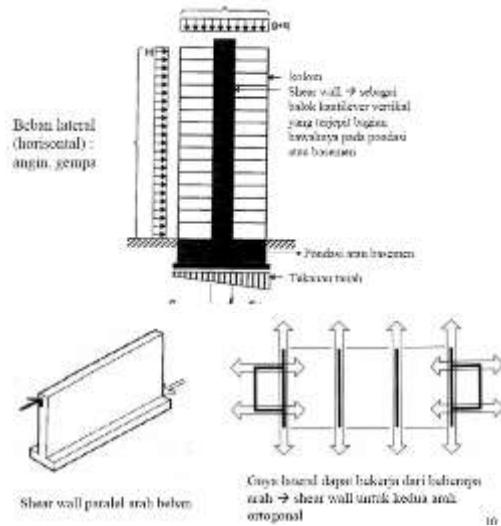
### 2.4.1. Macam Dinding Geser

(menurut Mufida 2008)

- Sebagai Dinding Tunggal
- Beberapa dinding geser disusun membentuk *core*



Gambar 2.1 Shear wall sebagai Dinding Tunggal (kiri) dan core(kanan)

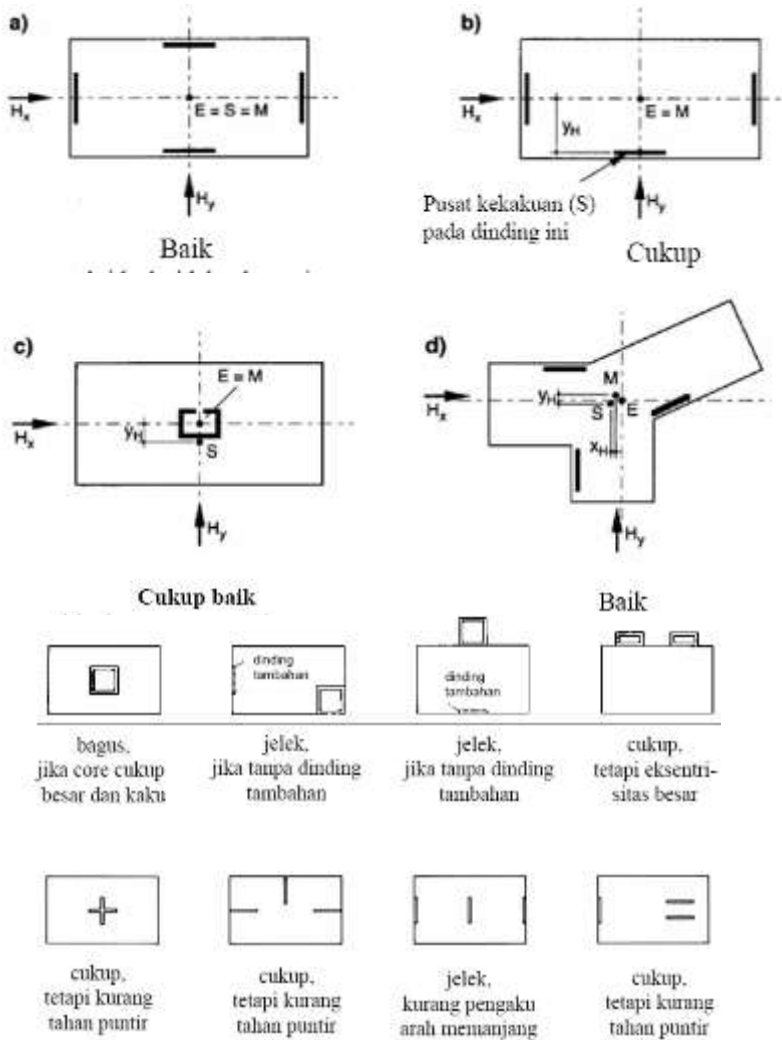


Gambar 2.2 Penampang dinding geser dan Sistemasi kerja dinding geser

### 2.4.2. Desain Dinding Geser

Perletakan dinding geser dalam denah bangunan

1. Dinding geser harus diatur sedemikian rupa sehingga tidak terjadi torsi (puntir) yang berlebihan pada bangunan akibat gaya horisontal (angin atau gempa). Syarat-syarat yang harus dipenuhi:
  - Minimal harus ada 3 dinding geser
  - Garis-garis dari ketiga dinding tersebut tidak boleh berpotongan pada satu titik. Hal ini berkaitan dengan kekakuan torsi
  - Paling banyak hanya 2 dinding dari ketiga dinding geser terpasang secara paralel.
2. Dinding geser diatur sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kekangan (*restrain*) pada plat lantai ketika mengalami susut atau perubahan temperatur.



Gambar 2.3 Perletakan dinding geser dalam denah bangunan

### **2.4.3. Basemen**

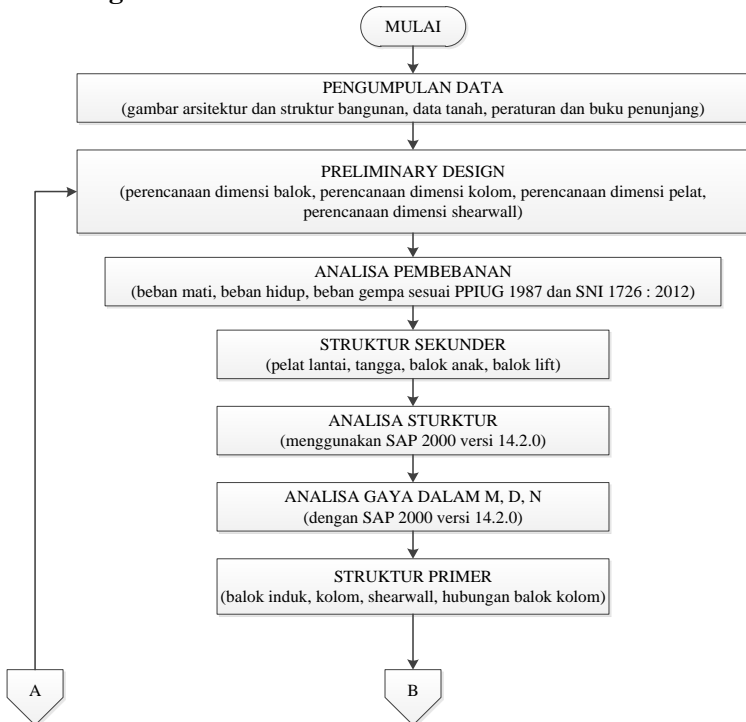
Basemen merupakan sebuah tingkat atau lantai yang berada di dalam tanah, sehingga diperlukan dinding beton yang mampu menahan beban yang berasal dari tekanan tanah. Untuk beban dari tanah sendiri telah diatur dalam SNI:1726-2012 sedangkan dimensi untuk dinding struktur basemen juga telah diatur dalam SNI:2847-2013.

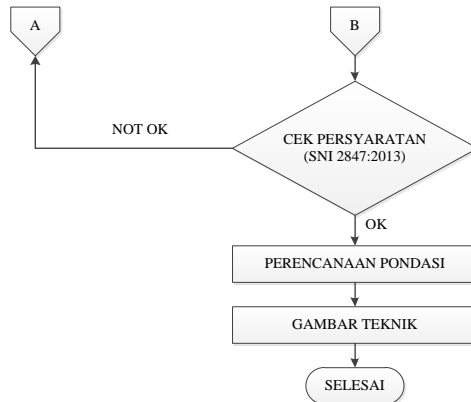
# BAB III METODOLOGI

## 3.1 Umum

Dalam menyelesaikan penulisan tugas akhir diperlukan metode dan urutan yang jelas dan sistematis. Oleh karena itu, dibuat suatu metodologi yang dimaksudkan agar pengerjaan tugas akhir ini berjalan dengan baik dan efektif. Metodologi ini membahas langkah-langkah atau urutan-urutan serta metode yang akan dipakai dalam penyelesaian tugas akhir.

## 3.2 Diagram Alir





Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.3 Pengumpulan Data

#### Data Eksisting

Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

Nama Bangunan	: Hotel Bangkalan
Fungsi Gedung	: Hotel
Lokasi	: Bangkalan, Madura
Jumlah Lantai	:10 Lantai ( dengan 1 lantai basement )
Luas Bangunan	: 40 m x 25.9 m
Material digunakan	: Beton dengan atap dak beton
Mutu beton (f'c)	: 30 MPa
Mutu baja (fy)	: 410 MPa
Sistem Struktur	: Sistem Ganda

#### Data Modifikasi

Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

Nama Bangunan	: Hotel Bangkalan
Fungsi Gedung	: Hotel
Lokasi	: Bangkalan, Madura



Jumlah Lantai basement )	:15 Lantai ( dengan 2 lantai basement )
Luas Bangunan	: 40 m x 25.9 m
Material digunakan	: Beton dengan atap dak beton
Mutu beton (f <sup>c</sup> )	: 30 MPa
Mutu baja (fy)	: 410 MPa
Sistem Struktur	: Sistem Ganda

### 3.4 Preliminary Design

Preliminary desain ini dilakukan dengan perencanaan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013, yaitu :

1. Preliminary desain balok.

SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 mengatur tentang ketebalan minimum balok jika lendutan tidak dihitung, yang diberikan pada tabel 9.5(a)

$$\text{Untuk balok induk : } h_{\min} = \frac{L}{16} \quad (3.1)$$

$$\text{Untuk balok anak : } h_{\min} = \frac{L}{21} \quad (3.2)$$

Dengan lebar balok direncanakan sebesar :

$$b_w = \frac{2}{3} \cdot h_{\min} \quad (3.3)$$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.3 mengatur tentang lebar balok ( $b_w$ ) tidak boleh kurang dari nilai terkecil dari  $0,3 h_{\min}$  dan 250 mm.

2. Preliminary desain kolom.

Dengan cara pendekatan strong column weak beam didapatkan rumus :

$$\frac{E_c \cdot I_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{E_c \cdot I_{balok}}{L_{balok}} \quad (3.4)$$

$$\frac{\left(\frac{1}{12}.b.h^3\right)_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{\left(\frac{1}{12}.b.h^3\right)_{balok}}{L_{balok}} \quad (3.5)$$

3. Preliminary desain dinding geser.  
SNI 03-2847-2013 mengenai dinding sebagai beton polos struktur pada pasal 22.6.6.2 menyebutkan bahwa tebal dinding selain dinding basemen luar dan dinding pondasi, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/24 tinggi atau panjang tak tertumpu, yang mana yang lebih pendek atau tidak boleh kurang dari 140 mm

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{H}{24} \quad H : \text{Tinggi total dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{L}{24} \quad L : \text{Panjang bentang dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq 140 \text{ mm}$$

### 3.5 Analisa Pembebanan

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati (PPIUG 1987)

Berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian - penyelesaian, mesin - mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan itu.

2. Beban Hidup (SNI-1727-2013)

Berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian - penyelesaian, mesin - mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan itu.

### 3. Beban Gempa

Beban Gempa dihitung setelah seluruh beban – beban yang terjadi pada struktur bangunan ini telah diidentifikasi dan diketahui seberapa berat jumlahnya. Beban Gempa yang terjadi akan dihitung sesuai lokasi bangunan tersebut akan dibangun. Perhitungan beban gempa dilakukan dengan menggunakan metode analisa respon spektrum gempa rencana, dimana perhitungan gempa dilakukan secara manual dan disesuaikan dengan lokasi bangunan tersebut akan dibangun. Perhitungan beban gempa dihitung sesuai dengan *SNI 1726-2012* dan *Peta Hazard 2010*. Dalam perhitungan beban gempa ada dua metode yaitu :

#### a. Metode Statik Ekivalen

Gaya geser dasar nominal pada struktur akibat gempa dihitung dengan rumus :

$$V = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \times W \quad (3.8)$$

Dimana :

- $S_{DS}$  = Parameter percepatan spektral desain
- $R$  = Koefisien Modifikasi Respon
- $I$  = Faktor Keutamaan
- $W$  = Berat Total Bangunan

Analisis statik dilakukan dengan meninjau secara bersamaan 100% gempa arah X dan 30% gempa arah Y, dan sebaliknya.

#### b. Metode Dinamik (*Response Spectrum*)

- Besar beban gempa ditentukan oleh percepatan gempa rencana dan massa total struktur. Massa total struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban hidup yang dikalikan dengan faktor reduksi 0,5.

- Percepatan gempa diambil dari data zone Wilayah Gempa Indonesia menurut Tatacara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002) dengan memakai spektrum respons yang nilai ordinatnya dikalikan dengan koreksi I/R.

Respon Spektrum Gempa Rencana adalah grafik yang menunjukkan nilai besaran respon struktur dengan periode (waktu getar) tertentu. Perhitungan respon dinamik struktur bangunan gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal, dapat dilakukan dengan metoda analisis ragam spektrum dengan memakai spektrum respon gempa rencana.

(SNI 1726-2012)

Perhitungan beban gempa dengan metode statik ekuivalen :

1. Untuk perhitungan beban gempa digunakan data tanah SPT kemudian dilakukan perhitungan nilai SPT rata – rata ( $\bar{N}_{SPT}$ ).

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{ni}} \quad (3.9)$$

2. Dari nilai  $\bar{N}_{SPT}$  dapat ditentukan Kelas Situs Tanah dengan tabel berikut :

Tabel 3.1 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A

Tabel 3.2 Klasifikasi Situs (Lanjutan)

SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (Tanah Sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah Lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik – situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

(SNI 1726-2012 Tabel 3)

3. Setelah mengetahui Kelas Situs Tanah, kemudian mencari nilai  $S_s$  dan  $S_1$  berdasarkan SNI 1726-2012
4. Menentukan Koefisien Situs Periode 0,2 detik ( $F_a$ ) dan Koefisien Situs Periode 1 detik ( $F_v$ ) berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.3 Koefisien Situs, Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S <sub>s</sub>				
	S <sub>s</sub> ≤ 0,25	S <sub>s</sub> = 0,5	S <sub>s</sub> = 0,75	S <sub>s</sub> = 1,0	S <sub>s</sub> ≥ 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 <sup>b</sup>				

(SNI 1726-2012 Tabel 4)

Tabel 3.4 Koefisien Situs, Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik, S <sub>I</sub>				
	S <sub>I</sub> ≤ 0,25	S <sub>I</sub> = 0,5	S <sub>I</sub> = 0,75	S <sub>I</sub> = 1,0	S <sub>I</sub> ≥ 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	1,7	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 <sup>b</sup>				

(SNI 1726-2012 Tabel 5)

5. Menentukan Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 0,2 detik (S<sub>MS</sub>).

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.10)$$

(SNI 1726-2012 pasal 6.2 pers. 5)

6. Menentukan Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik (S<sub>M1</sub>).

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.11)$$

(SNI 1726-2012 pasal 6.2 pers. 6)

7. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 0,2 detik.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.12)$$

(SNI 1726-2012 pasal 6.3 pers. 7)

8. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik.

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (3.13)$$

(SNI 1726-2012 pasal 6.3 pers. 8)

9. Kemudian menentukan besar periode (T) pada suatu bangunan.

$$T = C_t \times h_n^x \quad (3.14)$$

$h_n$  = Tinggi bangunan (m)

$C_t = 0,0466$

$x = 0,9$

(SNI 1726-2012 Tabel 15)

10. Membuat Respon Spektrum Gempa

- Untuk perioda lebih kecil  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.15)$$

(SNI 1726-2012 pasal 6.4 pers.9)

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain :

$$S_a = S_{DS} \quad (3.16)$$

- Untuk perioda lebih besar  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.17)$$

(SNI 1726-2012 pasal 6.4 pers.10)

11. Menentukan Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa ( $I$ ) struktur bangunan

Tabel 3.5 Kategori Risiko

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan ; rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

(SNI 1726-2012 Tabel 1)

Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa ( $I$ )
II	1,0

(SNI 1726-2012 Tabel 2)

12. Menentukan nilai Koefisien Modifikasi Respon ( $R$ ) = 8 untuk SRPMK.  
 13. Menghitung Gaya Geser Dasar Seismik ( $V$ )

$$V = C_s \times W \quad (3.18)$$

(SNI 1726-2012 pasal 7.8.1 pers.21)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (3.19)$$

(SNI 1726-2012 pasal 7.8..1.1 pers.22)

Sehingga,

$$V = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \times W \quad (3.20)$$



14. Menghitung Gaya Geser Dasar Seismik per Lantai (F)

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (3.21)$$

(SNI 1726-2012 pasal 7.8.3 pers.30)

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad (3.22)$$

(SNI 1726-2012 pasal 7.8.3 pers.31)

Sehingga,

$$F_x = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \times V \quad (3.23)$$

15. Input ke dalam SAP 2000 gaya geser dasar seismik per lantai

### 3.6 Kombinasi Pembebanan

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1

Persamaan 1  $U = 1,4D$

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

Persamaan 3  $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$

Persamaan 4  $U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

Persamaan 5  $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$

Persamaan 6  $U = 0,9D + 1,0W$

Persamaan 7  $U = 0,9D + 1,0E$

kecuali sebagai berikut :

- Faktor beban pada beban hidup L dalam Pers. (3) sampai (5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari 4,8 kN/m<sup>2</sup>.
- Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, 1,6W harus digunakan sebagai pengganti dari 1,0W

dalam Pers. (4) dan (6), dan  $0,8W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $0,5W$  dalam Pers. (3).

- c. Dihilangkan karena tidak relevan

Dimana :

Lr	= beban hidup atap	D	= beban mati
L	= beban hidup	E	= beban gempa
R	= beban hujan	W	= beban angin

### 3.7 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi :

1. Perencanaan Pelat.

Penentuan tebal pelat minimum sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2

- Untuk pelat tanpa balok interior yang membentang diantara dua tumpuan dan memiliki  $\alpha_{fm} \leq 0,2$ , harus memenuhi ketentuan tabel 9.5(c) dan tidak kurang dari :

125 mm untuk tebal pelat tanpa panel drop

100 mm untuk tebal pelat dengan panel drop

Syarat ketebalan pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 :

- Untuk  $0,2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- Untuk  $\alpha_{fm} \geq 2$  ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari  $h = \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$  dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Keterangan :

$\ell_n$  = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)

$\beta$  = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

$\alpha_{fm}$  = nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat

$\alpha_f$  = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

$f_y$  = kuat leleh baja (MPa)

## 2. Perencanaan Tangga.

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

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

Dimana :

$t$  = tinggi injakan ;  $I$  = lebar injakan

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

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

## 3. Perencanaan Balok Lift.

### 3.8 Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan *software* SAP 2000 version 14.2.0 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama.

### 3.9 Perencanaan Struktur Primer

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program SAP2000 dilakukan kontrol desain. Pada bagian ini akan dibahas kontrol desain pada beton bertulang biasa menggunakan Sistem Rangka Pemikul

Momen Khusus (SRPMK). Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 03-2847-2013.

1. Balok Induk

- Penulangan lentur pada:

a. Tumpuan.

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}} \quad (3.24)$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{1,4}{f_y} ;$$

$$\rho_{\text{maks}} = \frac{0,75 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{0,85 f'_c}} \right) \quad (3.25)$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \quad (3.26)$$

Cek momen nominal tulangan terpasang

$$M_n = (A_s \cdot f_y = A_s' \cdot f_s') \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A_s' \cdot f_s') \cdot (d - d') \quad (3.27)$$

b. Lapangan.

Pengecekan balok T

$$M_n = \frac{Mu}{0,8} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.28)$$

Nilai  $a \leq b_f$  balok persegi ; nilai  $a \leq b_f$   
balok T

- Penulangan Geser :

Perumusan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.4

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ln} + \frac{W_u \cdot \ln}{2} \quad (3.29)$$

$$M_{pr1,2} = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.30)$$

Kontrol kuat geser nominal

$$V_{maks} > V_s \quad ; V_{smaks} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d'}{s} \quad (3.31)$$

- Penulangan Torsi :

$$T_c > T_u \quad (3.32)$$

Panjang penyaluran :

Panjang penyaluran tulangan tarik sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.2

$$l_d = d_b \cdot \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}} \quad (3.33)$$

Panjang penyaluran tulangan tekan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.3.2

diambil yang terbesar antara  $l_{dc} = d_b \cdot \frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'c}}$

dan  $l_{dc} = 0,043 \cdot d_b \cdot f_y$  dan nilai  $l_{dc} > 200$  mm

## 2. Kolom

- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.1 gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  :

$$P_u \geq A_g \cdot \frac{f'_c}{10} \quad \text{dimana dimensi kolom terpendek}$$

lebih besar dari 300 mm dan rasio dimensi b/h lebih besar dari 0,4

- Penulangan memanjang kolom direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 10.3.6.2

$$\phi P_n maks = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st})) + (f_y \cdot A_{st}) \quad (3.34)$$

$$\phi P_n maks \geq \phi P_n \quad (3.35)$$

- Persyaratan terhadap gaya geser dimana nilai gaya geser diambil yang terbesar dari
- Pengekangan Kolom

$l_o$  dikekang dengan spasi tulangan transversal sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1 dan pasal 21.6.4.4 kebutuhan  $A_{sh} = 0,3 \cdot \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (3.36)$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.37)$$

$$\phi (V_s + V_c) > V_u \quad (3.38)$$

- Panjang sambungan lewatan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3

### 3. Hubungan Balok Kolom

- Tulangan transversal joint harus memenuhi SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4
- Pada hubungan kuat kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 1,7 \cdot A_j \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.39)$$

### 4. Dinding Geser

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9 tentang dinding struktur khusus dan balok kopel

- Rasio tulangan badan terdistribusi,  $\rho_1$  dan  $\rho_t \geq 0,0025$ .

Spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm,  $S \leq 450$  mm

- Digunakan dua lapis tulangan apabila nilai

$$V_u \geq 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.40)$$

- Batas Kuat dinding Geser

$$V_u \leq 0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.41)$$

- Penulangan geser horizontal dan vertikal dinding geser berdasarkan  $V_n$  kekuatan geser dinding struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv} \cdot \left[ (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c}) + (\rho_t \cdot f_y) \right]$$

## 5. Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.3 dimana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.42)$$

$V_c$  diambil nilai terkecil dari :

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{20} \cdot b_w \cdot d + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{maks}} \right) \text{ dan} \quad (3.43)$$

$$V_{cw} = 0,3 \left( \sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) \cdot b_w \cdot d + V_p \quad (3.44)$$

### 6. Kontrol Lendutan

Kontrol lendutan diperlukan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan terdiri dari :

a. Lendutan akibat tekanan tendon

$$\Delta l_{po} = \frac{1}{8} \cdot \frac{F_0 \cdot e \cdot l^2}{E_c \cdot I} \quad (3.45)$$

b. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (3.46)$$

### 3.10 Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif

Namun jika suatu dinding vertikal licin yang membatasi suatu massa tanah tersebut diijinkan bergerak, maka tekanan tanah horizontal dalam elemen tanah tersebut akan berkurang secara terus menerus. Dan akhirnya dicapai suatu keseimbangan plastis. Kondisi tersebut dinamakan sebagai kondisi aktif menurut Rankine (1857) "Rankine's active state". Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut ( $\sigma_a$ ) dinamakan tekanan tanah aktif.

$$\sigma_a = \sigma_v \times K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (3.47)$$

dimana  $K_a$  = koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.48)$$

Sedangkan keadaan tanah pasif adalah apabila suatu dinding vertikal licin tak terhingga didorong masuk secara perlahan-lehan kearah dalam tanah, maka tegangan



horizontal ( $\sigma_h$ ) akan bertambah secara terus menerus. Pada keadaan ini, keruntuhan tanah akan terjadi yang kita kenal sebagai kondisi tanah pasif menurut Rankine (1857) "Rankine's passive state". Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut adalah tekan tanah pasif ( $\sigma_p$ ).

$$\sigma_p = \sigma_v \times Ka + 2c\sqrt{Kp} \quad (3.49)$$

dimana  $Ka$  = koefisien tekanan tanah aktif

$$Kp = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.50)$$

### 3.11 Perencanaan Struktur Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, kemudian beban tersebut diteruskan ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.51)$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p \cdot \alpha = (N_p \cdot K) \cdot A_p \cdot \alpha \quad (3.52)$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s \cdot \beta = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \cdot \beta \quad (3.53)$$

3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)
  - Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:
    - Untuk jarak as ke as tiang pancang  $2d < S < 2,5d$
    - Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer  $1,5d < S < 2d$
4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\text{arc. tan} \left( \frac{d}{s} \right)}{90} \cdot \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (3.54)$$

Dimana :

- m = Jumlah baris tiang dalam grup
- n = Jumlah kolom tiang dalam grup
- d = Diameter sebuah tiang pondasi
- s = Jarak as ke as tiang dalam grup

### 5. Merencanakan *pile cap*

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.55)$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (3.56)$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (3.58)$$

## 3.12 Gambar Kerja

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada

## BAB IV DESAIN DAN ANALISIS STRUKTUR

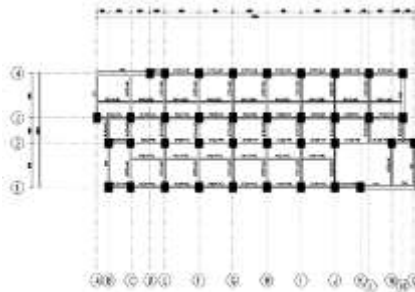
### 4.1. *Preliminary Design*

### 4.2. **Data Perencanaan**

Bahan yang digunakan untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut :

Lokasi	: Bangkalan, Madura
Tipe bangunan	: Hotel
Tinggi Bangunan	: 57,8 m ( 10 Lantai ).
Luas Bangunan	: 36 m x 13.4 m.
Tinggi Lantai 1-10	: 36 m.
Mutu Beton ( $f'_c$ )	: 30 MPa.
Mutu Baja ( $f_y$ ) kolom dan balok	: 400 MPa.
Mutu Baja ( $f_y$ ) plat	: 400 MPa.

Denah struktur gedung Hotel Bangkalan, Madura diperlihatkan sesuai Gambar 4.1

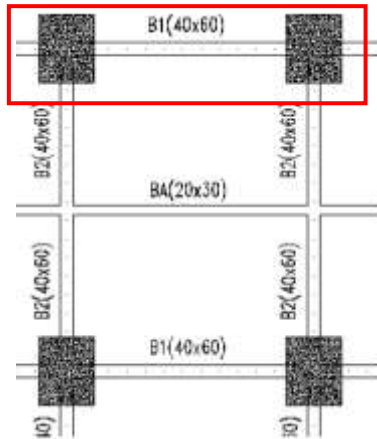


Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung Kantor

#### 4.2.1 *Preliminary design Balok*

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847-2013 ps 9.5(a), desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada Gambar 4.2 dan 4.3 adalah sbb :

- Dimensi balok primer (BI-1), bentang (L) = 4 m.



Gambar 4.2. Balok Primer (BI-1)

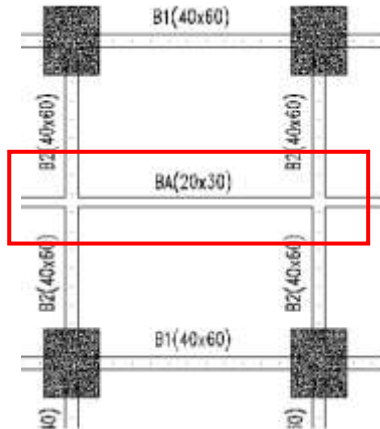
$$h_{\min} = \frac{1}{16} \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right) = \frac{400}{16} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$= 24,29 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 60 = 40 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok primer (BI-1) adalah 40/60 cm

- Dimensi balok sekunder (BA-1), bentang (L) = 4 m.



Gambar 4.3 Balok Sekunder (BA-1)

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{400}{21} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$= 18,503 \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok sekunder (BA-1) adalah 20/30 cm

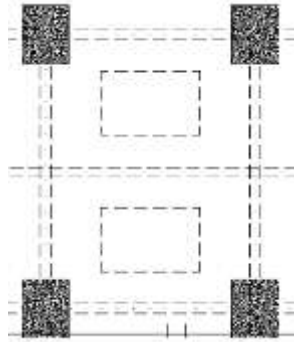
Tabel 4.1. Rekapitulasi Dimensi Balok Induk dan Anak

Nama Balok	Bentang	$h_{\min}$	$h_{\text{rencana}}$	b	$b_{\text{rencana}}$	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BI-1	400	24.29	60.00	40.00	40.00	40/60
BI-2	520	31.57	60.00	40.00	40.00	40/60
BA-1	400	18.50	30.00	20.00	20.00	20/40

#### 4.2.2 Preliminary design Plat Lantai

- Desain tebal plat lantai 1 s/d Atap.

Perhitungan tipe plat A dengan dimensi seperti pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4 Tinjauan Plat Lantai

$$L_y = 400 \text{ cm}$$

$$L_x = 260 \text{ cm}$$

$$L_n = 400 - \left( \frac{25}{2} + \frac{25}{2} \right) = 375 \text{ cm}$$

$$S_n = 260 - \left( \frac{20}{2} + \frac{15}{2} \right) = 242,5 \text{ cm}$$

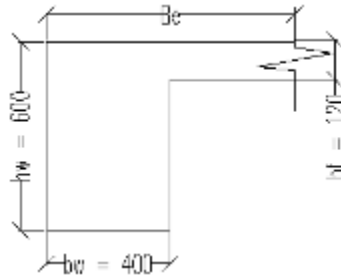
$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{375}{242,5} = 1,128 < 2 \text{ (Plat 2 arah)}$$

Direncanakan dengan tebal plat,  $t = 12 \text{ cm}$

$f'_c = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

○ Balok As 4 Joint I-J

Dimensi potongan balok As 4 joint I-J seperti pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5 Balok As 4 joint I-J

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 20 + 2(30-12) = 56 \text{ cm}$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$be = 20 + 8(12) = 116 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 56 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{56}{20} - 1\right) \left(\frac{12}{30}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{30}\right) + 4\left(\frac{12}{30}\right)^2 + \left(\frac{56}{20} - 1\right) \left(\frac{12}{30}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{56}{20} - 1\right) \left(\frac{12}{30}\right)}$$

$$k = 2,36$$

#### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 2,36 \frac{20 \times 30^3}{12} = 105984 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

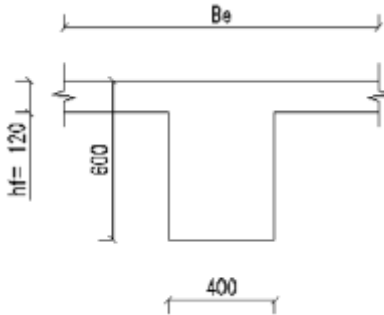
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{400 \times 12^3}{12} = 28800 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_I = \frac{I_b}{I_p} = \frac{105984}{28800} = 3,68$$

o Balok As C Joint 5'-6

Dimensi potongan balok As J joint 3-4 seperti pada Gambar 4.6.



Gambar 4.6 Balok As J joint 3-4

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 25 + 2(35-12) = 71 \text{ cm}$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$be = 25 + 8(12) = 121 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 71 cm.



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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{12}{35}\right) + 4 \left(\frac{12}{35}\right)^2 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right)}$$

$$k = 2,49$$

#### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 2,49 \frac{25 \times 35^3}{12} = 222166 \text{ cm}^4$$

#### Momen Inersia Lajur Pelat

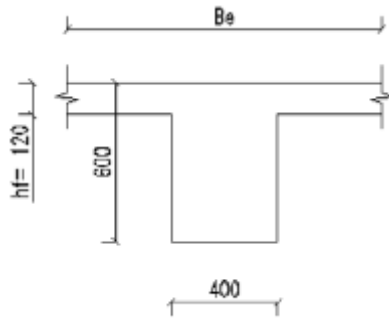
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{400 \times 12^3}{12} = 18720 \text{ cm}^4$$

#### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{222166}{18720} = 11,87$$

o Balok As D Joint 5'-6

Dimensi potongan balok As I joint 3-4 seperti pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7 Balok As I joint 3-4

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 25 + 2(35-12) = 71 \text{ cm}$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$be = 25 + 8(12) = 121 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 71 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12}{35}\right) + 4\left(\frac{12}{35}\right)^2 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right)}$$

$$k = 2,49$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 2,49 \frac{25 \times 35^3}{12} = 222166 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

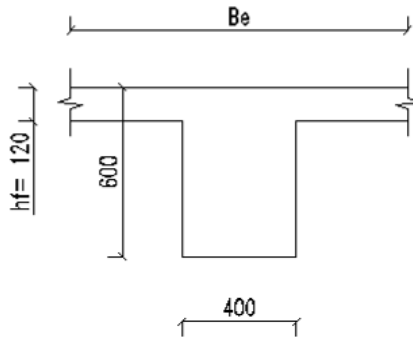
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{260 \times 12^3}{12} = 18720 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{222166}{18720} = 11,87$$

○ Balok As 5' Joint C-D

Dimensi potongan balok As 3 joint I-J seperti pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8 Balok As 3 joint I-J

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 15 + 2(20-12) = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad be &= bw + 8hf \\ be &= 15 + 8(12) = 111 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diambil  $be$  terkecil = 31 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{31}{15} - 1\right) \left(\frac{12}{20}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{20}\right) + 4\left(\frac{12}{20}\right)^2 + \left(\frac{31}{15} - 1\right) \left(\frac{12}{20}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{31}{15} - 1\right) \left(\frac{12}{20}\right)}$$

$$k = 2,07$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 2,07 \frac{15 \times 20^3}{12} = 20704 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{400 \times 12^3}{12} = 28800 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_A = \frac{I_b}{I_p} = \frac{20704}{28800} = 0,72$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai  $\alpha_m$  sebagai berikut :

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{n} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n)$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4} (3,68 + 11,87 + 11,87 + 0,72) = 7,03$$

Karena  $\alpha_{fm} > 2$  dipakai persamaan (3.8), SNI 2847-2013

pasal 9.5.3.3 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{3300(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + (9 \times 1,23)} = 76,17 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

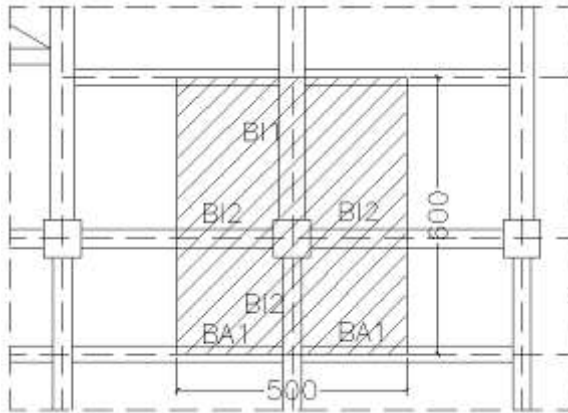
➔ karena nilai  $h$  lebih kecil dari 90 mm, maka digunakan tebal plat lantai 1 s/d Atap tipe C adalah 120 mm.

#### 4.2.3 Preliminary design Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 400 x 410 cm.

Kolom harus direncanakan untuk mampu 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. Data-data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat 2-Atap = 12 cm = 120 mm
- Tinggi lantai 1-Atap = 57,8 m
- Dimensi BI-1 = 40/60
- Dimensi BI-3 = 40/60
- Dimensi BA-1 = 20/30



Gambar 4.9 Daerah Pembebanan Kolom

### Dimensi Kolom Lantai Basement

Tabel 4.1 Beban Mati pada Lantai 1-Atap

Beban Mati	Panjang	Lebar	Tebal	Beban	Tingkat	Total Beban
Pelat	4.00	4.10	0.12	2400	16	75571.20
Penggantung	4.00	4.10		7	17	1951.60
Plafond	4.00	4.10		11	17	3066.80
Keramik	4.00	4.10	2.00	24	14	11020.80
MEP	4.00	4.10		40	17	11152.00
Spesi (2cm)	4.00	4.10	2.00	21	14	9643.20
Aspal (2cm)	4.00	4.10	2.00	14	3	1377.60
BI-1 (40/60)	5.50	0.40	0.60	2400	17	13464.00

Tabel 4.1 Beban Mati pada Lantai 1-Atap (Lanjutan)

Beban Mati	Panjang	Lebar	Tebal	Beban	Tingkat	Total Beban
BI-2 (40/60)	2.60	0.40	0.60	2400	17	9282.00
BA-1 (20/30)	4.00	0.20	0.30	2400	17	4896.00
Dinding Lt.1-2	8.10	6.00		250	2	24300.00
Dinding Lt.2-15	8.10	3.40		250	13	89505.00
Total						255230.20

Menurut SNI 1727-2013 pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LLA_T} \geq 37,16 \text{ m}^2$  diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi sebagaimana ditunjukkan pada persamaan 3.10.

$$A_T = 4 \times 4,1 = 16,4 \text{ m}^2$$

$$K_{LLA_T} = 16,4 \times 4 = 65,6 \text{ m}^2$$

Maka,  $65,6 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$  (beban hidup boleh direduksi)

1. Reduksi beban hidup plat lantai Basement s/d 14

$$L = L_o \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LLA_T}}} \right) \geq 0,4L_o$$

$$L = 192 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{65,6}} \right) \geq 0,4 \times 192$$

$$L = 156,33 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \geq 76,8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Jadi beban hidup plat lantai basement s/d 14

Dapat direduksi menjadi sebesar  $156,33 \text{ kg/m}^2$

2. Reduksi beban hidup plat lantai atap  
 Reduksi beban hidup plat lantai atap ( $L_r$ ) ditentukan sesuai dengan persamaan 3.11 karena  $A_T = 16,4 \text{ m}^2$ , maka :  
 $R_1 = 1$   
 $R_2 = 1 (F < 4)$   
 $L_r = L_o R_1 R_2 = 96 \times 1 \times 1 = 96 \text{ kg/m}^2$   
 $58 \leq L_r \leq 96$ , maka  $L_r = 96 \text{ kg/m}^2$   
 Jadi, digunakan beban hidup atap tereduksi sebesar  $96 \text{ kg/m}^2$

Tabel 4.2Beban Hidup pada Lantai 1-Atap

Beban Hidup	Panjang	Lebar	Tingkat	Beban	Total Beban
Basement	4.00	4.10	2.00	156.33	5127.62
Lantai 1-14	4.00	4.10	14.00	156.33	35893.37
Lantai Atap	4.00	4.10	1.00	96.00	1574.40
Total					42595.39

- Kombinasi beban  
 $Q_u = 1,4D = 1,4 \times 2552,30 = 3573,22 \text{ kN}$   
 $Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$   
 $= 1,2(2552,30) + 1,6(410,22) + 0,5(15,74)$   
 $= 3726,99 \text{ kN}$   
 Diambil kondisi yang paling menentukan  
 $Q_u = 3726,99 \text{ kN}$

Mutu beton =  $30 \text{ MPa}$

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0,3x f'_c} = \frac{3726988}{0,3x30} = 414109,8 \text{ mm}^2$$



Dimensi :  $h = b$ , jadi  $A = b \times b = b^2$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{414109,8} = 643,51 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai dimensi kolom  $70 \times 70 \text{ cm}^2$ .

#### 4.2.4 Preliminary design Shearwall

Menurut SNI 2847-2013 pasal 16.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari  $100 \text{ mm}$ .

Direncanakan :

Tebal dinding geser =  $40 \text{ cm}$

Panjang bentang :  $970 \text{ cm}$

Tinggi :  $400 \text{ cm}$

- $40 \text{ cm} \geq H/25$

$$40 \text{ cm} \geq 400/25$$

$$40 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}$$

- $40 \text{ cm} \geq L/25$

$$40 \text{ cm} \geq 970/25$$

$$40 \text{ cm} \geq 38,8 \text{ cm}$$

- Tidak boleh kurang dari  $100 \text{ mm}$

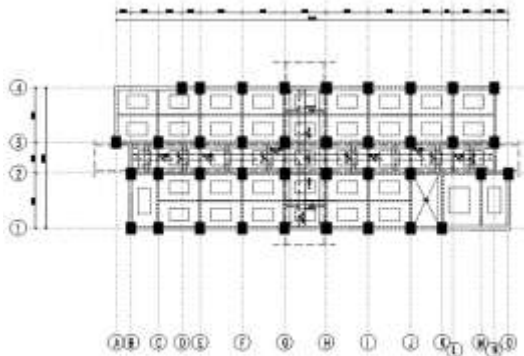
Jadi, tebal *shearwall* sebesar  $40 \text{ cm}$  telah memenuhi syarat SNI 2847-2013 Pasal 16.5.3.(1).

### 4.3 Perhitungan Struktur Sekunder

#### 4.3.1 Perencanaan Pelat

Beban-beban yang bekerja pada pelat disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 ( PPIUG 1983 ). Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup

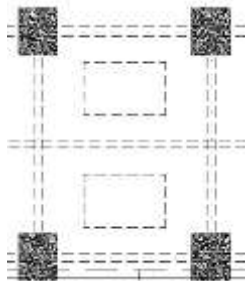
dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.2.1 yaitu : 1,2 DL + 1,6 LL.



Gambar 4.10 Denah Pelat Lantai 2

#### 4.3.1.1. *Pelat Lantai*

Digunakan contoh perhitungan pada plat Lantai 2 elevasi +6,00 as



Gambar 4.11 Pelat Lantai 2

#### 4.3.1.2. *Perhitungan Rasio Lebar Pelat*

$$\begin{aligned}
 L_y &= 400\text{cm} - (1/2BI + 1/2BI) \\
 &= 400\text{cm} - (20\text{cm} + 20\text{cm}) \\
 &= 360\text{cm} \\
 L_x &= 260\text{cm} - (1/2BI + 1/2BI) \\
 &= 260\text{cm} - (20\text{cm} + 20\text{cm})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 220\text{cm} \\
 L_y/L_x &= 360\text{cm} / 220\text{cm} \\
 &= 1,64 < 2,00 \text{ Maka Pelat Tipe C termasuk pelat dua arah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{lx} &\rightarrow X= 33,7 \\
 M_{ly} &\rightarrow X= 18,1 \\
 M_{tx} &\rightarrow X= 72,6 \\
 M_{ty} &\rightarrow X= 57
 \end{aligned}$$

#### 4.3.1.3. *Pembebanan Pelat*

##### - **Beban Mati :**

$$\begin{aligned}
 - \text{Berat Pelat } 12\text{cm} &= 0,12 \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat spesi (2cm)} &= 2,21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat keramik (2cm)} &= 1,24\text{kg/m}^2 = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat plafond} &= 11 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat punggantung} &= 7 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ME \& Plumbing} &= 40 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{Total DL} &= 436 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

##### - **Beban Hidup :**

$$- \text{Fungsi Hotel LL} = 192 \text{ kg/m}^2$$

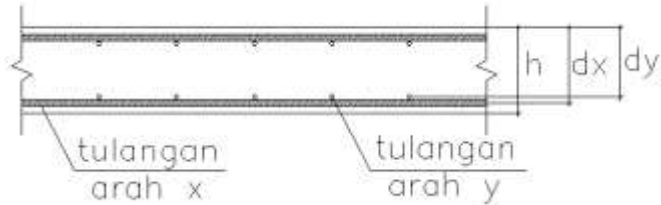
##### - **Beban Ultimate :**

$$\begin{aligned}
 - q &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \cdot 436 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \cdot 192 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 830,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 4.3.1.4. *Momen yang Terjadi*

$$\begin{aligned}
 -M_{lx} &= M_{tx} = 0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X \\
 &= 0,001 \cdot 830,4 \text{ kg/m}^2 \cdot (2,6\text{m})^2 \cdot 72,6 \\
 &= 407,54\text{kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 -M_{ly} &= M_{ty} = 0,001 \cdot q \cdot l_y^2 \cdot X \\
 &= 0,001 \cdot 830,4 \text{ kg/m}^2 \cdot (2,6\text{m})^2 \cdot 57 \\
 &= 319,97\text{kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Tinggi Efektif Pelat

$$\begin{aligned}
 dx &= 12\text{cm} - 2,5\text{cm} - (1/2 \cdot \phi) \\
 &= 12\text{cm} - 2,5\text{cm} - (1/2 \cdot 1\text{cm}) \\
 &= 9\text{cm} \\
 dy &= 12\text{cm} - 2,5\text{cm} - \phi - (1/2 \cdot \phi) \\
 &= 12\text{cm} - 2,5\text{cm} - 1\text{cm} - (1/2 \cdot 1\text{cm}) \\
 &= 8\text{cm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Sehingga nilai  $\rho$  perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0325
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$$

#### 4.3.1.5. Penulangan arah X

Direncanakan menggunakan D 10

$$M_u = 407,54 \text{ kgm} = 4075400 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{4075400}{0,9 \times 1000 \times 90^2} = 0,559 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,559}{400}} \right) \\ &= 0,0014 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} & \rho_{\text{alternatif}} < \rho_{\text{min}} \\ 0,0014 < 0,0035 & 0,0014 \times 4/3 < 0,0035 \\ & 0,0019 < 0,0035 \end{array}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0019 \times 1000 \times 90 \\ &= 171 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tulangan}}}}} = \frac{1000}{\frac{171}{0,25 \times \pi \times 10^2}} = 459,3 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D 10 - 200 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 392,7 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{array}{ll} S_{\text{max}} & \leq 2h \\ 200 & \leq 2 \times 120 = 240 \quad (\text{Memenuhi}) \end{array}$$

Dipasang tulangan tarik D10 - 200 mm ( $A_{S_{\text{pasang}}} = 392,7 \text{ mm}^2$ )

$$A_{S'_{\text{tekan}}} = \delta \times A_S$$

$$= 0,6 \times 171 \text{ mm}^2 = 102,6 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan tekan D10 – 200 mm ( $A_{s\text{pasang}} = 392,7 \text{ mm}^2$ )

Cek Kapasitas Penampang :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{392,7 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 6,160 \text{ mm}$$

$$Mn_{\text{aktual}} = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \geq Mu$$

$$= 0,9 \times 392,7 \times 400 \times \left( 90 - \frac{6,16}{2} \right) \geq Mu$$

$$= 12288054,24 \text{ Nmm} > 4075400 \text{ Nmm}$$

(Memenuhi)

#### 4.3.1.6. Penulangan arah Y

Direncanakan menggunakan D 10

$$M_u = 319,97 \text{ kgm} = 3199700 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3199700}{0,9 \times 1000 \times 80^2} = 0,556 \text{ N/mm}$$

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

$$= \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,556}{400}} \right)$$

$$= 0,0014$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \\ 0,0014 < 0,0035$$

$$\rho_{\text{alternatif}} < \rho_{\text{min}} \\ 0,0014 \times 4/3 < 0,0035 \\ 0,0019 < 0,0035$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0019 \times 1000 \times 90 \\ &= 171 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\frac{1000}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{1000}{171} = 459,3 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak} = \frac{A_{s_{\text{tulangan}}}}{0,25 \times \pi \times 10^2}$$

Jadi dipasang tulangan D 10 - 200 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{s_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 392,7 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &\leq 2h \\ 200 &\leq 2 \times 120 = 240 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tarik D10 – 200 mm (Aspasang = 392,7 mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} A_{s'_{\text{tekan}}} &= \delta \times A_s \\ &= 0,6 \times 171 \text{ mm}^2 = 102,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan D10 – 200 mm (Aspasang = 392,7 mm<sup>2</sup>)

Cek Kapasitas Penampang :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{392,7 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 6,160 \text{ mm}$$

$$Mn_{\text{aktual}} = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \geq Mu$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,9 \times 392,7 \times 400 \times \left( 80 - \frac{6,16}{2} \right) \geq M_u \\
 &= 10874334,24 \text{ Nmm} > 3199700 \text{ Nmm} \\
 &\hspace{15em} (\text{Memenuhi})
 \end{aligned}$$

#### 4.3.1.7. Penulangan Susut

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut} \\
 &= 120 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{1}{2} 10 \text{ mm} \\
 &= 80 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_{s_h} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $\phi 10 \text{ mm}$  ( $A_{\phi 10} = 78,53 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{\phi 10}}{A_{s_h}} \\
 &= \frac{1000 \times 78,53}{144} = 545,35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

*Syarat:  $s \leq 5$ h atau 450 mm*

*Syarat:  $s \leq 5(120)$  atau 450 mm*

*Syarat:  $s \leq 600 \text{ mm}$  atau 450 mm*

Jadi dipakai  $s = 250 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut  $\phi 10$ -250.

#### 4.3.1.8. Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847-2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

$$M_{tx} = M_{lx} = 0,001 \times q \times Lx^2 \times Xx$$



$$M_{tx} = 0,001 \times 192 \times 2,6^2 \times 72,6 = 94,23 \text{ kgm } (M_{LL})$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 436 \times 2,6^2 \times 72,6 = 213,98 \text{ kgm } (M_{DL})$$

$$M_a = M_{txHidup} + M_{txMati} = 94,23 + 213,98 = 308,21 \text{ kgm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'c} = 0,62 \sqrt{30} = 3,4 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,4 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 816 \text{ kgm}$$

- Karena  $M_a < M_{cr}$ , maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang kotor ( $I_g$ ).

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{30} = 2,57 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5 m_a l^2}{48 E_c I_g} = \frac{5 \times 308,21 \times 10^4 \times 2600^2}{48 \times 25742,96 \times 14,4 \times 10^7} = 0,586$$

mm

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{DL} &= \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} \\ &= \frac{213,98}{213,98 + 94,23} \times 0,586 = 0,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{LL} &= \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} \\ &= \frac{94,23}{213,98 + 94,23} \times 0,586 = 0,18 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan  $\xi = 3$

$$\lambda = 0,6 \xi = 0,6 \times 3 = 1,8$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Delta_{LT} = (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}]$$

$$= 0,18 + 1,8 (0,41 + 0,2 \times 0,18)$$

$$= 0,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk plat

lantai adalah  $\frac{l}{240} = \frac{2600}{240} = 10,83 \text{ mm}$

Maka kontrol Lendutan :

$$\Delta_{LT} = 0,98 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = 17,5 \text{ mm (Lendutan}$$

*memenuhi)*

#### 4.3.1.9. Kontrol Retak

Perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan (SNI 2847-2002 pasal 12.6.4) :

$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$  , untuk harga-harga  $f_y$  yang lebih besar dari 300 MPa. Sedangkan untuk mutu baja  $f_y \leq 300$  MPa, lebar retak tidak perlu diperiksa kembali. Untuk struktur di dalam ruangan, lebar retak 0,4 mm dianggap memadai dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

$W$  : lebar retak dalam mm.

$\beta$  : perbandingan lebar retak penampang tak bertulang dengan penampang bertulang, biasanya untuk plat 1,35

$f_s$  : tegangan dalam tulangan, dapat diambil 2/3 dari  $f_y$ .

$d_c$  : tebal selimut beton +  $\frac{1}{2} \text{ } \emptyset$  tulangan

$A$  : luas efektif beton tarik di sekitar lentur Tarik,

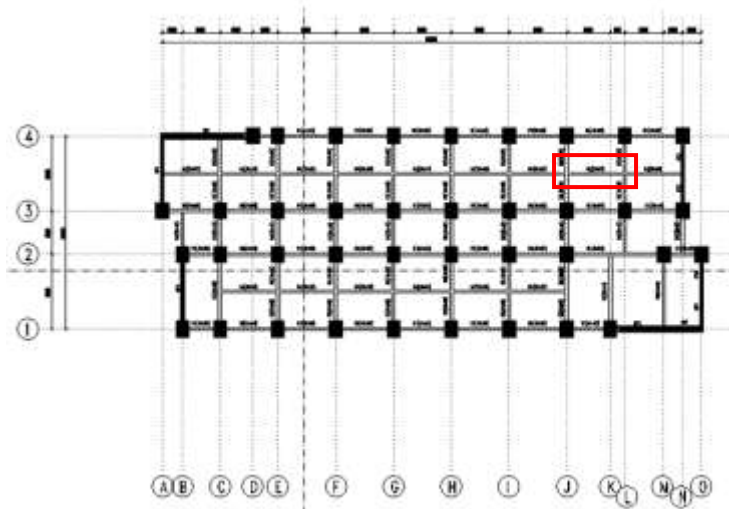
$$A = 2 \times d_c \times s$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 1,35 \times 266,67 \times \sqrt[3]{20 \times 10000}$$

$$= 0,23 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm (Memenuhi)}$$

### 4.3.2 Perencanaan Balok Anak

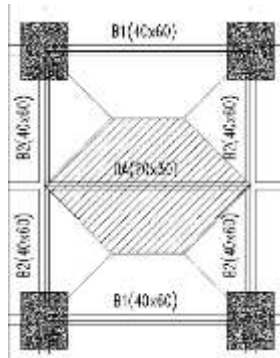
Perencanaan balok anak disesuaikan dengan beban-beban yang bekerja menurut PPIUG 1983. Balok anak merupakan system struktur sekunder yang direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.2.1 yaitu :  $1,2 DL + 1,6 LL$ .



Gambar 4.13 Denah balok lantai 2

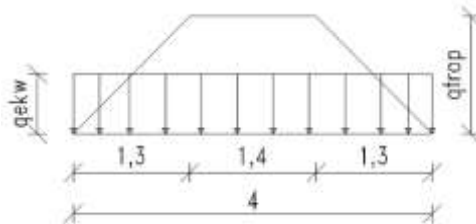
#### 4.3.2.1 Perencanaan Balok Anak

Pembebanan yang terjadi pada balok adalah beban sendiri balok dan beban pada pelat yang selanjutnya menyalur pada balok. Untuk menghitung beban pelat yang diterima oleh balok dilakukan dengan cara pendekatan *tributary area*.



Gambar 4.14 Tributary Area Balok Anak 1

- Pembebanan pada pelat sesuai perhitungan pembebanan pada pelat lantai 5.1.3 Sebesar  $q_{\text{pelat}} = 830,4 \text{ kg/m}^2$  diubah menjadi beban merata sepanjang balok



Gambar 4.15 Distribusi Beban Merata pada BA-1

Beban trapesium ( $q_{\text{trapesium}}$ )

$$\begin{aligned} q_{\text{trapesium}} &= \frac{1}{2} \times q_{\text{plat}} \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \frac{l_x^2}{l_y^2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 830,4 \times 3 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \frac{2,6^2}{4^2} \right) \\ &= 1012,05 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Berat sendiri balok :

$$\begin{aligned} &= \text{berat jenis balok} \times \text{luas penampang} \\ &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times (0,15\text{m} \times 0,3\text{m}) \end{aligned}$$

$$= 108 \text{ kg/m}$$

Untuk beban ultimate karena beban pelat sudah beban ultimate jadi faktor hanya dikali pada berat sendiri balok =  $1,2 \times 108 \text{ kg/m} = 129,6 \text{ kg/m}$ .

Jadi beban ultimate seluruhnya adalah Beban pada pelat x 2 + berat sendiri balok

$$\begin{aligned} q_u &= 2024,1 \text{ g/m} + 129,6 \text{ kg/m} \\ &= 2153,7 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

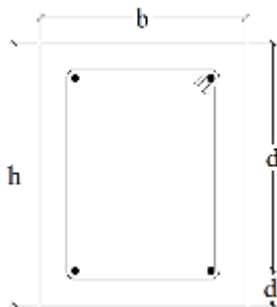
#### 4.3.2.2 Perhitungan Momen Balok Anak

Gaya yang terjadi pada balok merupakan gaya yang dapat menahan tegangan lentur hanya dalam satu arah, sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 8.3.3

$$\begin{aligned} \text{Momen tump.kiri} &= -1/11 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/11 \cdot 2153,7 \text{ kg/m} \cdot (4\text{m})^2 \\ &= 3132,655 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tump.kanan} &= -1/11 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/11 \cdot 2153,7 \text{ kg/m} \cdot (4\text{m})^2 \\ &= 3132,655 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan} &= +1/16 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/16 \cdot 2153,7 \text{ kg/m} \cdot (4\text{m})^2 \\ &= 2153,7 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Penampang Balok

$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{selimut beton} + \text{tul. sengkang} + \frac{1}{2} \text{tul. lentur}) \\
 &= 300 \text{ mm} - (30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) \\
 &= 252 \text{ mm} \\
 d' &= \text{selimut beton} + \text{tul. sengkang} + \frac{1}{2} \text{tul. lentur} \\
 &= 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 8 \text{ mm} \\
 &= 48 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### 4.3.2.3 Perhitungan Tulangan Lentur

- Penulangan Lentur Daerah Tumpuan Kiri & Kanan  
Menghitung kebutuhan tulangan awal

Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ( $\phi = 0,9$ )

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{31326550}{0,85 \times 150 \times 252^2} = 3,869 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,869}{400}} \right) \\
 &= 0,0105
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,0105 \times 150 \times 252 \\
 &= 398,61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{398,61 \times 400}{0,85 \times 30 \times 150} = 41,68 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41,68}{0,72} = 57,895 \text{ mm}$$

$$0,375 dt = 0,375 \times 452 = 169,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 dt$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$57,895 \text{ mm} < 169,5 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\text{As perlu} \leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\text{As perlu} \leq \frac{31326550}{0,9 \times 400 \times \left(252 - \frac{41,68}{2}\right)}$$

$$\text{As perlu} \leq 376,44 \text{ mm}^2$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari  $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \times d$  dan tidak lebih kecil dari  $\frac{1,4}{f_y} \times bw \times d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 150 \times 252 \\ &= 129,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} \times bw \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 150 \times 252 \\ &= 132,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah  $A_{s_{min}} = 132,3 \text{ mm}^2$ , karena  $A_s \text{ perlu} > A_{s_{min}}$ , maka gunakan  $A_s \text{ perlu}$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned} N \text{ tul} &= \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tulangan}}} \\ &= \frac{376,4}{0,25 \times \pi \times 13^2} \\ &= 2,83 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D_{tul.lentur}) - (2 \times \text{Ø}_{tul.sengkang})}{n} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 16) - (2 \times 10)}{3 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 76 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 3D13.

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 150}$$

$$= 36,04 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36,04}{0,835} = 43,16 \text{ mm}$$



- Regangan tarik

$$\begin{aligned}\epsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{502-43,16}{43,16} 0,003 \\ &= 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}\end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9 \times 804,24 \times 400 \left( 502 - \frac{1}{2} \times 36,04 \right) \\ &= 140124987,1 \text{ Nmm} = 14012,4 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\phi M_n = 14012,4 \text{ kgm} > M_u = 7106,1 \text{ kgm (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 474,6 = 237,3 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D16 ( $A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ):

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n-1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2-1} \\ &= 168 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}\end{aligned}$$

- Penulangan Lentur Daerah Lapangan  
Menghitung kebutuhan tulangan awal  
Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ( $\phi = 0,9$ )

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{35725090}{0,85 \times 300 \times 452^2} = 0,686 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,686}{400}} \right) \\ &= 0,0017 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0017 \times 300 \times 452 \\ &= 235,77 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{235,77 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 12,33 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,33}{0,72} = 17,13 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 452 = 169,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$17,13 \text{ mm} < 169,5 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\text{As perlu} \leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\text{As perlu} \leq \frac{35725090}{0,9 \times 400 \times \left(452 - \frac{12,33}{2}\right)}$$

$$\text{As perlu} \leq 222,59 \text{ mm}^2$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari  $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \times d$  dan tidak lebih kecil dari  $\frac{1,4}{f_y} \times bw \times d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 452 \\ &= 464,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} \times bw \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 452 \\ &= 474,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah  $\text{As}_{\min} = 474,6 \text{ mm}^2$  , karena  $\text{As}_{\text{perlu}} < \text{As}_{\min}$  , maka gunakan  $\text{As}_{\min}$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned}
 N \text{ tul} &= \frac{A_{s_{\text{minimum}}}}{A_{s_{\text{tulangan}}}} \\
 &= \frac{474,6}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\
 &= 2,36 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \text{D}_{\text{tul.senggang}})}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 16) - (2 \times 10)}{3-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 76 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 3D16.

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} \\
 &= 36,04 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835
 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36,04}{0,835} = 43,16 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{502 - 43,16}{43,16} \times 0,003 \\
 &= 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}
 \end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 804,24 \times 400 \left( 502 - \frac{1}{2} \times 36,04 \right)$$

$$= 140124987,1 \text{ Nmm} = 14012,4 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 14012,4 \text{ kgm} > M_u = 4885,3 \text{ kgm (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 804,24 = 402,12 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D16 ( $A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ):

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1}$$

$$= 119 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

#### 4.3.2.4 Perhitungan Tulangan Geser

- Gaya Geser yang terjadi

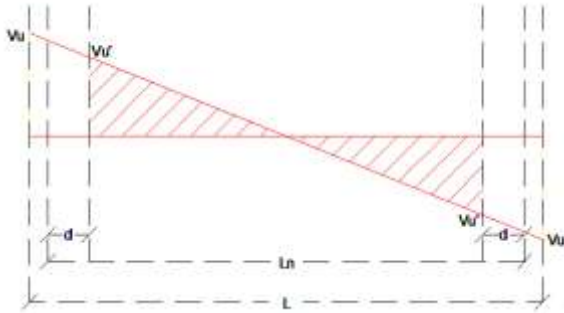
$$V_u = \frac{1}{2} \times Q_u \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 2456,1 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m}$$

$$= 4912,2 \text{ kg}$$

$V_u'$  = gaya geser pada jarak  $1d$  dari tepi balok induk

$$\begin{aligned}
 &= \frac{Vu}{1/2L} \cdot 1/2Ln - d \\
 &= \frac{24561N}{\left(\frac{1}{2} \times 4000\right)^2} \left(\frac{1}{2} \times 4000 - 400\right) - 252 \\
 &= 17968,75 \text{ N}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.17 Geser Pada Balok Anak

$$\begin{aligned}
 \lambda &= 1 \text{ untuk beton normal} \\
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 252 \\
 &= 126261,004 \text{ N} \\
 0,5 \cdot \emptyset V_c &= 0,5 \cdot 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,5 \cdot 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 252 \\
 &= 47347,88 \text{ N} \\
 \emptyset \cdot V_c &= 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 252 \\
 &= 94695,75 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Cek kondisi geser

1. Kondisi 1

$$Vu' < 0,5 \cdot \emptyset \cdot V_c$$

$$17968,75 \text{ N} > 47347,88 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

## 2. Kondisi 2

$$0,5 \cdot \emptyset \cdot V_c < V_u' < \emptyset \cdot V_c$$

$$47347,88 \text{ N} < 17968,75 \text{ N} < 94695,75 \text{ N}$$

(Tidak memenuhi)

Penulangan geser kondisi 1 maka diberi tulangan geser minimum.

## - Kekuatan geser

$$\emptyset (V_c + V_s) \geq V_u'$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (11.1.1))

$$0,75 (126261,004 \text{ N} + V_s) \geq 17968,88 \text{ N}$$

$$94695,75 \text{ N} + 0,75 V_s \geq 17968,88 \text{ N}$$

$$V_s \geq 102298,49 \text{ N}$$

## - Desain tulangan geser

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

(SNI 03-2847-2013 pasal (11.4.7.2))

$$\begin{aligned} A_v/s &= \frac{V_s}{f_y \times d} \\ &= \frac{102298,49}{400 \times 452} \\ &= 0,566 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Digunakan sengkang 2 kaki D10

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_v/S} = \frac{157,08}{0,566} = 277,62 \text{ mm}$$

## - Cek jarak sengkang

pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$S_2 = \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{452}{2} \leq 600 \\
 &= 226 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \\
 S_3 &= \frac{A_v \times f_y t}{0,35 \times b_w} \\
 &= \frac{157 \times 240}{0,35 \times 300} \\
 &= 358,86 \text{ mm} \\
 S_4 &= 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan sengkang Tumpuan  $\emptyset 10-150 \rightarrow \text{OK}$

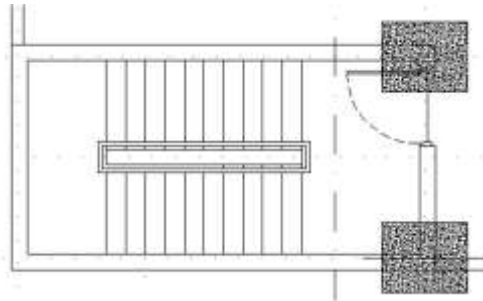
Maka dipakai tulangan sengkang Lapangan  $\emptyset 10-200 \rightarrow \text{OK}$

### 4.3.3 Perencanaan Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga seperti pada gambar 5.9 data desain sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ )	=	30 Mpa
Mutu baja ( $f_y$ )	=	400 Mpa
Tinggi antar lantai	=	350 cm
Panjang bordes	=	100 cm
Lebar bordes	=	250 cm
Lebar injakan	=	28 cm
Tinggi tanjakan	=	17 cm
Lebar tangga	=	129,5 cm
Tebal pelat tangga	=	15 cm
Tebal pelat bordes	=	15 cm
Tebal selimut beton	=	3 cm





Gambar 4.18 Denah Tangga

Sudut kemiringan tangga

$$\begin{aligned}\alpha &= \text{arc tan } t/i \\ &= \text{arc tan } 17/28 \\ &= 31,26^\circ\end{aligned}$$

Syarat sudut kemiringan tangga

$$\begin{aligned}25^\circ &\leq \alpha \leq 40^\circ \\ 25^\circ &\leq 31,26^\circ \leq 40^\circ \text{ (memenuhi)}\end{aligned}$$

Syarat lebar injakan dan tinggi tanjakan

$$\begin{aligned}60 \text{ cm} &\leq 2t + i \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} &\leq (2 \cdot 17 \text{ cm}) + 28 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} &\leq 62 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \quad \text{(memenuhi)}\end{aligned}$$

Jumlah tanjakan

$$\begin{aligned}nt &= (\text{tinggi pelat anak tangga})/t \\ &= (170 \text{ cm})/(17 \text{ cm}) \\ &= 10 \text{ buah}\end{aligned}$$

Jumlah injakan

$$\begin{aligned}ni &= nt - 1 \\ &= 10 - 1 \\ &= 9 \text{ buah}\end{aligned}$$

Tebal efektif pelat anak tangga

$$\text{Luas } \Delta 1 = \frac{1}{2} \cdot i \cdot t$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 28 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm}$$

$$= 238 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas } \Delta 2 = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{(i^2+t^2)}) \cdot d$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{(28 \text{ cm}^2+17 \text{ cm}^2)}) \cdot d$$

$$= 16,37 \text{ cm} \cdot d$$

$$\text{Luas } \Delta 1 = \text{Luas } \Delta 2$$

$$238 \text{ cm}^2 = 16,37 \text{ cm} \cdot d$$

$$d = 14,5 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2} d = 7,25 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal efektif pelat tangga} = 15 \text{ cm} + 7,5 \text{ cm}$$

$$= 22,25 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan di atas, dihasilkan tebal pelat tangga 23 cm dan tebal bordes tangga 15 cm.

#### **4.3.3.1 Pembebanan Tangga dan Bordes**

Pembebanan beban yang ada pada komponen struktur tangga disesuaikan dengan SNI Pembebanan 1727-2012 Dan karena komponen struktur tangga merupakan salah satu komponen struktur sekunder maka direncanakan hanya menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Dalam hal ini, perhitungan beban-beban tangga dibagi atas pembebanan pada anak tangga dan pembebanan pada bordes.

#### **4.3.3.2 Pembebanan Anak Tangga**

##### Beban Mati

$$\text{Berat pelat (23 cm)} = 0,23 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 552 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat railing tangga} = 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 1 cm} = 1 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat keramik 1 cm} = 1 \times 24 \text{ kg/m}^2 = \underline{24 \text{ kg/m}^2} +$$

$$q_{DL} = 607 \text{ kg/m}^2$$

### Beban Hidup

$$\text{Berat hidup tangga} \quad q_{LL} = 479 \text{ kg/m}^2$$

### **Kombinasi Pembebanan Tangga**

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 607 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 479 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1494,8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban meter lari} &= 1494,8 \text{ kg/m}^2 \times 1,3 \text{ m} \\ q_{u1} &= 1943,24 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### **4.3.3.3 Pembebanan Bordes**

#### Beban Mati

$$\text{Berat pelat (15 cm)} = 0,15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 1 cm} = 1 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat keramik 1 cm} = 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = \underline{24 \text{ kg/m}^2} +$$

$$q_{DL} = 405 \text{ kg/m}^2$$

#### Beban Hidup

$$\text{Berat hidup bordes} \quad q_{LL} = 479 \text{ kg/m}^2$$

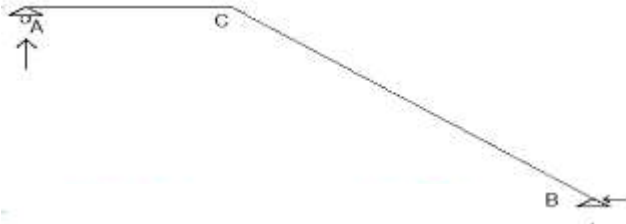
### **Kombinasi Pembebanan Bordes**

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 405 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 479 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1252,4 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban meter lari} &= 1252,4 \text{ kg/m}^2 \times 1,3 \text{ m} \\ q_{u2} &= 1628,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

#### 4.3.3.4 Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan sendi rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



Gambar 4.19 Sketsa Beban Pada Tangga

#### 4.3.3.5 Perhitungan Gaya-Gaya Pada Tangga

**Reaksi Perletakan :**

$$\Sigma M_b = 0$$

$$(V_a \cdot 3,25) - (1163,2 \times 1 \times (0,5 + 2,25)) - (1696 \times 2,25 \times 1,125) = 0$$

$$V_a = \frac{3198,8 + 4293,65}{3,25}$$

$$V_a = 2305,4 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$-V_a + V_b - (1163,2 \times 1) - (1696,3 \times 2,25) = 0$$

$$V_b = 4979,8 - 2305,4$$

$$R_c = 2674,4 \text{ kg } (\uparrow)$$

**Kontrol :**

$$\Sigma V = 0$$

$$(1696,3 \times 2,25) + (1163,2 \times 1) - 2305,37 \text{ kg} + 2674,41 \text{ kg} = 0$$

#### 4.3.3.6 Pelat Bordes

- Gaya Momen (M)

$$M_{x1} = V_a \times X1 - (0,5 q2 X1^2)$$

$$\frac{\delta M_{xi}}{\delta x_i} = 0$$

Momen maksimum bila :

$$V_a - (q2 \times X1) = 0$$

$$X1 = \frac{V_a}{q2} = \frac{2305,4}{1163,2} = 1,98$$

Maka momen maksimum terjadi di titik C = X1 = 1,275 m

$$\begin{aligned} M_{max} &= V_a \times X1 - (0,5 q2 X1^2) \\ &= 2305,4 \times 1 - (0,5 \times 1163,2 \times 1,2) \\ &= 1467,9 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Pada titik A Ma = 0 kgm

- Gaya Lintang (D)

$$D_x = V_a - (q2 \times X1) = 2305,4 - (1163,2 \times X1)$$

Titik A, X1 = 0 → Da = 2305,4 kg

Titik C, X1 = 1,2 → Dc = 909,53 kg

- Gaya Normal (N)

Titik A → Na = 0 kg

Titik C → Nc = 0 kg

#### 4.3.3.7 Pelat Tangga

- Gaya Momen (M)

$$M_{x2} = V_b \times X2 - (0,5 q2 X2^2)$$

$$= 2674,4 \times X2 - \frac{1696 \times X2^2}{2}$$

Titik B = 0 m → Mb = 0 kgm

Titik C = 2,25 m → Mc = 1723,8 kgm

- Momen maksimum pada tangga

$$M_{\max} = V_b + (q_1 \times X_2) = 0$$

$$= 2674,4 \text{ kg} + (1696,3 \times X_2) = 0$$

$$X_2 = 1,5767 \text{ m}$$

$$M_{\max} = V_b X_2 - \frac{q_1 X_2^2}{2}$$

$$= 2674,4 \text{ kg} \times 1,5767 \text{ m} - \frac{1696 \times 1,5767^2}{2}$$

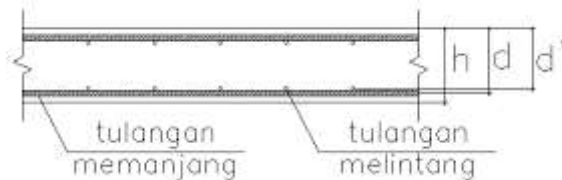
$$= 2108,31 \text{ kgm}$$

### 4.3.3.8 Perhitungan Tulangan Tangga

#### 4.3.3.8.1 Penulangan Pelat Tangga

Data Perencanaan :

- $M_u = 2108,31 \text{ kg.m} = 21083100 \text{ Nmm}$
- Tebal pelat tangga 230 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 16 mm
- Diameter tulangansusut 13 mm
- Mutu tulangan baja  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ;  $\beta_1 = 0,85$



Gambar 4.20 Tinggi Efektif Pelat Tangga

$$d = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \frac{1}{2} \text{ tulangan}$$

$$= 230 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} 16 \text{ mm}$$

$$= 202 \text{ mm}$$

**Penulangan arah memanjang**

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{21083100}{0,9 \times 1000 \times 202^2} = 0,574 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,574}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0015 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$$

$$0,002 > 0,0015$$

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

- Luas Tulangan

$$\text{As perlu} = \rho \text{ perlu} \times 1000 \times dx$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 202$$

$$= 404 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16mm (AD16= 201,06mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 201,06}{404} = 497,68 \text{ mm}$$

Syarat:  **$s \leq 3h$  atau 450 mm**

(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

**$s \leq 3(230)$  atau 450 mm**

**$s \leq 690$  mm atau 450 mm**

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 200$  mm

$$\text{As pakai} = \frac{1000 \times 201,06}{200} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

: 404 mm<sup>2</sup> < 1005,31 mm<sup>2</sup> (Ok)

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1005,31 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 15,77 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15,77}{0,835} = 18,89 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{202 - 18,89}{18,89} \times 0,003$$

$$= 0,029 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1005,31 \times 400 \left( 202 - \frac{1}{2} \times 15,77 \right)$$

$$= 69528647,03 \text{ Nmm} = 6952,87 \text{ Kgm}$$

$$\phi M_n = 6952,87 \text{ Kgm} > M_u = 2108,31 \text{ Kgm}$$

Jadi, dipakai tulangan arah memanjang = D16-200mm

### Penulangan arah melintang

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$d' = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut}$$

$$= 230 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{1}{2} \times 13 \text{ mm}$$

$$= 187,5 \text{ mm}$$



$$A_{s_h} = \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 187,5 = 337,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 mm ( $A_{D13} = 132,73 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D13}}{A_{s_h}}$$

$$= \frac{1000 \times 123,73}{337,5} = 365,33 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 5$ h atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 5(230)$  atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 1150$  mm atau 450 mm

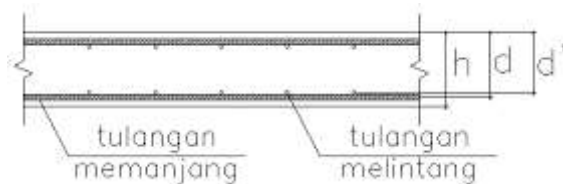
Jadi dipakai  $s = 200$  mm

Dipakai tulangan susut D13-200.

#### 4.3.3.8.2 Penulangan Pelat Bordes

Data Perencanaan :

- $M_u = 1467,9 \text{ kg.m} = 14679000 \text{ Nmm}$
- Tebal pelat bordes 150 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 16 mm
- Diameter tulanngansusut 13 mm
- Mutu tulangan baja  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton  $f_c' = 30 \text{ Mpa}$  ;  $\beta_1 = 0,85$



Gambar 4.21 Tinggi Efektif Pelat Bordes

$$d = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \frac{1}{2} \text{ tulangan}$$

$$= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} 16 \text{ mm}$$

$$= 122 \text{ mm}$$

**Penulangan arah memanjang**

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{14679000}{0,9 \times 1000 \times 122^2} = 1,096 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,096}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,002 < 0,0028$$

Dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0028$

## - Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times dx \\ &= 0,0028 \times 1000 \times 122 \\ &= 427 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm (AD16= 201,06mm<sup>2</sup> )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 201,06}{427} = 470,87 \text{ mm}$$

Syarat:  **$s \leq 3h$  atau 450 mm**

(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

**$s \leq 3(150)$  atau 450 mm**

**$s \leq 450 \text{ mm}$  atau 450 mm**

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 300 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{1000 \times 201,06}{300} = 670,21 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

: 427 mm<sup>2</sup> < 670,21 mm<sup>2</sup> (Ok)

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{670,21 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 10,51 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,51}{0,835} = 12,59 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{122 - 12,59}{12,59} \times 0,003$$

$$= 0,026 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 670,21 \times 400 \left( 122 - \frac{1}{2} \times 10,51 \right)$$

$$= 28167719,92 \text{ Nmm} = 2816,77 \text{ Kgm}$$

$$\phi Mn = 2816,77 \text{ Kgm} > Mu = 1467,9 \text{ Kgm}$$

Jadi, dipakai tulangan arah memanjang = D16-300 mm

### Penulangan arah melintang

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$d' = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut}$$

$$= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{1}{2} \times 13 \text{ mm}$$

$$= 107,5 \text{ mm}$$

$$A_{s_h} = \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 107,5 = 193,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 mm ( $A_{D13} = 132,73 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D13}}{A_{s_h}} \\ &= \frac{1000 \times 132,73}{193,5} = 639,43 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 5h$  atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 5(150)$  atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 750$  mm atau 450 mm

Jadi dipakai  $s = 200$  mm

Dipakai tulangan susut D13-200.

#### 4.3.4 Perencanaan Balok Lift

##### 4.3.4.1. Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift = Passenger Elevator

Kapasitas = 11 orang (750 kg)

Lebar pintu (OP) = 800 mm

Dimensi sangkar (car size) :

Outside = 1460 x 1505

Inside = 1400 x 1350

Hoistway = 1800 x 1930

Beban ruang mesin :

R1 = 4550 kg

R2 = 2800 kg

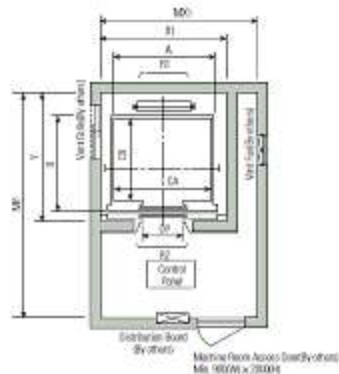
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam gambar 4.29.

## Standard Dimensions & Reactions

Unit: mm

Speed (m/min)	Capacity		Gear Opening	Car			Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	Persons	kg		OP	Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2
40	6	450	800	1480 x 850	1440 x 1000	1800	2700	3400	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	
	8	550	800	1400 x 1030	1440 x 1180	1800	2700	3400	1610	2000	4000	6000	3600	4050	2250	
	8	600	900	1400 x 1130	1440 x 1280	1800	2700	3400	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	
	10	700	800	1400 x 1230	1440 x 1400	1800	2700	3400	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	
60	11	750	800	1400 x 1350	1440 x 1500	1800	2700	3400	1930	2000	4000	6000	3700	4500	2900	
	13	900	900	1400 x 1350	1440 x 1500	2050	4200	4350	1950	2300	4400	6800	3750	5100	3750	
105	15	1000	900	1400 x 1500	1440 x 1650	2050	4200	4350	2130	2300	4400	6800	3950	5400	4300	
120	17	1150	1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	7200	2180	2400	4900	7000	3900	6600	5100	
	20	1350	1100	2000 x 1300	2100 x 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3900	6600	5100	
150	20	1350	1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	7200	2380	2400	4900	7000	4200	7800	6000	
	24	1600	1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000	8500	6800	
	24	1600	1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	7850	2630	2900	5400	8300	4300	8500	6800	
				2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200			

Gambar 4.22 Spesifikasi Passenger Elevator



Gambar 4.23 Denah Lift

### Perencanaan Dimensi Balok Penumpu Lift

$$h = \frac{L}{12} = \frac{540}{12} = 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 45 = 30 \text{ cm}$$

#### 4.3.4.2. *Pembebanan Lift*

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejutan beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejutan yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejutan yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = R \times \Psi = (4550 + 2800) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) = 13083 \text{ kg}$$

#### 4.3.4.3. *Balok Penggantungan Lift*

##### a. *Pembebanan*

Beban mati lantai :

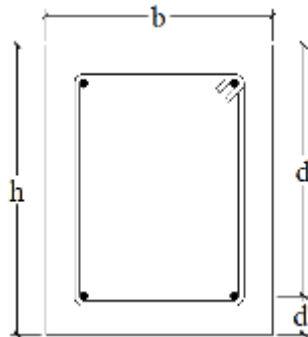
Beban mati lantai :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,4 \times 0,5 \times 2400 = 480 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat total (qd)} &= 480 \text{ kg/m} \\
 \text{Qu} = 1,2\text{qd} = 1,2 (480) &= 576 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat lift P = 13083 kg

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P = \frac{1}{2} \times 576 \times 5,4 + \frac{1}{2} \times 13083 = 8096,7 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\
 &= \frac{1}{8} \times 576 \times 5,4^2 + \frac{1}{4} \times 13083 \times 5,4 = 19761,57 \text{ kgm} \\
 &= 197615700 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.24 Penampang Balok

#### b. Perhitungan Penulangan Lentur

- Momen nominal tumpuan dan lapangan yang terjadi  
Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 2847-2013 pasal 9.3.2.2 sebesar 0,9

$$M_n = M_u / \phi = 19761,57 / 0,9 = 21957,3 \text{ kgm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal

$$\begin{aligned}
 d &= hf - d'' - \phi_s - (0,5 \times \phi) \\
 &= 500 - 30 - 10 - (0,5 \times 15) = 452,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Koefisien tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{21957,3}{0,9 \times 400 \times 452,5^2} = 2,681 \text{ N/mm}^2$$

- Rasio tulangan perlu

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30'}{400} \times \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 2,681}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0071$$

- Rasio luas tulangan minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Rasio tulangan pakai

$\rho_{\text{pakai}} = 0,0071$  karena  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{minimum}}$

- Luas tulangan perlu

$$A_{\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d = 0,0071 \times 400 \times 452,5 = 1284,619 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan pasang

$$n = \frac{A_{\text{perlu}}}{0,25 \times 3,14 \times \emptyset^2} = \frac{1284,619}{0,25 \times 3,14 \times 15^2} = 7,273 \approx 8 \text{ buah}$$

- Luas tulangan pasang

$$A_{\text{pasang}} = n \times 0,25 \times 3,14 \times \emptyset^2 = 28 \times 0,25 \times 3,14 \times 15^2$$

$$= 1413 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek} \quad : \quad A_{\text{perlu}} < A_{\text{pakai}}$$

$$1284,619 \text{ mm}^2 < 1413 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Jadi, dipasang tulangan 2D16

- Kontrol spasi tulangan

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times d') - 2\emptyset S - (n \times \emptyset)}{n - 1} = \frac{400 - (2 \times 30) - (2 \times 10) - (2 \times 15)}{8 - 1}$$

$$= 29 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{\text{pakai}} \times f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1413 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,412 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek



$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 28}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} = 0,836$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{55,412}{0,836} = 66,305 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_o = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan tarik netto

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{\epsilon_o x (dx - c)}{c} = \frac{0,003 x (452,5 - 66,305)}{66,305} \\ &= 0,017 > \epsilon_o \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \text{Mn rencana} &= \text{As pakai} \times f_y \times \left( dx - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 1413 \times 400 \times \left( 452,5 - \frac{1}{2} 55,412 \right) \\ &= 2140093635,29 \text{ Nmm} = 24009,364 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\Phi \text{Mn rencana} = 0,9 \times 24009,364 = 21608,427 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimate

$$\Phi \text{Mn rencana} = 21608,427 \text{ kgm} > \text{Mu} = 19761,57 \text{ kgm} \quad (\text{OK})$$

### c. Penulangan Geser

$$\emptyset \text{ sengkang} = 10 \text{ mm (polos)}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2 \text{ kaki}$$

$$\text{Faktor reduksi geser } \Phi = 0,75$$

$$\text{Gaya Geser (Vu)} = 8096,7 \text{ kg}$$

- Gaya geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 452,5 \\ &= 165229,638 \text{ N} = 16522,964 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Gaya geser minimum

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b \times d = 1/3 \times 400 \times 452,5$$

$$= 60333,333 \text{ N} = 6033,333 \text{ kg}$$

$$\Phi \times V_c = 0,75 \times 16522,964 = 73745,37 \text{ kg}$$

$$0,5 \times \Phi \times V_c = 0,5 \times 0,75 \times 16522,964 = 6196,111 \text{ kg}$$

- Kondisi Perencanaan Geser

1.  $V_u \leq 0,5 \times \Phi \times V_c$

$$8096,7 \text{ kg} \leq 6196,111 \text{ kg} \quad (\text{Tidak OK})$$

2.  $0,5 \times \Phi \times V_c \leq V_u \leq \Phi \times V_c$

$$6196,111 \text{ kg} \leq 8096,7 \leq 73745,37 \quad (\text{OK})$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S \text{ perlu} = \frac{\text{jumlah kaki} \times 0,25 \times 3,14 \times \phi^2 \times F_y}{b}$$

$$= \frac{2 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 240}{400} = 94,2 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum sengkang

$$S \text{ maks} = d/4 = 452,5/4 = 113,125 \text{ mm}$$

$$S \text{ maks} = 6D = 6 \times 15 = 90 \text{ mm}$$

$$S \text{ maks} < 150 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai diameter tulangan sengkang  $\phi 10 - 90 \text{ mm}$

#### d. Kontrol Lentutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lentutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

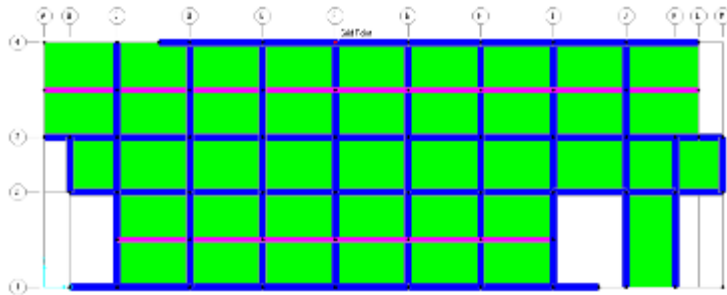
Lentutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan hmin.

## 4.4 Pemodelan Struktur

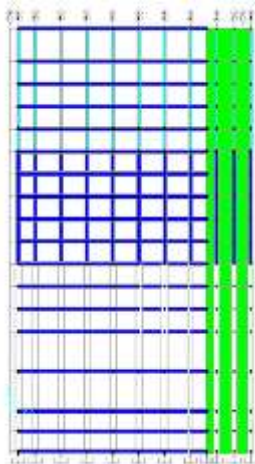
### 4.4.1 Umum

Struktur bangunan Gedung Hotel Bangkalan Madura memiliki 16 lantai ditambah 2 lantai basemen dengan ketinggian total 57,8 m. Pemodelan struktur gedung menggunakan *software* SAP 2000 dan persyaratan SNI 1726-2012 (gempa) dan SNI 1727-2013 (beban minimum). Dalam pemodelan ini, elemen struktural yang dimodelkan adalah kolom, dinding geser, balok, dan pelat lantai. Sistem struktur ini dilakukan dengan analisis respon dinamis secara 3D.

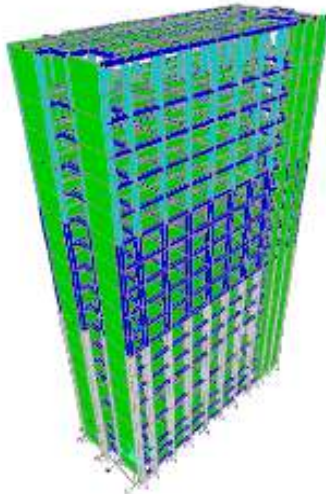
Kekakuan unsur-unsur struktur beton bertulang dihitung berdasarkan pengaruh retak beton sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013 Pasal 10.10.4.1. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan dengan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang. Untuk mutu beton digunakan kekuatan tekan beton, yaitu  $f'_c = 30$  MPa, sedangkan untuk kekuatan tarik baja digunakan  $f_y = 400$  MPa.



Gambar 4.25 Denah Struktur Gedung



Gambar 4.26 Potongan Struktur Gedung



Gambar 4.27 Model 3D Struktur Gedung

#### 4.4.2 Pembebanan

##### 1. Beban Mati

###### a. Beban Mati Struktural

Beban mati struktural merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban.

Beban mati struktural yang diperhitungkan adalah beban struktur beton bertulang, yaitu sebesar  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

###### b. Beban Mati Tambahan atau D ++ (PPIUG 1983)

Beban mati tambahan merupakan berat elemen nonstruktural yang secara permanen membebani struktur.

###### 1) Beban Mati Tambahan pada Lantai 2 s.d. 10

Keramik (t=20mm)	= 2 x 24	= 48	kg/m <sup>2</sup>
Spesi (t=20mm)	= 2 x 21	= 42	kg/m <sup>2</sup>
Plafond + penggantung	= 11+7	= 18	kg/m <sup>2</sup>
Plumbing + ME	= 40	= 40	kg/m <sup>2</sup> +
D ++lantai		= 148	kg/m <sup>2</sup>

###### 2) Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap

Aspal	= 2 x 14	= 28	kg/m <sup>2</sup>
Plafond + penggantung	= 11+7	= 18	kg/m <sup>2</sup>
Plumbing + ME	= 40	= 40	kg/m <sup>2</sup> +
D ++atap		= 86	kg/m <sup>2</sup>

###### 3) Beban Dinding

$$\text{Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (PPIUG 1983)}$$

$$\text{Beban dinding} = 250 \times 3,4 = 850 \text{ kg/m}^2$$

##### 2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup yang digunakan dalam perancangan harus beban maksimum yang diharapkan terjadi

akibat penghunian dan penggunaan bangunan. Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai untuk bangunan hotel adalah  $192 \text{ kg/m}^2$ , sedangkan beban hidup yang bekerja pada lantai atap adalah  $96 \text{ kg/m}^2$ .

### 3. Beban Gempa Rencana

Analisis gempa yang akan dikenakan pada struktur gedung menggunakan analisis spektrum respons. Berdasarkan SNI 1726-2012, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar  $S_s = 1,212$  dan  $S_1 = 0,44$  yang berada di kota Yogyakarta, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain dapat dilakukan sebagai berikut.

#### a. Kategori Risiko (I)

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah Perkantoran sehingga didapatkan kategori risiko seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Kategori Risiko

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan penikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II

### b. Faktor Keutamaan (Ie)

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori risiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Faktor Keutamaan Gempa

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

### c. Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes *boring* yang dilakukan di lapangan, diperoleh nilai N-SPT tanah rata-rata untuk kedalaman 30 meter yaitu  $N = 21,45$  (15-50). Dengan hasil tersebut, berdasarkan pasal 5.3 SNI 1726-2012, maka kategori tanah yang ada di lapangan merupakan TANAH SEDANG (SD).

### d. Koefisien Situs

Berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726-2012, koefisien situs ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_s$  dan  $S_1$  dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah.

$$F_a = 1,24$$

$$F_v = 1,9$$

Penentuan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$ :

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{MS} = 1,24 \times 0,7$$

$$S_{MS} = 0,868$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$S_{M1} = 1,9 \times 0,25$$

$$S_{M1} = 0,475$$

### e. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726-2012, parameter percepatan spektral desain, yaitu  $SDS$  dan  $SD1$  ditentukan berdasarkan rumus di bawah ini.

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

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,868$$

$$S_{DS} = 0,579$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,475$$

$$S_{D1} = 0,317$$

Dengan nilai-nilai tersebut, struktur gedung diklasifikasikan sebagai kategori desain seismik kategori D.

#### f. Sistem Penahan Gaya Seismik

Untuk kategori desain seismik D, dapat digunakan sistem ganda sebagai sistem strukturnya. sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan dinding geser beton bertulang khusus pada arah X dan Y. Dan parameter sistem struktur untuk arah X dengan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan-dinding geser beton bertulang khusus adalah:

$$R_0 = 7$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$C_d = 5,5$$

Dan parameter sistem struktur untuk arah Y dengan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan-dinding geser beton bertulang khusus adalah:

$$R_0 = 7$$

$$\Omega_0 = 2,5$$



$$C_d = 5,5$$

### g. Prosedur Gaya Lateral Ekivalen

Berikut ini akan dihitung koefisien respons seismik,  $C_s$ , berdasarkan pasal 7.8.1.1 SNI 1726-2012.

1)  $C_s$  maksimum

$$CS_{\text{maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$CS_{\text{maksimum arah X}} = \frac{0,579}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,083$$

$$CS_{\text{maksimum arah Y}} = \frac{0,579}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,083$$

2)  $C_s$  hitungan

$$CS_{\text{hasil hitungan}} = \frac{S_{DI}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$CS_{\text{hasil hitungan arah X}} = \frac{0,317}{1,379 \times \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,033$$

$$CS_{\text{hasil hitungan arah Y}} = \frac{0,317}{1,225 \times \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,037$$

3)  $C_s$  minimum

$$CS_{\text{minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$CS_{\text{minimum arah X}} = (0,044)(0,579)(1) = 0,026$$

$$CS_{\text{minimum arah Y}} = (0,044)(0,579)(1) = 0,026$$

Untuk arah X didapat nilai Cs sebagai berikut.

$$Cs_{\text{hitungan arah X}} = 0,033$$

$$Cs_{\text{minimum arah X}} = 0,026$$

$$Cs_{\text{maksimum arah X}} = 0,083$$

Nilai Cs yang digunakan adalah 0,033 karena Cs hitungan terletak di antara Cs minimum dan Cs maksimum.

Untuk arah Y didapat nilai Cs sebagai berikut.

$$Cs_{\text{hitungan arah Y}} = 0,037$$

$$Cs_{\text{minimum arah Y}} = 0,026$$

$$Cs_{\text{maksimum arah Y}} = 0,083$$

Nilai Cs yang digunakan adalah 0,037 karena Cs hitungan terletak di antara Cs minimum dan Cs maksimum.

#### **h. Periode Fundamental Pendekatan**

Periode fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum sesuai pasal 7.8.2.1 SNI 1726-2012, yaitu:

$$Ta_{\text{minimum}} = C_t \times h_n^x$$

$$Ta_{\text{maksimum}} = C_u \times Ta_{\text{minimum}}$$

1) Arah X

$$Ta_{\text{minimum}} = 0,0488 \times (57,8)^{0,75} = 1,023 \text{ detik}$$

$$Ta_{\text{maksimum}} = 1,4 \times (1,023)^{0,75} = 1,432 \text{ detik}$$

2) Arah Y

$$Ta_{\text{minimum}} = 0,0488 \times (57,8)^{0,75} = 1,023 \text{ detik}$$

$$Ta_{\text{maksimum}} = 1,4 \times (1,023)^{0,75} = 1,432 \text{ detik}$$

### **i. Kombinasi Pembebanan**

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 4.2.2, faktor-faktor dan kombinasi beban ultimit untuk beban mati nominal (D), beban hidup nominal (L), beban angin nominal (W), dan beban gempa nominal (E) adalah:

- a.  $1,4D$
- b.  $1,2D + 1,6L$
- c.  $1,2D + 1,0W + L$
- d.  $1,2D + 1,0E + L$
- e.  $0,9D + 1,0W$
- f.  $0,9D + 1,0E$

#### **4.4.3 Hasil Analisa Struktur**

##### **1. Periode Struktur**

Periode struktur (T) yang didapat dari analisis 3 dimensi SAP2000 adalah:

T arah X SAP2000 = 1,325 detik

T arah Y SAP2000 = 1,188 detik

Dilakukan kontrol terhadap  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum pada masing-masing arah.

##### **a. Arah X**

Periode struktur (T) hasil analisis SAP2000 berada di dalam interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis SAP2000, yaitu 1,325 detik.

##### **b. Arah Y**

Periode struktur (T) hasil analisis SAP2000 berada di dalam interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis SAP2000, yaitu 1,0188 detik.

##### **2. Berat Bangunan**

Bagian ini merupakan kontrol berat bangunan yang dihitung secara manual dan dihitung secara komputerisasi oleh

SAP2000. Hal ini dilakukan untuk menghindari terjadinya kesalahan pemasukan data pada SAP2000.

Tabel 4.5 Kontrol Berat Mati Bangunan

$W_i$	Lantai	Berat Struktur ( $W_i$ )
		(kg)
W0	Lantai dasar	1041465.600
W-2	Basemen	1301061.613
W-1	Basemen	1301061.613
W1	Lantai 1	965146.554
W2	Lantai 2	1109110.150
W3	Lantai 3	1109110.150
W4	Lantai 4	1109110.150
W5	Lantai 5	833522.810
W6	Lantai 6	833522.810
W7	Lantai 7	833522.810
W8	Lantai 8	833522.810
W9	Lantai 9	833522.810
W10	Lantai 10	746700.410
W11	Lantai 11	746700.410
W12	Lantai 12	746700.410
W13	Lantai 13	746700.410
W14	Lantai 14	746700.410
W15	Lantai 15	746700.410
<b>Berat Total</b>		<b>16583882.336</b>
		<b>16583.882</b>

Tabel 4.6 Kontrol Beban Hidup Bangunan

$W_i$	Lantai	Berat Struktur ( $W_i$ )
		(kg)
$W_0$	Lantai dasar	0
$W_{-2}$	Basemen	598349
$W_{-1}$	Basemen	598349
$W_1$	Lantai 1	95976
$W_2$	Lantai 2	95976
$W_3$	Lantai 3	95976
$W_4$	Lantai 4	95976
$W_5$	Lantai 5	95976
$W_6$	Lantai 6	95976
$W_7$	Lantai 7	95976
$W_8$	Lantai 8	95976
$W_9$	Lantai 9	95976
$W_{10}$	Lantai 10	95976
$W_{11}$	Lantai 11	95976
$W_{12}$	Lantai 12	95976
$W_{13}$	Lantai 13	95976
$W_{14}$	Lantai 14	95976
$W_{15}$	Lantai 15	95976
<b>Berat Total</b>		<b>2636333.366</b>
		<b>2636.333</b>

Jumlah beban mati	=	16583882.336	kg	=	16583.882	ton
Jumlah beban live	=	2636333.366	kg	=	2636.333	ton
Jumlah beban hidup & mati	=	15421395.078	kg	=	15421.395	ton

Berat Bangunan Dari Sap	=	16151226.380	kg	=	16151.226	ton
Selisih	=	-729.831	ton	=	4.733	%

Dari hasil perhitungan di atas didapat selisih berat bangunan sebesar 4,733%, nilai ini masih berada di bawah batas selisih toleransi berat bangunan, yaitu 5%. Karena dalam perhitungan berat bangunan manual mengabaikan adanya rongga (*void*) pada struktur gedung, maka untuk perhitungan selanjutnya, akan digunakan berat bangunan yang dihitung oleh SAP2000.

### 3. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir  $V_{dinamik}$  harus lebih besar sama dengan 85%  $V_{statik}$ . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

Maka nilai akhir *base reaction respon spectrum* hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Nilai akhir base reaction

<b>TABLE: Base Reactions</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>StepType</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	308917.22	255549.39
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	253771.57	326293.57

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar ( $V$ ) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI 1726:2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horisontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental struktur dari hasil analisis struktur menggunakan  $T_c$  seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah

	<i>Tc (detik)</i>	<i>V (kg)</i>	<b>0,85 V (kg)</b>
sumbu X	1.325	257158.580	218584.793
sumbu Y	1.118	257158.580	218584.793

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap  $0,85V_{statik}$  seperti diperlihatkan pada Tabel 4.28.

Tabel 4. 1 Kontrol akhir base reaction

$$F_x = 308917.22 \text{ kg} > 257158.580 = 218584.793 \text{ kg}$$

$$F_y = 326293.57 \text{ kg} > 257158.580 = 218584.793 \text{ kg}$$

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 4.28 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$ , maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan  $0,85 V_{statik} / V_{dinamik}$  pada masing-masing arah, sehingga persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$  terpenuhi. Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada perhitungan berikut.

$$\text{Faktor Pengali } F_x = \frac{257158.6}{308917} = 0.832$$

$$\text{Faktor Pengali } F_y = \frac{257159}{326294} = 0.788$$

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada tabel 4.9.

Tabel 4.9 Kontrol akhir base reaction berdasarkan faktor skala

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	256316.05	211081.84
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	201410.9	257813.36

Berdasarkan Tabel 4.9 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726 : 2012 Pasal 7.9.4.

#### 4. Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. *Frame* yang dianalisis frame arah X dan Y karena memiliki sistem penahan gaya seismik *dual system*, demikian hasilnya:

Tabel 4.10 Kontrol Sistem Ganda

Beban Gempa	Fx (kN)		Fx (%)	
	SRPM	SW	SRPM	SW
Gempa X	104169.27	269721.39	28%	72%
Gempa Y	70904.4	208524.52	25%	75%

Beban Gempa	Fy (kN)		Fy (%)	
	SRPM	SW	SRPM	SW
Gempa X	67809.92	202979.32	25%	75%
Gempa Y	101158.44	253577.52	29%	71%



5. Periode SAP2000 dan *Modal Participating Mass Ratio*  
Berikut ini merupakan tabel untuk periode SAP2000 dan  
*Modal Participating Mass Ratio* berdasarkan SNI 1726-2012.

Tabel 4.11 Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa

<b>Modal</b> Unitless	<b>Period</b> Sec	<b>UX</b> Unitless	<b>UY</b> Unitless	<b>SumUX</b> Unitless	<b>SumUY</b> Unitless
1	1.325	0.307	0.302	0.307	0.302
2	1.188	0.288	0.304	0.595	0.606
3	0.803	0.000	0.010	0.596	0.616
4	0.398	0.077	0.047	0.672	0.663
5	0.333	0.055	0.093	0.728	0.756
6	0.224	0.000	0.001	0.728	0.758
7	0.188	0.023	0.025	0.751	0.783
8	0.157	0.022	0.033	0.773	0.816
9	0.132	0.000	0.000	0.773	0.816
10	0.126	0.000	0.000	0.773	0.816
11	0.114	0.010	0.025	0.783	0.841
12	0.108	0.002	0.000	0.785	0.841
13	0.098	0.014	0.023	0.799	0.865
14	0.081	0.011	0.020	0.810	0.885
15	0.072	0.011	0.020	0.822	0.904
16	0.061	0.023	0.006	0.845	0.911
17	0.052	0.003	0.028	0.848	0.938
18	0.041	0.089	0.001	0.936	0.939
19	0.023	0.028	0.010	0.964	0.949
20	0.019	0.010	0.024	0.974	0.974

Dari Tabel 4.11 diketahui bahwa partisipasi massa telah mencapai 90% untuk UX dan UY pada mode ke 18

6. Kontrol Simpangan Antar lantai (*Story Drift*)

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antarlantai hanya ada saat kondisi kinerja batas ultimit saja. Tabel 4.12 dan Tabel 4.13 merupakan hasil perhitungan simpangan antarlantai pada arah x dan y berdasarkan SNI 1726-2012 pada kondisi kinerja batas ultimit.

Tabel 4.12 Simpangan Antarlantai Arah X

Story	Elevasi	Total Drift	Perpindahan	Simpangan	Simp. Ijin
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Lantai 2	6	1.512	1.512	8.316	120
Lantai 3	12	3.35	1.838	10.109	120
Lantai 4	15.4	4.455	1.105	6.078	68
Lantai 5	18.8	5.606	1.151	6.331	68
Lantai 6	22.2	6.781	1.175	6.463	68
Lantai 7	25.6	8.02	1.239	6.815	68
Lantai 8	29	9.258	1.238	6.809	68
Lantai 9	32.4	10.498	1.240	6.820	68
Lantai 10	35.8	11.733	1.235	6.793	68
Lantai 11	39.2	12.955	1.222	6.721	68
Lantai 12	42.6	14.231	1.276	7.018	68
Lantai 13	46	15.486	1.255	6.903	68
Lantai 14	49.4	16.715	1.229	6.760	68
Lantai 15	52.8	17.915	1.200	6.600	68
Lantai 16	57.8	19.67	1.755	9.653	100

Tabel 4.13 Simpangan Antarlantai Arah Y

Story	Elevasi	Total Drift	Perpindahan	Simpangan	Simp. Ijin
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Lantai 2	6	2.093	2.093	11.512	120
Lantai 3	12	4.249	2.156	11.858	120
Lantai 4	15.4	5.601	1.352	7.436	68
Lantai 5	18.8	7.033	1.432	7.876	68
Lantai 6	22.2	8.514	1.481	8.146	68
Lantai 7	25.6	10.046	1.532	8.426	68
Lantai 8	29	11.593	1.547	8.509	68
Lantai 9	32.4	13.144	1.551	8.531	68
Lantai 10	35.8	14.688	1.544	8.492	68
Lantai 11	39.2	16.205	1.517	8.344	68
Lantai 12	42.6	17.728	1.523	8.377	68
Lantai 13	46	19.193	1.465	8.058	68
Lantai 14	49.4	20.606	1.413	7.771	68
Lantai 15	52.8	21.967	1.361	7.486	68
Lantai 16	57.8	23.905	1.938	10.659	100

Contoh perhitungan simpangan antarlantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai 15 arah Y:

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari SAP2000 yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 15, yaitu 21,97 mm. Jadi nilai  $\delta_{e10} = 21,97$  mm.
- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari SAP2000 yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 16, yaitu 23,91 mm. Jadi nilai  $\delta_{e9} = 23,91$  mm.

c. Hitung simpangan atau perpindahan antar lantai untuk lantai 10 yaitu dengan persamaan  $(\delta_{e16} - \delta_{e15}) = (23,91 - 21,97) = 1,94$  mm.

d. Hitung nilai perpindahan antar lantai (*story drift*) yang diperbesar, yaitu:

$$\frac{(\delta_{e16} - \delta_{e15}) \times C_d}{I_e} = 10,67 \text{ mm}$$

e. Hitung nilai batas untuk simpangan antarlantai (*story drift*)  $\Delta_a$  yang terdapat pada pasal 7.12.1 SNI 1726-2012, yaitu:

$$\Delta_a < 0,02h_{sx}$$

$$\Delta_a < 0,02 \times (57800 - 52800)$$

$$\Delta_a < 100 \text{ mm}$$

f. Cek nilai simpangan antarlantai pada lantai 10, yaitu:  
10,659 mm < 100 mm (OK)

#### 7. Pengaruh Eksentrisitas dan Torsi

Torsi berdasarkan SNI 03-1726-2012 terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Eksentrisitas dari torsi bawaan dapat dilihat melalui SAP2000. Berikut ini merupakan data eksentrisitas dari torsi bawaan yang didapat melalui SAP2000 untuk arah x dan y.

Tabel 4.14 Data Eksentrisitas Torsi Bawaan

LANTAI	PUSAT MASSA		PUSAT ROTASI		EKSENTRISITAS	
	Xcm(m)	Ycm(m)	Xcr(m)	Ycr(m)	(e)	
					X(m)	Y(m)
1	18.494	6.622	18.137	6.793	0.357	-0.171
2	18.524	6.631	18.137	6.793	0.387	-0.162
3	18.890	6.670	18.713	6.839	0.177	-0.169
4	18.890	6.670	18.713	6.839	0.177	-0.169
5	18.838	6.678	18.713	6.839	0.125	-0.161

Tabel 4.14 Data Eksentrisitas Torsi Bawaan (Lanjutan)

LANTAI	PUSAT MASSA		PUSAT ROTASI		EKSENTRISITAS ( e )	
	Xcm(m)	Ycm(m)	Xcr(m)	Ycr(m)	X(m)	Y(m)
6	18.767	6.690	18.713	6.839	0.054	-0.149
7	18.766	6.690	18.713	6.839	0.053	-0.149
8	18.766	6.690	18.713	6.839	0.053	-0.149
9	18.766	6.690	18.713	6.839	0.053	-0.149
10	18.692	6.702	18.713	6.839	-0.021	-0.137
11	18.591	6.718	18.713	6.839	-0.122	-0.121
12	18.591	6.718	18.713	6.839	-0.122	-0.121
13	18.591	6.718	18.713	6.839	-0.122	-0.121
14	18.694	6.735	18.713	6.839	-0.019	-0.104
Atap	18.840	6.749	18.713	6.839	0.127	-0.090

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus panjang bentang struktur bangunan di mana gaya gempa bekerja. Berikut ini merupakan data eksentrisitas tak terduga.

Tabel 4.15 Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga

Lantai	Panjang bentang total sumbu-y (Ly)-(m)	Panjang bentang total sumbu-x (Lx)-(m)	0.05 Ly (m)	0.05 Lx (m)
1	13.4	37.3	0.67	1.865
2	13.4	37.3	0.67	1.865
3	13.4	37.3	0.67	1.865
4	13.4	37.3	0.67	1.865
5	13.4	37.3	0.67	1.865
6	13.4	37.3	0.67	1.865

Tabel 4.15 Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga (Lanjutan)

Lantai	Panjang bentang total sumbu-y (Ly)-(m)	Panjang bentang total sumbu-x (Lx)-(m)	0.05 Ly (m)	0.05 Lx (m)
7	13.4	37.3	0.67	1.865
8	13.4	37.3	0.67	1.865
9	13.4	37.3	0.67	1.865
10	13.4	37.3	0.67	1.865
11	13.4	37.3	0.67	1.865
12	13.4	37.3	0.67	1.865
13	13.4	37.3	0.67	1.865
14	13.4	37.3	0.67	1.865
Atap	13.4	37.3	0.67	1.865

Berdasarkan SNI 03-1726-2013 pasal 7.8.4.2, jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5% yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar.

Eksentrisitas torsi tak terduga harus dikalikan dengan faktor pembesaran momen torsi tak terduga (A). Faktor pembesaran torsi tak terduga (A) ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$Ax = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2$$

Nilai-nilai dari  $\delta_{max}$  dan  $\delta_{avg}$  diambil dari kombinasi terbesar. Nilai tersebut dapat dikeluarkan langsung dari output SAP2000. Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{max}$ ,  $\delta_{avg}$ , dan Ax untuk pembebanan gempa arah x.

Tabel 4.16 Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_x$  untuk gempa arah x

Story	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\text{avg}}$	$1,2 \delta_{\text{avg}}$	$A_x$	Kontrol Torsi
	(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 2	0.0012	0.0011	0.00115	0.00138	0.76	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 3	0.0029	0.0027	0.00280	0.00336	0.74	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 4	0.0039	0.0038	0.00385	0.00462	0.71	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 5	0.0050	0.0048	0.00490	0.00588	0.72	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 6	0.0062	0.0059	0.00605	0.00726	0.73	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 7	0.0074	0.0070	0.00720	0.00864	0.73	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 8	0.0086	0.0082	0.00840	0.01008	0.73	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 9	0.0098	0.0093	0.00955	0.01146	0.73	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 10	0.0110	0.0100	0.01050	0.01260	0.76	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 11	0.0120	0.0120	0.01200	0.01440	0.69	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 12	0.0134	0.0126	0.01300	0.01560	0.74	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 13	0.0146	0.0137	0.01415	0.01698	0.74	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 14	0.0158	0.0147	0.01525	0.01830	0.75	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 15	0.0169	0.0157	0.01630	0.01956	0.75	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 16	0.0186	0.0172	0.01790	0.02148	0.75	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 6.19 di atas terlihat bahwa  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu y ( $e_{dy}$ ) menggunakan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) dengan nilai 1.

$$e_{dy} = e_{0y} + (0,05 Ly) A_x = e_{0y} + (0,05 Ly)$$

$$e_{dy} = e_{0y} - (0,05 Ly) A_x = e_{0y} - (0,05 Ly)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada SAP2000 sudah sesuai.

Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_y$  untuk pembebanan gempa arah y.

Tabel 4.17 Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_y$  untuk gempa arah y

Story	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\text{avg}}$	$1,2 \delta_{\text{avg}}$	$A_x$	Kontrol Torsi
	(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 2	0.0010	0.0009	0.00094	0.001	0.709	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 3	0.0019	0.0019	0.0019	0.002	0.694	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 4	0.0029	0.0030	0.00295	0.004	0.671	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 5	0.0040	0.0040	0.004	0.005	0.694	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 6	0.0052	0.0051	0.00515	0.006	0.708	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 7	0.0064	0.0062	0.0063	0.008	0.717	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 8	0.0066	0.0081	0.00733	0.009	0.564	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 9	0.0078	0.0092	0.00848	0.010	0.588	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 10	0.0090	0.0099	0.00943	0.011	0.633	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 11	0.0100	0.0119	0.01093	0.013	0.582	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 12	0.0114	0.0125	0.01193	0.014	0.635	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 13	0.0126	0.0119	0.01225	0.015	0.735	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 14	0.0138	0.0129	0.01335	0.016	0.742	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 15	0.0139	0.0139	0.0139	0.017	0.694	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Story 16	0.0146	0.0132	0.0139	0.017	0.766	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 6.20 di atas terlihat bahwa  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ( $A_y$ ) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk



perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu x ( $e_{dx}$ ) menggunakan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) dengan nilai 1.

$$e_{dx} = e_{0x} + (0,05 Lx) A_x = e_{0x} + (0,05 Lx)$$

$$e_{dx} = e_{0x} - (0,05 Lx) A_x = e_{0x} - (0,05 Lx)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada SAP2000 sudah sesuai.

## **4.5 Perhitungan Struktur Primer**

### **4.5.1 Desain Struktur Primer**

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok, kolom dan dinding geser. Perencanaan struktur primer Gedung Hotel Bangkalan ini menggunakan Sistem Ganda (Dual Sistem). Berdasarkan SNI 2847-2013 Pendetailan Semua struktur Primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang ada pada Pasal 21.1.4 - 21.1.7.

### **4.5.2 Desain Balok Primer**

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 2 - Atap. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok

mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa struktur utama dari hasil analisa menggunakan program bantu SAP2000.

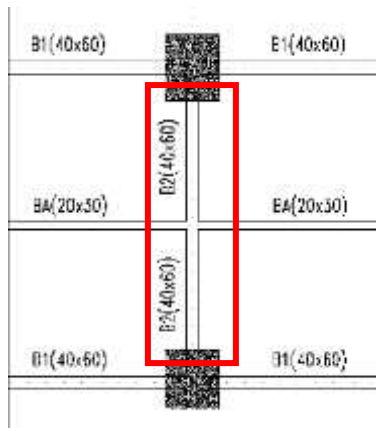
Dalam struktur bangunan ini terdapat dua macam balok induk, yaitu balok 55/70 dan 40/60. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

#### **4.5.2.1. Data Perencanaan**

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan balok primer BI-2:

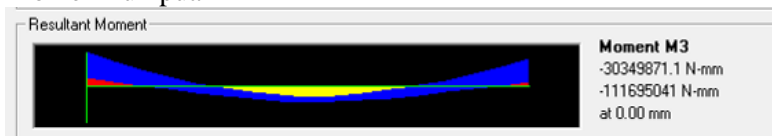
- Dimensi Balok = 400/600 mm
- Bentang Balok = 5200 mm
- Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - Mutu baja( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja( $f_y$ ) = 400 MPa

#### 4.5.2.2. Desain Balok Primer BI-2

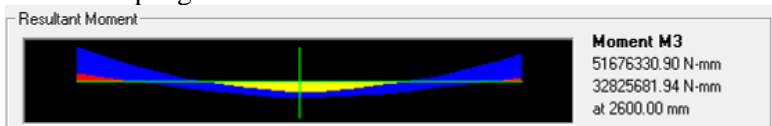


Gambar 4.28 Lokasi Peninjauan Balok BI-1

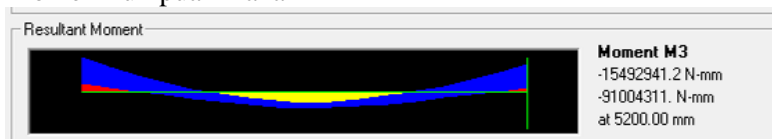
#### Momen Tumpuan Kiri



#### Momen Lapangan



#### Momen Tumpuan Kanan



Gambar 4.29 Momen Balok BI-2

Dari hasil permodelan *SAP2000* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada balok yang ditinjau seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Momen Envelope BI-2

DAERAH	MOMEN	
Tump.Kiri	111695041	Nmm
Lapangan	32825681.94	Nmm
Tump.Kanan	91004311	Nmm

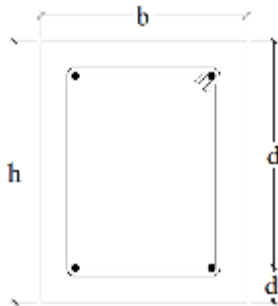
Periksa persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:

a.  $l_n \geq 4d$

$l_n$  = bentang bersih balok dari muka kolom ke muka kolom

Ukuran kolom pendukung balok BI-2 adalah 900 x 1100 mm<sup>2</sup>.

$$l_n = 5200 - 900 = 4300$$



Gambar 4.30 Penampang Balok

Diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan simetris

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \left(\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}}\right)$$

$$d = 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - \left(\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}\right) = 537,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}}\right)$$

$$d' = 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 62,5 \text{ mm}$$

$$4d = d \times 537,5 = 2150$$

$$l_n = 4300 \text{ mm} \geq 4d = 2150 \text{ mm} (OK)$$

b. Garis netral pada kondisi balance

$$\begin{aligned} x_b &= \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \\ &= \frac{600}{600 + 400} \times 537,5 \\ &= 322,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Garis netral maksimum

$$\begin{aligned} x_{\max} &= 0,75 \cdot x_b \\ &= 0,75 \cdot 322,5 \text{ mm} \\ &= 241,88 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Garis netral minimum

$$\begin{aligned} x_{\min} &= d' \\ &= 61,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$x_{\text{renc}} = 100 \text{ mm}$$

e.  $b_w \geq 0,3h$  atau  $250 \text{ mm}$

$$b_w = 400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} (OK)$$

$$0,3h = 0,3 \times 600 = 200 < b_w (OK)$$

Lebar penampang  $b_w$  tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang sama atau lebih kecil dari nilai terkecil antara lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali tinggi kolom. Ukuran kolom pendukung balok BI-2 adalah  $900 \times 1100 \text{ mm}^2$ , maka:

$$b_w = 400 \text{ mm} < 900 + 2 \left( \frac{3}{4} \times 900 \right) = 2250 \text{ mm} (OK)$$

- Desain Tulangan Puntir atau Torsi

Data Perencanaan :

Faktor reduksi puntir = 0,75 (SNI 2847 : 2013 Pasal 9.3.2.3)

Diameter tulangan puntir = 16 mm

Torsi ultimate = 14799635,2 Nmm

- Cek Kebutuhan Tulangan Puntir

- Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$A_{cp} = b_{balok} \times h_{balok} = 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} = 240000 \text{ mm}^2$$

- Parameter luar irisan penampang beton  $A_{cp}$

$$P_{cp} = 2x(b_{balok} + h_{balok}) = 2 \times (400 \text{ mm} + 600 \text{ mm}) = 2000 \text{ mm}$$

- Cek kebutuhan tulangan puntir (SNI 2847 : 2013 Pasal 11.5.1)

$$T_u < \phi \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \rightarrow \text{memerlukan tulangan puntir}$$

$$T_u > \phi \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \rightarrow \text{tulangan puntir diabaikan}$$

$$14799635,2 \text{ Nmm} > 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times \left( \frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$14799635,2 \text{ Nmm} < 220287,166 \text{ Nmm} \text{ (torsi diabaikan)}$$

Jadi, penampang balok tidak memerlukan penulangan puntir, akan tetapi karena  $H_{balok} > 300 \text{ mm}$  maka digunakan tulangan torsi minimum 2D16.

- Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan (As):

Untuk mengantisipasi terjadinya gerakan bolak-balik saat dibebani beban lateral, maka untuk tumpuan (-) digunakan  $\mu$  tumpuan (-) yang terbesar.

$\mu$  tumpuan (-) = - 1116395041 Nmm

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 111695041 \text{ Nmm} \\ \text{Cc}' &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x_{\text{rencana}} \\ &= 0,85 \cdot 30 \text{Mpa} \cdot 300 \text{mm} \cdot 0,85 \cdot 100 \text{mm} \\ &= 650250 \text{ N} \\ &= \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x_{\text{rencana}}}{f_y} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asc} &= \frac{f_y}{0,85 \times 30 \times 400 \times 0,85 \times 100} \\ &= \frac{400}{400} \\ &= 2167,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mnc} &= \text{Asc} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x_{\text{rencana}}}{2} \right) \\ &= 2167,5 \cdot 400 \cdot \left( 438,5 - \frac{0,85 \cdot 100}{2} \right) \\ &= 429165000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= \frac{\text{Mu}_{\text{tumpuan}}}{\phi} \\ &= \frac{111695041}{0,9} \\ &= 124105601,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Cek momen nominal tulangan lentur rangkap

$M_{ns} > 0$ , maka perlu tulangan lentur rangkap

$M_{ns} < 0$ , maka tidak perlu tulangan lentur tekan

$$\begin{aligned} M_{ns} &= M_n - M_{nc} \\ &= 124105601,1 \text{ Nmm} - 429165000 \text{ Nmm} \\ &= -305059398,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Karena  $M_{ns} = -305059398,9 \text{ Nmm} < 0$ , sehingga tulangan tunggal.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{111,695 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 537,5^2} = 1,193 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,193}{400}} \right) = 0,0031$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0031 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$$

Maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0031 \times 1,3 = 0,00397$

- Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,00397 \times 400 \times 537,5 = 854,26 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0,25\sqrt{30}}{400} \times 400 \times 535,5$$

$$= 547,72 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 537,5}{400} = 752,5 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 854,26 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan diameter 19 (283,39 mm<sup>2</sup>)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$



$$= \frac{854,26}{283,39} = 3,01 \approx 5 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 5D19 ( $A_s = 1417,64 \text{ mm}^2$ )

- Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1417,64 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,59 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{55,59}{0,835} = 66,58 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left( \frac{537,5 - 66,58}{66,58} \right) \\ &= 0,021 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik} \end{aligned}$$

- Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1417,14 \times 400 \times \left( 537,5 - \frac{1}{2} \times 55,59 \right)$$

$$= 260036403,7 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 26003,64 \text{ kgm} > M_u = 11169,5 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol Spasi Tulangan (As) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 19}{5 - 1} = 49,75 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

- Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan (As'):

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013: Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Maka:

Maka, dipakai  $\frac{1}{2} Mu^- = 5584,75 \text{ kgm}$

Contoh perhitungan tulangan lentur pada tumpuan (As') sama dengan perhitungan tulangan lentur pada tumpuan (As) maka, tulangan lentur tekan dipakai 3D19 (As' = 850,59 mm<sup>2</sup>)

- Kontrol Spasi Tulangan (As') :

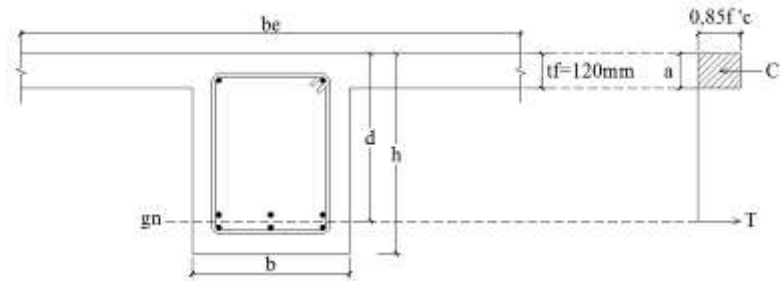
Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 19}{3 - 1} = 118,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

- **Penulangan lentur daerah lapangan**

**Kontrol Pengaruh Balok T**



Gambar 4.31 Asumsi Balok T

Untuk mengantisipasi terjadinya gerakan bolak-balik saat dibebani beban lateral, maka untuk tumpuan digunakan  $M_u$  tumpuan yang terbesar.

$M_u$  lapangan = 32825681,94 Nmm

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$\begin{aligned} M_u &= 32825681,94 \text{ Nmm} \\ C_c' &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x_{rencana} \\ &= 0,85 \cdot 30 \text{ Mpa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 0,85 \cdot 100 \text{ mm} \\ &= 650250 \text{ N} \\ &= \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x_{rencana}}{f_y} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot x_{rencana}} \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 400 \times 0,85 \times 100}{400} \\ &= 2167,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= A_{sc} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x_{rencana}}{2} \right) \\ &= 2167,5 \cdot 400 \cdot \left( 438,5 - \frac{0,85 \cdot 100}{2} \right) \\ &= 429165000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{\text{Mutumpuan}}{\varphi} \\
 &= \frac{32825681,94}{0,9} \\
 &= 36472979,93 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Cek momen nominal tulangan lentur rangkap

$M_{ns} > 0$ , maka perlu tulangan lentur rangkap

$M_{ns} < 0$ , maka tidak perlu tulangan lentur tekan

$$\begin{aligned}
 M_{ns} &= M_n - M_{nc} \\
 &= 36472979,93 \text{ Nmm} - 429165000 \text{ Nmm} \\
 &= -392692020,1 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Karena  $M_{ns} = -392692020,1 \text{ Nmm} < 0$ , sehingga tulangan tunggal.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{36,47 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 537,5^2} = 0,32 \text{ Mpa}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,32}{400}} \right) = 0,0008
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0008 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$$

Maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0008 \times 1,3 = 0,00103$

- Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,00103 \times 400 \times 537,5 = 221,92 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w \text{ datau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0,25\sqrt{30}}{400} \times 400 \times 535,5$$

$$= 547,72 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 537,5}{400} = 752,5 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 752,5 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan diameter 19 (283,39 mm<sup>2</sup>)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$

$$= \frac{752,5}{283,39} = 2,65 \approx 4 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 4D19 ( $A_s = 1134,12 \text{ mm}^2$ )

- Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1134,12 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 44,48 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44,48}{0,835} = 53,26 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d-c}{c} \right) = 0,003 \times \left( \frac{537,5-53,26}{53,26} \right) \\ &= 0,027 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}\end{aligned}$$

- Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0,9 \times 1134,12 \times 400 \times \left( 537,5 - \frac{1}{2} \times 44,48 \right) \\ &= 210372001,6 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\phi Mn = 21037,2 \text{ kgm} > Mu = 3282,57 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

- Cek Balok T

$l_n = 4100 \text{ mm}$  ( bentang bersih balok)

Momen terfaktor yang bekerja pada balok (gambar 7.4):

$M_u \text{ lapangan} = 186,3574 \text{ kNm}$

Lebar efektif balok T,  $b_e$ , yang diambil dari nilai terkecil antara:

- $b_w + 2(l_n/2) = 400 + 2(4100/2) = 4500 \text{ mm}$
- $b_w + 2(8 \text{ tf}) = 400 + 2 \times (8 \times 120) = 2320 \text{ mm}$
- $l/4 = 5200/4 = 1300 \text{ mm}$

Diambil  $b_e = 1300 \text{ mm}$

$$As = 1134,12 \text{ mm}^2 \text{ (4D19)}$$

$$b_e = 1300 \text{ mm}$$

$$d = 537,5 \text{ mm}$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc \times b_e} = \frac{1134,12 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1300} = 13,69 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13,69}{0,835} = 16,4 \text{ mm}$$

$c = 16,4 \text{ mm} < t_f = 120 \text{ mm} \rightarrow$  tergolong balok T palsu

#### Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{senggang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 19}{5 - 1} = 72,67 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### Perencanaan tulangan lentur pada Lapangan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1134,12 = 567,06 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 2D19 ( $A_s' = 567,06 \text{ mm}^2$ )

#### Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{senggang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 19}{2 - 1} = 256 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Desain Penulangan Geser Tumpuan Balok**

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur

maksimum, ( $Mpr$ ) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{ln} + \frac{qu \times ln}{2}$$

$$V_{ka} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} - \frac{qu \times ln}{2}$$

Nilai  $Mpr$  dihitung sebagai berikut:

Untuk tulangan 5D19 di sisi atas:

$$a = \frac{As \times 1,25 fy}{0,85 \times fc' \times be} = \frac{1417,64 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 64,49mm$$

$$Mpr^- = As(1,25 fy) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr^- = 1417,64(500)(538 - 35)$$

$$Mpr^- = 356362897Nmm = 356,36kNm$$

Untuk tulangan 3D19 di sisi bawah:

$$a = \frac{As \times 1,25 fy}{0,85 \times fc' \times be} = \frac{850,59 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 41,69mm$$

$$Mpr^- = As(1,25 fy) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr^- = 850,59(500)(538 - 21)$$

$$Mpr^- = 219728661Nmm = 219,73kNm$$



Dengan  $q_u$  merupakan beban akibat kombinasi 1,2D+1L. Sehingga  $q_u \times \ln/2$  dapat dianggap sebagai  $V_u$  akibat kombinasi 1,2D+1L pada SAP2000.

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{\ln} + \frac{q_u \times \ln}{2} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{\ln} + V_u$$

$$V_{ka} = \frac{219728661 + 356362897}{4100} + 90657,25 = 231167,39N = 231,17kN$$

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{\ln} - \frac{q_u \times \ln}{2} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{\ln} - V_u$$

$$V_{ki} = \frac{219728661 + 356362897}{4100} - 90657,25 = 49852,89N = 49,85kN$$

Perencanaan gaya geser pada sendi plastis:

Gaya geser maksimum yang ditimbulkan oleh beban gempa adalah:

$$\frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{\ln} = \frac{219728661 + 356362897}{4100} = 140510N = 140,51kN$$

di mana nilai ini lebih besar daripada 50% gaya geser total

$$\frac{1}{2} \times 90657,25 = 45328,63N = 45,33kN$$

Sehingga  $V_c$  dapat diambil sama dengan nol. Maka:

$$V_u = \emptyset V_s + \emptyset V_c$$

$$V_u = \emptyset V_s + 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} = \frac{231167,39}{0,75} = 308223,18N = 308,22kN$$

$$V_s < 0,66 \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$308,22kN < 0,66 \sqrt{30} \times 400 \times 537,5 \times 10^{-3}$$

$$308,22kN < 777,22kN \text{ (OK penampang mencukupi)}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang,  $s$ , adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2(265,47) \times 400 \times 537,5}{308,22 \times 10^3} = 185,17 \text{ mm}$$

Jarak maksimum sengkang tertutup sepanjang  $2h$  ( $= 2 \times 600 = 1200$  mm) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $d/4 = 537,5/4 = 134$  mm
- $6db = 6(19) = 114$  mm
- 150 mm

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup 2D13-100 mm hingga sepanjang 1200 mm dari muka tumpuan. Dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

#### • Penulangan Geser Lapangan Balok

Pada jarak 1.200 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$$V_u = 28,06 \text{ kN}$$

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

$$V_c = 0,17(1)(\sqrt{30})(400)(537,5) \times 10^{-3} = 200,19 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{28,06}{0,75} - 200,19 = -162,78 \text{ kN}$$

Maka, Cek Nilai  $V_c$  :

$$\text{a. } V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$$

$$28,06 \text{ kN} < \frac{1}{2} 0,75 \times 200,19 = 75,07 \text{ kN (OK)}$$

$$\text{b. } \frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$75,07 \text{ kN} < 28,06 \text{ kN} < 0,75 \times 200,19 = 150,14 \text{ kN (not OK)}$$

Maka digunakan tulangan geser minimum (SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3):

$$\begin{aligned}
 V_s &= 0,33\sqrt{f'c} \times bw \times d \\
 &= 0,33\sqrt{30} \times 400 \times 537,5 \\
 &= 388,61 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang,  $s$ , adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2(265,47) \times 400 \times 537,5}{388,61 \times 10^3} = 146,86 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup pada daerah lapangan 2D13-125 mm

- **Panjang Penyaluran**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12, panjang penyaluran tulangan diatur sebagai berikut :

**Penyaluran Tulangan Tarik**

$$l_b > dbx \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1\lambda\sqrt{f'c}} \right) = 19x \left( \frac{400x1,3x1}{2,1x1x\sqrt{30}} \right) = 858,9 \text{ mm}$$

$$l_b > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tarik sebesar 900 mm.

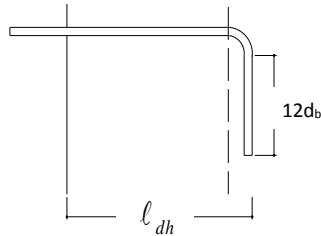
**Penyaluran Kait Standar Dalam Kondisi Tarik**

$$l_{dh} > 8db = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > dbx \left( \frac{0,24 f_y \psi_e}{\lambda\sqrt{f'c}} \right) = 19x \left( \frac{0,24x400x1}{1x\sqrt{30}} \right) = 333,01 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang  $l_{dh}$  sebesar 350 mm



Gambar 4.32 Gambar Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar

- **Kontrol Retak**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.6.4, spasi tulangan terdekat ke muka tarik ( $s$ ) tidak boleh lebih dari :

$$f_s = 0,66 f_y = 264 \text{ MPa}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c$$

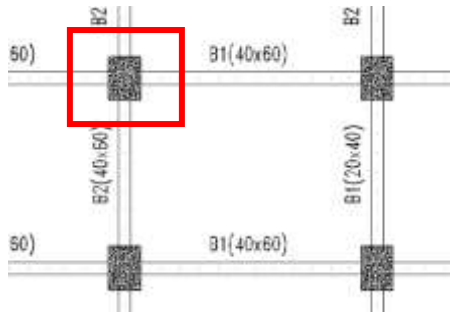
$$= 380 \left( \frac{280}{264} \right) - 2,5 \times 40 = 303,03 \text{ mm}$$

$$s = 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{264} \right) = 318,18 \text{ mm}$$

$$s > s_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

#### 4.5.3 Desain Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang memikul beban-beban yang diterima struktur sekunder dan balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Dalam contoh perhitungan kolom berikut ini akan direncanakan kolom dengan dimensi 800/800 mm yang terletak di lantai dasar.



Gambar 4.33 Gambar Letak Kolom 900/1100 mm

#### 4.5.3.1. Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan kolom K1 adalah sebagai berikut :

Dimensi Kolom : 900/1100 mm

Tinggi Kolom : 3,75 m

Mutu Beton ( $f'c$ ) : 30MPa

Selimit beton : 40 mm

Diameter Tul. Utama : 19 mm

KuatTarik ( $f_y$ ) : 400 MPa

Diameter Tul. Senggang: 13 mm

KuatTarik ( $f_y$ ) : 400 MPa

Dari hasil permodelan *SAP2000* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut :

Tabel 4.19 Momen Envelope Kolom

No	Lokasi	Kombinasi	Gaya Dalam		
			P (kN)	M2-2 (kNm)	M3-3 (kNm)
1	Kolom Atas	ENVELOPE	5676.76	86.63	152.98
2	Kolom Bawah	ENVELOPE	5676.76	91.25	136.50

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1, syarat dimensi kolom harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari  $Agxf'c/10$

$$P_u > \frac{Agxf'c}{10}$$

$$P_u > \frac{990000 \times 30}{10}$$

$$P_u > 2970000 \text{ N} = 2970 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

- Ukuran penampang terkecil harus lebih besar dari 300 mm.

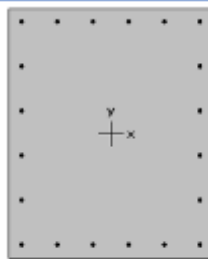
$$900 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

- Rasio  $b/h$  harus lebih besar dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{900}{1100} = 0,82 > 0,4 \rightarrow \text{OK}$$

#### 4.5.3.2. Penulangan Lentur

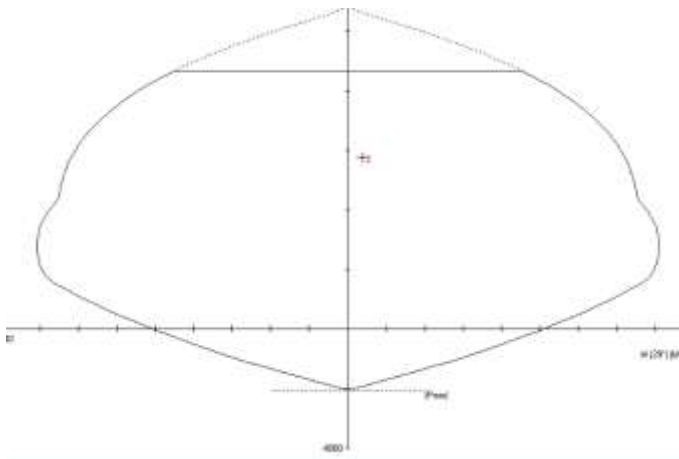
Untuk desain penulangan lentur kolom akan digunakan program bantu *SpColumn*, dengan memasukkan gaya dalam berfaktor dan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Dari *trial and error* dengan *SpColumn* didapatkan konfigurasi tulangan 36D19, seperti yang ditunjukkan pada gambar.



900 x 1100 mm  
0,57% reinf.

Gambar 4.34 Penampang Kolom As

Hasil output dari program *SpColumn* berupa diagram interaksi seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.35.



Gambar 4.35 P-M Diagram Interaksi Kolom As

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, batasan rasio tulangan komponen tekan diijinkan antara 1% - 6%. Dari diagram interaksi diperoleh rasio luas tulangan lentur 20D19 sebesar 0,57%, maka prosentase kolom dijadikan minimum sebesar 1%. Maka dipakai jumlah tulangan 36D19 ( $A_{st} = 10207,04 \text{ mm}^2$ ). Penampang juga telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbunya dengan koordinat seperti yang diperlihatkan pada gambar 4.47.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

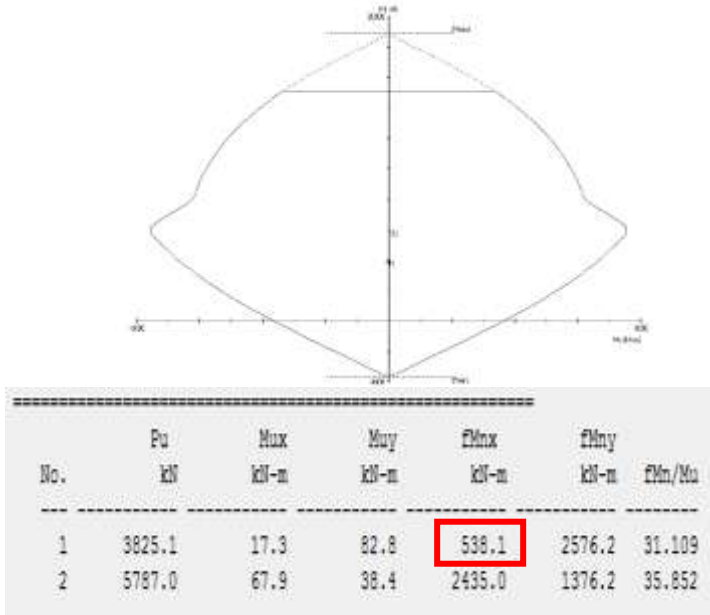
$$\begin{aligned}\phi Pn_{maks} &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (990000 - 10207,04) + 400 \times \\ &\quad 10207,04] \\ &= 16059812,77 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi Pn_{maks} &> Pu \\ 16059812,77 \text{ N} &> Pu \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

#### 4.5.3.3. Kontrol Strong Column Weak Beam (Kolom Interior)

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai  $\Sigma M_{nc}$  pada kolom diperoleh dari diagram interaksi kolom, dengan mengambil nilai momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama. Untuk  $\Sigma M_{nb}$  pada kolom nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

➤  $\Sigma M_{nc}$  pada joint kolom (Arah X)



Gambar 4.36 Output diagram interaksi kolom arah X

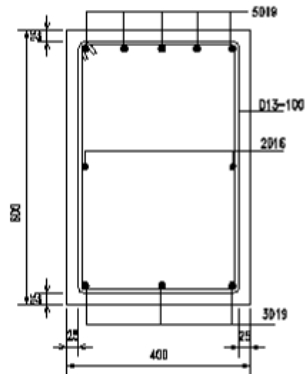
Pada gambar 4.36 didapat nilai  $M_{nc}$  terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai  $\Sigma M_{nc}$  seperti berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\ &= 538,1 + 538,1 = 1076,2 \text{ kNm}\end{aligned}$$



➤  $\Sigma M_{nb}$  pada kolom (Arah X)

Ditinjau terhadap balok BI - 1 dan tumpuan kiri dimana nilai  $\Sigma M_{nb}$  diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama. Untuk balok induk BI - 1, maka untuk perhitungan nilai  $M_{nb}$  cukup dilakukan satu kali perhitungan saja.



Gambar 4.37 Detail penulangan balok B1-2

Tumpuan kanan ( $M_{nb1}$ ):

As balok : 5 D19 (1416,925 mm<sup>2</sup>)

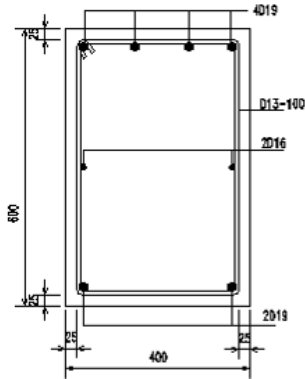
$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 1416,925 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 69,46 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1416,925 \times 400 \times \left( 540 - \frac{69,46}{2} \right)$$

$$= 286371877,9 \text{ N.mm} = 286,37 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.38 Detail penulangan balok B1-2

Tumpuan kiri (Mnb2):

As balok : 4 D19 (1134,115 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 1134,115 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,59 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1134,115 \times 400 \times \left( 540 - \frac{55,59}{2} \right) \\ &= 232359749,4 \text{ N.mm} = 232,36 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok  $\Sigma M_{nb}$  :

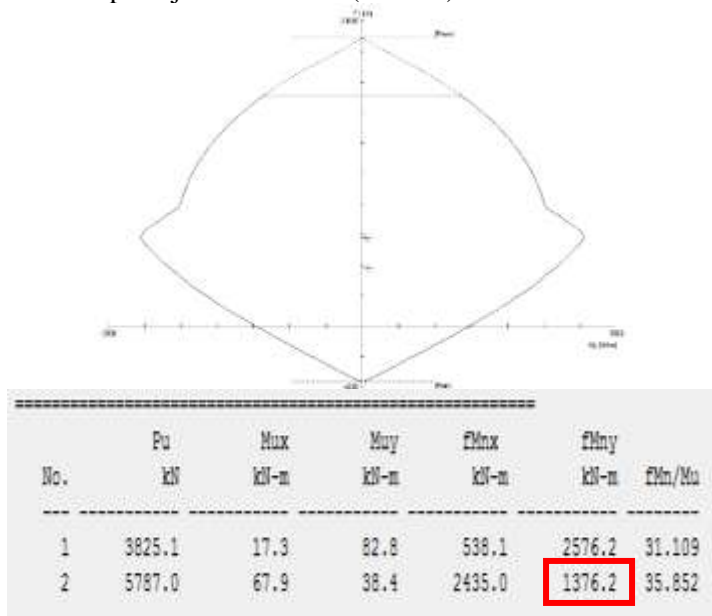
$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\ &= 286,37 + 232,36 = 518,73 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Syarat strong column weak beam (Arah X) :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 1076,2 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 518,73 \\ 1076,2 \text{ kN.m} &\geq 622,476 \text{ kN.m} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah X terpenuhi.

- $\Sigma M_{nc}$  pada joint AS I - 13 (Arah Y)



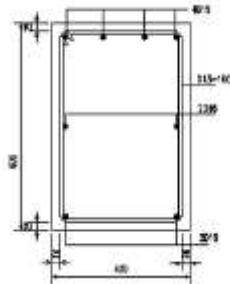
Gambar 4.39 Output diagram interaksi kolom arah Y

Pada gambar 4.39 didapat nilai  $M_{nc}$  terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai  $\Sigma M_{nc}$  seperti berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\ &= 1376,2 + 1376,2 = 2752,4 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

- $\Sigma M_{nb}$  pada kolom (Arah Y)

Ditinjau terhadap balok BI - 2 dan tumpuan kiri dimana nilai  $\Sigma M_{nb}$  diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

Tumpuan kanan (Mnb3):

Gambar 4.40 Detail penulangan balok BI - 1

As balok : 4 D19 (1133,54 mm<sup>2</sup>)

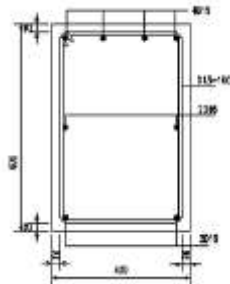
$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 1133,54 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,57 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1133,54 \times 400 \times \left( 540 - \frac{55,57}{2} \right)$$

$$= 232359749,4 \text{ N.mm} = 232,36 \text{ kN.m}$$

Tumpuan kiri (Mnb4):

Gambar 4.41 Detail penulangan balok BI - 1

As balok : 4 D19 (1133,54 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{c} \times c \times b} = \frac{1,25 \times 1133,54 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,57 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1133,54 \times 400 \times \left( 540 - \frac{55,57}{2} \right)$$

$$= 232359749,4 \text{ N.mm} = 232,36 \text{ kN.m}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok  $\Sigma M_{nb}$  :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_{nb3} + M_{nb4} \\ &= 232,36 + 232,36 = 464,72 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Syarat strong column weak beam (Arah Y) :

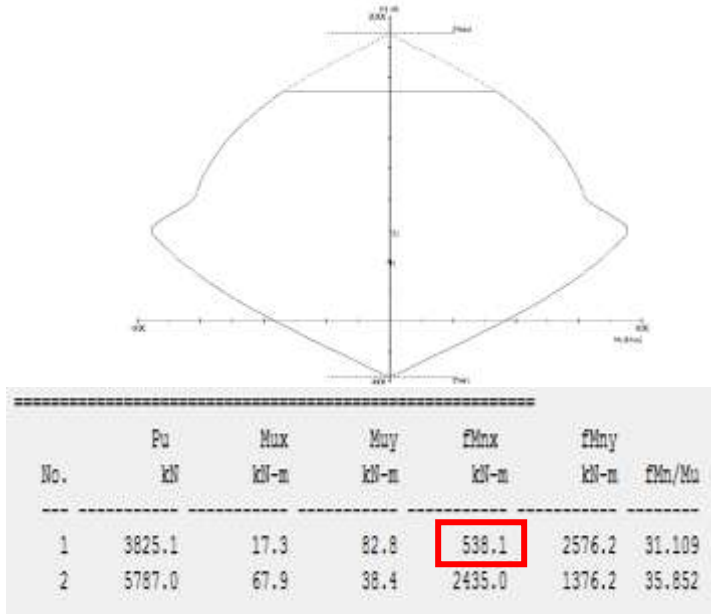
$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 2752,4 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 464,72 \\ 2752,4 \text{ kN.m} &\geq 557,664 \text{ kN.m} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah Y terpenuhi.

#### 4.5.3.4. Kontrol Strong Column Weak Beam (Kolom Eksterior)

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai  $\Sigma M_{nc}$  pada kolom diperoleh dari diagram interaksi kolom, dengan mengambil nilai momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama. Untuk  $\Sigma M_{nb}$  pada kolom nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

- $\Sigma M_{nc}$  pada joint kolom (Arah X)



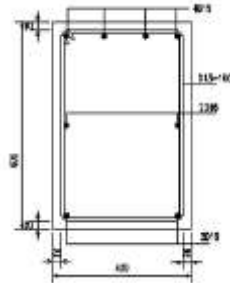
Gambar 4.42 Output diagram interaksi kolom arah X

Pada gambar 4.42 didapat nilai  $M_{nc}$  terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai  $\Sigma M_{nc}$  seperti berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\ &= 538,1 + 538,1 = 1076,2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- $\Sigma M_{nb}$  pada kolom (Arah X)

Ditinjau terhadap balok BI - 1 dan tumpuan kiri dimana nilai  $\Sigma M_{nb}$  diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama. Untuk balok induk BI - 1, maka untuk perhitungan nilai  $M_{nb}$  cukup dilakukan satu kali perhitungan saja.



Gambar 4.43 Detail penulangan balok B1-1

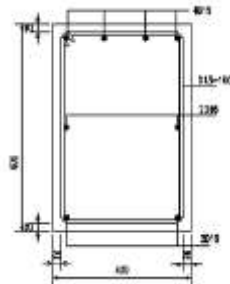
Tumpuan kanan (Mnb1):

As balok : 4 D19 (1133,54 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 1133,54 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,57 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1133,54 \times 400 \times \left( 540 - \frac{55,57}{2} \right) \\ &= 232359749,4 \text{ N.mm} = 232,36 \text{ kN.m} \end{aligned}$$



Gambar 4.44 Detail penulangan balok B1-1

Tumpuan kiri (Mnb2):As balok : 4 D19 (1133,54 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{cxb}} = \frac{1,25 \times 1133,54 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,57 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1133,54 \times 400 \times \left( 540 - \frac{55,57}{2} \right) \\ &= 232359749,4 \text{ N.mm} = 232,36 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok  $\Sigma M_{nb}$  :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\ &= 232,36 + 232,36 = 464,72 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

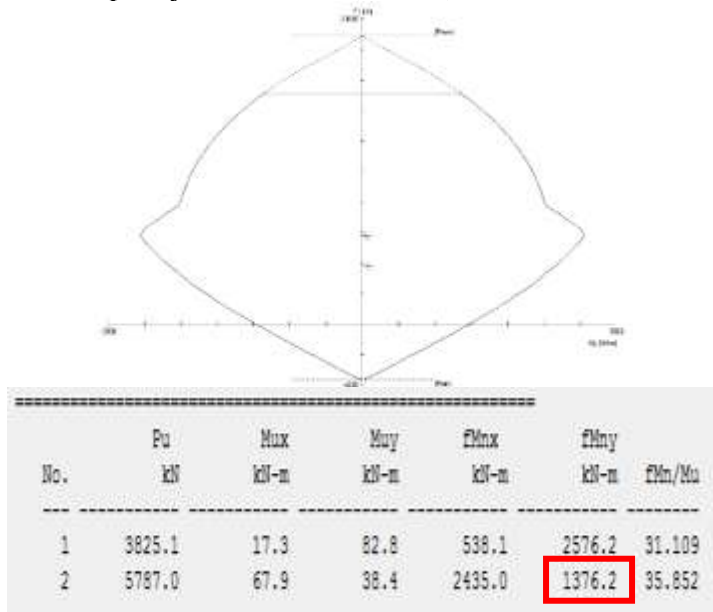
Syarat strong column weak beam (Arah X) :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 1076,2 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 464,72 \\ 1076,2 \text{ kN.m} &\geq 557,664 \text{ kN.m} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah X terpenuhi.



- $\Sigma M_{nc}$  pada joint AS I - 13 (Arah Y)



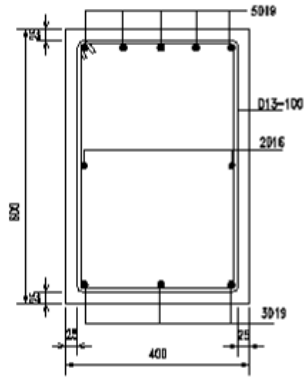
Gambar 4.45 Output diagram interaksi kolom arah Y

Pada gambar 4.45 didapat nilai  $M_{nc}$  terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai  $\Sigma M_{nc}$  seperti berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\ &= 1376,2 + 1376,2 = 2752,4 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

- $\Sigma M_{nb}$  pada kolom (Arah Y)

Ditinjau terhadap balok BI - 2 dan tumpuan kiri dimana nilai  $\Sigma M_{nb}$  diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.



Gambar 4.46 Detail penulangan balok BI - 2

Tumpuan kanan (Mnb3):

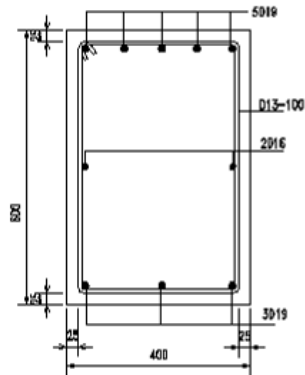
As balok : 5 D19 (1416,925 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 1416,925 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 69,46 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1416,925 \times 400 \times \left( 540 - \frac{69,46}{2} \right) \\ &= 286371877,9 \text{ N.mm} = 286,37 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tumpuan kiri (Mnb4):



Gambar 4.47 Detail penulangan balok BI - 2

As balok : 3 D19 (850,59 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 850,59 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 41,696 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (25 + 16 + 19) = 540 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 850,59 \times 400 \times \left( 540 - \frac{41,696}{2} \right)$$

$$= 176634199,9 \text{ N.mm} = 176,63 \text{ kN.m}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok  $\Sigma M_{nb}$  :

$$\Sigma M_{nb} = M_{nb3} + M_{nb4}$$

$$= 286,37 + 176,63 = 463 \text{ kN.m}$$

Syarat strong column weak beam (Arah Y) :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$2752,4 \text{ kN.m} \geq 1,2 \times 463$$

$$2752,4 \text{ kN.m} \geq 555,6 \text{ kN.m} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah Y terpenuhi.

#### 4.5.3.5. Penulangan Geser

- Panjang  $l_0$  dari muka kolom  
Tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang  $l_0$  dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastik rangka yang disyaratkan pada SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.4.1. Panjang  $l_0$  tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

$$- l_0 \geq 900 \text{ mm}$$

$$- l_0 \geq \frac{1}{6} \times 3500 = 583,33 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

$$- l_0 \geq 450 \text{ mm}$$

Maka  $l_0$  pakai adalah yang paling menentukan yaitu 900 mm.

- Spasi tulangan transversal sepanjang  $l_0$  :  
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.10.5.2 dan Pasal 11.4.5.1, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$- s < 16db = 16 \times 19 = 304 \text{ mm}$$

$$- s < 48ds = 624 \text{ mm}$$

$$- s < \text{dimensi penampang minimum} = 900 \text{ mm}$$

$$- s < d/2 = 518,75$$

Sehingga dipasang sengkang  $\emptyset 13 - 250 \text{ mm}$  pada daerah lapangan.

- Tulangan transversal minimum  
Luas penampang total tulangan sengkang persegi, Ash tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.4, berikut:

$$bc = 900 - (2.40) - 13 = 807 \text{ mm}$$

$$Ag = 900 \times 1100 = 990000 \text{ mm}^2$$

$$Ach = (900 - (2.40))^2 = 672400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ash} &= 0,3x \frac{Sx b c x f' c}{f_y t} x \left[ \left( \frac{A_g}{A_c h} \right) - 1 \right] \\
 &= 0,3x \frac{100x 807x 30}{400} x \left[ \left( \frac{990000}{672400} \right) - 1 \right] \\
 &= 857,65 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ash} &= 0,09x \frac{Sx b c x f' c}{f_y t} \\
 &= 0,09x \frac{100x 807x 30}{400} \\
 &= 544,725 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi Ash diambil yang terbesar yaitu 857,65 mm<sup>2</sup>.

- Kebutuhan tulangan transversal  
Asumsi awal tulangan transversal 2 kaki D13 dengan  $A_v = 265,465 \text{ mm}^2$ . Maka:

$$n = \frac{A_{sh}}{A_v} = \frac{857,65}{265,465} = 3,23 \approx 4 \text{ buah}$$

karena syarat pemasangan tulangan transversal yang tidak boleh melebihi 350 mm sesuai syarat SNI 2847 : 2013 Gbr. S21.6.4.2, maka tulangan transversal pakai adalah 4 kaki D13 – 100. Dengan Ash seperti berikut:

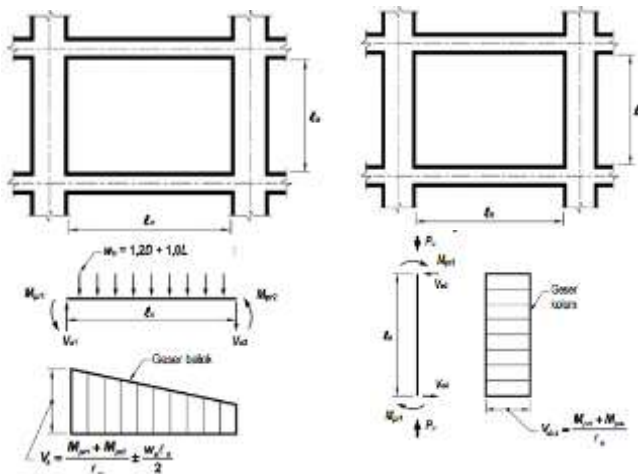
$$\begin{aligned}
 \text{Ash} &= 0,25 x \pi x n x D^2 \\
 &= 0,25 x \pi x 4 x 13^2 \\
 &= 1194,591 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi tulangan transversal pakai adalah 4 kaki D13 – 100.

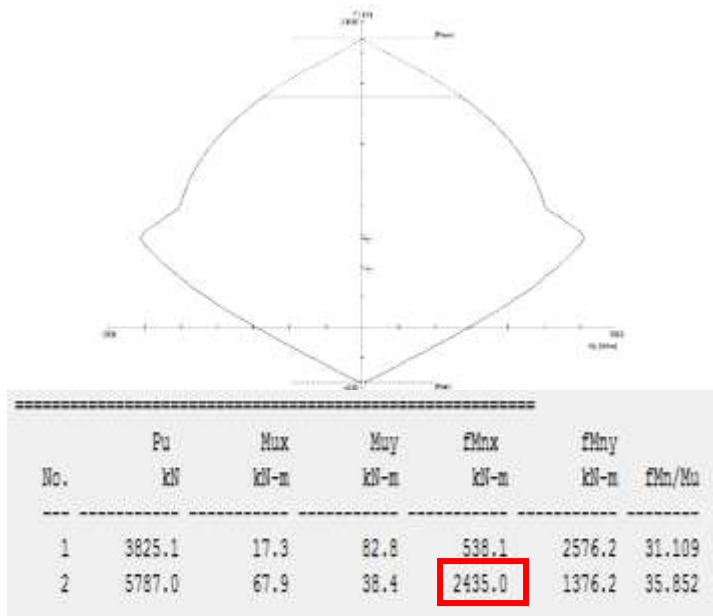
- Spasi tulangan transversal diluar  $l_0$  :  
Diluar panjang  $l_0$  ,kolom harus mengandung tulangan spiral atau sengkang dengan spasi minimum yang memenuhi SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.4.5 ,berikut:
  - $S \leq 6 x d_b = 6 x 25 = 150 \text{ mm}$
  - $S \leq 150 \text{ mm}$

Jadi nilai  $S$  tidak boleh melebihi yang terkecil dari nilai diatas, maka  $S$  pakai adalah 150 mm.

- Kontrol kekuatan tulangan transversal pada kolom.  
Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus didesain dengan gaya geser  $V_e$  dimana nilainya tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisa struktur dan momen ujung  $M_{pr}$  untuk kolom tidak perlu lebih besar dari momen yang dihasilkan oleh  $M_{pr}$  balok yang berada pada joint balok-kolom yang sama dimana nilainya diatur dalam SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.5.1, dan dapat dihitung seperti pada gambar 4.63  
Nilai  $M_{pr}$  kolom didapat dari diaram interaksi kolom yang menghasilkan nilai momen terfaktor terbesar akibat beban  $P_u$  terfaktor dengan menggunakan nilai  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  dimana nilai tersebut adalah kekuatan leleh yang ditetapkan. Untuk nilai  $M_{pr}$  kolom struktur ini dapat dilihat pada gambar 4.62 dimana kolom atas dan bawah memiliki nilai yang sama karena kolom lantai 1-5 merupakan satu tipe kolom.



Gambar 4.48 Gaya geser desain untuk kolom dan balok



Gambar 4.49 Nilai Mpr kolom K1

Jadi, dari diagram interaksi kolom pada gambar 4.49 didapatkan nilai Mpr untuk Kolom Atas dan bawah adalah 2435,0 kN.m, nilai Mpr untuk kolom tidak perlu diambil lebih besar dari nilai Mpr balok :

Untuk tulangan 5D19 di sisi atas:

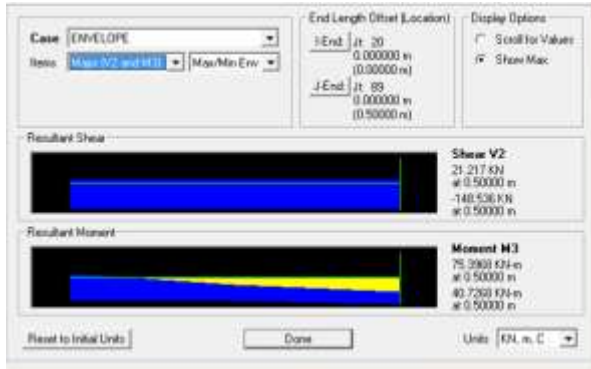
$$a = \frac{As \times 1,25 fy}{0,85 \times fc' \times be} = \frac{1417,64 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 64,49 \text{ mm}$$

$$Mpr^- = As (1,25 fy) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr^- = 1417,64 (500) (538 - 35)$$

$$Mpr^- = 356362897 \text{ Nmm} = 356,36 \text{ kNm}$$

Maka nilai  $Mpr$  pakai untuk perhitungan  $V_e$  yaitu  $Mpr$  dari balok dan nilainya tidak boleh diambil kurang dari  $V_u$  output SAP.



Gambar 4.50 Nilai  $V_u$  dari SAP

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln} = \frac{356362897 + 356362897}{3400} \\
 &= 209625,24 \text{ N} \\
 &= 209,63 \text{ kN} \geq V_u = 151,47 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol gaya geser nominal  
Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.1.1 kuat geser nominal harus memenuhi persamaan berikut:

$$V_e \leq \emptyset V_n$$

$$V_e \leq \emptyset (V_s + V_c)$$

Dimana:

$$V_n = \text{Gaya geser nominal}$$

$$V_s = \text{Gaya geser tulangan}$$

$$V_c = \text{Gaya geser beton}$$

- Gaya geser beton

Gaya geser beton dapat diabaikan ( $V_c = 0$ ) sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.2 bila beberapa syarat berikut ini terpenuhi:

1.  $0,5 \times V_u \leq V_u$



$$0,5 \times 151,47 = 75,74 \text{ kN} \leq 209,63 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

$$2. P_u \leq \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$$

$$5676760,1 \text{ N} \leq \frac{(900 \times 1100) \times 30}{10}$$

$$5676760,1 \text{ N} \leq 2970000 \text{ N}$$

$$5676,76 \text{ kN} > 2970 \text{ kN} \rightarrow \text{(NOT OKE)}$$

Jadi penampang perlu ditinjau terhadap nilai  $V_c$  nya.

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, maka nilai  $V_c$  nya :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left( 1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times w \times d \\ &= 0,17 \times \left( 1 + \frac{5676760,1}{14 \times (9000 \times 1100)} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 900 \times 1037,5 \\ &= 1225545,605 \text{ N} = 1225,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Gaya geser tulangan

Untuk nilai gaya geser tulangan ( $V_s$ ) dihitung berdasarkan tulangan confinement ( $A_{sh}$ ) dan spasi ( $S$ ) terpasang sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.2, berikut:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{S} = \frac{857,65 \times 400 \times 1037,5}{100} \\ &= 3559247,5 \text{ N} = 3559,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi kontrol untuk gaya geser nominal dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= V_s + V_c \\ &= 3559,25 + 1225,5 = 4784,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek,

$$V_e \leq \phi V_n$$

$$209,63 \text{ kN} \leq 0,75 \times 4784,75 \text{ kN}$$

$$209,63 \text{ kN} \leq 3588,57 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Maka tulangan transversal sebagai confinement 4 kaki D13 - 100 dapat digunakan sejarak 810 mm dari muka joint dan 4 kaki D13 - 150 diluar dari jarak tersebut untuk tipe kolom K1.

#### 4.5.3.6. Panjang Lewatan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3, panjang lewatan tulangan dari kolom ditentukan sebagai berikut :

$$l_d = \left[ \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \times \left( \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{C_b + K_{tr}} \right) \right] \left( \frac{d_b}{db} \right)$$

Parameter diatas didefinisikan berdasarkan Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.4

$\psi_t = 1$  (situasilainnya)

$\psi_e = 1$  (tulangantanpapelapis)

$\psi_s = 0,8$  (tulangan D-19)

$\lambda = 1$  (Beton Normal)  $f'_c = 30MPa$

$d_b = 2mm$

$C_b = 33,56$

$$l_d = \left[ \left( \frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \right) \times \left( \frac{1 \times 1 \times 0,8}{1,77} \right) \right] \left( \frac{1 \times 1 \times 0,8}{1,77} \right) = 571,4 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan yang ditinjau termasuk kelas B, sehingga panjang lewatan kolom perlu dikalikan faktor 1,3.

$$1,3 l_d = 1,3 \times 571,4 = 742,82 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai panjang lewatan diambil sebesar 800 mm.

#### 4.5.3.7. *Penulangan Hubungan Balok Kolom*

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.7.3.2, pada HBK dimana balok-balok dengan lebar setidaknya sebesar  $\frac{3}{4}$  lebar kolom merangka pada keempat sisinya, jumlah tulangan transversal yang ditetapkan dalam Pasal 21.6.4.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan dalam Pasal 21.6.4.3 diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm.

Dalam desain HBK ini balok yang ditinjau memiliki lebar 400 mm dan 600 mm.

$$400 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 900 = 675 \text{ mm}$$

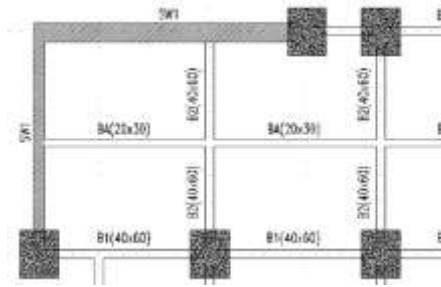
$$600 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 900 = 675 \text{ mm}$$

Maka berdasarkan hasil perhitungan sebelumnya, tulangan transversal 4D13 ( $A_{sh} = 530,66 \text{ mm}^2$ ) dapat digunakan pada HBK ini.

#### 4.5.4 **Desain Dinding Geser**

Struktur Gedung Hotel Bangkalan yang didesain dengan kategori seismik D dengan konfigurasi struktur didesain dengan system ganda dimana dinding geser harus mampu memikul 75% beban lateral.

Dinding geser yang terdapat pada struktur ini merupakan struktur dinding geser khusus dengan denah dinding diperlihatkan pada Gambar 4.51 Secara keseluruhan terdapat 2 tipe dinding geser, oleh karena itu akan dianalisis satu tipe dinding geser tersebut berdasarkan gaya dalam yang paling menentukan diantara masing-masing dinding geser tersebut.



Gambar 4.51 Denah Lokasi Shearwall 1

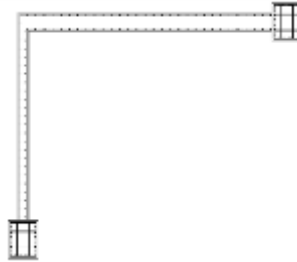
#### 4.5.4.1. Data – Data Desain :

Berikut akan dibahas penulangan *shearwall*. Adapun data-data perhitungan adalah sebagai berikut:

Data-data perencanaan :

Tebal <i>Shearwall</i> ( $h$ )	: 300 mm
Tebal <i>Shearwall</i> ( $h$ )	: 250 mm
Tinggi <i>Shearwall</i> ( $hw$ )	: 5500 mm
Panjang <i>Shearwall</i> ( $lw_1$ )	: 5600 mm
Panjang <i>Shearwall</i> ( $lw_1$ )	: 4725 mm
Tebal Decking ( $d'$ )	: 40 mm
Diameter Tulangan ( $D$ )	: 22 mm
Diameter Sengkang ( $\phi$ )	: 16 mm
Mutu Tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu sengkang ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu Beton ( $f'c$ )	: 35 Mpa

Berikut Penampang dinding geser type 1 diperlihatkan pada Gambar 4.52.



Gambar 4.52 Penampang Dinding Geser Type 1

#### 4.5.4.2. Analisis Desain Dinding Geser Khusus

Gaya dalam yang bekerja pada dinding geser diperlihatkan pada Table 4.42. Gaya dalam tersebut didapatkan dari program bantu analisis struktur. Analisis desain dinding geser mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 21.9.

Tabel 4.20 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser

StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
Max	22568628.76	34163.05	32899.9	2187666.16	-1821427.48
Min	14507176.23	-34163.05	-32899.9	200595.41	-287083.29

#### 4.5.4.3. Desain Penulangan Dinding Geser Type 1

Dinding geser harus mempunyai tulangan geser dan vertikal. Berdasarkan Tabel 4.42 didapatkan gaya dalam terbesar yaitu :

$$P_u = 22568,63 \text{ Ton}$$

$$V_{ux} = 32,8999 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 34,16305 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 1821,43 \text{ Ton.m}$$

$$M_{uy} = 2187,67 \text{ Ton.m}$$

Cek dimensi penampang terhadap gaya geser terfaktor

Untuk semua segmen *shearwall* nilai  $V_n$  tidak boleh lebih besar dari  $0,66A_{cv}\sqrt{f'c}$  (SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4).

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}; \phi = 0,75$$

- Untuk dinding arah  $x$

$$V_{nx} = \frac{V_{ux}}{\phi} = \frac{32,899}{0,75} = 43,87 \text{ Ton}$$

$$A_{cv1} = l_{wx} \times t = 6,3 \times 0,43 = 2,71 \text{ m}^2$$

$$0,66A_{cv}\sqrt{f'c} = 0,66 \times 2709000\sqrt{30} \\ = 9792,95 \text{ kN}$$

Syarat :

$$V_{nx} < 0,66A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$438,7 \text{ kN} < 9792,95 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Untuk dinding arah  $y$

$$V_{ny} = \frac{V_{uy}}{\phi} = \frac{34,16}{0,75} = 45,55 \text{ Ton}$$

$$A_{cv2} = l_{wy} \times t = 5,2 \times 0,24 = 1,248 \text{ m}^2$$

$$0,66A_{cv}\sqrt{f'c} = 0,66 \times 1248000\sqrt{30} \\ = 4511,48 \text{ kN}$$

Syarat :

$$V_{ny} < 0,66A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$455,51 \text{ kN} < 4511,48 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

**4.5.4.4. Cek jumlah lapis tulangan yang dibutuhkan**

Bila  $V_u$  melebihi  $0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f'c}$  harus digunakan dua tirai tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2.

- Untuk dinding arah  $x$

$$A_{cv} = l_{wx} \times h = 6,3 \times 0,43 = 2,71 \text{ m}^2$$

$$V_{ux} \geq 0,17\lambda A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$328,999 \text{ kN} \geq 0,17 \times 2709000 \times \sqrt{30} = 2522,427 \text{ kN}$$

$$1050,678 \text{ kN} \geq 2522,427 \text{ kN} \rightarrow \text{digunakan 1 tirai tulangan}$$

- Untuk dinding arah y

$$A_{cv} = l_{wy} \times h = 5,2 \times 0,24 = 1,25 \text{ m}^2$$

$$V_{uy} \geq 0,17\lambda A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$341,63 \text{ kN} \geq 0,17 \times 1248000 \times \sqrt{30} = 1162,05 \text{ kN}$$

$$341,63 \text{ kN} < 1162,05 \text{ kN} \rightarrow \text{digunakan 1 tirai tulangan}$$

#### 4.5.4.5. Perhitungan kuat geser yang disumbangkan beton

Menentukan kuat geser beton ( $V_c$ ) sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6, dimana  $V_c$  diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

- Untuk dinding arah y

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 5200 = 4160 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,27\lambda \sqrt{f'c} \times h \times d + \frac{p_u \times d}{4l_w} \\ &= 0,27\lambda \sqrt{30} \times 240 \times 4160 + \frac{225686300 \times 4160}{4 \times 5200} \\ &= 46613,74 \text{ kN} \dots\dots\dots(1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( 0,05\lambda\sqrt{fc'} + \frac{l_w \left( 0,1\lambda\sqrt{fc'} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) hd \\
 &= \left( 0,05 \times 1 \times \sqrt{35} + \frac{5200 \left( 0,1 \times 1 \times \sqrt{30} + 0,2 \frac{225686300}{5200 \times 240} \right)}{\frac{2187670000}{34163,05} - \frac{5200}{2}} \right) 240 \times 4160 \\
 &= 3376,08 \text{ kN} \dots\dots\dots(2)
 \end{aligned}$$

Maka,  $V_c = 3376,08 \text{ kN}$

- Untuk dinding arah x

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 6300 = 5040$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,27\lambda\sqrt{fc'} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4l_w} \\
 &= 0,27 \lambda \sqrt{30} \times 430 \times 5040 + \frac{225686300 \times 5040}{4 \times 6300} \\
 &= 48342,22 \text{ kN} \dots\dots\dots(1)
 \end{aligned}$$

$$V_c = \left( 0,05\lambda\sqrt{fc'} + \frac{l_w \left( 0,1\lambda\sqrt{fc'} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{uy}}{V_{uy}} - \frac{l_w}{2}} \right) hd$$



$$= \left( 0,05x1x\sqrt{30} + \frac{6300 \left( 0,1x1x\sqrt{30} + 0,2 \frac{225686300}{6300x430} \right)}{\frac{1821430000}{328999} - \frac{6300}{2}} \right) 430x5040$$

$$= 5093,76 \text{ kN} \dots\dots\dots(2)$$

Maka,  $V_c = 5093,76 \text{ kN}$

#### 4.5.4.6. Perhitungan tulangan transversal dan longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut :

Arah X :

Arah Y

- $\frac{l}{w} = \frac{6300}{5} = 1260 \text{ mm}$       -  $\frac{l}{w} = \frac{5200}{5} = 1040 \text{ mm}$

- $3h = 3 \times 430 = 1290 \text{ mm}$       -  $3h = 3 \times 240 = 720 \text{ mm}$

- $450 \text{ mm}$       -  $450 \text{ mm}$

a. Hitung kebutuhan tulangan transversal untuk menahan geser

- Untuk dinding arah x

$$V_s = \frac{V_{UX}}{\phi} - V_c = \frac{328,999}{0,75} - 5093,76 = -4655,093 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 1D16 dengan  $s = 150 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{200,96 \times 400 \times 5040}{150} = 2700,902 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah y

$$V_s = \frac{V_{UY}}{\phi} - V_c = \frac{341,63}{0,75} - 3376,07 = -2927,57 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 1D16 dengan  $s = 150 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} x f_y x d}{s} = \frac{200,96 x 400 x 4160}{300} = 1114,66 \text{ kN}$$

b. Cek batas minimum tulangan longitudinal dan transversal  
Rasio tulangan transversal dan longitudinal ( $\rho_t$  dan  $\rho_l$ ) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.1)

- Untuk dinding arah  $x$  dan arah  $y$

- Tulangan transversal (1D16-150)

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t x s} = \frac{200,96}{240 x 300} = 0,0028 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- Tulangan longitudinal

Tulangan longitudinal direncanakan menggunakan D19 ( $A_{vl} = 283,39 \text{ mm}^2$ ) dengan  $s = 200 \text{ mm}$

$$\rho_l = \frac{A_{vl}}{t x s} = \frac{283,39}{240 x 200} = 0,0033 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

c. Menentukan kuat geser nominal penampang

- Untuk dinding arah  $x$

$$V_{nx} = V_c + V_s = 5093,76 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah  $y$

$$V_{ny} = V_c + V_s = 3376,08 \text{ kN}$$

Nilai  $V_n$  yang digunakan tidak boleh melebihi (SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1):

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

- Untuk dinding arah  $x$

$$\alpha_c = 0,25$$

$$V_n = 2709000 \left( 0,25 \sqrt{30} + 0,0031 x 400 \right) = 7085,58 \text{ kN}$$

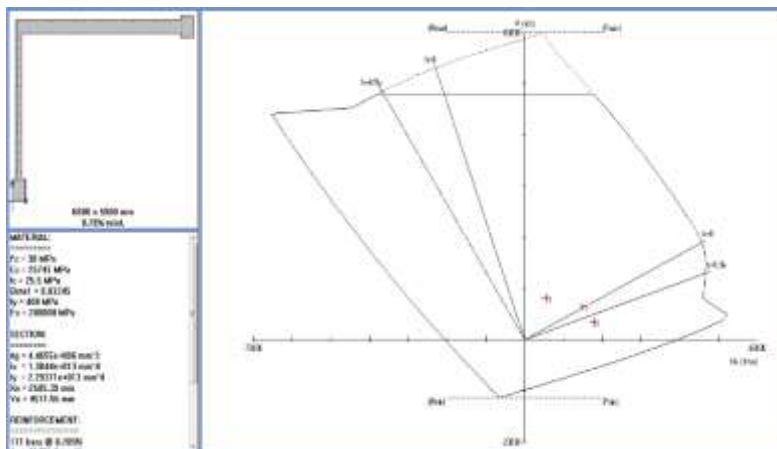
- Untuk dinding arah  $y$

$$\alpha_c = 0,17$$

$$V_n = 1248000 \left( 0,25\sqrt{30} + 0,0056 \times 400 \right) = 4495,54 \text{ kN}$$

d. Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur

Pada boundary element shearwall dipasang tulangan 20D19. Untuk tulangan longitudinalnya menggunakan hasil perhitungan sebelumnya, yaitu D19-200. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P-M hasil program *SpColumn*. Dari Gambar 4.53 diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.



Gambar 4.53 Diagram Interaksi P-M shearwall

e. Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*). Elemen pembatas khusus ini diperlukan bila (SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2).

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

Untuk nilai  $\delta_u$  sebesar 13,74 mm

$$\delta_u/h_w = 13,74 / 57800 = 0,0002 \text{ mm}$$

sehingga :

$$\delta_u/h_w < 0,007 \rightarrow \text{dipakai } \delta_u/h_w = 0,007$$

$$\frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{4725}{600(0,007)} = 1125 \text{ mm}$$

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \rightarrow \text{dibutuhkan pembatas khusus}$$

maka perlu dilakukan perhitungan terhadap elemen pembatas khusus tersebut.

- f. Penentuan panjang elemen pembatas khusus  
 Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps. 21.9.6.4 panjang elemen pembatas khusus ditetapkan dari nilai terbesar antara :
- (i)  $c-0,1l_w = 1238 - (0,1 \times 5200) = 718,1 \text{ mm}$
  - (ii)  $c/2 = 1238 / 2 = 619 \text{ mm}$
- $\rightarrow$  Digunakan panjang elemen pembatas khusus = 720 mm

## 4.6 Perhitungan Struktur Pondasi

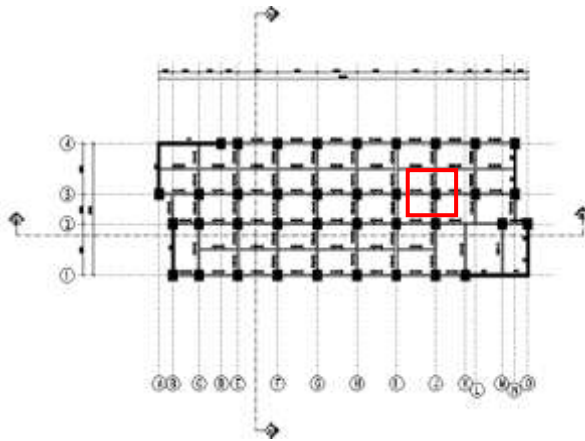
### 4.6.1 Desain Tiang Pancang

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

#### 4.6.2 Desain Tiang Pancang Kolom

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom :



Gambar 4.54 Letak pondasi kolom yang ditinjau

##### 4.6.2.1. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Diameter tiang pancang,  $D = 40 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ )  $= \pi \times d \times 30 = 37,699 \text{ cm}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ )  $= 1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= 1/4 \times \pi \times 40^2 = 1256,64 \text{ cm}^2$

Digunakan tiang pancang produksi Wika Beton tipe A3. Dengan tekanan ijin sebesar 243,2 Ton.

##### 4.6.2.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 21,25 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.24.

Tabel 4.21 Data  $N_{SPT}$ 

Lapisan tanah ke-i	Tebal lapisan (di)	Deskripsi jenis tanah	Nilai N-SPT
	(m)		
1	5	Lempung berlanau, berpasir, berbatu	17.00
2	10	Lempung berlanau, berpasir, berbatu	77.00
3	10	Lempung berlanau, berpasir	65.00
4	5	Pasir berlanau	81.00
$\Sigma di$	<b>30</b>		

Berdasarkan Tabel 4.21 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 30 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :  
 $N_p = 42$

$$N_{av} = \frac{17 + 77 + 65 + 81}{4} = 60$$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$= 40 \times 0,1256 \times 42 + \frac{37,699 \times 60}{5} = 663,504 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{663,504}{3} = 221,17 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik Wika Beton untuk diameter 40 cm (tipe A3) diperoleh  $\bar{P}=243,2$  Ton.

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu = 221,17 Ton.

#### 4.6.2.3. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.22 Reaksi Titik Pondasi

No	Kombinasi	Gaya Dalam				
		P (Kn)	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	1D+1L	4205.7766	67.0758	65.5208	53.1419	25.7683
2	1D+1L+1EqX	5019.9213	145.9758	112.692	126.0871	65.6145
3	1D+1L+1EqY	4953.2733	133.6397	125.5825	145.292	56.139

#### 4.6.2.4. Efisiensi Tiang Pancang Kelompok

$$n = \frac{P}{\bar{P}}$$

$$= \frac{512,36}{176,9} = 2,9 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo, sebagai berikut:

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

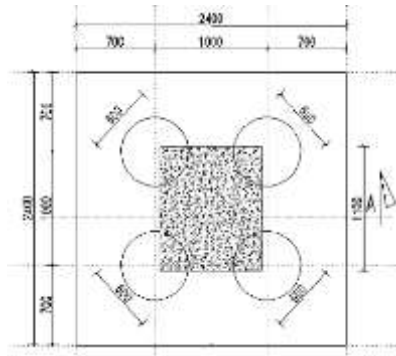
$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ m}$$

Syarat jarak tiang pancang ke tepi ( $s$ ) :

$$1,0D \leq S_x \leq 2D \rightarrow S_x = 1,25D = 1,25 \times 0,4 = 0,7 \text{ m}$$

$$1,0D \leq S_y \leq 2D \rightarrow S_y = 1,25D = 1,25 \times 0,4 = 0,7 \text{ m}$$



Gambar 4.55 Syarat Jarak antar Tiang Pancang

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g}$$

Dimana :

- m = banyaknya tiang dalam 1 baris
- n = banyaknya baris
- D = diameter tiang pancang
- s = jarak antar As tiang pancang
- $\theta$  = arc tan  $D/2,5.s$   
= arc tan  $40/100 = 21,80$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 21,80 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90.2.2} = 0,758 \approx 0,76$$

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

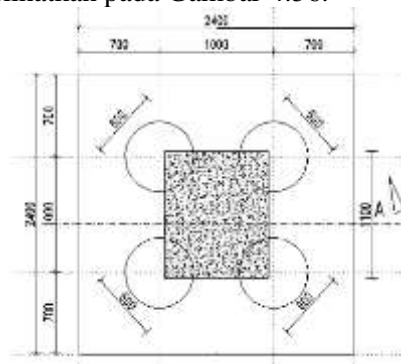


- Berat sendiri poer  
 $2,4 \times 2,4 \times 0,75 \times 24 = 104 \text{ kN}$
- Beban aksial kolom  
 Beban tetap, P  $= 5020 \text{ kN}$   
 $\Sigma P = 5160 \text{ kN}$

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g}$$

$$= \frac{516}{221,17 \times 0,76} = 3,07 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 4 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.56.



Gambar 4.56 Posisi tiang pancang kolom

#### 4.6.2.5. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	sumbu (m)			
	x	x <sup>2</sup>	y	y <sup>2</sup>
P1	1.5	2.25	0.75	0.5625
P2	1.5	2.25	0.75	0.5625
P3	1.5	2.25	0.75	0.5625
P4	1.5	2.25	0.75	0.5625
Σ		9		2.25

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{5124}{4} + \frac{239,48 \times 1,5}{2,25} + \frac{175,1 \times 0,75}{9} = 1455,317 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{5124}{4} - \frac{239,48 \times 1,5}{2,25} - \frac{175,1 \times 0,75}{9} = 1106,7 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1455,1 kN.

#### 4.6.2.6. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

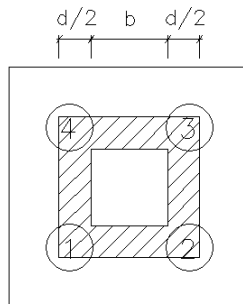
- Dimensi Kolom = 900 x 1100 mm
- Dimensi Poer = 2400 x 2400 x 750 mm
- Selimut Beton = 70 mm

- $\emptyset$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f^{\prime}c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 400 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 40 (Kolom Interior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{900}{1100} = 0,82$$

$$d = 750 - 70 - \frac{25}{2} = 667,5 \text{ mm}$$

#### 4.6.2.7. Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Kolom



Gambar 4.57 Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $bo$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$bo$  = Keliling penampang kritis

$$= 2(bkolom + d) + 2(hkolom + d)$$

$$= 2(900+667,5)+ 2 (1100 + 667,5) = 6670 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{0,82} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 6670 \times 667,5 = 14279,26 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 667,5}{6670} + 2 \right) \sqrt{30} \times 6670 \times 667,5$$

$$= 12150,22 \text{ kN}$$

$$\text{c. } V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 6670 \times 667,5 = 8047,33 \text{ kN}$$

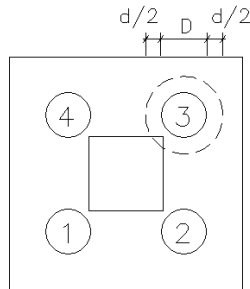
(Menentukan)

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $8047,33 \text{ kN} = 804,73 \text{ Ton}$

$$V_c \geq Pu \text{ Kolom}$$

$$804,73 \text{ Ton} \geq 495,33 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.6.2.8. Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang



Gambar 4.58 Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$b_o$  = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times (D + (d/2) \times 2)$$

$$= \pi \times (400 + 667,5) = 3353,65 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{0,82} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 3353,65 \times 667,5$$

$$= 7179,56 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 667,5}{3353,65} + 2 \right) \sqrt{30} \times 3353,65 \times 667,5$$

$$= 10137,51 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 3353,65 \times 667,5$$

$$= 4046,17 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $4046,17 \text{ kN} = 404,67 \text{ Ton}$

$$V_c \geq Pu \text{Tiang}$$

$$404,67 \text{ Ton} \geq 221,17$$

$\text{Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$

#### 4.6.2.9. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### 4.6.2.9.1 Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 2400 x 2400 mm
- Tebal Poer, = 750 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm

- o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- o Elastisitas ( $E_f$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer
  - $d_x = 750 - 70 - 19/2 = 670,5$  mm
  - $d_y = 750 - 70 - 19 - 19/2 = 651,5$  mm

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

#### 4.6.2.9.2 Desain Penulangan Poer

Berat Poer,  $q_u = 2,4 \times 2,4 \times 0,75 \times 2,4 = 4,97$  Ton/m

$Pt = 2 \times P_{max} = 2 \times 1147,37 = 4365,4$  kN

$$\begin{aligned}
 M_u &= (Pt \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (4365,4 \times 0,25) - \left( \frac{1}{2} \times 49,68 \times 0,75^2 \right) \\
 &= 1077,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d_x^2} = \frac{1077385703}{0,9 \times 2400 \times 670,5^2} = 1,1095 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,1095}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0028$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho \text{ min} & = \quad \rho \text{ perlu} \\ & 0,0035 & > \quad 0,0028 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho \text{ min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \text{ min} \times 2500 \times dx \\ &= 0,0035 \times 2400 \times 670,5 \\ &= 5632 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 mm (AD19 = 283,5 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{2400 \times 283,5}{5632} = 120,82 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$s \leq 3(750)$  atau 450 mm

$s \leq 2250$  mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 100$  mm

$$\text{As pakai} = \frac{2500 \times 283,5}{100} = 6804,69 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

$$: 5632 \text{ mm}^2 < 6804,69 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D19-100mm



### Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d y^2} = \frac{1077385703}{0,9 \times 2400 \times 651,5^2} = 1,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,18}{0,85 \times 30}} \right) = 0,003 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho \text{ min} & = \rho \text{ perlu} \\ & 0,0035 & > 0,003 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho \text{ min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \text{ min} \times 2500 \times d y \\ &= 0,0035 \times 2400 \times 651,5 \\ &= 5473 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 mm (AD19= 283,5 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{2400 \times 283,5}{5472,6} = 124,34 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$s \leq 3(750)$  atau 450 mm

$s \leq 2250$  mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 100$  mm

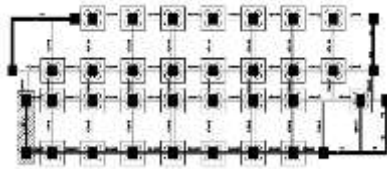
$$\text{As pakai} = \frac{2400 \times 283,5}{100} = 6804,09 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai  
 : 5473 mm<sup>2</sup> < 6804,09 mm<sup>2</sup> (Ok )

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D19-100mm

#### 4.6.3 Desain Tiang Pancang Shear Wall

Desain tiang pancang Shearwall yang akan dianalisis adalah pada Shearwall tipe SW 1 :



Gambar 4.59 Letak pondasi Shearwall yang ditinjau

##### 4.6.3.1. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Diameter tiang pancang,  $D = 40 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang ( $As$ )  $= \pi \times d \times 30 = 37,699 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $Ap$ )  $= 1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= 1/4 \times \pi \times 40^2 = 1256,64 \text{ cm}^2$

Digunakan tiang pancang produksi Wika Beton tipe A3. Dengan tekanan ijin sebesar 243,2 Ton.

##### 4.6.3.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 30 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Data  $N_{SPT}$ 

Lapisan tanah ke-i	Tebal lapisan (di)	Deskripsi jenis tanah	Nilai N-SPT
	(m)		
1	5	Lempung berlanau, berpasir, berbatu	17.00
2	10	Lempung berlanau, berpasir, berbatu	77.00
3	10	Lempung berlanau, berpasir	65.00
4	5	Pasir berlanau	81.00
$\Sigma di$	<b>30</b>		

Berdasarkan Tabel 4.24. didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 30 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :  
 $N_p = 42$

$$N_{av} = \frac{17 + 77 + 65 + 81}{4} = 60$$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \\ &= 40 \times 0,1256 \times 42 + \frac{37,699 \times 60}{5} = 663,504 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_d &= \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3 \\ &= \frac{663,504}{3} = 221,17 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik Wika Beton untuk diameter 40 cm (tipe A3) diperoleh  $\bar{P}=243,2 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu = 221,17 Ton.

#### 4.6.3.3. *Beban Pada Tiang Pancang*

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25 Reaksi Shearwall AS 1 joint B-C

No	Kombinasi	Gaya Dalam				
		P (Kn)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	1D+1L	4911.5908	475.8794	336.2293	76.0468	82.138
2	1D+1L+1EqX	7387.0241	604.8461	544.7868	145.5463	99.6791
3	1D+1L+1EqY	7199.1851	607.8425	527.6014	190.2037	126.2395

#### 4.6.3.4. *Efisiensi Tiang Pancang Kelompok*

$$n = \frac{P}{\bar{P}E_g}$$

$$= \frac{782,77}{176,9} = 4,42 \approx 6 \text{ buah}$$

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo, sebagai berikut:

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2,5D \leq Sx \leq 5D \rightarrow Sx = 2,5D = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ m}$$

$$2,5D \leq Sy \leq 5D \rightarrow Sy = 2,5D = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ m}$$

Syarat jarak tiang pancang ke tepi ( $s$ ) :

$$1,0D \leq Sx \leq 2D \rightarrow Sx = 1,75D = 1,75 \times 0,4 = 0,7 \text{ m}$$

$$1,0D \leq Sy \leq 2D \rightarrow Sy = 1,75D = 1,75 \times 0,4 = 0,7 \text{ m}$$

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g}$$

Dimana :

$m$  = banyaknya tiang dalam 1 baris

$n$  = banyaknya baris

$D$  = diameter tiang pancang

$s$  = jarak antar As tiang pancang

$\theta$  = arc tan  $D/s$

$$= \text{arc tan } 60/210 = 15,94$$

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 21,80 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90.2.2}$$

$$= 1 - 15,94 \frac{(2-1)4 + (4-1)2}{90.4.2} = 0,778 \approx 0,78$$

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer

$$4,2 \times 8,4 \times 1,0 \times 24$$

$$= 846,72 \text{ kN}$$

- Beban aksial kolom

$$\text{Beban tetap, } P = 13000,973 \text{ kN}$$

$$\sum P = 13847,693 \text{ kN}$$

$$n = \frac{\sum P}{P E_g}$$

$$= \frac{1384,7693}{242 \times 0,78} = 7,33 \approx 8 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 8 pancang.

#### 4.6.3.5. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer.

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{13847,693}{8} + \frac{509,35 \times 1,05}{8,82} + \frac{247,4 \times 3,15}{44,1}$$

$$= 1809,27 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{13847,693}{8} - \frac{509,35 \times 1,05}{8,82} - \frac{247,4 \times 3,15}{44,1}$$

$$= 1652,65 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1809,27 kN.

#### 4.6.3.6. Kontrol Kapasitas

$$P_{max} \leq \overline{P}Eg$$

$$180,927 \text{ Ton} \leq 242 \times 0,78$$

$$180,927 \text{ Ton} \leq 188,76 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

#### 4.6.3.7. Kontrol Tebal Poer Shearwall

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Shearwall = 260 x 5000 mm
- Dimensi Poer = 4200 x 8400 x 1000 mm
- Selimut Beton = 75 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $as$  = 30 (Kolom Eksterior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{9390}{4700} = 1,997$$

$$d = 1000 - 75 - \frac{25}{2} = 912,5 \text{ mm}$$

#### 4.6.3.7.1 Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Shearwall

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $bo$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$bo$  = Keliling penampang kritis

$$\begin{aligned} &= 2(P \text{ Shearwall} + d) + 2(L \text{ Shearwall} + d) \\ &= 2(5800 + 912,5) + 2(800 + 912,5) = 16850 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

a.

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1,997} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 16850 \times 912,5 = 28654,87 \text{ kN}$$

b.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \left( \frac{30 \times 912,5}{16850} + 2 \right) \sqrt{30} \times 16850 \times 912,5 \\ &= 25335,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

c.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,33 \sqrt{30} \times 16850 \times 912,5 \\ &= 27791,2 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan}) \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $25335,83 \text{ kN} = 2533,583 \text{ Ton}$

$$V_c \geq \text{Putiang}$$

$$2533,583 \text{ Ton} \geq 1300,097 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$



#### 4.6.3.7.2 Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$b_o$  = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times (D + (d/2) \times 2)$$

$$= \pi \times (600 + 912,5) = 4751,658 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1,997} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 4751,66 \times 912,5$$

$$= 8080,6 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 662,5}{4751,66} + 2 \right) \sqrt{30} \times 4751,66 \times 912,5$$

$$= 15298,28 \text{ kN}$$

$$\text{c. } V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 4751,66 \times 912,5$$

$$= 7837,053 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $7837,053kN = 783,7 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{Tiang}$$

$$783,7 \text{Ton} \geq 242 \text{Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.6.3.8. Desain Penulangan Poer Shearwall

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### 4.6.3.8.1 Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 4200 x 8400 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas ( $E_f$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
- Tinggi efektif balok poer
  - $d_x = 1000 - 75 - 25/2 = 912,5 \text{ mm}$
  - $d_y = 1000 - 75 - 25 - 25/2 = 887,5 \text{ mm}$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

#### 4.6.3.8.2 Desain Penulangan Poer X

Berat Poer,  $qu = 4,2 \times 8,4 \times 1 \times 2,4 = 84,672 \text{ Ton/m}$

$Pt = 2 \times Pmax = 2 \times 1809,27 = 3618,54 \text{ kN}$

$$= (3618,54 \times 0,25) - \left( \frac{1}{2} \times 846,72 \times 1,30^2 \right)$$

$$= 189,156 \text{ kNm}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$Rn = \frac{189156000}{0,9 \times 8400 \times 912,5^2} = 0,030 \text{ N/mm}^2$$

$\rho$  perlu =

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,030}{0,85 \times 30}} \right) = 0,000075$$

$\rho$  min = 0,0035

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho \text{ min} & = \rho \text{ perlu} \\ & 0,0035 & > 0,000075 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho$  min = 0,0035

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \text{ min} \times 9000 \times dx \\ &= 0,0035 \times 8400 \times 912,5 \\ &= 26827,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25mm (AD25= 490,87 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{8400 \times 490,87}{26827,5} = 153,6 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$s \leq 3(1000)$  atau 450 mm

$s \leq 3000$  mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150$  mm

$$\text{As pakai} = \frac{8400 \times 490,87}{150} = 27488,72 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

$$: 26827,5 \text{ mm}^2 < 27488,72 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D25-150mm

#### 4.6.3.8.3 Desain Penulangan Poer Arah Y

Berat Poer,  $qu = 4,2 \times 8,4 \times 1 \times 2,4 = 84,672 \text{ Ton/m}$

$$Pt = 4 \times Pmax = 4 \times 1809,27 = 7237,08 \text{ kN}$$

$$= (7237,08 \times 0,65) - \left( \frac{1}{2} \times 846,72 \times 1,70^2 \right)$$

$$= 3480,591 \text{ kNm}$$

#### Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dy^2} = \frac{3480591000}{0,9 \times 4200 \times 887,5^2} = 1,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,16}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0029$$

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

Syarat :  $\rho_{\min} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0035 < 0,0029$$

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

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 4200 \times d_y \\ &= 0,0035 \times 4200 \times 887,5 \\ &= 13046,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25mm (AD25= 490,87 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{4200 \times 490,87}{13046,25} = 158,026 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$s \leq 3(1000)$  atau 450 mm

$s \leq 3000$  mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150$  mm

$$\text{As pakai} = \frac{4200 \times 490,87}{150} = 13744,36 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

$$: 13046,25 \text{ mm}^2 < 13744,36 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D25-150 mm

#### 4.6.4 Desain Sloof

Menurut Pedoman Perancangan 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 perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

#### 4.6.4.1. Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom = 5676,76 kN
- $P_u = 10\% \times 5676,76 \text{ kN} = 567,676 \text{ kN} = 567676 \text{ N}$
- Dimensi sloof = 400 × 600 mm
- Panjang sloof = 5,2 m
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama (D) = 19 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa
- Selimut beton = 25 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,83 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{567676}{0,8 \times 400 \times 600} = 2,96 < f_{ijin} \dots\dots \text{Oke}$$

#### 4.6.4.2. Penulangan Lentur Sloof

Dari hasil permodelan SAP2000 didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada Sloof yang ditinjau adalah sebagai berikut :

$$M_u = 165,34 \text{ kNm}$$

$$P_u = 75,64 \text{ kN}$$

$$V_u = 176,85 \text{ kN}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukan data beban sebagai berikut :

Direncanakan menggunakan tulangan 12 D 19 ( $A_s = 3403,714 \text{ mm}^2$ )

Lalu dicek dengan diagram interaksil hasil program bantu

Dari diagram interaksi pada Gambar didapatkan rasio tulangan sebesar 1,42% (12 D 19) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 25 - 2 \times 10 - 6 \times 19}{6 - 1} = 42 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

#### 4.6.4.3. Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 176,8454 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan, adalah :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 25 - 13 - 19/2 = 552,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\
 &= 0,17 \left( 1 + \frac{567676}{14 \times 240000} \right) \sqrt{30} \times 400 \times 552,5 \\
 &= 240546,034 \text{ N} = 240,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 240,55 = 180,41 \text{ kN} \geq 176,845 \text{ kN} \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut:

$$d/2 = 552,5/2 = 276,25 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang sengkang Tumpuan  $\emptyset 13-200$  & Lapangan  $\emptyset 13-250$ .

#### 4.6.5 Desain Tulangan Tusuk Konde

Menurut Seminar Nasional Aplikasi Teknologi Prasarana Wilayah (ATPW), Surabaya, 26 Juni 2013. Kekuatan Geser Friksi Berdasarkan AASHTO 5.8.4 2005.

Kekuatan geser nominal dapat dihitung menggunakan rumus berikut, untuk beton yang dicor pada beton yang telah mengeras dengan pengasaran permukaan (amplitude 6 mm) adalah 0.7 MPa. Sehingga kemampuan geser beton adalah:

$$C = 0.7 \text{ MPa}$$

$$Acv = \pi \times D \times t = 3,14 \times 250 \times 375 = 294375 \text{ mm}^2$$

$$V_n = C \cdot Acv$$



$$= 0.7 \times 294375 = 206062,5 \text{ N} = 20,61 \text{ ton}$$

$$V_n > V_u$$

$$20,61 \text{ ton} > 15,15 \text{ ton ( OK )}$$

Jika dipakai dengan diameter 19 mm maka s, adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{283,39 \times 400 \times 250}{206062,5} = 137,52 \text{ mm}$$

Jadi Dipakai Tulangan Tusuk Konde D19-125mm Sedalam 375mm

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB V**

### **KESIMPULAN & SARAN**

#### **a. Kesimpulan**

Sesuai dengan tujuan penulisan Tugas Akhir ini, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Perancangan Preliminary Desain Dinding Geser sesuai SNI 2847-2013 pasal 16.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm. Maka untuk Tugas Akhir ini didapatkan tebal dinding geser adalah 25 cm.
2. Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, Sistem ganda adalah rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. 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 diantara 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung ini telah memenuhi syarat sebagai struktur Dual System.
3. Dari hasil perencanaan Struktur Gedung Hotel Bangkalan dengan menggunakan Sistem Ganda maka didapatkan data-data perancangan sebagai berikut :
  - Mutu Beton ( $f'c$ ) : 30 Mpa
  - Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
  - Tebal Pelat Atap : 120 mm
  - Tebal Pelat Lantai : 120 mm
  - Jumlah Lantai : 15 lantai

- Ketinggian Tiap Lantai : 3,4 m
- Tinggi Total Gedung : 40 m
- Balok Anak (20x 30cm)
- Balok Induk 1 (40x60cm) dan Balok Induk 2 (40x60cm)  
(tulangan utama D19mm dan sengkang D13mm)
- Kolom (90x110cm)  
(tulangan utama D19mm dan sengkang D13mm)
- Sloof 1 (40x60cm)  
(tulangan utama D19 mm dan sengkang  $\phi$ 10mm)
- Poer Type 1 (2,4m x 2,4m x 0,75m)  
(tulangan arah x dan y D25mm)

**b. Saran**

Perlu dilakukan studi yang lebih mendalam untuk menghasilkan perancangan struktur dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika, sehingga diharapkan perancangan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya dilapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perancangan yaitu kuat, ekonomis dan tepat waktu dalam pelaksanaannya.

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *SNI 1727- 2012: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *SNI 1726-2012: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *SNI 2847-2013: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung* . Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1**. Surabaya: ITSPress. 974 hal.
- Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 2**. Surabaya: ITSPress. 974 hal.
- Rajendran, R. 2016. “A Review On Performance Of Shear Wall”. **Jurnal Aplikasi ISSN 0973-4562**, Volume 11, Nomor 3. 2/6 Hal.
- Tavio dan Kusuma, B. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press. 141 hal.
- Wight, J.K., dan MacGregor, J.K. 2012. **Reinforced Concrete Mechanics and Design**. New Jersey : Pearson Education. 1177 hal.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BIODATA PENULIS**

### **Indoryo Shin**



Penulis dilahirkan di Gresik, 28 Juli 1994, merupakan anak ke-2 dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Al-Hidayah Banjarsari Gresik, SD Muhammadiyah 2 Gresik, SMP Muhammadiyah 12 GKB - Gresik, SMA Muhammadiyah 1 Gresik. Setelah lulus dari SMA Muhammadiyah 1 Gresik tahun 2012, kemudian melanjutkan studinya di D3 Teknik Sipil FTSP-ITS. Setelah lulus dari program D3 pada tahun 2015, penulis mengikuti Ujian Masuk Lintas Jalur S-1 dan diterima di Program Studi Lintas Jalur Teknik Sipil FTSP-ITS dan terdaftar dengan NRP 3115 105 028. Di Program Studi Lintas Jalur ini, Penulis mengambil bidang studi bangunan gedung. Penulis aktif mengikuti beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh Program Studi, Fakultas dan Institut.