

TUGAS AKHIR

**REDESIGN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
PENDIDIKAN MA'HAD INSTITUT AGAMA ISLAM NEGERI
SURAKARTA**

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan
Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh :

Dewangga Iqbal Dewandaru

NIM : 30201800042

Eko Yuliyanto

NIM : 302001800054

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG**

2022

LEMBAR PENGESAHAN

REDESIGN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG PENDIDIKAN MA'HAD INSTITUT AGAMA ISLAM NEGERI SURAKARTA



Dewangga Iqbal D
NIM : 30201800042



Eko Yuliyanto
NIM : 30201800054

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 18 Agustus 2022

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT, Ph.D**
NIDN: 0607046802
2. **Prof. Dr. Ir. Antonius, MT**
NIDN: 0605046703
3. **Lisa Fitriyana, ST, M.Eng**
NIDN: 0631128901

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 65/A.3/SA-T/VIII/2022

Pada hari ini tanggal 18-08-2022 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT, Ph.D
Jabatan Akademik : Lektor Kepala
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Dewangga Iqbal D
NIM : 30201800042

Eko Yuliyanto
NIM : 30201800054

Judul : "Redesain Struktur Bangunan Gedung Pendidikan Ma'had Institut Agama Islam Negeri Surakarta"

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	25-02-2022	ACC
2	Seminar Proposal	08-06-2022	
3	Pengumpulan data	01-07-2022	
4	Analisis data	12-07-2022	ACC
5	Penyusunan laporan	02-08-2022	
6	Selesai laporan	18-08-2022	

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama

Dosen Pembimbing Pendamping

Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT, Ph.D

Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Dewangga Iqbal D

NIM : 30201800042

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : *Redesign* Struktur Bangunan Gedung Pendidikan Ma'had Institut Agama Islam Negeri Surakarta. Benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Eko Yuliyanto

NIM : 30201800054

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : *Redesign Struktur Bangunan Gedung Pendidikan Ma'had Institut Agama Islam Negeri Surakarta.*

Benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.



Semarang, 18/Agustus /2022

Yang membuat pernyataan,

Eko Yuliyanto

NIM : 30201800054

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Dewangga Iqbal D
NIM : 30201800042
JUDUL TUGAS AKHIR : *Redesign* Struktur Bangunan Gedung Pendidikan
Ma'had Institut Agama Islam Negeri Surakarta

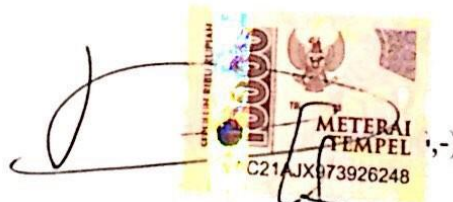
Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijasah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 18 Agustus /2022

Yang membuat pernyataan,



Dewangga Iqbal D

NIM : 30201800042

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Eko Yuliyanto
NIM : 30201800054
JUDUL TUGAS AKHIR : *Redesign* Struktur Bangunan Gedung Pendidikan
Ma'had Institut Agama Islam Negeri Surakarta

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijazah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 18/Agustus /2022

Yang membuat pernyataan,



Eko Yuliyanto

NIM : 30201800054

MOTTO

“Kamu adalah umat yang terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh kepada yang ma'ruf, dan mencegah dari yang munkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka, di antara mereka ada yang beriman, dan kebanyakan mereka adalah orang-orang yang fasik” [Ali Imran : 110.]

“Dan janganlah kamu berputus asa dari rahmat Allah. Sesungguhnya tidaklah sescorang itu berputus asa kecuali orang-orang yang kafir”. [Yusuf, ayat 87]

“Sesungguhnya para malaikat selalu meletakkan sayapnya kepada orang yang mencari ilmu sebagai tanda ridla apa yang ia cari”. [At-Tarmidzi : 3535]”

“Sebenar benarnya orang adalah orang yang mau mengakui kesalahannya dan manusia di ciptakan tidak luput dari kesalahan dan dosa”.



PERSEMBAHAN

Alhamdulillah puji syukur atas kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini, Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk:

1. Kedua orang tua tercinta Bapak SUPARMIN dan Ibu NARTI, atas semua cinta, pengertian, kasih sayang, kesabaran dan doa yang selalu dipanjatkan disetiap saat.
2. Keluarga dan saudara dengan segala dukungan yang telah diberikan kepada penulis.
3. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT, Ph.D yang selalu sabar dan selalu memberi nasihat serta bimbingan selama penulisan Laporan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT yang selalu sabar dan selalu memberi nasihat serta bimbingan selama penulisan Laporan Tugas Akhir ini.
5. Bapak dan Ibu dosen Program studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah mengajari dan membina penulis selama berada di fakultas Teknik
6. Dewangga Iqbal D selaku rekan kerja tugas besar dalam segala kondisi, senang maupun duka dalam pekerjaan tugas besar ini.
7. Teman-teman Angkatan 2018 program studi Teknik Sipil UNISSULA yang selalu memberi dukungan dan semangat pada penulis.
8. Teman-teman fakultas Teknik Jurusan Teknik sipil dan seluruh mahasiswa Teknik UNISSULA.

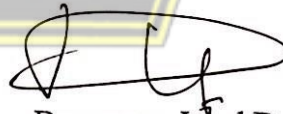


Eko Yuliyanto
NIM : 30201800054

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah puji syukur atas kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini, Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk:

1. Kedua orang tua tercinta Bapak BENI CANDRA A dan Ibu SRI SURIPTININGSIH, atas semua cinta, pengertian, kasih sayang, kesabaran dan doa yang selalu dipanjatkan disetiap saat.
2. Keluarga dan saudara dengan segala dukungan yang telah diberikan kepada penulis.
3. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT, Ph.D yang selalu sabar dan selalu memberi nasehat serta bimbingan selama penulisan Laporan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT yang selalu sabar dan selalu memberi nasehat serta bimbingan selama penulisan Laporan Tugas Akhir ini.
5. Bapak dan Ibu dosen Program studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah mengajari dan membina penulis selama berada di fakultas Teknik.
6. Eko Yuliyanto selaku rekan Tugas Akhir dalam segala kondisi, senang maupun duka dalam pekerjaan Tugas Akhir ini.
7. Teman-teman Angkatan 2018 program studi Teknik Sipil UNISSULA yang selalu memberi dukungan dan semangat pada penulis.
8. Teman-teman fakultas Teknik Jurusan Teknik sipil dan seluruh mahasiswa Teknik UNISSULA.



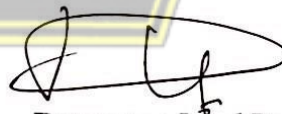
Dewangga Iqbal D

NIM : 30201800042

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah puji syukur atas kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini, Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk:

1. Kedua orang tua tercinta Bapak BENI CANDRA A dan Ibu SRI SURIPTININGSIH, atas semua cinta, pengertian, kasih sayang, kesabaran dan doa yang selalu dipanjatkan disetiap saat.
2. Keluarga dan saudara dengan segala dukungan yang telah diberikan kepada penulis.
3. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT, Ph.D yang selalu sabar dan selalu memberi nasehat serta bimbingan selama penulisan Laporan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT yang selalu sabar dan selalu memberi nasehat serta bimbingan selama penulisan Laporan Tugas Akhir ini.
5. Bapak dan Ibu dosen Program studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah mengajari dan membina penulis selama berada di fakultas Teknik.
6. Eko Yuliyanto selaku rekan Tugas Akhir dalam segala kondisi, senang maupun duka dalam pekerjaan Tugas Akhir ini.
7. Teman-teman Angkatan 2018 program studi Teknik Sipil UNISSULA yang selalu memberi dukungan dan semangat pada penulis.
8. Teman-teman fakultas Teknik Jurusan Teknik sipil dan seluruh mahasiswa Teknik UNISSULA.



Dewangga Iqbal D

NIM : 30201800042

KATA PENGANTAR

Assala,Mualaikum wr. Wb.

Puji syukur kehadiran Allah SWT. Yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga laporan Tugas Akhir dengan judul **“Redesign Struktur Bangunan Gedung Pendidikan Ma’had Institut Agama Islam Negeri Surakarta”** dapat terselesaikan dengan tepat waktu guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung.

Penulis menyadari kelemahan serta keterbatasan yang ada sehingga dalam menyelesaikan skripsi ini memperoleh bantuan dari berbagai pihak, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyo, MT, Ph.D selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST.,M.Eng. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
3. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT, Ph.D selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
5. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembaca.

Semarang, 18/Agustus 2022

Dewangga Iqbal D

NIM. 30201800042

Eko Yuliyanto

NIM. 30201800054

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
MOTTO	viii
PERSEMBAHAN	ix
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR NOTASI	xvii
ABSTRAK	xxi
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Maksud Dan Tujuan	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 SistematisPenulisan	2
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Uraian Umum.....	4
2.2 Sistem Struktur.....	6
2.3 PembebananPadaBangunan	7
2.3.1 Beban Mati	7
2.3.2 Beban Hidup	8

2.3.3	Beban Gempa	9
2.3.4	Beban Kombinasi	10
2.3.5	Analisa Beban Gempa (Respon Spektrum)	11
2.3.5.1	Kategori Resiko Gempa	12
2.3.5.2	Parameter Respon Spektral Desain	15
2.3.5.3	Kategori Desain Seismik	18
2.3.5.4	Spektrum Respon Desain	18
2.3.5.5	Faktor Koefisien Modifikasi Respon, Kuat Lebih Sistem, Pembesaran defleksi	20
2.3.5.6	Periode Fundamental Pendekatan	23
2.3.5.7	Faktor Keutamaan Gempa dan Kelas Situs	24
2.3.5.8	Koefisien Respons Seismik (Cs) dan Gaya Dasar Seismik	26
2.3.5.9	Distribusi Beban Gempa Pada Struktur Bangunan ...	27
2.3.5.10	Metode Respon Spektrum	28
2.4	Konstruksi Beton Bertulang	29
2.4.1	Beton	29
2.4.2	Beton Bertulang	30
2.4.3	Kelebihan dan Kelemahan Beton Bertulang	30
2.5	Elemen Struktur	31
2.5.1	Pelat Beton Bertulang	33
2.5.2	Jenis-Jenis Pelat	33
2.5.3	Balok Beton Bertulang	40
2.5.3.1	Keruntuhan Pada Balok	40

2.5.3.2	Balok Persegi Bertulang Tunggal	45
2.5.3.3	Balok Persegi Bertulang Rangkap	48
2.5.3.4	Tulangan Tekan Sudah Luluh	49
2.5.3.5	Tulangan Tekan Belum Luluh	52
2.5.4	Kolom Beton Bertulang	56
2.5.4.1	Kolom Pendek Eksentrisitas Kecil	56
2.5.4.2	Kolom Pendek Eksentrisitas Besar	59
2.5.4.3	Asumsi Desain Dan Faktor Reduksi Kekuatan	61
2.5.4.4	Jenis-Jenis Keruntuhan Pada Kolom	63
2.5.4.5	Batasan Rasio Kelangsingan	68
2.5.4.6	Panjang Efektif Kolom	69
2.6	Sistem Penahanan Gempa	71
2.6.1	Sistem Rangka Pemiku Momen (SRPM)	71
2.6.1.1	Komponen Struktur Lentur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	72
2.6.2	Dinding Geser	77
2.6.2.1	Pengertian Dinding Geser (<i>Shear wall</i>)	77
2.6.2.2	Klasifikasi Dinding Geser	78
2.6.2.3	Tulangan Minimum	79
2.6.2.4	Batasan Ketinggian Bangunan Yang Ditingkatkan Untuk Dinding Geser Beton Bertulang	80
2.6.2.5	Pengangkuran Dinding Struktural	82
2.6.2.6	Gaya Pengangkuran Dinding	82
2.6.2.7	Perencanaan Dinding Geser	83
2.6.3	Sistem Ganda (Dual System)	84
2.7	Stabilitas Bangunan Tinggi	86

BAB III METODE PERANCANGAN	88
3.1 Pengumpulan Data	88
3.2 Peraturan Standar Perancangan	88
3.3 Perancangan dan Perhitungan	88
3.4 Alur Penelitian	93
BAB IV PERANCANGAN	94
4.1 Diskripsi Umum Bangunan	94
4.2 Pradimensi dan Permodelan Struktur	95
4.2.1 Pradimensi Elemen Struktur	95
4.2.2 Permodelan Struktur	98
4.2.3 Mutu dan Bahan	98
4.3 Modeling Etabs V.18	98
4.3.1 Input Material Propertis	99
4.3.2 Input Frame Section	99
4.3.3 Input Beban Gempa Respon Spektrum	104
4.4 Formula Pembebanan Struktur	107
4.5 Analisa Desain Seismik	107
4.5.1 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa	108
4.5.2 Klasifikasi Situs	108
4.5.3 Parameter Respons Spektral Gempa Tertarget (Nilai S_{ms} dan S_{m1})	109
4.5.4 Parameter Respons Spektral Gempa Desain (Nilai S_{ds} dan S_{d1})	110
4.5.5 Spektrum Respon Desain	111
4.5.6 Kategori Desain Seismik dan Sistem Gaya Gempa	111
4.5.7 Perhotungan Masa tiap Lantai	112
4.5.8 Analisis Dinamis Getaran	114
4.5.9 Kontrol Hasil Analisa Dinamik Gempa	115
4.6 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur Horisontal dan Vertikal .	120
4.6.1 Ketidak Beraturan Horizontal	120
4.6.2 Ketidak Beraturan Vertikal	122

4.6.2.1 Ketidak Beraturan Kekakuan Tingkat Lunak	122
4.7 Kontrol Simpangan	122
4.8 Pengecekan P -Delta	124
4.9 Perancangan Pelat	126
4.9.1 Perancangan Pelat Lantai	126
4.9.2 Perancangan Pelat Atap	132
4.10 Perancangan Balok	137
4.11 Penulangan Kolom	159
4.11.1 Pengecekan Perilaku Struktur Strong Column Weak Beam	161
4.11.2 Perhitungan Tulangan Transversal Sebagai Confinement	163
4.11.3 Perhitungan Gaya Geser V_e	165
4.11.4 Hubungan Balok Kolom	167
BAB V PENUTUP	170
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



DAFTAR GAMBAR

2.1	S1 Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER)..	15
2.2	S1 Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER) ..	16
2.3	Spektrum Respons Sa	20
2.4	Arah Pembebanan	32
2.5	Pelat Satu Arah	33
2.6	Koefisien Momen Pelat Satu Arah	34
2.7	Pelat Dua Arah	35
2.8	Disribusi Momen Total Terfaktor pada Pelat Dua Arah Dengan Balok Diantara Semua Tumpuan	37
2.9	(a) pelat dan tumpuan (b) diagram tegangan yang terjadi di serat pelat ..	37
2.10	Penampang persegi pada keruntuhan seimbang	40
2.11	Penampang Keruntuhan Seimbang dan Keruntuhan Tarik	42
2.12	Penampang keruntuhan Seimbang dan Penampang Keruntuhan Tekan.	44
2.13	Penampang Persegi dengan Tulangan rangkap dan Diagram Regangan.	49
2.14	Balok dengan Tekan: (1) sudah luluh; (2) belum luluh	51
2.15	Gaya Aksial Konsentrik pada Kolom	57
2.16	Keadaan Seimbang Diagram Tegangan Regangan Kolom Persegi	58
2.17	Ilustrasi Kolom Bereksentris	59
2.18	Regangan Kolom Eksentrisitas Besar	60
2.19	Variasi Nilai ϕ Terhadap Nilai Regangan Tarik Tulangan Baja	62
2.20	Diagram Regangan dan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang	63
2.21	Diagram Regangan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang ..	64
2.22	Diagram Regangan dan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang	65
2.23	Gambar Kolom Lentur Dua Arah	66
2.24	Gambar Diagram dan Regangan Kolom dengan Tulangan Samping (Keruntuhan Seimbang)	66
2.25	Contoh Sengkang Tertutup Saling Tumpuk dan Ilustrasi	73

2.26	Contoh Tulangan Transversal pada Kolom	76
2.27	Contoh Dinding Geser	78
2.28	Interaksi Rangka dan Dinding dalam Sistem Ganda	85
2.29	Penentuan Simpangan Antar Lantai	86
3.1	Bagan Alur	91
4.1	Gambar Denah Lantai Dasar	94
4.2	Gambar 3D permodelan struktur	98
4.3	<i>Input Material Properties</i>	99
4.4	Input Balok Induk B1 500x250	100
4.5	Input Balok B2 300x250	101
4.6	Input Balok B3 300x200	101
4.7	Input Kolom Induk K1 600x600	102
4.8	Input Kolom Induk K2 500x500	102
4.9	Input Kolom Induk K3 300x300	103
4.10	<i>Input Stiffness Modification factors</i>	103
4.11	Input Pelat Lantai 125 mm	104
4.12	Penambahan Fungsi Respons Spektrum	105
4.13	Penambahan <i>Load Case</i> Data Respons Spektrum	106
4.14	Penambahan <i>Load Case</i> Data Respons Spektrum	106
4.15	Grafik Nilai Spektrum Respons Percepatan Desain Website Resmi Kementerian Pekerjaan Umum	111
4.16	<i>Shear Comparisson to X and Y Axis</i>	120
4.17	Tipe Pelat	127
4.19	Tipe Pelat Atap	133
4.20	Balok Induk	138
4.21	Nilai torsi pada ETABS	140
4.22	Penampang diagram balok	143
4.23	Nilai momen tumpuan balok ETABS	143
4.24	Diagram tegangan regangan lentur negatife tumpuan	146
4.25	Diagram Tegangan Regangan Lentur Positif	149
4.26	Nilai Momen Lapangan pada ETABS	151
4.27	Diagram tegangan regangan lentur positif lapangan	153

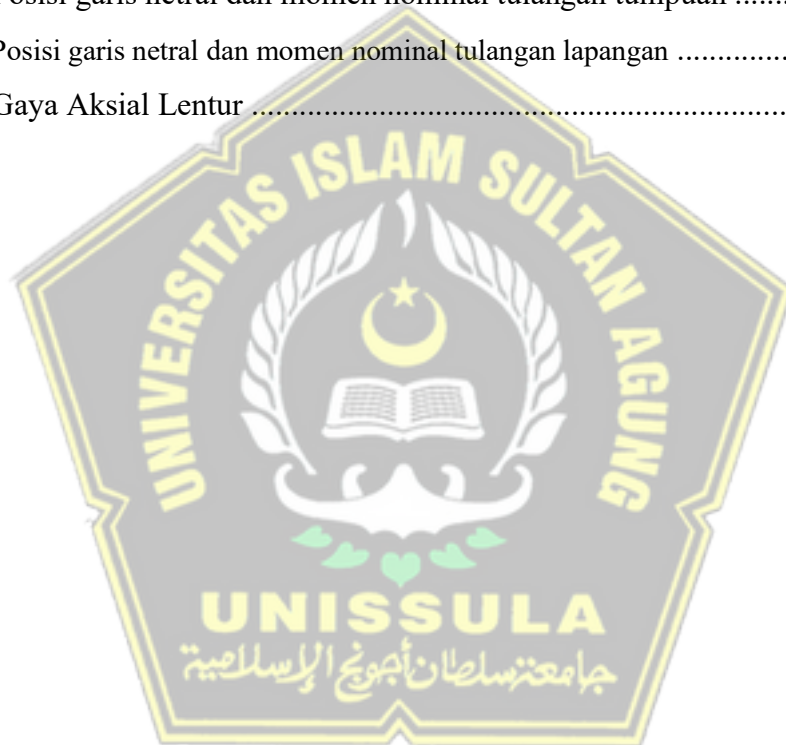
4.28	Diagram tegangan regangan lentur positif lapangan	156
4.29	Diagram tegangan regangan lentur negatif lapangan	158
4.30	Diagram Interaksi P-M SpCol Kolom Bawah	162
4.31	Diagram interaksi P-M kolom 600x600	163



DAFTAR TABEL

2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Penunjang Gedung	8
2.2 Beban Hidup pada Lantai Gedung Sekolah/Rumah tinggal	9
2.3 Kategori Resiko gempa	12
2.4 Koefisien Situs F_a	16
2.5 Koefisien Situs F_v	17
2.6 Kategori Resiko S_{DS}	18
2.7 Kategori Resiko S_{D1}	18
2.8 Faktor R , Ω_0 , C_d untuk Penahan Gempa	21
2.9 Nilai parameter dari periode pendekatan C_t dan X	23
2.10 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung	24
2.11 Faktor Keutamaan Gempa	24
2.12 Definisi Kelas Situs	25
2.13 Momen Pelat Satu Arah	34
2.14 Distribusi Momen Total Terfaktor pada Pelat Dua Arah	36
2.15 Momen pada Pelat Dua Arah	37
2.16 Ketidakberaturan Horisontal pada Struktur	80
2.17 Simpangan Antar Lantai Ijin, Δ_a	86
4.1 Dimensi Balok	95
4.2 Dimensi Kolom	97
4.3 Tebal Minimum Pelat Dua Arah 95	97
4.4 Data Parameter Respon Spektral Terpetakan	108
4.5 Data Parameter Respons Spektral Gempa Desain	109
4.6 Data Parameter Respons Spektral Desain	110
4.7 Hasil Perhitungan Beban Tiap Lantai	110
4.8 Menampilkan bentuk ragam dan periode getar ETABS	113
4.9 Nilai Hasil Partisipasi Massa Bangunan	114
4.10 <i>Output</i> Gaya Geser Dasar Statik	116
4.11 <i>Output</i> Gaya Geser Dasar Dinamik (Arah X)	119
4.12 <i>Output</i> Gaya Geser Dasar Dinamik (Arah Y)	119
4.13 Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik	120

4.14	Pengecekan ketidakberaturan horizontal torsi arah x	121
4.15	Pengecekan ketidakberaturan horizontal torsi arah Y	122
4.16	Pengecekan ketidakberaturan vertikal arah X dan Y	123
4.17	Besaran Simpangan Antar Lantai Struktur arah X	124
4.18	Besaran Simpangan Antar Lantai Struktur arah Y	124
4.19	Pengecekan <i>P</i> -Delta arah <i>X</i>	126
4.20	Pengecekan <i>P</i> -delta arah <i>Y</i>	126
4.21	Momen Pelat Lantai yang Ditinjau	129
4.22	Momen Pelat Atap yang Ditinjau	135
4.23	Posisi garis netral dan momen nominal tulangan tumpuan	144
4.24	Posisi garis netral dan momen nominal tulangan lapangan	152
4.25	Gaya Aksial Lentur	161



Daftar Lambang dan Notasi

$\emptyset$	=	Faktor reduksi
δ	=	Defleksi yang terjadi
δ_u	=	Defleksi Ultimate yang terjadi
δ_{xe}	=	Defleksi pada lokasi yang diisyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis
λ	=	Angka kelangsingan
Δx	=	Simpang antar lantai
ρ	=	Rasio tulangan
ρ_t	=	Rasio penulangan arah horizontal
A_{cv}	=	Luas penampang total dinding struktural
A_g	=	Luas dimensi kolom (mm ²)
A_s	=	Luas tulangan tarik (mm ²)
A_s'	=	Luas tulangan tekan (mm ²)
A_{st}	=	Luas tulangan
b	=	Lebar balok (mm)
C	=	Koefisien respon gempa yang besarnya tergantung wilayah gempa dan waktu getar struktur
C_t	=	Koefisien rangka beton pemikul momen
C_u	=	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung
C_v	=	Koefisien respon gempa vertikal
C_d	=	Faktor pembesaran defleksi
DL	=	Beban mati
d	=	Jarak dari serat tekan terjatuh ke pusat tulangan (mm)
db	=	Diameter batang tulangan (mm)
E_c	=	Modulus elastis beton (Mpa)
EX	=	Beban gempa dinamis arah x
EY	=	Beban gempa dinamis arah y
f_c'	=	Kuat tekan beton (Mpa)
f_y	=	Kekuatan leleh tulangan (Mpa)
g	=	Besaran gravitasi

h	=	Tinggi balok(mm)
h_n	=	Ketinggian struktur (mm)
h_x	=	Spasi horizontal maksimum untuk kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada muka kolom
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
l_n	=	Panjang sisi terpanjang
l_o	=	Panjang minimum
L	=	Panjang balok
L_x	=	Panjang bentang arah x
L_y	=	Panjang bentang arah y
LL	=	Beban hidup
L_u	=	Tinggi kolom
L_w	=	Lebar dinding geser
MCE_R	=	Spektrum respon gempa minimum yang mempertimbangkan resiko Tertarget
M_{nb}	=	Kekuatan lentur nominal balok
M_{nc}	=	Kekuatan lentur nominal kolom
M_n	=	Kekuatan lentur nominal pada penampang (Kn.m)
M_u	=	Momen terfaktor penampang (Kn.m)
M_{pr}	=	Momen lentur dari suatu komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial (Kn.m)
M_u	=	Momen yang terjadi pada penampang
M_x	=	Momen arah x (ton.m)
M_y	=	Momen arah y (ton.m)
n	=	Jumlah tulangan
P_n	=	Gaya tekan nominal (N)
P_u	=	Gaya tekan terfaktor (N)
P	=	Beban aksial yang bekerja pada kolom
q	=	Beban yang bekerja
R	=	Faktor reduksi gempa
r	=	Radius grasi penampang komponen struktur kolom
s	=	Jarak antar tulangan geser

S_1	=	Parameter respon spektral percepatan gempa mce, tertekan untuk periode 1 detik
S_{Ds}	=	Parameter respon spektral percepatan desain pada periode pendek
S_{D1}	=	Parameter respon spektral percepatan desain pada periode 1 detik
S_s	=	Parameter respon spektral gempa mce, tertekan untuk periode pendek
SF	=	Safety factor = 2,5
T	=	Nilai time period
ΔT	=	Selisih time period
V	=	Beban gempa dasar nominal
V_c	=	Gaya geser yang dipikul beton
V_e	=	Gaya geser yang terjadi pada struktur
V_s	=	Gaya geser yang dipikul tulangan baja
W_t	=	Berat total struktur Bangunan



**“REDESIGN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG PENDIDIKAN
MA’HAD INSTITUT AGAMA ISLAM NEGERI SURAKARTA”.**

ABSTRAK

Tugas akhir ini merancang bangunan Gedung Ma’had Institut Agama Islam Negeri Surakarta. Pembangunan Gedung ini berada di daerah Surakarta Dengan data tanah N-Spt tanah sedang (SD). Perancangan yang dilakukan dengan mengubah dimensi dari gedung aslinya dengan menambah lantai gedung tersebut. Kota Surakarta adalah daerah yang memiliki zona gempa sedang, maka dengan memperhitungkan parameter gempa dapat bertujuan untuk menghitung gaya geser dan perhitungan penulangan struktur bangunan gedung.

Permodelan struktur dibantu dengan program ETABS versi 18 , dengan tujuan mempercepat perhitungan. Perancangan struktur beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen khusus (SRPMK), yang mengacu pada SNI 2847:2019 Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, Pembebanan struktur gedung mengacu pada SNI 1727:2019 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkain untuk Bangunan Gedung dan Perencanaan ketahanan gempa mengacu pada SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung.

Desain dengan sistem SRPMK menghasilkan Balok G2 600x300 tulangan tarik 5D16 dan tulangan tekan 3D16. Kolom K1 600 x600 tulangan 32D19 dengan Sengkang 2D10-100 , K2 500 x 500 tulangan 24D19 , K3 300 x 300 tulangan 8D19.

Kata Kunci : Setruktur Gedung, Perancangan, Desain, Permodelan etabs

**“REDESIGN STRUCTURE OF THE MA'HAD EDUCATION BUILDING
INSTITUTE OF ISLAM, STATE OF ISLAM, SURAKARTA”**

ABSTRAK

This final project designs the Ma'had Building of the Surakarta State Islamic Institute of Religion. The construction of this building is in the Surakarta area with N-Spt soil data for medium soil (SD). The design is done by changing the dimensions of the original building by adding the floor of the building. Surakarta City is an area that has a moderate earthquake zone, so by taking into account the earthquake parameters it can aim to calculate the shear force and calculate the reinforcement of the building structure.

Structural modeling is assisted by the ETABS version 18 program, with the aim of speeding up calculations. Design of reinforced concrete structures with special Moment Bearing Frame System (SRPMK), which refers to SNI 2847:2019 Structural Concrete for Buildings, Loading of building structures refers to SNI 1727:2019 Minimum Design Loads and Related Criteria for Buildings and earthquake resistance planning refers to on SNI 1726:2019 Procedures for Planning Earthquake Resistance for Building Structures.

The design with the SRPMK system produces 600x300 G2 Beams with 5D16 tensile reinforcement and 3D16 compression reinforcement. Column K1 600 x600 reinforcement 32D19 with stirrups 2D10-100, K2 500 x 500 reinforcement 24D19, K3 300 x 300 reinforcement 8D19.

Keywords : Building Structure, Design, Design, Modeling etabs

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gedung Pendidikan Ma'had Institut Negeri Surakarta yang merupakan wadah peningkatan informasi keislaman atau Islamic live-in school dan tempat pendataan agama Islam untuk menciptakan santri-santri muslim yang taqwa, cerdas dan beretika luhur serta menyebabkan santri memiliki akidah yang mantap, orang yang terhormat dan keluasan informasi yang ketat.

Salah satu faktor yang dihadapi adalah ketidak seimbangan antara mahasiswa/I dengan jumlah ruangan yang tersedia, karna mengingat peningkatan setiap tahunnya. Maka dari itu dengan didesain ulang struktur yang direncanakan diharapkan mampu memikul beban-beban yang ada pada struktur tersebut.

Permodelan ini terdiri dari permodelan (2D) dan permodelan(3D). Permodelan dalam konstruksi ialah perihal yang utama dicoba kala hendak merancang suatu struktur konstruksi bangunan. Permodelan dilakukan pada fase perancangan yang akan menghasilkan DED (*Detailed Engineering Design*).

Permodelan struktur ini dibantu dengan program ETABS versi 18 , dengan tujuan mempercepat perhitungan. Perancangan struktur beton bertulang dengan Sisteem Rangka Pemikul Momen khusus (SRPMK), yang mengacu pada SNI 2847:2019 untuk Beton, SNI 1727;2019 untuk pembebanan dan 1726:2019 untuk Gempa.

Berdasarkan penjelasan diatas Tugas Akhir ini diberi judul “**REDESIGN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG PENDIDIKAN MA’HAD INSTITUT AGAMA ISLAM NEGERI SURAKARTA**)“.

1.2 Maksud dan Tujuan

Motivasi penyusunan tugas terakhir ini adalah untuk memikirkan kembali pembangunan Gedung Ma'had di Institut Islam Negeri Surakarta dengan tidak mengubah rencana rekayasa saat ini.

Tujuan dari perencanaan ulang ini adalah untuk mendapatkan alternatif desain lain yang efektif dan efisien dengan tingkat keamanan struktur sesuai dengan yang dipersyaratkan, baik dari segi dimensi elemen struktur maupun jumlah tulangan yang dibutuhkan sesuai dengan data arsitektur dan lapangan.

1.3 Batasan Masalah

- Struktur gedung yang berfungsi sebagai gedung tempat tinggal
- Struktur yang direncanakan meliputi struktur atas tanpa merencanakan struktur bawa (pondasi)
- perhitungan struktur atas dengan disain yang berbeda dengan perencanaan awal dan tidak termasuk perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB).

1.4 Sistematis Penulisan

Sistematika laporan berfungsi untuk memberikan gambaran yang jelas. Sistematika penyusunan tugas akhir adalah sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Bagian ini berisi landasan, poin dan tujuan dari perencanaan usaha terakhir, batasan masalah dan kerangka penyusunan yang akan diselesaikan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bagian ini berisi uraian umum, pedoman dan peraturan perancangan, dan beban-beban yang diperhitungkan serta metode perhitungan.

BAB III PERANCANGAN

Bab ini berisi tentang metode persiapan, metode pengujian, metode hasil, bagan alir, jadwal pelaksanaan.

BAB IV HASIL PERANCANGAN

Bab ini membahas tentang semua hasil perhitungan yang dilakukan

BAB V PENUTUP

Bab ini berisi kesimpulan dan saran yang sekaligus sebagai bagian akhir dari Laporan Tugas Akhir.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Uraian Umum

Penataan utama suatu struktur adalah suatu cara untuk menyalurkan dan menahan timbunan yang timbul karena penggunaan atau keberadaan struktur tersebut di atas tanah. Desain terdiri dari komponen-komponen yang dikoordinasikan sebagai satu kesatuan untuk mengirimkan berbagai beban yang diproyeksikan ke tanah.

bagian ini akan memahami metodologi dan langkah-langkah untuk memastikan desain mulai dari bangunan atas yang menggabungkan struktur bagian lantai, tangga, poros, dan bagian.

Pada dasarnya setiap sistem tersembunyi dalam suatu konstruksi adalah kombinasi dari bagian-bagian penting yang bervariasi dalam tiga sudut pandang, yang sangat membingungkan. Kemampuan mendasar dari komputer terpusat adalah untuk secara aman dan efektif menyampaikan bank mengikuti desain, dan memberikannya ke tanah melalui pengaturan.

Dalam pilihan jenis desain ada hubungan yang nyaman dengan bagian-bagian utilitarian dari struktur. Dalam siklus model yang mendasari, penting untuk mencari kedekatan antara jenis desain dan jenis masalah, misalnya, struktural, produktivitas dan workableness, kesederhanaan pelaksanaan, dan lebih jauh lagi biaya yang diperlukan.

Adapun aspek yang harus diperhatikan dalam mendisain struktur berdasarkan SNI1726:2019, diantaranya sebagai berikut:

1. Aspek structural (kekuatan dan kekakuan struktur)

Kekuatan dan keteguhan suatu konstruksi harus dilihat berdasarkan kemampuan desain untuk mengakui beban kerja, baik beban vertikal maupun beban rata.

2. Aspek arsitektural

Sudut pandang ini terkait dengan susunan dan keadaan struktur yang dianggap biasa memiliki nilai selera dan kemampuan ruang yang ideal yang kemudian dihubungkan dengan komponen-komponen penyusunnya.

3. Aspek fungsional

Tata letak dasar yang layak adalah rencana yang berfokus pada kemampuan penugasan untuk struktur. Dibandingkan dengan pemanfaatan ruangan, perspektif utilitarian sangat mempengaruhi ukuran aspek struktur yang tertata.

4. Aspek ekonomi dan kemudahan pelaksanaan

termasuk berapa banyak dukungan yang diperlukan sehingga dalam siklus pelaksanaan penyelenggara dapat memberikan rencana pilihan yang cukup murah dan memenuhi sudut mekanis dan desain. Biasanya dari suatu struktur dapat menggunakan beberapa kerangka dasar yang umumnya digunakan. Dengan cara ini, perspektif moneter dan kesederhanaan pelaksanaan pekerjaan mempengaruhi pilihan kerangka utama.

5. Aspek kemampuan struktur pada system layanan gedung

Struktur yang dipilih harus memiliki opsi untuk menahan beban rencana dengan aman tanpa terlalu menekankan atau memutar secara berlebihan sejauh mungkin. Keamanan dan kenyamanan sangat penting dalam persiapan struktur bangunan, terutama dalam mengantisipasi bahaya kebakaran. Struktur yang dipilih harus memiliki opsi untuk membantu rencana memuat dengan aman tanpa tegangan berlebih atau salah bentuk sejauh mungkin. Kesejahteraan dan kenyamanan sangat penting dalam persiapan struktur bangunan, terutama dalam mengelola bahaya kebakaran.

Dengan demikian perlu dilakukan usaha-usaha sebagai berikut:

- Perencanaan outlet yang memenuhi persyaratan
- Penggunaan material tahan api terutama untuk instalasi-instalasi penting

- Fasilitas penanggulangan api disetiap lantai
- Warning system terhadap api dan asap
- Pengaturan ventilasi yang memadai

6. Aspek lingkungan

Satu lagi sudut pandang yang menentukan rencana dan pelaksanaan suatu usaha adalah perspektif ekologis. Dengan adanya tugas yang seharusnya dikerjakan pada keadaan alam dan sosial. Oleh karena itu, penataan lokasi dan denah lantai harus mempertimbangkan keadaan alam, apakah pengaturan kita akan secara nyata mempengaruhi iklim umum, baik secara nyata maupun sosial.

2.2 Sistem Struktur

Konstruksi adalah campuran atau rangkaian komponen yang berbeda yang dikumpulkan sehingga menjadi satu kesatuan yang utuh. Konstruksi dalam struktur penting untuk struktur yang menahan timbunan yang diberikan padanya. Sebuah struktur dapat dianggap sebagai lapisan eksternal langsung yang membungkus dan mengisolasi ruang untuk menghasilkan iklim yang terlindungi. Permukaan yang membentuk cangkang luar ini adalah dinding, lantai, dan puncak struktur, yang terkena berbagai jenis tumpukan; permukaan luar direncanakan untuk perlindungan dari beban iklim menjadi salju, angin, dan hujan tertentu; lantai terkena beban gravitasi dan barang-barangnya, dan sebagian besar permukaan ini harus menarik bagiannya yang adil.

Tumpukan ini umumnya akan mengubah lapisan luar struktur dan mempengaruhi kerusakan, untuk mencegah hal ini terjadi, sebuah desain diberikan. Kemampuan desain dapat diselesaikan untuk memberikan kekuatan vital dan keteguhan untuk menjaga struktur agar tidak meledak. Lebih eksplisit lagi, konstruksi adalah bagian dari struktur yang mengirimkan tumpukan. Tumpukan-tumpukan ini ditegakkan di atas tiang-tiang untuk selanjutnya disebarluaskan ke bagian bawah tanah bangunan. Dengan tujuan agar timbunan tersebut dapat bertahan.

Pada dasarnya kerangka yang mendasari dalam suatu struktur adalah campuran dari komponen utama yang berbeda dalam tiga aspek, yang sangat kacau.

Kemampuan utama dari kerangka kerja yang mendasari adalah untuk menyampaikan dengan aman dan benar-benar tumpukan yang menindaklanjuti struktur, dan untuk mengkomunikasikannya ke tanah melalui pembentukan. Hal utama dalam struktur tinggi adalah kemandapan dan kapasitasnya untuk menahan kekuatan samping, baik yang disebabkan oleh angin maupun gempa.

2.3 Pembebanan pada Bangunan

Beban Pembebanan Primer pada dasarnya adalah setiap variabel yang menyebabkan suatu resultan sebagai kecemasan dalam konstruksi. Daya tumpukan dapat berupa aktivitas terkonsentrasi, kedua, genap, miring, seimbang, berlawanan dengan keseimbangan, dll. Sementara itu, pengelompokan beban berdasarkan atribut normalnya dapat ditentukan sebagai berikut: (1) beban mati; (2) beban hidup; (3) beban angin; (4) Beban Gempa.

2.3.1 Beban Mati (DL)

Beban mati (DL) adalah beban gravitasi yang berasal dari berat setiap komponen/struktur di bawahnya yang tahan lama selama umur bantuan konstruksi. Untuk merencanakan suatu konstruksi, penting untuk mengukur berat atau tumpukan mati dari berbagai komponen utama yang akan digunakan dalam pemeriksaan. Komponen tambahan dalam beban mati mencakup kerangka saluran, organisasi kelistrikan, penutup lantai, dan atap. Bobot desain yang dinilai harus aplikatif dan dapat diperoleh dari resep dan tabel yang terdapat dalam buku referensi dan Standar Nasional Indonesia (SNI).

Tabel 2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Penunjang Gedung

Bahan Bangunan	Berat
----------------	-------

Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Kayu (kelas I)	1000 kg/m ³
Pasir (kering udara)	1600 kg/m ³
Komponen Gedung	Berat
Spesi dari semen, per cm tebal	21 kg/m ²
Dinding bata merah 1/2 batu	250 kg/m ²
Atap genting tanah liat	50 kg/m ²
Penutup lantai ubin per tebal	24 kg/m ²

2.3.2 Beban Hidup (LL)

Beban Hidup (LL) adalah beban gravitasi yang timbul dari penggunaan suatu struktur selama umur bantuan struktur tersebut. Beban hidup yang digunakan dalam rencana struktur dan desain yang berbeda harus menjadi beban terbesar yang seharusnya terjadi karena penghuni dan penggunaan struktur, namun tidak boleh sama persis dengan beban seragam dasar yang ditentukan dalam SNI 1727:2020.

Tabel 2.2 Beban Hidup pada Lantai Gedung Sekolah/Rumah tinggal

Hunian atau Penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Asrama (Rumah Tinggal)		
Semua ruang kecuali tangga	1,92	4,5
Ruang public	4,79	4,5
Koridor ruang public	4,79	4,5
Bak-Bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses	-	0,89
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	11,97	35,6
Tangga dan jalan keluar	4,79	-
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	1,92	-

Sumber : SNI 1726;2019

2.3.3 Beban Gempa (*E*)

Beban Gempa adalah suatu timbunan pada bantalan tingkat yang mengikuti suatu konstruksi karena perkembangan tanah yang diakibatkan oleh gempa (gempa struktural atau vulkanik) yang mempengaruhi desain. Pedoman penataan beban gempa pada struktur di Indonesia yang saat ini aktif diatur dalam SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Bangunan Gedung dan Non Bangunan Gedung. Pedoman ini memahami elemen-elemen yang terkait dengan perhitungan untuk investigasi beban gempa sebagai berikut:

a) Geografis

Rencana beban gempa pada suatu struktur bergantung pada dimana struktur tersebut dibuat. Ini karena berbagai daerah memiliki peningkatan kecepatan batuan dasar yang berbeda.

b) Faktor Keutamaan Gempa

Variabel ini diselesaikan dengan mempertimbangkan jenis penggunaan bangunan. Struktur dengan kelas risiko I dan II memiliki komponen kebutuhan gedung 1, untuk klasifikasi risiko III memiliki variabel 1,25, dan klasifikasi risiko IV memiliki elemen 1,5 seperti terlihat pada Tabel 2.4

c) Kategori Desain Seismik

Pembagian kelas rencana seismik dari rendah ke tinggi, khususnya A, B, C, D, E, F. Kepastian kelas ini harus terlihat pada tabel d) Struktur Sistem Penahan Gaya Seismik dengan kerangka lawan kekuatan gempa memiliki penurunan gempa koefisien perubahan elemen atau reaksi (R), faktor kekuatan kerangka (R), dan faktor pertumbuhan pengalihan (C_d) yang bergeser sesuai dengan tabel.

2.3.4 Beban Kombinasi

Konstruksi dan bagian-bagian dari komponen utama harus direncanakan sedemikian rupa sehingga kekuatan rencana meningkat atau

melampaui dampak beban yang dipertimbangkan dengan campuran susun sesuai SNI 1727:2019 sebagai berikut:

- (a) $1,4D$
- (b) $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- (c) $1,2D + 1,6L (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- (d) $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- (e) $0,9D + 1,0W$

Catatan tambahan untuk kombinasi beban:

1. Nilai variabel L pada (c), (d), (e) dapat direduksi menjadi $0,5L$, jika nilai L tidak lebih menonjol dari $4,8 \text{ kN/m}^2$, kecuali wilayah yang bersangkutan.
2. For structures that convey liquid loads, the liquid burden components can be remembered for (a), (e), (g) with a heap factor equivalent to the heap factor for dead loads.
3. Dalam hal terjadi dampak tekanan tanah samping, H, ada tiga prospek:
 - Jika H bertindak sendiri, atau ditambah dengan dampak beban yang berbeda, H harus diingat untuk campuran tumpukan dengan elemen tumpukan 1,6.
 - Jika H sangat tahan lama dan tahan terhadap dampak beban lain. Kemudian, pada saat itu, H dapat diingat untuk campuran tumpukan dengan variabel tumpukan 0,9.
 - Jika H tidak tahan lama, namun ketika H bekerja memiliki sifat terhadap beban yang berbeda. Maka tumpukan H mungkin tidak diingat untuk campuran tumpukan.
4. Dengan asumsi beban angin, W, belum direduksi oleh, maka faktor tumpuan beban angina (d) harus diubah menjadi 1,6 dan pada (c) diubah menjadi 0,8.

2.3.5 Analisa Beban Gempa (Respon Spektrum)

Dalam pemeriksaan beban gempa gempa, digunakan pemeriksaan statik yang sebanding berdasarkan SNI 1726:2019. Dalam SNI 1726:2019, tahapan pemeriksaan gempa untuk struktur telah digambarkan secara lengkap. Tahap logis ini akan memutuskan apakah desain dilindungi atau tidak saat mendapatkan beban gempa tentang penyimpangan genap berikutnya, kontras dengan tingkat penyimpangan yang diizinkan. Pemeriksaan getaran pada struktur juga memutuskan apakah kerangka dasar yang digunakan dalam struktur dapat menahan kekuatan paralel yang ditimbulkan oleh gempa. Cara untuk membedah kekuatan getaran menggunakan strategi perbandingan statis adalah sebagai berikut:

2.3.5.1 Kategori Resiko Gempa

Klasifikasi risiko gempa dikelompokkan menjadi empat klasifikasi sejauh jenis penggunaan bangunan, yang ditunda sebagai berikut:

Tabel 2.3 Kategori Resiko gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: ➤ Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan ➤ Fasilitas sementara ➤ Gudang penyimpanan Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, II, III, dan IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: ➤ Perumahan	

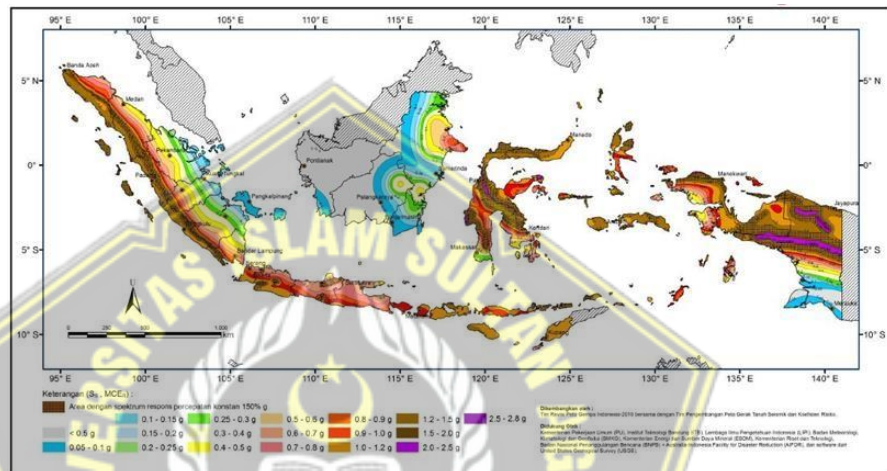
➤ Rumah toko dan rumah kantor ➤ Pasar ➤ Gedung perkantoran ➤ Gedung apartemen/ rumah susun ➤ Pusat perbelanjaan/ mall ➤ Bangunan industri ➤ Fasilitas manufaktur ➤ Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: ➤ Bioskop ➤ Gedung pertemuan ➤ Stadion ➤ Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat ➤ Fasilitas penitipan anak ➤ Penjara ➤ Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: ➤ Pusat pembangkit listrik biasa ➤ Fasilitas penanganan air ➤ Fasilitas penanganan limbah ➤ Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur,	III

proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: ➤ Bangunan-bangunan monumental ➤ Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan ➤ Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat ➤ Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat ➤ Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya ➤ Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat ➤ Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

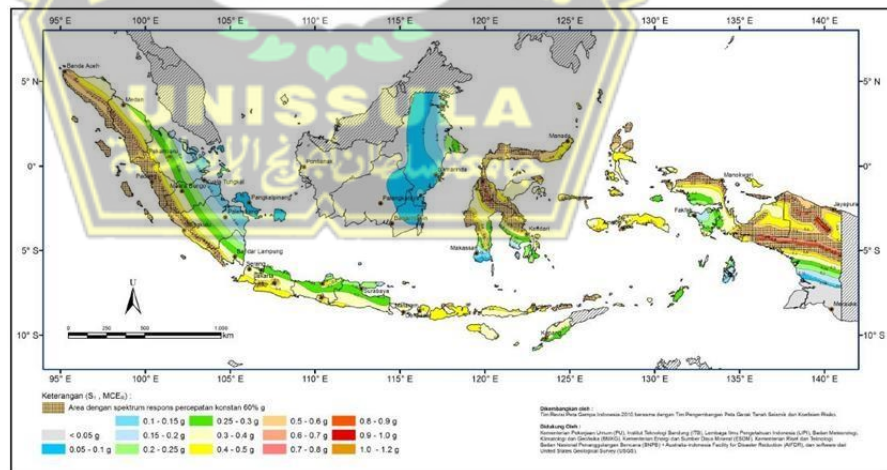
Sumber : SNI 1726;2019

2.3.5.2 Parameter Respon Spektral Desain

Setelah menentukan kelas situs, nilai dari rencana peningkatan kecepatan hantu masih di udara. S1 untuk batas reaksi peningkatan kecepatan hantu dari panduan kerangka waktu 1 detik dan Ss untuk batas reaksi peningkatan kecepatan hantu dari peta kerangka waktu singkat 0,2 detik. Skor S1 dan Ss dapat dilihat melalui aplikasi yang diberikan oleh Pusat Perumahan dan Permukiman (Puskim). Peta tremor seismik yang dipertimbangkan memiliki dua faktor, khususnya S1 dan S2 sebagai berikut:



Gambar 2.1 S₁ Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER)



Gambar 2.2 S₁ Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER)

Setelah mendapatkan kualitas dari S1 dan S2, tahap

selanjutnya adalah menentukan nilai koefisien situs berdasarkan tabel berikut:

Tabel 2.4 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER				
	Terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF			SS^b		

Sumber : SNI 1726; 2019

Tabel 2.5 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada perioda 1 detik, S_s				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \leq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF			SS^b		

Sumber : SNI 1726;2019

Jadi nilai batas reaksi peningkatan kecepatan hantu MCE tidak sepenuhnya ditetapkan dengan persamaan yang menyertainya:

- S_1 untuk parameter percepatan respons spektral MCE

pada periode tinggi 1 detik

$$SM_1 = S_1 \times F \dots \dots \dots (2.1)$$

- S_s untuk parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek 0,2 detik

$$SM_s = S_s \times F_a \dots \dots \dots (2.2)$$

Nilai batas kecepatan reaksi ghostly dilihat untuk menentukan kelas rencana seismik struktur dan diperoleh dari persamaan: S_1 untuk parameter percepatan respons spektral MCE pada periode tinggi 1 detik

$$SD_1 = \frac{2}{3} S_{M1} \dots \dots \dots (2.3)$$

- S_s untuk parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek 0,2 detik

$$SD_s = \frac{2}{3} S_{MS} \dots \dots \dots (2.4)$$

2.3.5.3 Kategori Desain Seismik

Mengingat SNI 1726 setiap tahun 2019, untuk menentukan klasifikasi rencana seismik, diselesaikan dengan melihat batas reaksi mengerikan yang diperkenalkan pada tabel di bawah ini:

Tabel 2.6 Kategori Resiko S_{Ds}

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

Sumber : SNI 1726 2019

Tabel 2.7 Kategori Resiko SD_1

Nilai S_{Ds}	Kategori Risiko
----------------	-----------------

	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{D1} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : SNI 1726 2019

2.3.5.4 Spektrum Respons Desain

Pada SNI 1726-2019, dalam menentukan kurva spektrum respons harus mengikuti ketentuan sebagai berikut:

- a. Untuk perioda kurang dari T_0 , spektrum respon percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan;

Nilai $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \dots\dots\dots(2.5)$$

- b. Untuk perioda lebih besar dari sama dengan T_0 dan kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}

Nilai $T_0 < T < T_s$

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots(2.6)$$

- c. Untuk perioda lebih dari T_s , spektrum respons percepatan desain, diambil berdasarkan pada persamaan;

Nilai $T > T_s$

$$S_{DS} = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(2.7)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

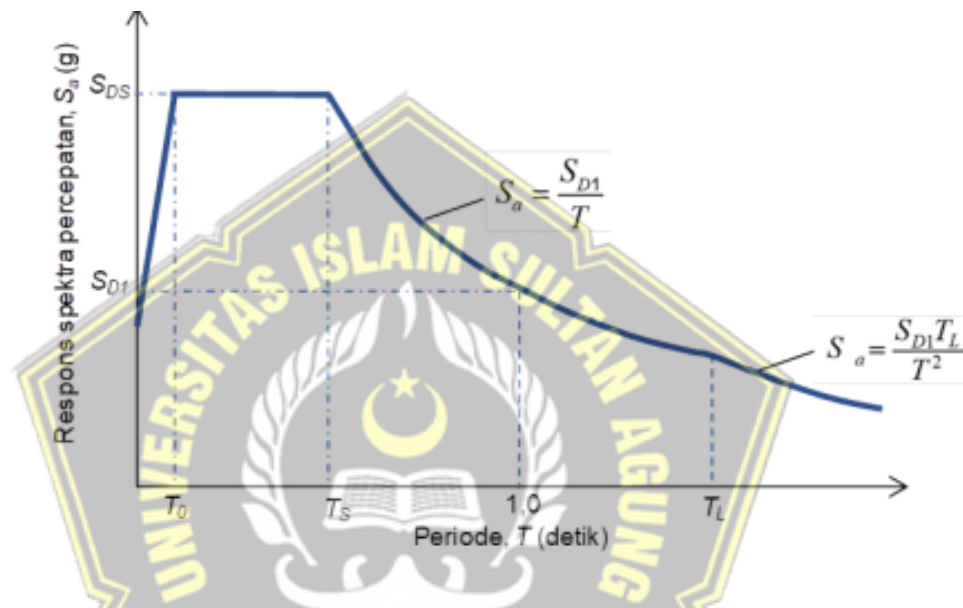
S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = periode getar fundamental struktur

Nilai T_S dan T_0 dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \dots\dots\dots (2.9)$$



Gambar 2.3 Spektrum Respons S_a (SNI 1726 : 2017)

2.3.5.5 Faktor Koefisien Modifikasi Respons, Kuat Lebih Sistem, Pembesaran Defleksi

Keuntungan dari koefisien penyesuaian reaksi (R), kuat lebih sistem (Ω_0) dan pembesaran defleksi (C_d) tidak sepenuhnya ditentukan setelah mengetahui klasifikasi rencana seismik. Karena pemikiran ulang ini memanfaatkan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK),

Dengan nilai-nilai koefisiennya adalah sebagai berikut:

Tabel 2.8 Faktor R , Q , C_d untuk Penahan Gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik		Koefisien Modifikasi Respons, R^e	Faktor Kuat Lebih Sistem, Q	Faktor Pembesaran Defleksi, C_{bd}	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m) ^c				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	Dd	Ed	Dd
D.	Sistem Ganda Dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang Ditetapkan								

1	Rangka baja dengan bresing Eksentris	8		4	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7			TB	TB	TB	TB	TB
3	Dinding geser beton bertulang khusus	7			TB	TB	TB	TB	TB
4	Dinding geser beton bertulang biasa	6			TB	TB	TI	TI	TI
5	Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8			TB	TB	TB	TB	TB
6	Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6		5	TB	TB	TB	TB	TB
7	Dinding geser pelat baja dan beton Komposit			6	TB	TB	TB	TB	TB
8	Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7		6	TB	TB	TB	TB	TB

9	Dinding geser baja dan beton bertulang biasa	6		5	TB	TB	TI	TI	TI
10	Dinding geser Batu bata bertulang khusus		3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11	Dinding geser batu bata bertulang menengah	4			TB	TB	TI	TI	TI
12	Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8		5	TB	TB	TB	TB	TB
13	Dinding geser pelat baja khusus	8			TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726 2019

Keterangan:

TB = Tidak Dibatasi

TI = Tidak Diijinkan

R = Faktor Modifikasi Respom

Cd = Faktor Pembesaran Defleksi

Ω_0 = Faktor Kuat-lebih Sistem

2.3.5.6 Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2.1 bahwa untuk struktur balok atau dinding

geser substansial dapat ditentukan dari kondisi berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n \dots \dots \dots (2.10)$$

Dimana:

H_n = Ketinggian struktur (m)

C_t dan x = Dapat ditentukan dengan melihat Tabel 15 pada SNI 1726:2019

Tabel 2.9 Nilai parameter dari periode pendekatan C_t dan X

Tipe struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul beton	0,0724°	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466°	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731°	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731°	0,75
Semua sistem terhadap lainnya	0,0488°	0,75

Sumber : SNI 1726 2019

Jadi struktur tidak terlalu mudah beradaptasi waktu getaran dibatasi. Mengingat SNI 1726:2019 pasal 7.8.2.1 sepanjang tidak diatur dengan syarat yang menyertainya; $T_{a \max} = T_{a \min} C_u$

Nilai C_u didapat dari Tabel 12 pada SNI 1726:2019 seperti pada tabel dibawah ini:

Tabel 2.10 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

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

Sumber : SNI 1726 2019

2.3.5.7 Faktor Keutamaan Gempa dan Kelas Situs

In the wake of realizing the tremor risk class, the quake need factors are resolved which are postponed as follows:

Tabel 2.11 Faktor Keutamaan Gempa

Katagori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1726 ;2019

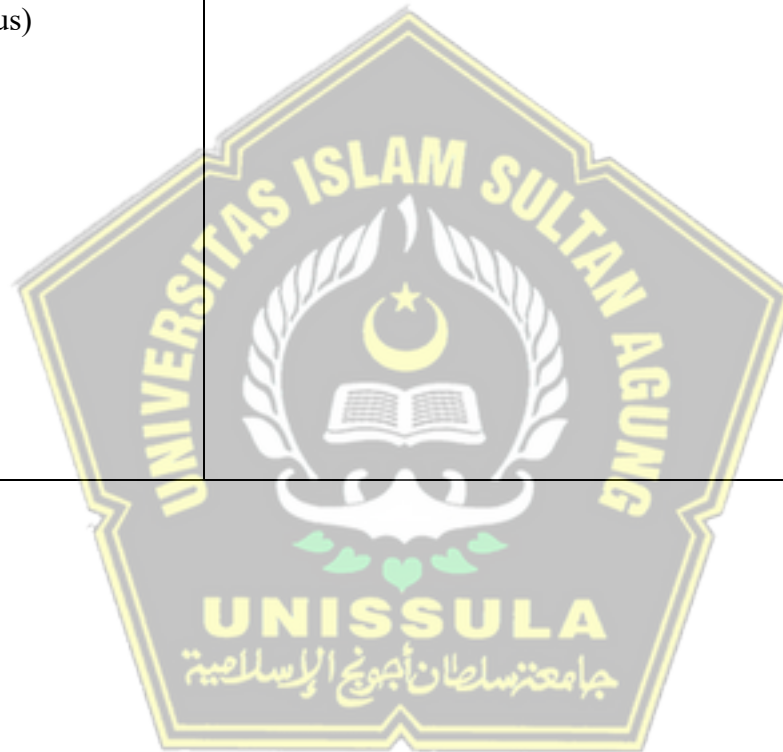
Tabel 2.12 Definisi Kelas Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
	< 175	<15	< 50

SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa
	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H \geq 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa.

SF (tanah khusus, yang membutuhkan
investigasi geoteknik spesifik dan analisis
respons spesifik situs)

Sumber : SNI 1726;2019



2.3.5.8 Koefisien Respons Seismik (C_s) dan Gaya Dasar Seismik (v)

❖ Koefisien respons Seismik (C_s)

Untuk nilai C_s ditentukan dengan rumus berikut:

$$C_s \max = \frac{S_d s}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots(2.11)$$

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 \times SD_1 \times I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.12)$$

Nilai C_s Hitung harus berada diantara C_s minimum dan C_s maksimum.

$$C_s \text{ minimum} < C_s \text{ Hitung} < C_s \text{ maksimum}$$

Keterangan:

SD_s = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode 0,2detik

SD_1 = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode 1 detik

R = faktor modifikasi respon

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan

T = periode fundamental pendekatan

❖ Gaya Geser Dasar Seismik (v)

Dengan didapatkannya nilai C_s , gaya geser dasar seismik bisa dicari dari persamaan berikut:

$$V = C_s \times w \dots\dots\dots(2.13)$$

Keterangan:

V = Gaya geser dasar seismik

I_e = Koefisien respons seismik yang ditentukan

W = berat bobot bangunan (kN)

2.3.5.9 Distribusi Beban Gempa pada Struktur Bangunan

Gaya gempa lateral, F_x (kN) yang timbul di seluruh tingkat bisa ditentukan dengan persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \times V \dots\dots\dots(2-14)$$

Dimana:

$$C_{vx} = \frac{W_x \times h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_k} \dots\dots\dots(2-15)$$

Keterangan:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

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

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- $k = 1$, untuk struktur yang mempunyai periode 0,5 detik atau kurang
- $k = 2$, untuk struktur yang mempunyai periode 2,5 detik atau lebih
- k harus diinterpolasi linier apabila mempunyai periode diantara 0,5 dan 2,5 detik.

2.3.5.10 Metode Respon Spektrum

Dalam analisa perhitungan struktur menggunakan metode respon spektrum dari SNI 1726 tahun 2019 Pasal 7.9 dimana dijelaskan seperti berikut ini:

a. Jumlah Ragam

Penyelidikan harus diselesaikan untuk menentukan variasi getaran reguler untuk desain. Pemeriksaan harus mendapatkan perubahan gabungan massa kerja sama

tidak kurang dari 90% dari massa asli menuju setiap jalur. Parameter Respons Ragam

Nilai untuk setiap batas denah yang terhubung dengan gaya yang layak, termasuk pelampung antara tingkat, daya dukung, dan daya komponen utama individu untuk setiap mode reaksi akan ditentukan dengan memanfaatkan sifat masing-masing gaya dan rentang reaksi yang dipisahkan oleh jumlah (R/I_e). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (C_d/I_e).

b. Parameter Respons Terkombinasi

Nilai untuk setiap batas yang layak, yang ditentukan untuk fluktuasi yang berbeda, harus digabungkan dengan menggunakan teknik dasar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) atau strategi campuran kuadrat total (CQC), sesuai SNI 1726. Strategi harus digunakan untuk setiap harga perbedaan di mana fluktuasi tegas dibagi memiliki hubungan silang kritis antara reaksi translasi dan torsional.

c. Skala Nilai Desain Untuk Respons Terkombinasi

Geser dasar (V) akan ditentukan di setiap salah satu dari dua pos datar yang melibatkan waktu esensial yang ditentukan dari desain T menuju setiap jalur dan strategi daya sampling yang sama.

Jika periode tengah yang ditentukan melampaui $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan daripada T dengan cara itu, campuran reaksi untuk perubahan basis geser (V_t) < 85 persen dari gaya geser dasar yang dihitung (V), maka gaya dikalikan dengan $0,85.(V/V_t)$.

2.4 Konstruksi Beton Bertulang

2.4.1 Beton

Beton adalah kombinasi dari beton portland atau beton yang digerakkan oleh tekanan lainnya, total halus, total kasar dan air, terlepas dari zat tambahan (*admixture*) (SNI-03-2847-2019).

Sistem yang mendasari pembuatan beton adalah lem beton, khususnya siklus hidrasi antara air dan beton, maka dengan asumsi ditambahkan total halus dan total kasar akan menjadi beton. Pilihan bahan yang berbeda akan mengenali jenis semen, misalnya, dukungan baja akan ditambahkan ke rangka beton yang dibangun. (Mulyono, 2004)

Nilai kuat tekan beton dengan kuat tariknya tidak berbanding lurus, setiap usaha untuk meningkatkan mutu kuat tekan hanya dibarengi dengan sedikit peningkatan kuat tarik. Menurut perkiraan kasar kekuatan tarik beton dalam kisaran 9% - 15% dari kuat tekannya.

Kekakuan kecil ini adalah salah satu kekurangan semen biasa. Untuk mengatasinya, beton disambung dengan penyangga dimana material biasanya digunakan sebagai penyangga. (Mulyono, 2004)

2.4.2 Beton Bertulang

Beton bertulang merupakan perpaduan antara semen dan baja penyangga, dimana penyangga baja mengisi sebagai perluasan dari elastisitas semen. Dukungan baja juga dapat menahan kekuatan tekan sehingga digunakan di bagian dan dalam situasi yang berbeda.

2.4.3 Kelebihan dan Kelemahan Beton Bertulang

Beton bertulang untuk bahan konstruksi dengan kelebihan :

- Beton memiliki kuat tekan yang tinggi daripada bahan lain.
- Beton bertulang memiliki ketahanan yang tinggi terhadap api, bahan struktur terbaik untuk bangunan yang banyak tersentuh air.
- Beton bertulang tidak memerlukan biaya banyak
- Beton bisa dicetak menjadi bentuk yang sangat beragam

Untuk kelemahan dari beton bertulang untuk bahan konstruksi :

- Beton memiliki kuat tarik yang sangat rendah, sehingga

memerlukan penggunaan tulangan tarik.

- Beton bertulang sangatlah berat, sehingga sangat berpengaruh pada struktur bentang panjang dimana berat sendiri beton bertulang yang besar akan sangat mempengaruhi momen lentur.
- Dapat terjadinya susut (*Shrinkage*) dan rangkak (*Creep*).

2.5 Elemen Stuktur

Elemen Struktur adalah sarana untuk menyalurkan beban yang diakibatkan penggunaan dan atau kehadiran bangunan di atas tanah, struktur sendiri hanya merupakan hasil dari penambahan elemen-elemen yang lebih sederhana.

❖ Klasifikasi Elemen Struktur

a. Berdasarkan geometrid an bentuk dasarnya

- Elemen garis adalah klasifikasi elemen yang ramping dan panjang dengan potongan melintangnya lebih kecil dibandingkan ukuran panjangnya. Elemen garis dibedakan atas garis lurus dan garis lengkung.
- Elemen permukaan adalah elemen yang ketebalannya lebih kecil dari pada ukuran panjangnya. Elemen permukaan dapat berupa datar atau lengkung. Elemen lengkung bisa berupa lengkung tunggal atau lengkung ganda.

b. Berdasarkan karakteristik kekakuan elemen

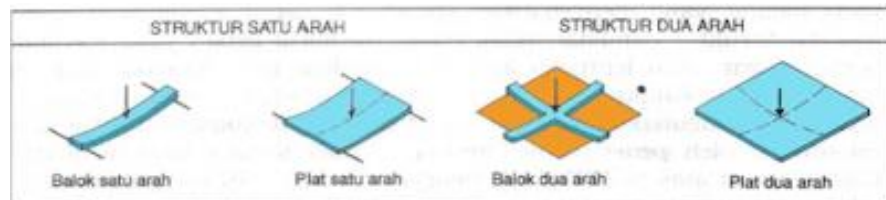
- Elemen kaku, biasanya sebagai elemen (batang) yang tidak mengalami perubahan bentuk yang cukup besar apabila mengalami gaya (tekanan) akibat beban-beban tertentu.
- Elemen tidak kaku atau fleksibel, elemen yang mempunyai kecenderungan berubah menjadi bentuk tertentu pada suatu kondisi pembebanan, misalnya kabel.

c. Berdasarkan susunan elemen

- Sistem satu arah, dengan mekanime transfer beban dari struktur untuk menyalurkan ketanah merupakan aksi satu arah saja.

Sebuah balok yang terbentang pada dua titik tumpuan adalah contoh sistem satu arah.

- Sistem dua arah dengan sistem bersilang yang terletak diantara dua titik tumpuan dan tidak terletak diatas garis yang sama



Gambar 2.4 Arah Pembebanan

(Sumber <https://www.sarastiana.com/2020/08/elemen-struktur.html>)

- d. Berdasarkan material pembentuknya
- Struktur kayu : struktur bangunan yang terbuat dari kayu.
 - Struktur baja : struktur bangunan yang terbuat dari baja.
 - Struktur beton : struktur bangunan yang terbuat dari beton.

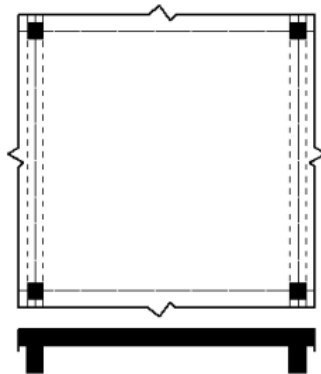
2.5.1 Pelat Beton Bertulang

Penampang substansial yang didukung adalah konstruksi ramping yang terbuat dari beton bertulang dengan bidang datar dan beban yang bekerja berlawanan dengan desain. Ketebalan bidang pelat ini umumnya kecil bila dibandingkan dengan rentang panjang atau lebar bidang. Bagian ini sangat lentur dan jalannya rata, sehingga dalam struktur bongkahan ini memiliki kemampuan sebagai lambung atau bahkan komponen penguat yang sangat berguna untuk membantu kelenturan tiang pintu masuk.

2.5.2 Jenis-Jenis Pelat

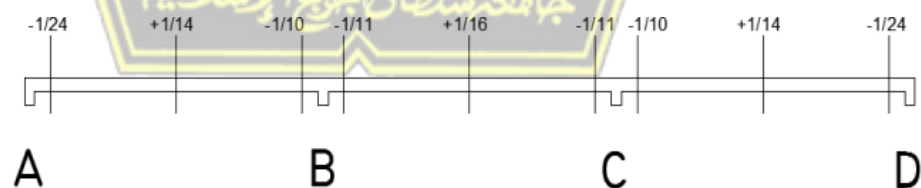
Berdasarkan sistem penulangan jenis plat dibagi menjadi 2 kelompok;

A. Sistem Pelat Satu Arah



Gambar 2.5 Pelat Satu Arah

Kerangka potongan hanya ditegakkan di kedua sisi, maka potongan akan melengkung dan mengalami pengalihan dalam arah sisi kebalikan dari bantuan. Tumpukan akan disebarluaskan oleh Pelat dalam satu pos misalnya menuju platform. Jika jarak jauh hingga kapasitas terbatas untuk fokus lebih penting dari atau setara dengan 2, maka praktis 95% tumpukan akan dipindahkan dalam kapasitas terbatas untuk fokus, Slab akan berubah menjadi Slab Satu Arah.



Gambar 2.6 Koefisien Momen Pelat Satu Arah

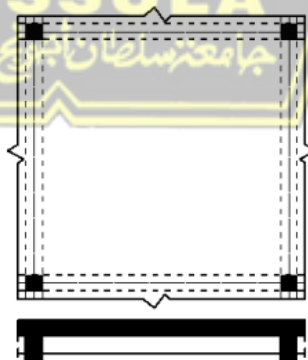
Tabel 2.13 Momen Pelat Satu Arah

Koefisien Momen Panel Luar	Koefisien Momen Panel Dalam
$M_u = \frac{q_u L^2}{24} = (\text{Tumpuan})$	$M_u = \frac{q_u L^2}{11} = (\text{Tumpuan})$
$M_u = \frac{q_u L^2}{14} = (\text{Lapangan})$	$M_u = \frac{q_u L^2}{16} = (\text{Lapangan})$
$M_u = \frac{q_u L^2}{10} = (\text{Tumpuan})$	$M_u = \frac{q_u L^2}{11} = (\text{Tumpuan})$

B. Sistem Pelat Dua Arah

Struktur Potongan beton ditopang pada setiap salah satu dari empat sisi. Proporsi antara jarak jauh dengan kapasitas terbatas untuk fokus di bawah 2, maka, pada saat itu, bagian tersebut adalah kerangka kerja dua arah. Untuk situasi ini, pemeriksaan mungkin mengharapkan bahwa bongkahan adalah batang lebar atau pendek, yang bersama dengan segmen di atas dan di bawahnya membentuk tepi yang tidak dapat ditekuk..

Pedoman SNI memberikan beberapa strategi metodologi dalam membedah dan merencanakan kerangka struktur bagian dua arah, salah satunya adalah DDM.



Gambar 2.7 Pelat Dua Arah

- Metode Perencanaan Langsung (*Direct Design Method, DDM*)

Metode ini merupakan rangkuman dari pendekatan *ACI* untuk mengevaluasi dan mendistribusikan momen total pada panel slab dua arah.

Untuk batasannya sebagai berikut :

1. Menuju setiap jalur setidaknya ada tiga rentang nonstop.
2. Proporsi antara rentang panjang dan kapasitas terbatas untuk memfokuskan satu papan tidak boleh melebihi 2.0
3. Panjang jarak terdekat menuju setiap jalur tidak boleh berbeda dari 33% dari jarak jauh.
4. Kolom dapat mempunyai offset maksimum 10% dari bentang dalam arah offset dari kedua sumbu antar garis pusat kolom yang bersebelahan.
5. Semua beban yang hanya akibat beban gravitasi dan terbagi merata seluruh panel. Beban hidup tidak boleh melebihi tiga kali beban mati.
6. Ketika papan ditopang oleh pancaran di semua sisi, maka, pada saat itu, keteguhan pilar di dua arah yang berlawanan tidak boleh di bawah 0,2 dan tidak bisa lebih besar dari 5,0

Detik statis (M_o) dianggap lengkap untuk rentang yang tidak diatur dalam batu di strip yang dibatasi secara horizontal oleh garis tengah papan di setiap sisi garis tengah bantuan. Jumlah langsung dari menit positif dan negatif khas menuju setiap jalur tidak bisa kurang.

$$M_o = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} \dots\dots\dots(2.16)$$

Keterangan :

M_o = Momen total statik (Nm)

L_2 = Rencana lebar pelat per meter (m)

L_n = Jarak bentang bersih pelat (m)

Tabel 2.14 Distribusi Momen Total Terfaktor pada Pelat Dua Arah

	Tepi Eksterior tak-terkekang	Slab dengan balok diantara semua tumpuan	Slab tanah balok di antara tumpuan interior		Tepi eksterior terkekang penuh
			Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
Momen terfaktor negatif interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momen terfaktor positif	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momen terfaktor negatif eksterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

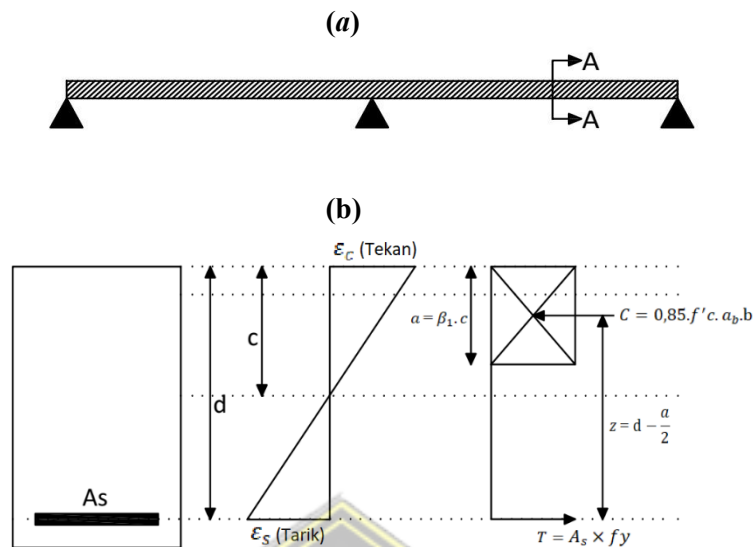
Sumber : SNI 1726 2019



Gambar 2.8 Distribusi Momen Total Terfaktor pada Pelat Dua Arah Dengan Balok DiAntara Semua Tumpuan

Tabel 2.15 Momen pada Pelat Dua Arah

Koefisien Momen Panel Luar	Koefisien Momen Panel Dalam
$M_u = 0,16M_o$ (Tumpuan)	$M_u = 0,65M_o$ (Tumpuan)
$M_u = 0,57M_o$ (Lapangan)	$M_u = 0,35M_o$ (Lapangan)
$M_u = 0,70M_o$ (Tumpuan)	$M_u = 0,65M_o$ (Tumpuan)



Gambar 2.9 (a) pelat dan tumpuan (b) diagram tegangan yang terjadi di serat pelat

Dari garis regangan pada gambar, dengan memanfaatkan proporsi tiga sisi, hubungan yang menyertainya akan diperoleh: Atau jika nilai E, diambil sebesar 200000 Mpa, maka

$$\frac{c}{d} = \frac{c}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y / E_s} \dots\dots\dots(2.17)$$

$$\frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots(2.18)$$

Dari gambar 2.7 (b) diatas dengan menggunakan persamaan kesetimbangan gaya, maka dapat dituliskan:

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.19)$$

$$\alpha = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(2.20)$$

Proporsi pendukung atau proporsi baja, adalah proporsi antara area lengkap penyangga baja ulet (A_s) terhadap luas efektif penampang (lebar b x tinggi efektif d)

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \dots\dots\dots(2.21)$$

Persamaan diatas disubstitusikan pada persamaan (2.19):

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \text{ Atau } \rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{d \times f_y} a_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b}{d \times f_y} \beta_{1c_b}$$

Selanjutnya substitusikan nilai c dari persamaan (2.18), untuk mendapatkan persamaan umum rasio tulangan seimbang,

$$P_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} a = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b}{d \times f_y} \beta_1 C$$

Momen nominal untuk tulangan baja

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.22)$$

Langkah-Langkah Perencanaan Penulangan Pelat:

Catatan: untuk penulangan pelat direncanakan tiap 1m lebar pelat

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

dimana k adalah faktor tahana

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{k}{f'_c}}$$

Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik

$$\rho = \omega \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

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

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

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{y}$$

Luas Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \cdot b \cdot D$$

Luas Tulangan Susut

$$A_s = 0,002 \times b \times h$$

Pemeriksaan d pakai

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \phi_{tulangan \text{ pokok}}$$

Kontrol

$$\alpha = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$m_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_R > \theta M_n$$

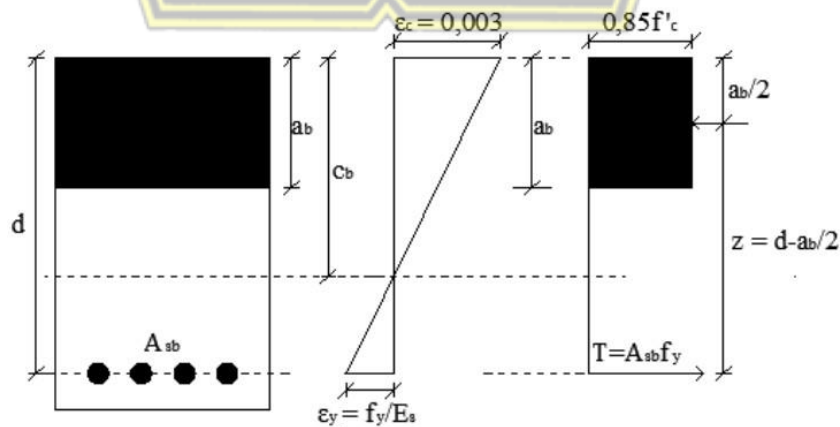
2.5.3 Balok Beton Bertulang

Balok adalah suatu elemen struktur yang dominan memikul gaya dalam berupa momen lentur dan juga momen geser. Ketika momen lentur cukup besar untuk menyebabkan tegangan tarik, pada serat beton terluar lebih besar daripada modulus keruntuhan, seluruh beton pada sisi tarik balok diasumsikan dapat mengalami retak sehingga harus diabaikan dalam perhitungan lentur.

2.5.3.1 Keruntuhan Pada Balok

A. Keruntuhan Seimbang

Pada kondisi ini beton akan hancur dan besi tulangan leleh terjadi secara bersamaan.



Gambar 2.10 Penampang persegi pada keruntuhan seimbang

Dari diagram regangan pada gambar, dengan memanfaatkan proporsi segitiga, akan diperoleh hubungan yang menyertainya:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E_s} \dots\dots\dots(2.23)$$

Untuk nilai E, diambil sebesar 200000 Mpa, maka

$$C_b = \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) d \dots\dots\dots(2.24)$$

Selanjutnya menggunakan persamaan kesetimbangan gaya, dengan persamaan :

$$C = T$$

$$0,85.f'c.a_b.b = A_{sb}.f_y \dots\dots\dots(2.25)$$

$$\alpha_b = \frac{A_s \times f_y}{0,85.f'c.b} \dots\dots\dots(2.26)$$

Presentasi * tulangan yang dibutuhkan untuk menghasilkan kondisi seimbang disebut sebagai rasio tulangan seimbang,

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b \times d} \dots\dots\dots(2.27)$$

Dengan:

b = Lebar penampang yang tertekan

d = Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan baja tarik

Persamaa diatas disubstitusikan pada persamaan (2-25):

$$0,85.f'c.a_b.b = \rho_b.b.d.f_y$$

Atau

$$\rho_b = \frac{0,85.f'c}{d \times f_y} a_b = \frac{0,85.f'c.b}{d \times f_y} \beta_1 c_b \dots\dots\dots(2.28)$$

Untuk substitusikan nilai c_b dari persamaan (2.24),
mendapatkan persamaan umum rasio tulangan seimbang, ρ_b :

$$\rho_b = \frac{0,85.f'.c}{f_y} \beta_1 \frac{(600)}{600+f_y} \dots\dots\dots(2.29)$$

Secara umum, momen nominal dari suatu balok persegi bertulang tunggal dihitung dengan mengalikan nilai C atau T.

$$M_n = 0,85.f'.c.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right) = A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots(2.30)$$

Untuk mendapatkan besar kuat rencana, ϕM_n , maka kuat momen nominal M_n , harus direduksi dengan dikalikan dengan faktor reduksi ϕ :

$$\phi M_n = \phi.A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi.A_s.f_y.\left(d - \frac{A_s \times f_y}{1,7f'.c \times b}\right) \dots\dots\dots(2.31)$$

Syarat berlaku untuk balok beton non-prategang serta komponen struktur yang memikul beban aksial kurang dari $0,1f'cA_g$. Regangan penampang pada kondisi seimbang diperoleh:

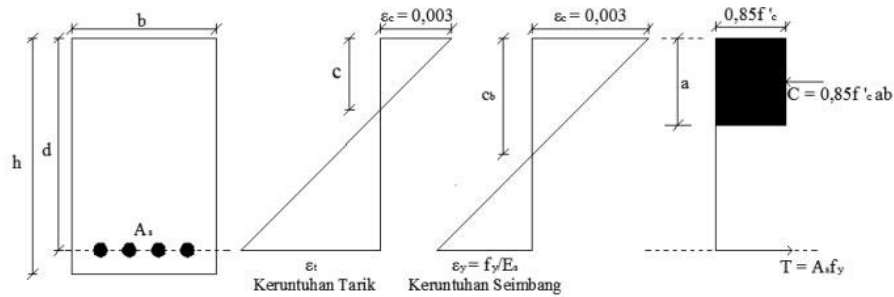
$$C_b = \frac{a_b}{\beta_1} = \frac{A_{sb} \times f_y}{0,85 \times f'.c \times \beta_1 \times b} = \frac{P_b \times f_y \times d}{0,85 \times f'.c \times \beta_1} \dots\dots\dots(2.32)$$

Maka diperoleh pula:

$$c = \frac{p \times f_y \times d}{0,85 \times f'.c \times \beta_1} \dots\dots\dots(2.33)$$

B. Keruntuhan Tarik

Keruntuhan yang dapat ditempa adalah keruntuhan di mana penopang baja luluh sebelum tekanan besar atau mencapai regangan tekannya. Keruntuhan ini terjadi di segmen dengan proporsi dukungan yang kecil.



Gambar 2.11 Penampang Keruntuhan Seimbang dan Keruntuhan Tarik

Dari kedua persamaan tersebut dapat dinyatakan perbandingan c dan c_b :

$$\frac{c}{c_b} = \frac{p}{p_b} \dots\dots\dots(2.34)$$

Apabila kedua ruas dibagi dengan d , maka diperoleh:

$$\frac{c}{d} = \frac{p \cdot c_b}{p_b \cdot d} \dots\dots\dots(2.35)$$

Dari perbandingan segitiga, didapatkan persamaan:

$$\frac{c}{d} = \frac{0,003}{0,003 + s_t} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/s_s} \dots\dots\dots(2.37)$$

Dilanjut dari persamaan (2.35) dan (2.37):

$$\frac{c}{d} = \frac{p \cdot c_b}{p_b \cdot d} = \frac{p}{p_b} \left(\frac{0,003}{0,003 + f_y/s_s} \right) \dots\dots\dots(2.38)$$

Substitusikan persamaan (2-38) ke dalam persamaan (2.36)

$$\frac{p}{p_b} = \frac{0,003 + f_y/s_s}{0,003 + s_t} \dots\dots\dots(2.39)$$

Karena denah batang atau individu lentur lainnya, proporsi dukungan paling ekstrim mungkin digunakan nilai $\varepsilon_t = 0,005$, sehingga dari persamaan (2.39) dapat dirumuskan:

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y/s_s}{0,008} \right) \dots\dots\dots(2.40)$$

Dengan memanfaatkan batas-batas ini, bagian tersebut akan

dipesan sebagai segmen terkontrol elastis, dan nilai faktor reduksi ϕ dapat diambil sebesar 0,9. Sedangkan balok atau komponen struktur dengan $\rho > \rho_{maks}$, maka akan menghasilkan ε_t yang kurang dari 0,005. Pasal 10.3 SNI 2847:2019 mensyaratkan nilai ε_t tidak boleh kurang dari 0,004, maka persamaan (2-40) akan menjadi:

$$\frac{p}{p_b} = \frac{0,003 + f_y/s_s}{0,007} \dots \dots \dots (2.41)$$

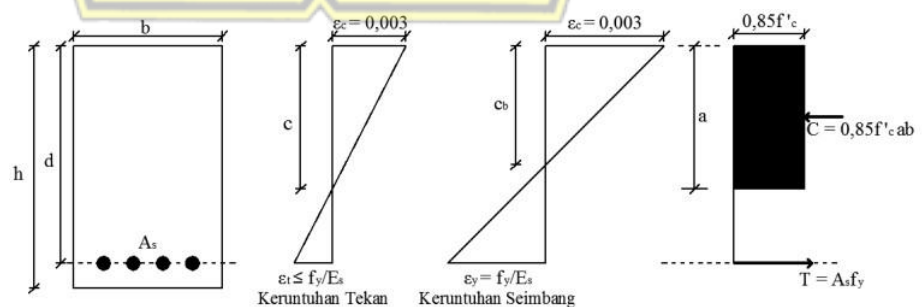
Tapi faktor ϕ , tidak dapat diambil sebagai 0,9, karena segmen silang berada di lokasi perubahan, untuk bagian dengan dukungan non-memutar, nilai di distrik kemajuan adalah

$$\phi_t = 0,65(\varepsilon_t - 0,002)(250/3) = 0,65 + (0,004 - 0,002)(250/3) = 0,817$$

C. Keruntuhan Tekan

Keruntuhan tekan adalah di mana substansi akan tergencet sebelum penyangga baja telah luluh. Keruntuhan terjadi karena proporsi dukungan yang sangat besar. Dukungan baja tekanan tinggi membuat garis non-partisan bergeser ke bawah, ini akan membuat pengembangan substansial untuk mencapai jenis terbesar 0,003 sebelum dukungan baja lunak menghasilkan.

Gambar 2.12 Penampang keruntuhan Seimbang dan Penampang Keruntuhan Tekan



Dari kedua persamaan tersebut dapat dinyatakan perbandingan c dan c_b :

$$\frac{c}{c_b} = \frac{p}{p_b} \dots\dots\dots(2.42)$$

Apabila kedua ruas dibagi dengan d, maka diperoleh:

$$\frac{c}{d} = \frac{p \cdot c_b}{p_b \cdot d} \dots\dots\dots(2.43)$$

Dari perbandingan segitiga, didapatkan persamaan:

$$\frac{c}{d} = \frac{0,003}{0,003 + s_t} \dots\dots\dots(2.44)$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/s_s} \dots\dots\dots(2.45)$$

Selanjutnya dari persamaan (2.43) dan (2.45):

$$\frac{c}{d} = \frac{p \cdot c_b}{p_b \cdot d} = \frac{p}{p_b} \left(\frac{0,003}{0,003 + f_y/s_s} \right) \dots\dots\dots(2.46)$$

Substitusikan persamaan (2-44) ke dalam persamaan (2.46)

$$\frac{p}{p_b} = \frac{0,003 + f_y/s_s}{0,003 + s_t} \dots\dots\dots(2.47)$$

Karena rencana poros atau individu lentur lainnya, proporsi dukung terbesar mungkin digunakan nilai $\varepsilon_t \leq f_y/\varepsilon_s$, sehingga dari persamaan (2.47) dapat dirumuskan:

$$p_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y/s_s}{0,003 + f_y/s_s} \right) \rho_b \dots\dots\dots(2.48)$$

$$\rho_{maks} = \rho_b$$

2.5.3.2 Balok Persegi Bertulang Tunggal

Balok Persegi tunggal yang dibangun untuk menahan membungkuk karena beban luar yang mengikuti palang. Premis dari rencana tersebut adalah keselarasan antara snapshot oposisi MR dan kedua luar Mn , dimana snapshot dari obstruksi berasal dari kedua kopling antara beton tekan dan baja ulet, sedangkan kedua luar berasal dari beban luar yang mengikuti. pada poros.

Dengan memanfaatkan koneksi internal yang diketahui saat

berbicara tentang kerusakan yang adil dari pilar sebelumnya, perubahan tertentu dilakukan untuk meningkatkan sistem pengaturan, khususnya:

$$M_R = \phi C_z = \phi 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots(2.49)$$

$$\text{Dimana : } A_p = \rho b d; a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Dimana dapat menggunakan rumus-rumus tersebut dapat dilakukan penyederhanaan sedemikian rupa sehingga,

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{p b d \times f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{p d \times f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots(2.50)$$

$$\text{Kemudian ditetapkan nilai } \omega = \frac{p f_y}{f'_c}$$

$$\text{Maka, } a = \omega \frac{d}{0,85}$$

Masukkan dalam persamaan (2.41)

$$M_R = \phi 0,85 \cdot f'_c \cdot \left(\omega \frac{d}{0,85}\right) \cdot b \left(d - \omega \frac{d}{2,0,85}\right) \dots\dots\dots(2.50)$$

$$M_R = \phi b d^2 f'_c \omega (1 - 0,59\omega) \dots\dots\dots(2.51)$$

Dari persamaan tersebut didapat bilangan k, sebagai berikut:

$$k = f'_c \omega (1 - 0,59\omega)$$

Bilangan k disebut sebagai koefisien tahanan yang nilainya tergantung pada

P, f'_c dan f_y

Dengan demikian persamaan (2-51) menjadi

$$M_R = \phi b d^2 k$$

Langkah-Langkah Perencanaan:

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{k}{f_c f}}$$

Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik

$$p = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y}$$

$$p_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$p_{maks} = 0,625 p_b (\text{untuk } f_y = 400 \text{ MPa}) \quad p_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

Pemeriksaan Rasio Tulangan

$$\rho_{Min} > \rho < \rho_{Max} \quad (\text{Keruntuhan Seimbang})$$

$$\rho > \rho_{Min} \quad (\text{Keruntuhan Tarik})$$

$$\rho < \rho_{Max} \quad (\text{Keruntuhan Tekan})$$

Luas Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{rencana}$$

Pemeriksaan b pakai

$$b_{pakai} = 2 \times \text{selimut beton} + 2 \times \text{sengkang} + n \cdot \emptyset \text{ tulangan} + (n-1) \text{ jarak tulangan}$$

Jika $b_{pakai} < b_{rencana}$ maka digunakan tulangan satu lapis.

Jika $b_{pakai} > b_{rencana}$ maka digunakan tulangan dua lapis.

Pemeriksaan d pakai

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \text{sengkang} - \frac{1}{2} \text{ tulangan pokok}$$

$$d_{pakai} > d_{rencana} \quad (\text{OK})$$

Pemeriksaan Tulangan Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c^f \times b}$$

Momen Nominal Penampang

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

Momen Tahanan Penampang

$$M_R = \theta M_n \varepsilon_s$$

Kontrol

$$M_R > M_u \text{ (OK)}$$

2.5.3.3 Balok Persegi Bertulang Rangkap

Balok persegi bertulang rangkap yang dimaksudkan untuk memiliki dukungan lentur dan dukungan tekanan. Penggunaan dukungan tekanan banyak ditemukan di distrik kedua negatif dari pilar yang konsisten atau dalam kisaran bar yang cukup panjang dan membawa beban yang berat dan prasyarat pengendalian pengalihan sangat berat..

Keuntungan yang diperoleh dengan menambahkan tulangan tekan pada penampang beton bertulang, yaitu:

- a) Mengurangi lendutan jangka panjang

Kemampuan utama utama dari perluasan dukungan tekanan adalah untuk mengurangi pengalihan jarak jauh karena beban yang secara konsisten mengikuti pilar.

- b) Meningkatkan daktilitas

Perluasan tumpuan tekan dapat mengurangi tingkat tekanan tekan balok beton yang sama, a. Dengan berkurangnya a, tegangan pada penyangga yang dapat ditempa akan meningkat, menghasilkan gaya pilar yang lebih dapat ditekuk.

c) Menghasilkan keruntuhan tarik pada struktu

Ketika $\rho > \rho_b$, kemudian, pada saat itu, batang akan mengalami kekecewaan yang rapuh, ketika daerah tekanan dari bahan tersebut dilenyapkan sebelum penyangga baja telah luluh. Dengan asumsi batang diberi dukungan tekanan yang memadai, pemusnahan substansial dapat dicegah sampai dukungan baja yang dapat diluruskan terlebih dahulu. Untuk situasi ini pilar akan menghadapi kekecewaan yang bisa ditekuk.

2.5.3.4 Tulangan Tekan Sudah Luluh

Momen internal balok bertulang rangkap bisa dibedakan menjadi dua macam, yaitu M_{u1} adalah momen internal yang dihasilkan dari gaya tekan kepada beton dengan gaya tarik ekuivalen pada tulangan baja, A_{s1} . Sedangkan M_{u2} merupakan momen internal tambahan yang diperoleh dari gaya tekan pada tulangan tekan A'_s dan gaya tarik pada tulangan tarik tambahan A_{s2} .

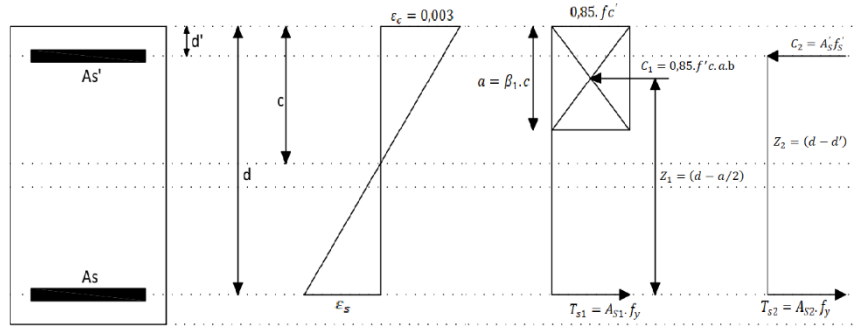
Momen M_{u1} merupakan momen yang diperoleh dari balok tulangan tunggal sebagai berikut:

$$T_1 = C_1 \dots\dots\dots (2.52)$$

$$A_{s1} f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.53)$$

$$a = \frac{A_{s1} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \dots\dots\dots (2.54)$$

$$M_{u1} = \phi A_{s1} f_y (d - \frac{a}{2}) \dots\dots\dots (2.55)$$



Gambar 2.13 Penampang Persegi dengan Tulangan rangkap dan Diagram Regangan

Syarat batasan tulangan untuk A_{s1} , adalah bahwa harus dipenuhi $(\rho_1 = A_{s1}/bd) < \rho_{maks}$ untuk penampang terkendali tarik dari balok bertulang tunggal, seperti dalam persamaan (2-40). Selanjutnya M_{u2} dapat dihitung dengan mengasumsikan tulangan tekan, A_s' sudah luluh:

$$M_{u2} = \phi A_{s2} f_y (d - d') = \phi A' f (d - d') \dots\dots\dots (2.56)$$

Dalam hal ini $A_{s2} = A_s'$, menghasilkan daya yang besarnya ekuivalen namun berbanding terbalik arahnya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12. terakhir, potret nyata dari pilar yang didukung dua kali lipat diperoleh dari penjumlahan M_{u1} dan M_{u2} :

$$M_n = M_{u1} + M_{u2} = [A_{s1} f_y (d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d')] \dots\dots\dots (2.57)$$

Luas total tulangan baja tarik yang digunakan adalah jumlah dari A_{s1} dan A_{s2} , sehingga:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A_s' \dots\dots\dots (2.58)$$

Atau

$$A_{s1} = A_s - A_s' \dots\dots\dots (2.59)$$

Selanjutnya persamaan (2.43) dan (2.46) bisa dituliskan pula

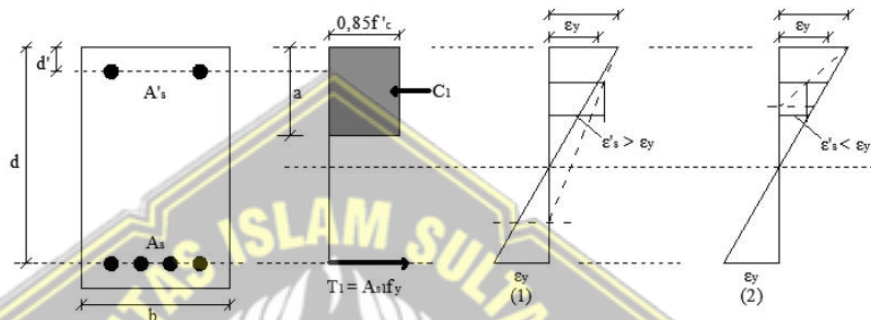
dalam bentuk:

$$a = \frac{(A_{s1} - A'_s) \times f_y}{0,85 \times f_{c'} \times b} \dots\dots\dots (2.60)$$

$$\phi M_n = M_{u1} + M_{u2} = \phi [A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')] \dots\dots\dots (2.61)$$

Serta diperoleh pula syarat batas maksimum rasio tulangan:

$$(\rho - \rho') < \rho_{maks} = \rho_b \left(\frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \dots\dots\dots (2.62)$$



Gambar 2.14 Balok dengan Tekan: (1) sudah luluh; (2) belum luluh

Pada pengujian yang telah dilakukan, anggapan yang digunakan bahwa tumpuan tekanan telah luluh dari Gambar 2.12, jika tumpuan tekanan telah luluh, dipenuhi:

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (2.63)$$

Dari kesamaan segitiga di atas sumbu netral, serta dengan menggunakan $E_s = 200.000 \text{ MPa}$, maka:

$$\frac{c}{d'} = \frac{0,003}{0,003 \frac{f_y}{E_s}} = \frac{600}{600 - f_y}$$

Atau

$$c = \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) d' \dots\dots\dots (2.64)$$

Mengingat bahwa: $A_{s1} f_y = 0,85 \times f_{c'} ab$

Serta $A_{s1} = A_s - A'_s$ dan $\rho_1 = (\rho - \rho')$

Maka dapat diperoleh hubungan sebagai berikut:

$$(\rho - \rho') b d f_y = 0,85 f'_c a b$$

Atau

$$(\rho - \rho') = 0,85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{a}{d} \right) \dots\dots\dots (2.65)$$

Dengan mengingat pula hubungan $a = \beta_1 c$, serta persamaan (2-64), maka diperoleh:

$$a = \beta_1 c = \beta_1 \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) d' \dots\dots\dots (2.66)$$

Maka persamaan (2-65) dapat dituliskan kembali menjadi:

$$(\rho - \rho') = 0,85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) \dots\dots\dots (2.67)$$

dari kondisi (2-67) suatu kondisi dapat disimpulkan untuk memeriksa terlepas dari dukungan tekanan yang telah menghasilkan, untuk lebih spesifik:

$$(\rho - \rho') \geq 0,85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) \dots\dots\dots (2.68)$$

2.5.3.5 Tulangan Tekan Belum Luluh

Apabila:

$$(\rho - \rho') < 0,85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) = K$$

Kemudian pada saat itu tumpuan baja belum luluh atau dapat juga dikatakan jika $(\rho - \rho') < K$, Penopang baja yang dapat ditempa akan menghasilkan sebelum yang substansial mencapai jenis terbesarnya 0,003, dan regangan pada tulangan tekan, ε'_s , belum mencapai ε_y pada saat terjadi keruntuhan. Hasil dukungan tekanan juga dipengaruhi oleh situasinya mengenai untaian eksternal, d' . Semakin tinggi rasio d'/c menyiratkan bahwa dukungan tekanan lebih dekat ke sumber yang tidak memihak, semakin aneh untuk mencapai dukungan tekanan kuat luluhnya. $\varepsilon_c = 0,003$.

Dari gambar 2.10, dengan menggunakan perbandingan segitiga, diperoleh:

$$\varepsilon'_s = 0,003\left(\frac{c-d'}{c}\right)$$

$$f'_s = E\varepsilon'_s = 200.000(0,003)\left(\frac{c-d'}{c}\right) = 600\left(\frac{c-d'}{c}\right)$$

Dengan mempertimbangkan area semen yang terlibat oleh dukungan baja, itu cenderung disusun resep untuk tingkat kekuatan tekan pada dukungan, C_s , dan gaya tekan pada beton, C_c , sebagai berikut:

$$C_s = A'_s(f'_s - 0,85f'_c) = A'_s\left[600\left(\frac{c-d'}{c}\right) - 0,85f'_c\right]$$

$$C_c = 0,85f'_c\beta_1cb$$

Karena $T = A_sf_y = C_s + C_c$, maka:

$$A_sf_y = 0,85f'_c\beta_1cb + A'_s\left[600\left(\frac{c-d'}{c}\right) - 0,85f'_c\right]$$

Apabila diatur kembali, maka persamaan diatas dapat dituliskan dalam bentuk.

$$(0,85f'_c\beta_1b)c^2 + [(600A'_s) - (0,85f'_cA'_s) - A_sf_y]c - 600A'_sd' = 0 \quad \dots\dots\dots (2-69)$$

Persamaan diatas identik dengan persamaan berikut:

$$K_1c^2 + K_2c + K_3 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.70)$$

Dengan :

$$K_1 = 0,85f'_c\beta_1b$$

$$K_2 = A'_s(600 - 0,85f'_c) - A_sf_y$$

$$K_3 = -600A'_sd'$$

Nilai c dalam persamaan (2-68) dapat dihitung dengan rumus ABC sederhana, yaitu:

$$c = \frac{-k \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \quad \dots\dots\dots (2.71)$$

Dengan diketahuinya c , f'_s , a , C_c , dan C_s , dapat dihitung pula dengan kuat momen rencana penampang:

$$\phi Mn = \phi [Cc (d - \frac{a}{2}) + C_s (d - d')] \dots\dots\dots (2.72)$$

Bila tulangan tekan belum luluh, $f'_s < f_y$, maka luas total tulangan tarik yang dibutuhkan untuk suatu penampang persegi adalah:

$$maks A_s = \rho_{maks} + A'_s \frac{f'_s}{f_y} = bd(\rho_{maks} + \frac{\rho f'_s}{f_y}) \dots\dots\dots (2.73)$$

Atau jika dinyatakan dalam rasio tulangan, maka persamaan (2-73) dapat dibagi dengan bd .

$$\left(\rho - \rho' \frac{f'_s}{f_y} \right) < \rho_{maks} \dots\dots\dots (2.74)$$

Dengan ρ_{maks} adalah rasio tulangan maksimum untuk penampang yang bertulang tunggal persamaan (2-41). Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 10.2.7.3, untuk f'_c antara 17 dan 28 MPa, β_1 harus diambil sebesar 0,85. Untuk f'_c di atas 28 MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan kekuatan sebesar 7 MPa di atas 28 MPa, tetapi β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Langkah-Langkah Perencanaan:

$$k = \frac{M_u}{\phi . b . d}$$

dimana k adalah faktor tahanan

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{k}{f_c f}}$$

Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik

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

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y}$$

$$\rho_{Max} = 0,625 \rho_b \text{ (untuk } f_y = 400 \text{ MPa)}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Pemeriksaan Rasio Tulangan

$$\rho_{Min} < \rho < \rho_{Max} \quad (\text{Keruntuhan Seimbang})$$

$$\rho > \rho_{Min} \quad (\text{Keruntuhan Tarik})$$

$$\rho < \rho_{Max} \quad (\text{Keruntuhan Tekan})$$

Luas Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \cdot b \cdot D_{rencana}$$

Pemeriksaan b pakai

$$b_{pakai} = 2 \times \text{selimut beton} + 2 \times \phi_{sengkang} + n \phi_{tulangan} + (n-1) \text{ jarak tulangan}$$

Jika $b_{pakai} < b_{rencana}$ maka digunakan tulangan satu lapis

Jika $b_{pakai} > b_{rencana}$ maka digunakan tulangan dua lapis

Pemeriksaan d pakai

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \phi_{sengkang} -$$

$$\frac{1}{2} \phi_{tulangan \text{ pokok}}$$

$$d_{pakai} > d_{rencana} \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Tulangan Penampang

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

Momen Nominal Penampang

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

Momen Tahanan Penampang

$$M_R = \theta M_n$$

Kontrol

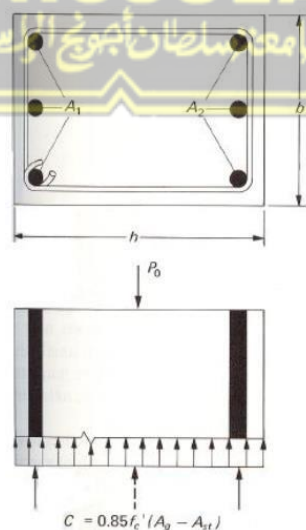
$$M_R > M_u \text{ (OK)}$$

2.5.4 Kolom Beton Bertulang

Kolom adalah komponen struktur vertikal yang berfungsi untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur). Kolom bisa dirancang dengan menahan gaya aksial serta kondisi pembebanan yang menghasilkan momen maksimum dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap. Dalam menghitung momen beban gravitasi pada kolom diizinkan untuk mengasumsikan ujung kolom yang dibangun menyatu dengan struktur sebagai terjepit.

2.5.4.1 Kolom Pendek Eksentrisitas Kecil

Menurut Nawi (1990), apabila kolom runtuh dengan kegagalan materialnya yaitu lelehnya tulangan baja dan hancurnya beton, maka kolom digolongkan sebagai kolom pendek. Apabila kolom beton bertulang pendek hanya dibebani gaya aksial secara konsentrik, maka kolom akan memberikan reaksi/perlawanan (kolom mempunyai kekuatan) dalam 2 komponen, yaitu:



Gambar 2.15 Gaya Aksial Konsentrik pada Kolom

a) Sumbangan Beton : $C_c = 0,85f'_c(A_g - A_{st})$

Dimana: A_g = Luas penampang kolom total (termasuk luas penampang tulangan)

A_{st} = Luas total penampang tulangan

Pemanfaatan senilai 0,85 pada kekuatan penampang dari komitmen substansial tergantung pada perbedaan kuat tekan semen pada komponen dasar yang sebenarnya dengan kuat tekan beton bentuk silinder f'_c . Sumbangan

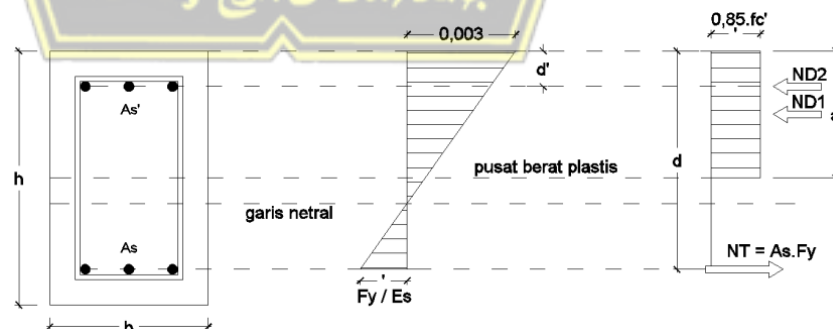
Baja : $T_s = f_y \cdot A_{st}$

b) Sehingga kekuatan nominal total kolom pendek yang dibebani secara aksial adalah:

$$P_n = P_0 = C_c + T_s = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \dots (2.75)$$

Dalam kondisi lapangan, sangat sulit untuk menjamin bahwa gaya hub yang menindaklanjuti bagian tersebut adalah konsentris, sehingga base flightiness harus dipertimbangkan dalam penataannya. Ketidakteraturan dasar harus diambil sebagai dasar:

- 0,1 Untuk lebar kolom dengan tulangan pengikat sengkang
- 0,05 lebar kolom untuk kolom dengan tulangan pengikat spiral



Gambar 2.16 Keadaan Seimbang Diagram Tegangan Regangan Kolom Persegi

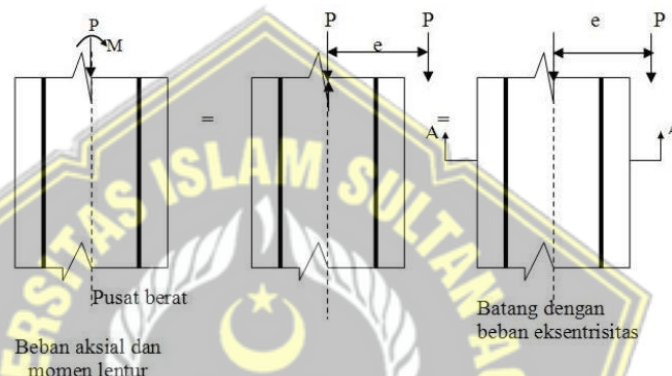
Perhitungan eksentris minimum dapat dihindari (boleh tidak

dilakukan) bila kekuatan penampang P_0 direduksi sebesar 15% untuk kolom dengan pengikat spiral dan 20% untuk kolom dengan pengikat sengkang. Jadi kekuatan nyata dari area lintas segmen setelah dikurangi untuk mengharapkan kelenturan dasar menjadi (SNI 2847:2019 Pasal 10.3.6.2):

Kuat aksial sengkang persegi:

$$\phi P_n = \phi [0,85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0,85f'_c)] \dots \dots \dots (2.76)$$

Kuat aksial sengkang persegi:



$$\phi P_n = \phi [0,85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0,85f'_c)] \dots \dots \dots (2.77)$$

Dengan:

$\phi = 0,65$ untuk sengkang persegi

$\phi = 0,75$ untuk sengkang spiral

A_g = Luas total penampang kolom

A_{st} = Tulangan baja

Pada kondisi di lapangan dapat digunakan rasio tulangan memanjang, ρ_g , sebesar 1% hingga maksimum 8% terhadap luas penampang kolom beton.

2.5.4.2 Kolom Pendek Eksentrisitas Besar

Pada saat kolom diberi beban tekan eksentris dengan eksentrisitas yang besar, maka akan terjadi keruntuhan tarik. Keruntuhan tarik pada kolom diakibatkan oleh luluhnya tulangan baja dan hancurnya beton pada saat regangan tulangan baja melampaui $\epsilon_y = f_y/E_s$.

Dalam kasus ini kuat tekan nominal penampang, P_n akan lebih kecil dari P_b , atau eksentrisitas, $e = M_n/P_n$ lebih besar dari eksentrisitas pada kondisi seimbang, e_b .

Gambar 2.17 Ilustrasi Kolom Berekentris

Kesetimbangan gaya-gaya, $\sum H = 0$, pada penampang kolom pendek dengan beban aksial eksentrisitas besar adalah sebagai berikut:

$$P_n = ND1 + ND2 - NT \dots\dots\dots (2.78)$$

$$P_n = 0,85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s \dots\dots\dots (2.79)$$

Apabila tulangan tekan dan tarik eksentris, $A_s = A'_s$, maka:

$$P_n = 0,85f'_c ab \dots\dots\dots (2.80)$$

Nilai kesetimbangan momen terhadap titik berat geometris dimana jarak e ditentukan, menghasilkan persamaan berikut:

$$M_n = P_n e$$

$$P_n e = 0,85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$p_n e = 0,85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \dots\dots\dots (2.81)$$

Dengan melakukan substitusi nilai P_n didapatkan persamaan:

$$\rho_n e = p_n \left(\frac{h}{2} - \frac{p_n}{1,70f'_c b} + A_s f_y (d - d') \right) \dots\dots\dots (2.82)$$

$$\frac{(P_n)^2}{1,70f'_c b} - p_n \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s f_y (d - d') = 0 \dots\dots\dots (2.83)$$

Dari persamaan (2-72) dan (2-73) didapat persamaan untuk P_n sebagai berikut:

$$p_n = 0,85f'_c b \left[\left(\frac{h-2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots\dots (2-84)$$

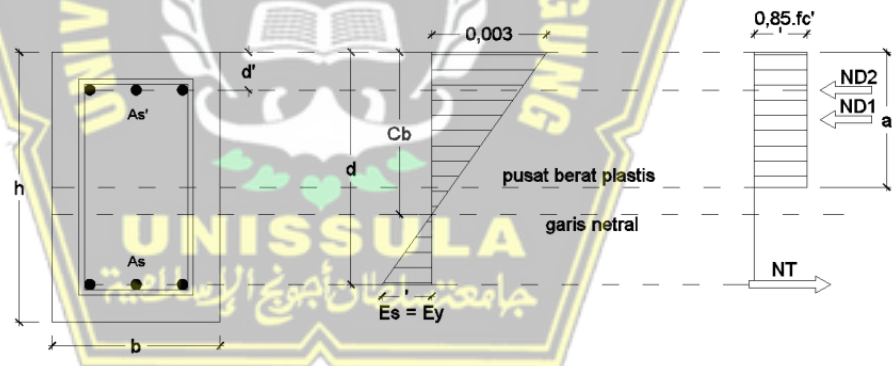
Jika nilai $m = \frac{f_y}{0,85f'_c b}$ dan $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd}$, maka nilai P dapat

disusun ulang dan diperoleh nilai sebagai berikut:

$$p_n = 0,85f'_c b d \left[\left(\frac{h-2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots \dots \dots (2.85)$$

Gambar2.18 Regangan Kolom Eksentrisitas Besar

Proses perhitungan akan lebih mudah jika keseimbangan momen diperhitungkan terhadap titik berat tulangan tarik. Maka eksentrisitas diperhitungkan sebagai berikut:



$$e' = \left[e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \dots \dots \dots (2-86)$$

$$\left(\frac{h-2e}{2d} \right) = 1 - \frac{e'}{d} \dots \dots \dots (2-87)$$

$$p_n = 0,85f'_c b d \left[\left(1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots \dots \dots (2-88)$$

2.5.4.3 Asumsi Desain dan Faktor Reduksi Kekuatan

Dalam perencanaan elemen kolom, ada beberapa asumsi

desain yang disyaratkan dalam SNI 2847:2019 Pasal 10.2, diantaranya adalah:

- a) Regangan pada beton dan baja dianggap proposional terhadap jarak ke sumbu netral.
- b) Kesetimbangan gaya dan kompatibilitas regangan harus dipenuhi.
- c) Regangan tekan maksimum pada beton dibatasi sebesar 0,003.
- d) Kekuatanbeton di daerah tarik dapat diabaikan. Tegangan pada tulangan baja adalah $f_s = \varepsilon E_s < f_y$
- e) Blok tegangan beton dianggap berbentuk persegi sebesar $0,85f'_c$ yang terdistribusi merata dari serat tekan terluar hingga setinggi $a = \beta_1 c$, dengan c adalah jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral penampang. Nilai β_1 adalah 0,85, jika $f'_c < 30 \text{ MPa}$. Nilai β_1 akan berkurang 0,05 setiap kenaikan 7 Mpa, namun tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Faktor reduksi kekuatan ϕ , dapat bervariasi tergantung beberapa kondisi:

- Apabila $P_u = \phi P_n \geq 0,1f'_c A_g$, maka $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan sengkang persegi, dan $\phi = 0,75$ untuk kolom dengan sengkang spiral. Kondisi ini terjadi apabila keruntuhan yang direncanakan adalah keruntuhan tekan.
- Penampang dengan regangan tarik tulangan baja terluar, ε_t , berada antara 0,002 dan 0,005 (daerah transisi). Nilai ϕ akan bervariasi antara 0,90 dan 0,65 atau 0,75.

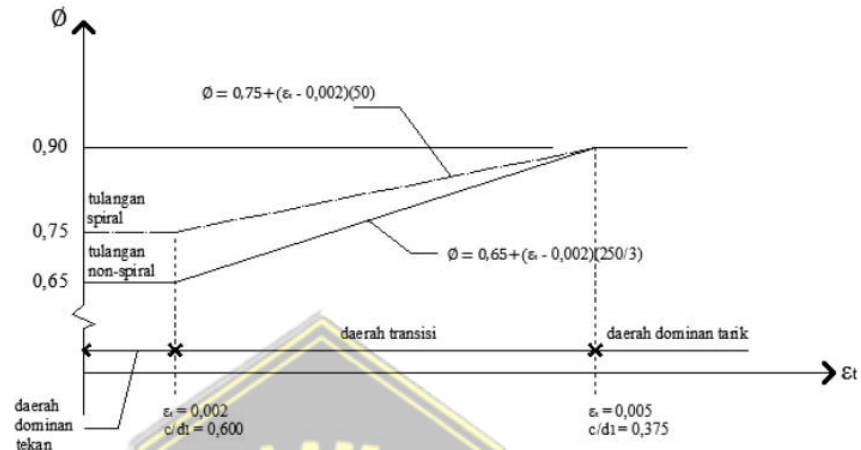
$$\phi = 0,75 + (\varepsilon_t - 0,002)(50) \quad (\text{untuk tulangan spiral})$$

$$\phi = 0,65 + (\varepsilon_t - 0,002)\left(\frac{250}{3}\right) \quad (\text{untuk tulang non-spiral})$$

Sebagai alternatif, nilai ϕ pada daerah transisi dapat ditentukan sebagai rasio c/d_i untuk $f_y = 400 \text{ MPa}$ sebagai berikut:

$$\phi = 0,75 + 0,15\left[\frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3}\right] \quad (\text{untuk tulangan spiral})$$

$$\phi = 0,65 + 0,25\left[\frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3}\right] \quad (\text{untuk tulangan non-spiral})$$



Gambar 2.19 Variasi Nilai ϕ Terhadap Nilai Regangan Tarik Tulangan Baja (SNI 1727 2020)

Dengan:

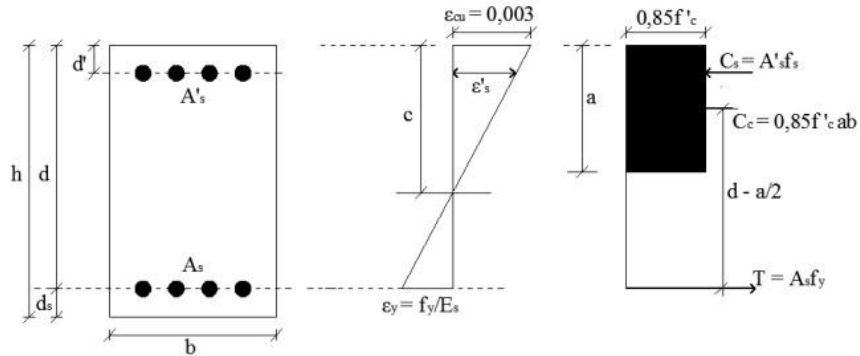
c = tinggi sumbu netral pada kuat nominal

d_1 = jarak dari serat tekan beton terluar ke tulangan tarik terluar

- Jika $P_u = 0$ atau kasus lentur murni, maka $\phi = 0,90$ untuk penampang terkendali tarik, dan bervariasi antara 0,90 dan 0,65 atau 0,75 untuk penampang pada daerah transisi.

2.5.4.4 Jenis-Jenis Keruntuhan pada Kolom

A. Kolom dengan Keruntuhan Seimbang



Gambar 2.20 Diagram Regangan dan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang

Pada saat bersamaan tulangan baja tarik mengalami regangan leleh $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ dan beton mengalami regangan batasnya $\varepsilon_{cu} = 0,003$.

$$(P_n = P_{nb})$$

Garis netral pada kondisi seimbang

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \dots \dots \dots (2.89)$$

Atau jika nilai E, diambil sebesar 200.000 Mpa, maka:

$$C_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d \dots \dots \dots (2.90)$$

$$a_b = \beta_1 C_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \beta_1 d \dots \dots \dots (2.91)$$

Tegangan pada tulangan tekan:

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y \dots \dots \dots (2.92)$$

Kapasitas penampang:

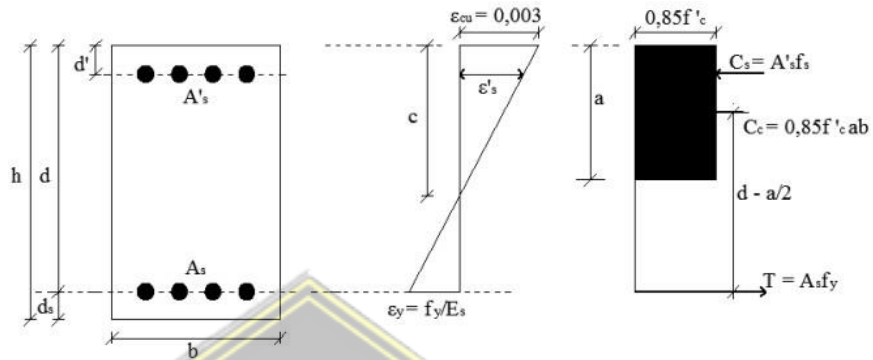
$$p_n = 0,85 f'_c a_b b + A'_s f'_y - A_s f_y \dots \dots \dots (2.93)$$

$$M_{nb} = P_{nb} e_b = 0,85 f'_c a_b b \left(y - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_y (y - d) + A_s f_y (d - y) \dots \dots \dots (2.94)$$

Eksentrisitas pada kondisi seimbang:

$$e_b = \frac{m_{nb}}{p_{nb}} \dots \dots \dots (2.95)$$

B. Kolom dengan Keruntuhan Tarik



Gambar 2.21 Diagram Regangan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang

Lelehnya tulangan tarik baja dan hancurnya beton pada saat tulangan bajamelampaui $\epsilon_y = f_y/E_s$. Eksentrisitas yang terjadi adalah: $e > e_b$ atau ($P_n < P_{nb}$).

Apabila Tegangan pada tulangan tekan, A'_s belum leleh:

$$f'_s = E_s \epsilon'_s = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y$$

Apabila Tegangan pada tulangan tekan sudah leleh,

$$A'_s = A_s:$$

$$P_n = 0,85f'_c ab + (A'_s f'_y + A_s f_y)$$

$$P_n = 0,85f'_c ab$$

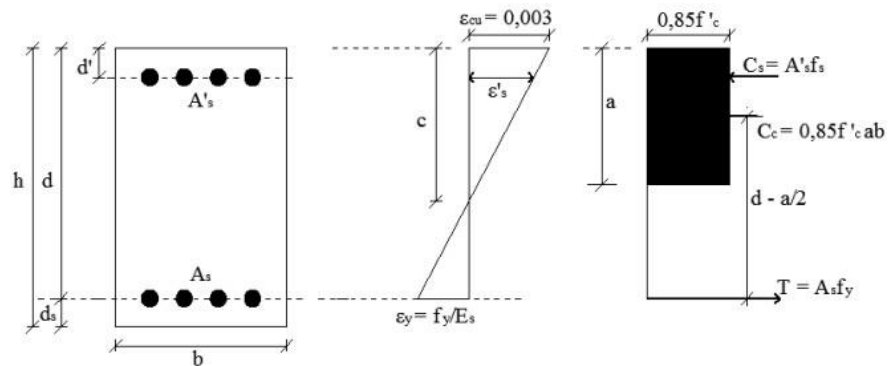
$$M_{nb} = 0,85f'_c ab \left(y - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y (y - d') - A_s f_y (d - y)$$

$$M_{nb} = 0,85f'_c ab \left(y - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (y - d') \dots \dots \dots (2.96)$$

Jika, $m = \frac{f_y}{0,85f'_c}$ dan $\rho = \frac{A_s}{bd'}$; maka:

$$p_n = 0,85f'_c bd \left[\left(\frac{h-2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots (2.97)$$

C. Kolom dengan Keruntuhan Tekan



Gambar 2.22 Diagram Regangan dan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang

Beton akan mengalami hancur sedangkan tulangan tarik baja belum leleh.

Eksentrisitas yang terjadi adalah: $e > e_b$ atau ($P_n > P_{nb}$).

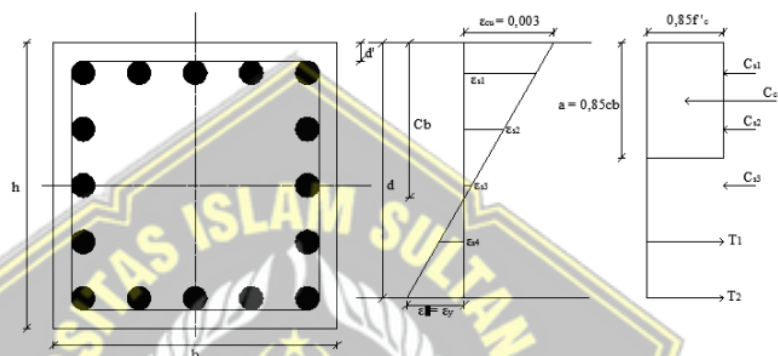
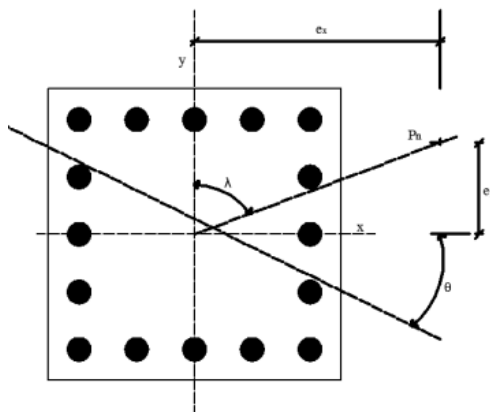
Langkah-langkah rumus hamper sama dengan keruntuhan seimbang maupunk eruntuhan tarik, hanya saja yang membedakan dari rumus kapasitas penampangnya.

Persamaan Whitney:

$$p_n = \frac{A_s f_y}{\left[\frac{e - d'}{d}\right]} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\left(\frac{3h \cdot e}{d^2} + 1,18\right)} \dots \dots \dots (2.98)$$

D. Kolom Tulangan Samping dengan Lentur Dua Arah (*Biaxial Bending*)

Kolom dengan lentur dua arah dapat terjadi apabila P_n bekerja pada sumbu y dengan eksentrisitas sebesar e_y akan menghasilkan momen terhadap sumbu x yang besarnya $M_{ny} = P_n e_y$, P_n Atau dapat juga bekerja pada sumbu x dengan eksentrisitas sebesar e_x akan menghasilkan M_{nx} .



Gambar 2.23 Gambar Kolom Lentur Dua Arah

Gambar 2.24 Gambar Diagram dan Regangan Kolom dengan Tulangan Samping (Keruntuhan Seimbang)

Langkah-langkah perhitungan kolom biaksial:

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

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c}$$

$$I_k = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$r = 0,3 \times h^3 h$$

$$\frac{E.I_k}{L_k}$$

$$\frac{E.I_b}{L_b}$$

$$\psi_A = 0$$

$$\psi_B = \frac{\sum \frac{E.I_k}{L_k}}{\sum \frac{E.I_b}{L_b}}$$

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Perhitungan Kolom Pendek Ekvivalen

$$a = \frac{A_{s1} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b}$$

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

$$M_R = 0 M_n$$

$$MR > Mu \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan P_u terhadap beban pada keadaan seimbang ϕP_{nb}

$$C_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d$$

$$a_b = \beta_1 C_b$$

$$f'_s = 600 \left(\frac{C_b - d'}{C_b} \right)$$

$$\theta P_{nb} = 0,65 (0,85 f_c a_b b + A'_s f'_s - A_s f_y)$$

Pemeriksaan kekuatan penampang

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$p_n = 0,85 f'_c b d \left[\left(\frac{h - 2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] 10^{-3}$$

$$\theta P_n = 0,65 \times P_n$$

$$\theta P_n > P_u \text{ (OK)}$$

2.5.4.5 Batasan Rasio Kelangsingan

Batasan antara kolom pendek dan kolom panjang sangat ditentukan oleh rasio kelangsingannya. Batasan tersebut diberikan dalam SNI 2847:2019 Pasal 10.10.1 menyatakan bahwa kelangsingan boleh diabaikan dalam kasus berikut:

- Untuk komponen struktur tekan yang tidak dibresing terhadap goyangan menyamping (Elemen struktur tekan bergoyang).

$$\frac{kl_u}{r} < 22 \dots\dots\dots (2.99)$$

- Untuk komponen struktur tekan yang dibresing terhadap goyangan menyamping (Elemen struktur tekan tak bergoyang).

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12\left[\frac{m_1}{m_2}\right] \leq 40 \dots\dots\dots (2.100)$$

Dimana:

K = Faktor panjang efektif kolom

l_u = Panjang kolom yang ditopang

R = jari-jari potongan lintang kolom = $\sqrt{A}$

Dimana M_1 dan M_2 adalah momen ujung terfaktor pada kolom, dengan $M_1 > M_2$. Rasio $\frac{M_1}{M_2}$ bernilai positif apabila terjadi kelengkungan tunggal, dan bernilai negatif apabila terjadi kelengkungan ganda.

2.5.4.6 Panjang Efektif Kolom

Panjang efektif kolom merupakan fungsi dari dua buah faktor utama, yaitu :

- a) Panjang tak terkekang, l_u , merupakan tinggi tak terkekang kolom antara dua lantai tingkst. Nilai ini diukur dari jarak bersih antar pelat lantai, balok, ataupun elemen struktur lain yang memberikan kekangan lateral pada kolom.
- b) Faktor panjang efektif, k , adalah rasio antara jarak dua titik dengan momen nol terhadap panjang tak terkekang dari elemen kolom tersebut. Kolom dengan tumpuan kedua ujung berupa sendi, dengan panjang tak terkekang sebesar l_u , dan jarak antara dua titik yang memiliki momen sama dengan nol adalah l_u , memiliki faktor panjang efektif, $k = l_u/l_u = 1,0$. Jika kedua tumpuan ujung adalah jepit, momen nol terjadi

pada jarak $l_u/4$ dari kedua tumpuan, sehingga $k = 0,5 l_u/l_u = 0,5$. Nilai k dapat ditentukan pula dengan menggunakan nomogram dengan terlebih dahulu menghitung faktor tahanan ujung ψ_A dan ψ_B pada sisi atas dan bawah dari kolom.

$$\psi_B = \frac{\frac{\sum EI_{kolom}}{I_c} \frac{kl_u}{r}}{\frac{\sum EI_{balok}}{I_c}} \dots\dots\dots (2.101)$$

Dalam perhitungan nilai ψ tersebut, dibutuhkan besaran jari-jari girasi penampang yang nilainya sangat ditentukan oleh modulus elastisitas dan momen inersia penampang. Untuk modulus elastisitas beton bertulang dapat diambil menggunakan persamaan empiris:

$$E_c = 0,043 \cdot w^{15} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (2.102)$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (2.103)$$

Nilai momen inersia penampang dapat direduksi seperti dicantumkan dalam peraturan SNI 2847:2019 Pasal 10.10.4.1, sebagai berikut:

Elemen Struktur Tekan:

- Kolom $I = 0,70I_g$
- Dinding Geser (tidak retak) $I = 0,70I_g$
- Dinding Geser (retak) $I = 0,35I_g$

Elemen Struktur Lentur:

- Balok $I = 0,35I_g$
- Pelat datar dan slab datar $I = 0,25I_g$

Dengan I_g adalah momen inersia bruto dari penampang. Cara alternatif, momen inersia untuk elemen struktur tekan dan lentur dapat dihitung dengan persamaan berikut:

Untuk elemen struktur tekan:

$$I = (0,80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g})(1 - \frac{M_u}{p_u h} - 0,5 \frac{p_u}{p_o})I_g \leq 0,875I_g \dots\dots(2-104)$$

Dengan P_u dan M_u diperoleh dari kombinasi beban yang ditinjau, atau dari kombinasi P_u dan M_u yang menghasilkan nilai terkecil untuk I . Nilai I sendiri tidak perlu diambil lebih kecil dari $0,35I_g$.

Untuk elemen struktur lentur:

$$I = (0,10 + 25p)(1,2 - 0,2 \frac{b_{wu}}{p_o})I_g \leq 0,5I_g \dots\dots\dots (2.105)$$

2.6 Sistem Penahan Gempa

2.6.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Di Indonesia, sistem struktur gedung yang umum digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen. Sistem Rangka Pemikul Momen adalah suatu sistem struktur berupa portal atau rangka yang terdiri dari komponen horizontal berupa balok dan komponen vertikal berupa kolom yang dihubungkan secara kaku dan bekerja secara bersamaan untuk menahan beban-beban yang terjadi pada bangunan melalui mekanisme lentur.

Berdasarkan SNI:1726-2019 Sistem Rangka Pemikul Momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu :

- Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan di daerah dengan resiko gempa yang rendah.

- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem ini memiliki tingkat daktilitas sedang dan digunakan di daerah dengan resiko gempa sedang.

- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem ini memiliki tingkat daktilitas yang tinggi atau daktilitas penuh. Sistem ini harus digunakan pada daerah dengan tingkat resiko gempa yang tinggi.

Masing-masing jenis SRPM dibedakan berdasarkan wilayah gempa. Pada saat gempa terjadi, rangka pemikul momen harus daktil supaya integritasnya tetap terjaga sehingga bangunan terhindar dari kemungkinan terjadinya keruntuhan pada struktur secara tiba-tiba. Perilaku daktil ini hanya dapat dicapai apabila pada saat terbentuknya sendi-sendi plastis pada pelat balok-kolom mampu mentransfer efek beban lateral gempa tanpa kehilangan kekuatan dan kekakuannya.

Komponen Struktur Lentur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

A. Ruang Lingkup

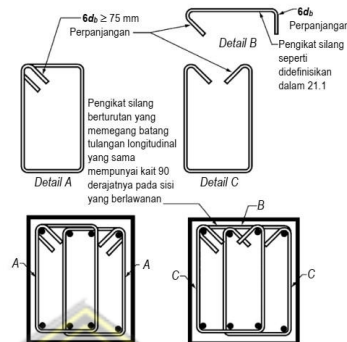
Komponen struktur lentur pada SRPMK harus memenuhi syarat dibawah ini: (SNI 2847:2019)

- 1) Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur (P_u), tidak boleh melebihi $0,1f'_cA_g$.
- 2) Bentang bersih untuk komponen struktur I_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
- 3) Lebar komponen, b_n , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$ dan 250 mm.
- 4) Lebar komponen struktur b_w , tidak boleh melebihi lebar komponen struktur penumpu, c_2 , ditambah suatu jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan yang lebih kecil dari (a) dan (b):
 - a) Lebar komponen struktur penumpu, c_2 dan
 - b) 0,75 kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu, c_1 .

B. Tulangan Longitudinal

- 1) Balok- Balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Pada sebarang penampang, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari yang disyaratkan dan rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,025 baik untuk tulangan maupun bawahan
- 2) Kekuatan momen positif pada muka *joint* harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka *joint* tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau momen positif pada sebarang penampang sepanjang-panjangnya komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari *joint* tersebut.
- 3) Sambungan lewatan tulangan lentur diijinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan, spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambunglewatkan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $d/4$ dan 100 mm. Oleh karena itu sambungan lewatan tidak boleh digunakan:
 - a) Dalam *joint*
 - b) Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka *joint*
 - c) Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur yang diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.

C. Tulangan Transversal



Gambar 2.25 Contoh Sengkang Tertutup Saling Tumpuk dan Ilustrasi
(SNI 2847:2019)

1) Sengkang harus dipasang pada daerah komponen struktur rangka berikut:

- Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukir dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur.
- Sepanjang panjang-panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur seperti terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelastik rangka.

2) Sengkang pengekan pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), (c):

a) $d/4$

b) Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit

longitudinal yang diisyaratkan

c) 150 mm

- 3) Bila sengkang tertutup diperlukan, batang tulangan lentur utama yang terdekat ke muka tarik dan tekan harus mempunyai tumpuan lateral yang memenuhi syarat. Spasi batang tulangan lentur yang tertumpu secara transversal tidak boleh melebihi 350 mm. Tulangan kulit yang disyaratkan tidak perlu tertumpu secara lateral
- 4) Lewatan bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempapada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur.
- 5) Sengkang atau pengikat yang diperlukan untuk menahan geser harus berupa sengkang sepanjang panjang komponen struktur.
- 6) Sengkang pada komponen struktur lentur diijinkan terbentuk dari dua potong tulangan, sebuah sengkang yang mempunyai kait gempapada kedua ujungnya dan ditutup oleh pengikat silang. Pengikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan memanjang yang sama harus mempunyai kait 90 derajat pada sisi komponen struktur lentur yang berlawanan.

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

D. Persyaratan Tulangan Geser

1) Gaya Desain

Gaya dasar desain, V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antar muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban aksial terfaktor P_u sepanjang bentangnya.

2) Tulangan Transversal

Tulangan transversal sepanjang panjang yang diidentifikasi harus diproporsikan untuk menahan geser dengan asumsi $V_c = 0$ bilamana keduanya (a) dan (b):

- a) Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang tersebut.
- b) Gaya tekan aksial terfaktor, P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $0,2f'_cA_g$

E. Perencanaan Balok SRPMK

Daerah pengeangan pada balok SRPMK terletak pada daerah sendi plastis, dimana daerah sendi plastis pada balok adalah sepanjang dua kali tinggi balok. Untuk pengeang pertama harus dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat dan selebihnya jarak spasi (pengeang) tidak boleh melebihi yang terkeci dari:

- $d/4$
- $6d_b$
- 150 mm

Luas tulangan pengekan sendi diambil dari nilai terbesar yang diisyaratkan dari persamaan di bawah ini:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots (2.106)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y} \dots\dots\dots (2.107)$$

F. Perencanaan Kolom SRPMK



- H kolom
- $1/6 L_n$
- 450 mm

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 21.6.4.3 spasi tulangan pengekan sepanjang daerah kekangan P_o tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- 150 mm

- $6 \times \text{diameter tulangan}$

Untuk menentukan luas tulangan, pengekanan pada kolom dapat menggunakan persamaan di bawah ini:

- $A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$
- $A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y}$

2.6.1 Dinding Geser

Pengertian Dinding Geser (*Shear Wall*)

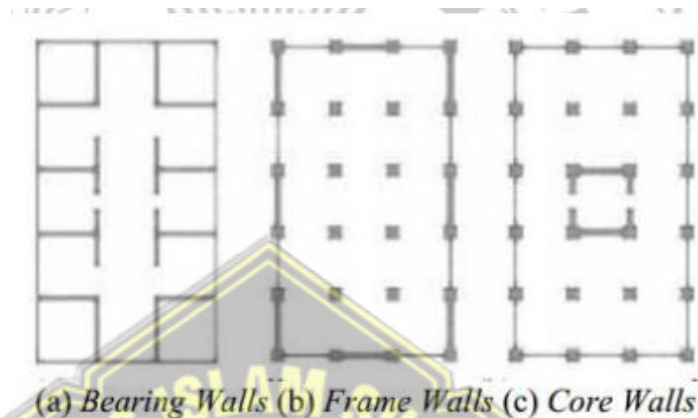
Dinding geser adalah struktur dinding vertikal yang digunakan untuk menahan gaya geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Dengan adanya *Shear Wall* yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut. dinding geser biasanya ditempatkan di luar, di dalam ataupun berupa inti yang memuat ruang lift atau tangga, perencanaan dinding geser yang baik tidak terlepas dari pemilihan bentuk dinding, lokasi penempatannya pada denah serta bentuk ragam keruntuhannya.

Klasifikasi Dinding Geser

Berdasarkan letak dan fungsinya, *Shear Wall* / dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis, yaitu:

- 1) ***Bearing Wall*** adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Dinding ini digunakan sebagai dinding partisi antara apartemen yang berdekatan.
- 2) ***Frame Wall*** adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari *frame* beton bertulang. Tembok-tembok ini dibangun di antara baris kolom bagian dalam.
- 3) ***Core Wall*** adalah dinding geser yang terletak di dalam

wilayah inti pusat dalam gedung, yang biasanya di tangga atau poros *lift*. Dinding yang terletak di kawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan ekonomis.



Gambar 2.27 Contoh Dinding Geser

Sumber: <https://eprints.umm.ac.id/>

Berdasarkan geometrisnya dinding geser dikategorikan sebagai berikut:

- 1) ***Flecural Wall*** (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $hw/lw \geq 2$, dimana desain dikontrol terhadap perilaku lentur.
- 2) ***Squat Wall*** (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $hw/lw \leq 2$, dimana desain dikontrol terhadap perilaku lentur.
- 3) ***Coupled Shear Wall*** (dinding berangkai), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding geser yang dihubungkan dengan balok-balok penghubung sebagai gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar dinding tersebut.

Tulangan Minimum

- 1) Rasio minimum luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton, ρ , harus:
 - a) 0,0012 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa, atau
 - b) 0,0015 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
 - c) 0,0012 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besari dari $\emptyset$ -16 atau D-16
- 2) Rasio minimum luas tulangan horizontal terhadap luas beton ρ_t , harus:
 - a) 0,0020 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa, atau
 - b) 0,0025 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
 - c) 0,0020 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari $\emptyset$ -16 atau D-16

2.6.2.4 Batasan Ketinggian Bangunan yang Ditingkatkan untuk Dinding Geser Beton Bertulang

Batasan ketinggian diijinkan untuk ditingkatkan dari 48 m sampai 72 m untuk struktur yang dirancang dengan kategori desain seismik D atau E. Apabila struktur mempunyai sistem penahan gaya gempa berupa dinding geser beton bertulang cetak-setempat khusus, struktur harus memenuhi persyaratan berikut:

- (a) Struktur tidak boleh mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan seperti didefinisikan dalam Tabel 2.16 (ketidakberaturan struktur Tipe 1b)
- (b) Dinding geser beton bertulang cetak-setempat khusus, pada semua bidang harus menahan tidak lebih dari 60 persen gaya gempa total dalam setiap arah, dengan

mengabaikan pengaruh torsi tak terduga.



Tabel 2.16 Ketidakberaturan Horisontal pada Struktur

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a.	Ketidakteraturan torsi Didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlakunya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan torsi berlebihan Didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3	E dan F D B, C, dan D

	lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakteraturan sudut dalam Didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma Didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang	7.3.3.3	B, C, D, E, dan F

	Didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.4	D, E, dan F
		7.7.3	B, C, D, E, dan F
		Tabel 13	D, E, dan F
		12.2.2	B, C, D, E, dan F
5	Ketidakteraturan sistem nonparalel	7.5.3	C, D, E, dan F
	Didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.7.3	B, C, D, E, dan F
		Tabel 13	D, E, dan F
		12.2.2	B, C, D, E, dan F

Sumber : SNI 1726:2019

2.6.2.5 Pengangkuran Dinding Struktural

Dinding struktural yang berperan sebagai penumpu beban vertikal ataupun penahan geser lateral untuk bagian struktur harus dibagikan ke pelat atap dan seluruh pelat lantai dan elemen-elemen struktur yang memberikan tahanan lateral untuk dinding atau yang ditumpu oleh dinding. Angkur harus memberikan sambungan langsung antara dinding-dinding serta konstruksi pelat atap atau konstruksi pelat lantai. Angkur harus mampu menahan gaya horizontal terfaktor yang tegak lurus bidang dinding sebesar minimum 0,2 kali berat wilayah tributari dinding pada sambungan, tetapi tidak kurang dari 0,24.

2.6.2.6 Gaya Pengangkuran Dinding

Pengangkuran dinding struktural pada konstruksi pendukung harus bisa sediakan sambungan langsung yang mampu menahan gaya rencana seperti berikut:

$$F_p = 0,4 S_{DS} k_a I_e W_p \dots\dots\dots (2.108)$$

F_p tidak boleh diambil kurang dari $0,2 k_a I_e W_p$

$$k_a = \frac{1,0 l_f}{30} \dots\dots\dots (2.109)$$

Keterangan ;

k_a = tidak perlu diambil sebesar 2,0

F_p = gaya desain pada angkur-angkur individu

S_{DS} = parameter percepatan *respons spectral* desain pada perioda pendek

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

I_e = faktor keutamaan gempa (Tabel 2.4)

k_a = faktor amplifikasi untuk fleksibilitas diafragma

L_f = bentang diafragma fleksibel (dalam m) yang memberikan tumpuan lateral pada dinding; bentang tersebut diukur antara elemen-elemen vertikal yang sediakan tumpuan lateral terhadap diafragma tersebut pada arah yang ditinjau. Nilai L_f merupakan 0 buat diafragma kaku.

W_p = berat dinding sesuai luasan tributari angkur.

Bila angkur tidak terletak di atap dan seluruh diafragma tidak fleksibel, maka nilai yang diperoleh dari $F_p = 0,4S_{Dsk}I_eW_p$ diijinkan untuk dikalikan dengan faktor $\frac{(1+2z/h)}{3}$, dimana z adalah tinggi angkur di atas dasar struktur dan h adalah tinggi atap di atas dasar.

Dinding struktural harus didesain untuk menahan lentur antara angkur-angkur bila spasi angkur melebihi 1200 mm.

2.6.2.7 Perencanaan Dinding Geser

Pengekangan pada dinding geser terjadi pada daerah elemen pembatas (*boundary element*). Elemen pembatas ini ditentukan dengan persamaan:

$$c > \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{\delta u}{hw}\right)}; \frac{\delta u}{hw} > 0,007 \dots \dots \dots (2.110)$$

Keterangan:

hw = panjang dari serat terluar beton ke garis normal. Untuk nilai δu didapat dari drift hasil analisa menggunakan *software*
 Hw = tinggi dinding geser

Jika nilai $\frac{\delta u}{hw} < 0,007$, maka nilai yang digunakan adalah 0,007.

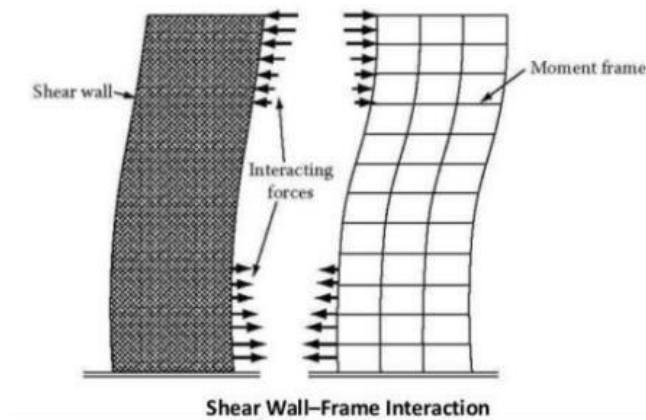
Jika $c < \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{\delta u}{hw}\right)}$, maka dinding geser tidak memerlukan tulangan pengekang.

Tulangan pengekang harus dipasang sepanjang elemen pembatas (*boundary element*). Untuk panjang elemen pembatas harus dipasang secara horizontal tidak kurang dari:

- $c - 0,1l_w$
- $c/2$

Menentukan luas tulangan pengekangan pada dinding geser juga menggunakan rumus di bawah ini:

- $A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) \right]$



- $A_{sh} =$

$$0,09 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y}$$

2.6.3 Sistem Ganda (*Dual System*)

Struktur bangunan besar kerap digunakan gabungan antara portal penahan momen dengan dinding geser yang disebut selaku sistem ganda (*dual system*). Sistem ganda (*dual system*) digunakan paling utama pada bangunan besar yang dibangun di wilayah yang terkena serangan gempa bumi. Struktur sistem ganda (*dual system*) memiliki kemampuan yang tinggi dalam memikul gaya geser.

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 sistem ganda terdiri dari :

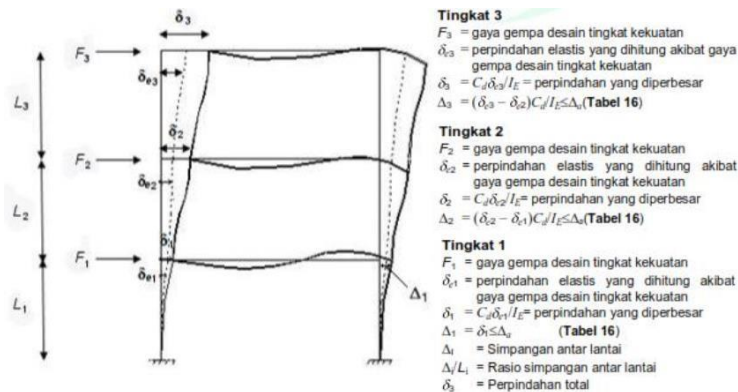
- a) Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi,
- b) Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral,
- c) Kedua sistem harus direncanakan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

Gambar 2.28 Interaksi Rangka dan Dinding dalam Sistem Ganda
(SNI 2847 2019)

Penggabungan antara portal penahan momen dan dinding geser dapat memberikan hasil yang baik untuk memperoleh kekenyalan/daktilitas (*ductility*) dan kekakuan sistem struktur. Dalam gedung tinggi seringkali terjadi eksentrisitas yang berlebihan terutama untuk gedung tinggi yang bentuknya tidak beraturan.

Hal ini terjadi karena tidak berimpitnya pusat massa dan pusat kekakuan gedung, sehingga bisa menyebabkan rotasi pada gedung. Dengan adanya interaksi antara portal dan dinding geser, dinding geser akan berperilaku *flexural*/bending mode, sedangkan *frame* akan berdeformasi dalam *shear mode*, gaya geser dipikul oleh *frame* pada bagian atas dinding geser (*shear wall*) memikul gaya geser pada bagian bawah, sehingga eksentrisitas yang terjadi tidak terlalu besar.

2.7 Stabilitas Bangunan Tinggi



Gambar 2.29 Penentuan Simpangan Antar Lantai (SNI 1727 2020)

Dalam SNI 1726:2019 dijelaskan bahwa stabilitas suatu gedung dapat diketahui dari nilai simpangan antar lantai yang nantinya akan dikontrol dengan nilai *drift*, dan nilai *drift* didapatkan dari hasil analisa menggunakan *software*. Dari gambar di atas dapat diketahui bahwa nilai Δ harus lebih kecil dari Δ_a . Nilai Δ_a didapatkan dari tabel berikut:

Tabel 2.17 Simpangan Antar Lantai Ijin, Δ_a

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$

Sumber : SNI 1727 2019

h_{sx} = tinggi tingkat per lantai

Dalam menentukan kestabilan struktur bisa ditinjau dari rasio *drift* yang didapat dari hasil perhitungan *drift* maksimum dibagi dengan tinggi bangunan seperti persamaan berikut:

$$Drift\ Ratio = \frac{Drift\ maks}{hn} < 0,0025(OK)$$

Nilai rasio *drift* harus kurang dari 0,0025.



BAB III

METODE PERANCANGAN

3.1 Pengumpulan Data

Data untuk melakukan penelitian ini dilakukan di IAIN Surakarta yang memiliki ketinggian gedung mencapai 6 lantai yang berlokasi di daerah Surakarta. Pengumpulan data dan informasi baik sekunder maupun data primer tentang gedung yang akan dijadikan objek penelitian. Pengumpulan data ini berfungsi untuk proses perencanaan dan melakukan analisis perhitungan struktur.

Data – datanya meliputi :

1. Gambar Arsitektur Gedung
2. Data seismik wilayah tersebut

3.2 Peraturan Standar Perancangan

Peraturan yang digunakan sebagai acuan pembebanan dan analisa dalam perhitungan sebagai berikut :

1. SNI 1726:2019 (Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung)
2. SNI 1727:2020 (Peraturan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya)
3. SNI 2847:2019 (Peraturan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)
4. Standar peraturan lain yang berlaku di Indonesia

3.3 Perancangan dan Analisis

Tahapan dari perancangan dan analisis struktur yang dilaksanakan adalah sebagai berikut :

1. Permodelan Struktur Gedung

Permodelan struktur dibuat menggunakan program aplikasi Etabs v18 yang berdasarkan pada gambar arsitektur yang telah direncanakan. Program tersebut dapat membantu menghasilkan gaya internal dan eksternal akibat pembebanan yang terjadi.

2. Perhitungan Pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada struktur yaitu berupa beban hidup dan beban mati. Beban mati dan beban hidup diatur berdasarkan SNI 1727:2020 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain. Beban mati dinotasikan sebagai *dead*, dalam perhitungan software untuk *dead* adalah 1. Sedangkan beban hidup dinotasikan sebagai *live* dan dalam perhitungan program software untuk *live* adalah 0 .

3. Desain elemen struktur atas

Elemen struktur atas yaitu balok, kolom dan plat. Untuk hasil analisis struktur dapat diperoleh nilai gaya-gaya dalam, kemudian bisa ditentukan desain penulangan untuk menahan gaya yang terjadi.

4. Perancangan dan permodelan elemen struktur

- a. Perancangan Struktur Atas

- Perencanaan Balok

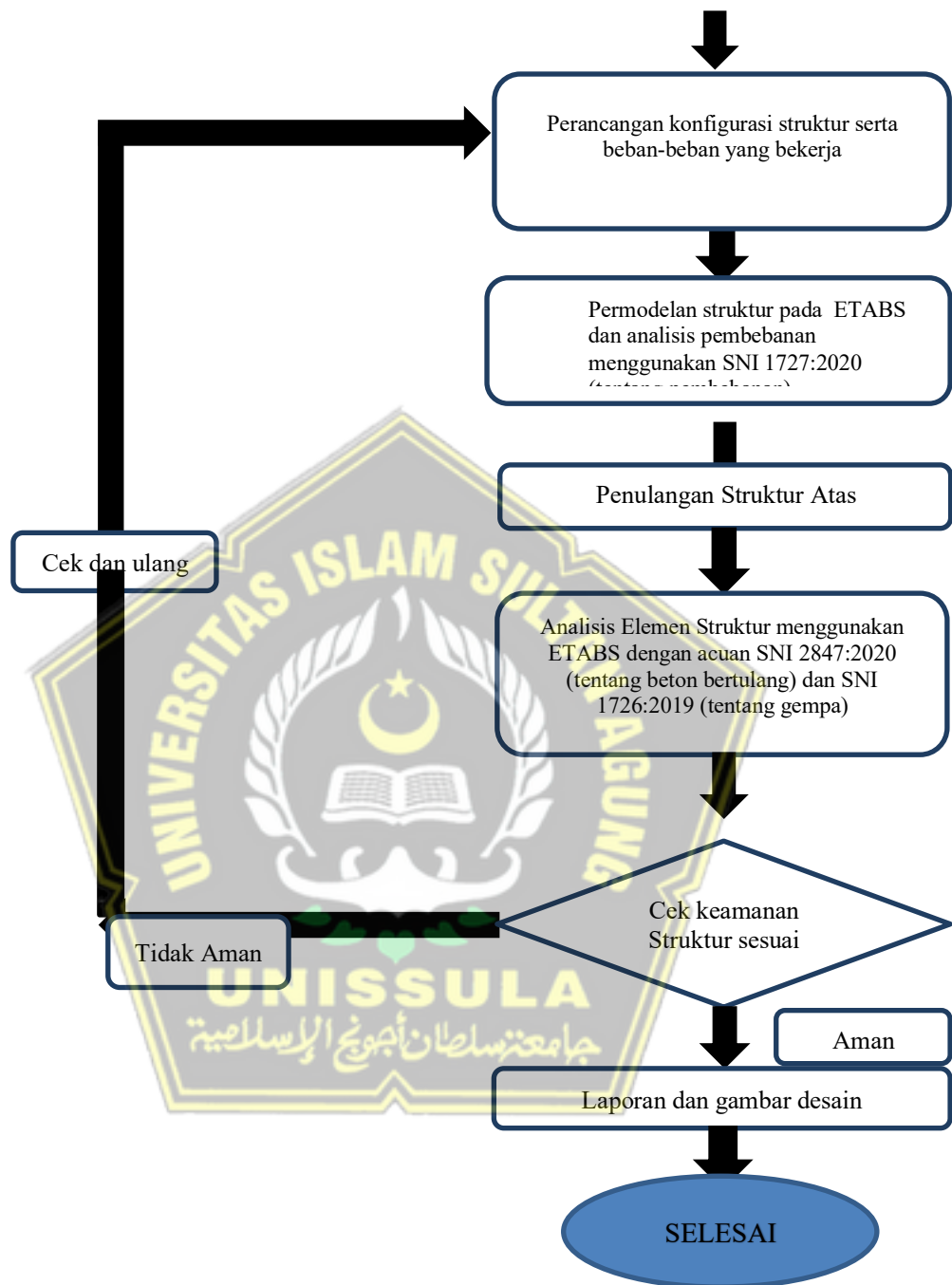
- Pradimensi dimensi balok
- Permodelan pada Etabs v18
- Pengumpulan data gaya momen, geser dan torsi
- Pengecekan syarat lentur SRPMK

- Mendesain penulangan lentur, transversal dan torsi
- Perencanaan Kolom
 - Pengumpulan data gaya aksial dan lateral dari Etabs
 - Pradimensi ukuran kolom dengan tulangan
 - Perhitungan diagram interaksi P-M menggunakan aplikasi *SpColumn*
 - Mendesain tulangan longitudinal
 - Perhitungan momen kapasitas kolom
 - Pengontrolan perilaku strong column weak beam
 - Perhitungan tulangan transversal sebagai confinement
 - Perhitungan gaya geser desain (V_e)
- Perencanaan Pelat
 - Menghitung M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} dan M_{ty} .
 - Beban plat lantai sesuai SNI dan fungsi ruangan.
 - Perencanaan tulangan plat.
- Perencanaan hubungan balok kolom (joint)
 - Perhitungan gaya geser pada joint
 - Perhitungan tulangan transversal

3.4 Alur Perencanaan

Gambar 3.1 Bagan alur

MULAI



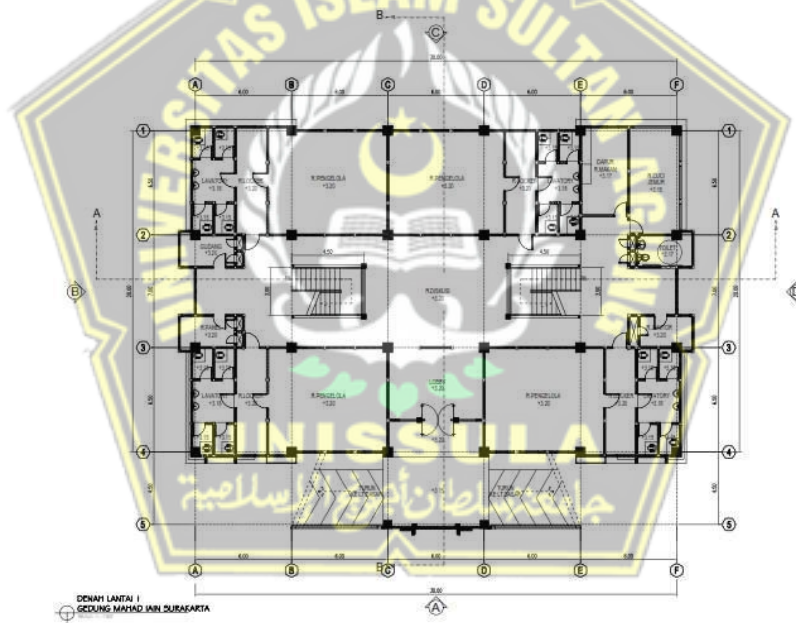
BAB IV

HASIL PERANCANGAN

4.1 Diskripsi Umum Bangunan

Gedung ini memiliki jumlah lantai yakni 6 lantai yang direncanakan menggunakan sistem ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang mengacu pada standar peraturan gempa SNI 1726:2019. Bangunan ini berfungsi sebagai Gedung Asrama.

Secara umum, bangunan ini berfungsi sebagai gedung asrama yang memiliki 6 lantai yang mana lantai dasar berfungsi sebagai tempat parkir. didesain menggunakan beton bertulang, dengan bentuk persegi panjang. Permodelan ETABS Versi 2018.



Gambar 4.1 Gambar Denah Lantai Dasar

Adapun deskripsi umum proyek sebagai berikut :

Nama Proyek : Ma'had IAIN Surakarta
 Lokasi : Surakarta
 Jumlah Lantai : 6 + Lantai *Roof*
 Jenis Tanah : Sedang

4.2 Pradimensi dan Permodelan Struktur

4.2.1 Pra Dimensi Elemen Struktur

1. Balok

Pradimensi balok dapat ditentukan menggunakan Tabel 9.3.1.1 pada SNI 2847:2019. Dengan demikian untuk balok G2 nilai tinggi dan panjang sisi ditentukan sebagai berikut:

- $G2 H_{min} = \frac{L_1}{16} = \frac{6000}{16} = 375.00\text{mm}$
- $G2 B_{min} = 0,5H = 300.00 \text{ m}$

Untuk dimensi balok yang lain ditunjukkan pada Tabel 4.1

Table 4.1 Dimensi Balok

BALOK	L terpanjang(cm)	H(cm)	B(cm)
G1	650	70	30
G2	600	60	30
B1	600	50	25
B2	600	30	25
B3	650	30	20
BI	200	30	12

2. Kolom

Penentuan dimensi kolom berdasarkan persamaan :

$$A_g \geq \frac{P}{0,25 \text{ hingga } 0,35 f_{c'}} \dots \dots \dots (4.1)$$

Perhitungan beban total yang bekerja pada kolom digunakan metode *tributary area*. Dengan metode ini P dihitung dengan mengalikan beban per meter persegi yang bekerja di atas kolom yang memiliki *tributary area* terbesar dengan luas daerah pengaruh dalam meter persegi. Karena dianggap beban aksial tidak hanya ditanggung oleh kolom, maka perhitungan menggunakan *preliminary design* berdasarkan SNI 2847-2019 tentang tata cara perhitungan struktur beton pada bangunan gedung.

$$A_g \geq \frac{P}{0,4 f_{c'}} \dots \dots \dots (4.2)$$

Sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 6.2.5, pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan yang tidak dikekang secara lateral boleh diabaikan apabila :

$$K \times \frac{l_u}{r} \leq 22 \dots \dots \dots (4.3)$$

Keterangan :

k = Faktor panjang tekuk (jepit-jepit = 0,65)

l_u = Tinggi kolom

r = Radius grasi penampang komponen struktur kolom

Berdasarkan hasil pengecekan dari *preliminary* tersebut diperoleh penampang kolom sebagai berikut.

Table 4.2 Dimensi Kolom

KOLOM	$B(\text{mm})$	$H(\text{mm})$
K1	600	600
K2	500	500
K3	300	300

3. Pelat

Sesuai dengan Tabel 8.3.1.1 SNI 2847-2019, tebal minimum balok nonprategang atau pelat dua arah ditentukan sebagai berikut :

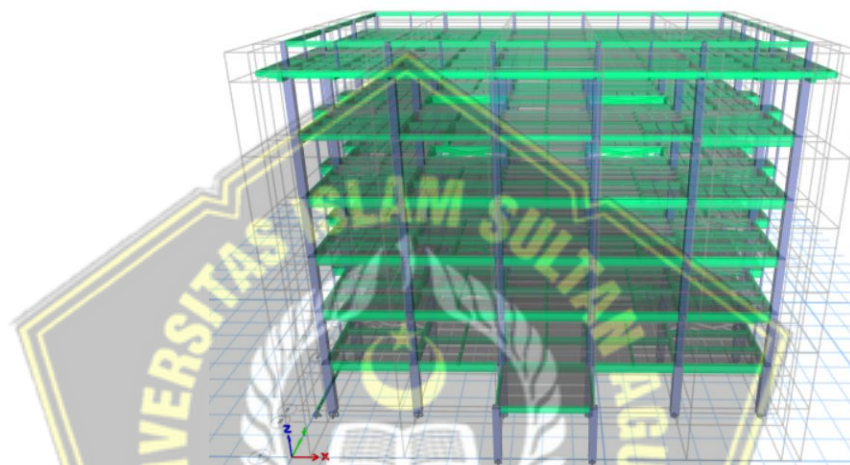
Tabel 4.3 Tebal Minimum Pelat Dua Arah :

f_y , MPa	Tanpa drop panel ^[3]			Dengan drop panel ^[3]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Untuk pelat nonprategang tanpa balok interior yang membentang diantara tumpuan pada semua sisinya yang memiliki rasio bentang panjang terhadap bentang pendek maksimum 2, ketebalan pelat keseluruhan h tidak boleh kurang dari batasan Tabel 4.3 dan memiliki nilai terkecil 125 mm dengan pelat tidak memiliki *drop panel*.

4.2.2 Permodelan Struktur

Berikut merupakan bentuk 3D permodelan struktur Gedung Ma'had IAIN Surakarta :



Gambar 4.2 Gambar 3D permodelan struktur

4.2.3 Mutu dan Bahan

Mutu bahan yang digunakan dalam perancangan struktur Gedung Ma'had adalah sebagai berikut :

1. Mutu beton yang digunakan untuk plat lantai, balok dan kolom adalah :

$$f'_c = 29 \text{ MPa (K350)}$$

2. Mutu Baja Tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa (ulir, } d \geq 10 \text{ mm)}$$

$$f_y = 480 \text{ MPa (ulir, } d \geq 10 \text{ mm)}$$

4.3 MODELLING ETABS V.18

Permodelan Struktur Gedung Ma'had IAIN Surakarta yang diperhitungkan menggunakan aplikasi ETABS versi 18. Adapun urutan

perancangan dilakukan seperti dibawah ini.

4.3.1 *Input Material Properties*

Material konstruksi beton bertulang menggunakan material beton K 350 untuk semua elemen struktur primer seperti balok , kolom dan pelat. Data material dimasukan kedalam aplikasi ETABS dengan urutan menu pilihan sebagai berikut. *Define - Material – Properties.*

ET Material Property Data

General Data

Material Name: BETON FC29 MPA

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 34.3233 kN/m³

Mass per Unit Volume: 3500 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 25310.27 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C

Shear Modulus, G: 10545.95 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

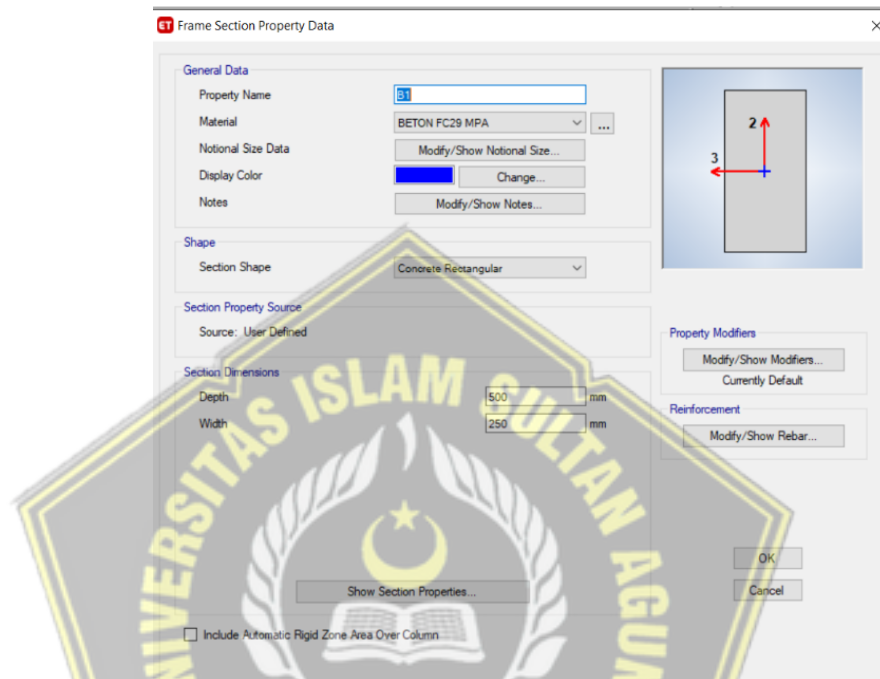
Gambar 4.3 *Input Material Properties*

4.3.2 *Input Frame Section (Elemen Struktur)*

Input data *frame section* adalah struktur primer yaitu balok, kolom dan pelat, Input *Frame Section* dilakukan dengan menggunakan ETABS dengan urutan menu pilihan sebagai berikut :

1) Input Data Balok

Adapun langkah dalam menginput data balok ke aplikasi ETABS adalah : *Define – Section Properties – Frame Section – Add New Property*



Gambar 4.4 Input Balok Induk B1 500x250



Gambar 4.5 Input Balok B2 300x250

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: B3 20 30

Material: BETON FC29 MPA

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 300 mm

Width: 200 mm

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Gambar 4.6 Input Balok B3 300x200

2) Data Kolom

Adapun langkah dalam menginput data kolom ke aplikasi ETABS adalah: *Define – Section Properties – Frame Section – Add New Property*

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: K1 60 60

Material: BETON FC29 MPA

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 600 mm

Width: 600 mm

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

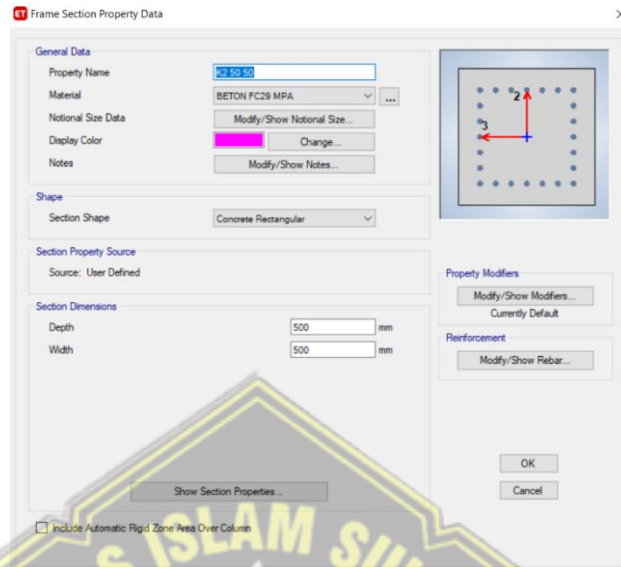
Reinforcement

Modify/Show Rebar...

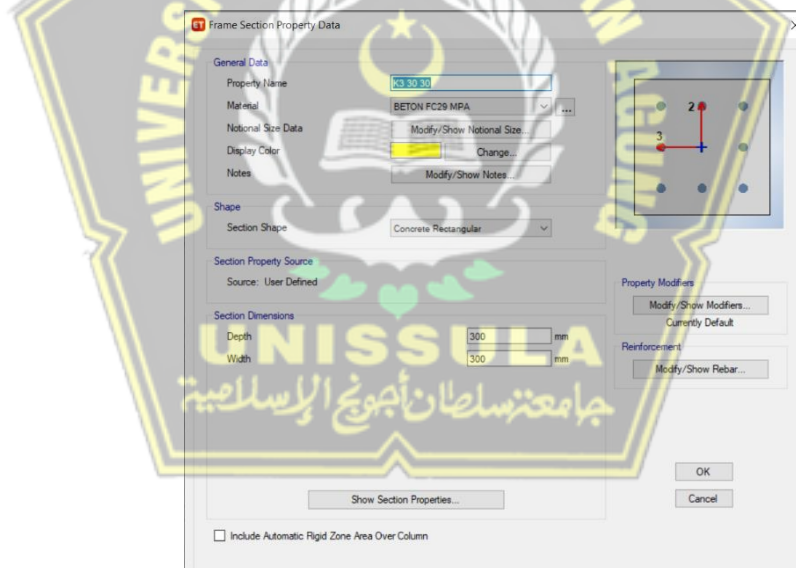
OK

Cancel

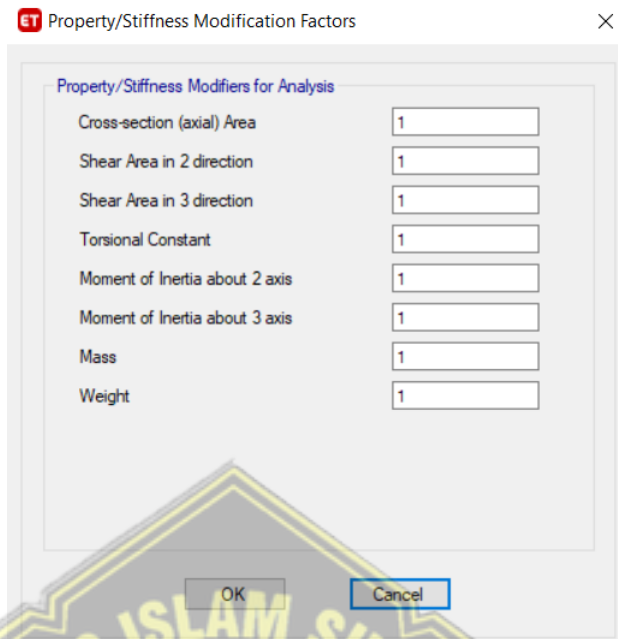
Gambar 4.7 Input Kolom Induk K1 600x600



Gambar 4.8 Input Kolom Induk K2 500x500



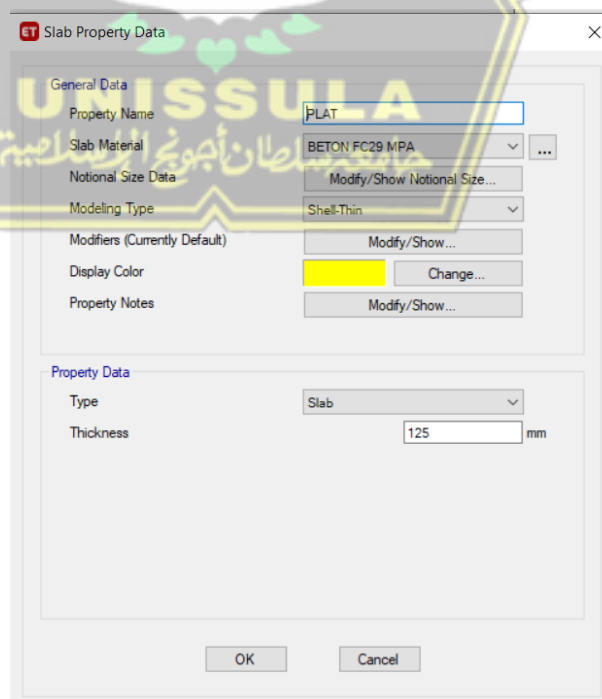
Gambar 4.9 Input Kolom Induk K3 300x300



Gambar 4.10 *Input Stiffness Modification factors*

3) Data Pelat

Adapun langkah dalam menginput data pelat ke aplikasi ETABS adalah *Define – Section Properties – Slab Section – Add New Property*



Gambar 4.11 Input Pelat Lantai 125 mm

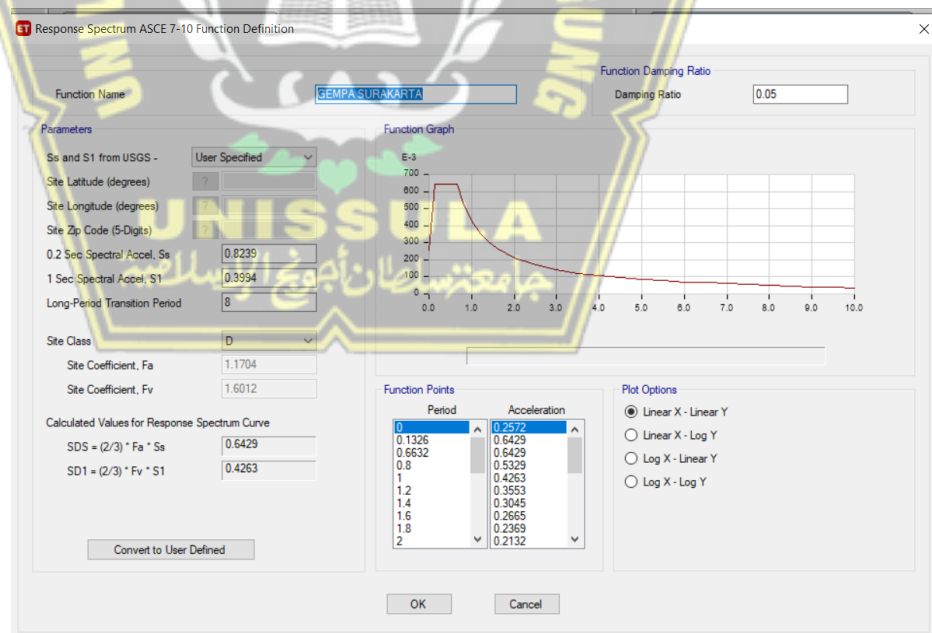
4.3.3 Input Beban Gempa Respons Spektrum

Beban gempa dihitung dengan periode ulang 500 tahun. Dalam menghitung beban gempa pada gedung perkuliahan ini menggunakan prosedur yang ada pada SNI 1726:2019. Adapun urutan langkah-langkahnya adalah sebagai berikut :

1. Mendapatkan nilai S_s dan S_1 dari Peta Hazard Periode gempa yang didapatkan dari website Desain Spektra Indonesia 2021
2. Memasukkan data untuk respons spektrum pada aplikasi ETABS v18, adapun langkahnya sebagai berikut :

Define – functions – respons spektrum – kemudian memasukkan data yang telah didapatkan dari website Desain Spektra Indonesia ke dalam *Respon spectrum function definition* .

Gambar 4.12 Penambahan Fungsi Respons Spektrum



3. Input beban gempa dari cara diatas ke dalam *Load Case* baik untuk X ataupun arah Y , untuk arah X *Load name* menggunakan U1, adapun untuk arah y menggunakan *Load name* U2 , adapun langkahnya sebagai berikut; *Define – Load case – Add new Case*

– *Load Case Type – Respons Spektrum* – Input sesuai perencanaan

Load Case Data

General

Load Case Name: Spec.Y

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	GEMPA SURAKARTA	2451.66

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, t_d:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Model Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Gambar 4.13 Penambahan *Load Case Data Respons Spektrum*

Load Case Data

General

Load Case Name: Spec.X

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	GEMPA SURAKARTA	2451.66

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, t_d:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Model Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Gambar 4.14 Penambahan *Load Case* Data Respons Spektrum

4.4 Formulasi Pembebanan Struktur

Pada perencanaan gedung yang bersangkutan, kombinasi pembebanan yang digunakan disesuaikan dengan standard SNI 1727:2019 Pasal 2.3.1 dan kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik SNI 1727 : 2019 pasal 2.3.6 yaitu sebagai berikut :

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $0,9D + 1,0W$
6. $1,2D + 1,0L \pm 1,0(\rho QE + 0,2 Sds.DL) \pm 0,3(\rho QE + 0,2 Sds.DL)$
7. $1,2D + 1,0L \pm 0,3(\rho QE + 0,2 Sds.DL) \pm 1,0(\rho QE + 0,2 Sds.DL)$
8. $0,9D \pm 1,0(\rho QE + 0,2 Sds.DL) \pm 0,3(\rho QE - 0,2 Sds.DL)$
9. $0,9D \pm 0,3(\rho QE + 0,2 Sds.DL) \pm 1,0(\rho QE - 0,2 Sds.DL)$

Pembebanan beban mati pada permodelan struktur terdiri dari beban sendiri struktur dan beban mati tambahan berupa beban luasan merata yang dibebankan pada plat lantai, dengan anggapan bahwa beban mati tambahan tersebut berupa beban *plafond* , *finishing* lantai, penggantung, dan beban mati lainnya.

Namun, untuk standar pembebanan beban hidup yang bekerja pada pelat lantai mengacu pada Tabel 4.3.1 SNI 1727:2019. Beban hidup yang digunakan berbeda-beda tergantung fungsi dari bangunan dan ruangan tersebut. Beban hidup merata yang digunakan dalam analisis struktur adalah sebagai berikut :

- | | |
|---------------------------------|-------------------------|
| 1. Ruang Pribadi dan koridornya | $= 1,92 \text{ KN/m}^2$ |
| 2. Koridor lantai 2 | $= 1,92 \text{ KN/m}^2$ |
| 3. Koridor lantai 2 keatas | $= 1,92 \text{ KN/m}^2$ |
| 4. Beban Finishing | $= 1,72 \text{ kN/m}^2$ |

4.5 Analisa Desain Seismik

Pembebanan seismik pada struktur gedung dianalisis menggunakan acuan peraturan SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung atau Non Gedung.

4.5.1 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Gedung yang direncanakan merupakan gedung yang difungsikan sebagai asrama atau ma'had. Berdasarkan Tabel 3 SNI 1726:2019 gedung ini dikelompokkan dalam kategori resiko IV dengan nilai faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1,50.

4.5.2 Klasifikasi Situs

SNI 1726:2019 mengenai klasifikasi situs nilai (N) dikategorikan sebagai Tanah Sedang (SD) dikarenakan $N > 50$. Parameter Respons Spektral Gempa Terpetakan (Nilai S_S dan S_I).

Tabel 4.4

Kedalaman	Tebal (di)	N-SPT	di/Ni
-2.5	2.5	6	0.416667
-5	2.5	19	0.131579
-7.5	2.5	20	0.125
-10	2.5	28	0.089286
-12.5	2.5	50	0.05
-15	2.5	60	0.041667
-17.5	2.5	60	0.041667
-20	2.5	60	0.041667
-22.5	2.5	60	0.041667
-25	2.5	60	0.041667
-27.5	2.5	60	0.041667
-30	2.5	60	0.041667

Total	30		1.104198
-------	----	--	----------

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{N_i}} = \frac{30}{1.104198} = 27,16904$$

Parameter respons tabel gempa desain dapat dicari menggunakan Aplikasi Desain Spektra Indonesia tahun 2021 yang tersedia pada laman resmi PUPR Indonesia dengan cara menginput koordinat atau nama kota yang akan dibangun dan hasil akan otomatis diperoleh. Nilai parameter respons tabel gempa desain pada lokasi Gedung Ma'had IAIN Surakarta akan ditunjukkan pada Tabel 4.4 berikut :

Tabel 4.5 Data Parameter Respon Spektral Terpetakan

Variable	Nilai
PGA	0.3587
Ss	0.8239
S1	0.3994

4.5.3 Parameter Respons Spektral Gempa Tertarget (Nilai S_{ms} dan S_{m1})

Nilai parameter spektrum respon percepatan gempa tertarget pada periode pendek (S_{ms}) dan periode 1 detik (S_{m1}) disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs dapat diperoleh menggunakan Aplikasi Desain Spektra Indonesia 2021 pada laman resmi Kementrian PUPR. Dengan menggunakan data koordinat dari lokasi gedung yang direncanakan pada laman tersebut dan dengan menentukan jenis tanahnya didapat nilai parameter respons spektral gempa tertarget ditunjukkan pada Tabel 4.5

$$\begin{aligned}
 S_{ms} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,704 \times 0,82 \\
 &= 0,960
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{m1} &= F_v \times S_{m1} \\
&= 1,900 \times 0,3994 \\
&= 0,765
\end{aligned}$$

Tabel 4.6 Data Parameter Respons Spektral Gempa Desain

Variable	Nilai
$S_{ms}(g)$	0,960
$S_{m1}(g)$	0,765

4.5.4 Parameter Respons Spektral Gempa Desain (Nilai S_{Ds} dan S_{D1})

Penentuan nilai parameter respons percepatan gempa desain pada periode pendek (S_{Ds}) dan periode 1 detik (S_{D1}) disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs dapat diperoleh menggunakan Aplikasi Desain Spektra Indonesia 2021 pada laman resmi Kementerian PUPR. Dengan menggunakan data koordinat dari lokasi gedung yang direncanakan padalaman tersebut dan dengan menentukan jenis tanahnya didapat nilai parameter respons spektral gempa tertarget ditunjukkan pada Tabel 4.6.

$$\begin{aligned}
S_{DS} &= \frac{2}{3} \times F_a \times S_s \\
&= \frac{2}{3} \times 1,1704 \times 0,8239 \\
&= 0,64 \\
S_{D1} &= \frac{2}{3} \times F_v \times S_1 \\
&= \frac{2}{3} \times 1,900 \times 0,3994 \\
&= 0,51
\end{aligned}$$

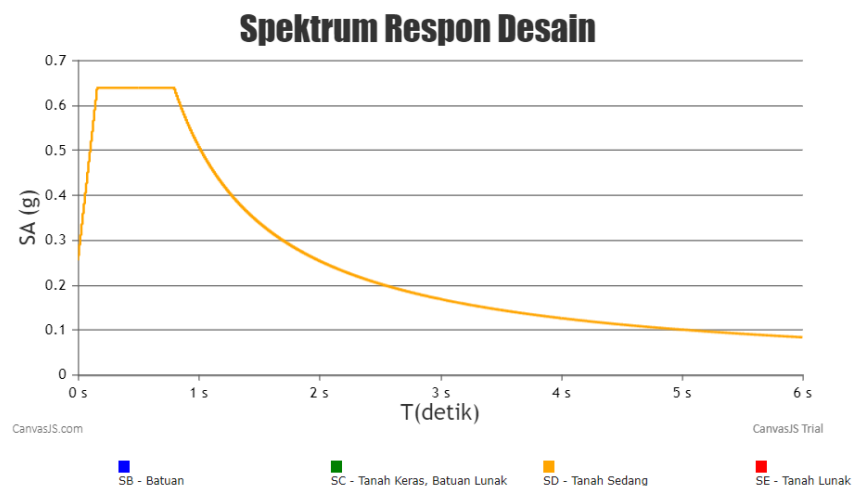
Tabel 4.7 Data Parameter Respons Spektral Desain

Variable	Nilai
$S_d s$	0,64
S_{d1}	0,51

4.5.5 Spektrum Respons Desain

Spektrum respon desain dapat dihitung dengan acuan Pasal 6.4 SNI 1726:2019. Nilai-nilai perioda yang dibutuhkan pada pembuatan spektrum response desain dapat dihitung menggunakan persamaan-persamaan yang terpadat pada SNI yang dimulai dari T_0 , T_s hingga perioda-perioda selanjutnya.

Spektrum respon dapat juga diperoleh secara otomatis melalui laman resmi yang disediakan Kementerian PUPR sehingga penentuan Spektrum Respons Desain dapat dilakukan secara otomatis. Nilai spektrum percepatan desain yang didapat dari laman tersebut ditampilkan dengan dibuat grafik hubungan antara periode dan respon percepatan gempa Grafik tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.15.



Gambar 4.15 Grafik Nilai Spektrum Respons Percepatan Desain

Website Resmi Kementerian Pekerjaan Umum.

Sumber : [http://Desain Spektra Indonesia \(pu.go.id\)](http://Desain Spektra Indonesia (pu.go.id))

4.5.6 Kategori Desain Seismik dan Sistem Gaya Gempa

Struktur yang ditetapkan harus memiliki suatu Kategori Desain Seismik yang sesuai dengan Tabel 8 dan 9 SNI 1726:2019. Berdasarkan penentuan sebelumnya, gedung yang direncanakan termasuk dalam Kategori Resiko IV dan memiliki nilai $S_{DS} \geq 0,5$ dan nilai $S_{D1} \geq 0,2$ sehingga penentuan Kategori Desain Seismik dapat menggunakan Tabel 9 dan 8 SNI 1726:2019. Dari Tabel tersebut akan diperoleh gedung ini termasuk dalam Kategori Desain Seismik D.

Sistem penahan gempa lateral dan vertikal dasar pada struktur gedung ini direncanakan memiliki penahan gaya seismik berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dari beton bertulang. Mengacu pada Tabel 12 mengenai faktor modifikasi respons dan pembesaran defleksi pada SNI 1726:2019 ditentukan bahwa koefisien modifikasi respons (R) = 8 dan faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5.

4.5.7 Perhitungan Pusat Massa Tiap Lantai

Perhitungan beban gempa pada struktur diperlukan penentuan nilai massa di setiap lantainya. Untuk perhitungannya bisa dengan cara manual.

Pelat	: Panjang x Lebar x Tebal Pelat x BJ
Balok	: B x H x Jumlah Panjang Balok x BJ
Kolom	: B x H x Jumlah Panjang Kolom x BJ
Dinding	: Panjang Dinding x Tinggi Dinding x BJ
Plafon	: Panjang Pelat x Lebar Pelat x BJ
ME	: Panjang pelat x Lebar Pelat x BJ

Beban LT Dasar

Pelat	= 30 x 20 x 0,125 x 2400	= 180000 Kg
Balok G1	= 0,3 x 0,7 x (6 x 13) x 2400	= 45864 Kg

$$\begin{aligned}
\text{Balok G2} &= 0,3 \times 0,6 \times (4 \times 20) \times 2400 = 34560 \text{ Kg} \\
\text{Balok G0} &= 0,35 \times 0,7 \times (6 \times 7) \times 2400 = 24696 \text{ Kg} \\
\text{Kolom K1} &= 0,6 \times 0,6 \times (24 \times 4) \times 2400 = 82944 \text{ Kg} \\
\text{Dinding} &= (4 \times 30 + 6 \times 20) \times 4 \times 200 = 192000 \text{ Kg} \\
\text{ME} &= 30 \times 20 \times 25 = 15000 \text{ Kg} \\
\text{Total} &= 589464 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Beban LT 1-5

$$\begin{aligned}
\text{Pelat} &= 30 \times 20 \times 0,125 \times 2400 = 180000 \text{ Kg} \\
\text{Balok G1} &= 0,3 \times 0,7 \times (6 \times 13) \times 2400 = 45864 \text{ Kg} \\
\text{Balok G2} &= 0,3 \times 0,6 \times (4 \times 20) \times 2400 = 34560 \text{ Kg} \\
\text{Balok G0} &= 0,35 \times 0,7 \times (6 \times 7) \times 2400 = 24696 \text{ Kg} \\
\text{Kolom K2} &= 0,5 \times 0,5 \times (24 \times 4) \times 2400 = 57.600 \text{ Kg} \\
\text{Dinding} &= (4 \times 30 + 6 \times 20) \times 4 \times 200 = 192000 \text{ Kg} \\
\text{Plafon} &= 30 \times 20 \times 24 = 6600 \text{ Kg} \\
\text{ME} &= 30 \times 20 \times 25 = 15000 \text{ Kg} \\
\text{Total} &= 570720 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Beban LT Atap

$$\begin{aligned}
\text{Pelat} &= 30 \times 20 \times 0,125 \times 2400 = 180000 \text{ Kg} \\
\text{Balok G1} &= 0,3 \times 0,7 \times (6 \times 13) \times 2400 = 45864 \text{ Kg} \\
\text{Balok G2} &= 0,3 \times 0,6 \times (4 \times 20) \times 2400 = 34560 \text{ Kg} \\
\text{Balok G0} &= 0,35 \times 0,7 \times (6 \times 7) \times 2400 = 24696 \text{ Kg} \\
\text{Kolom K2} &= 0,5 \times 0,5 \times (24 \times 4) \times 2400 = 57.600 \text{ Kg} \\
\text{Dinding} &= (4 \times 30 + 6 \times 20) \times 1 \times 200 = 48000 \text{ Kg} \\
\text{Plafon} &= 30 \times 20 \times 24 = 6600 \text{ Kg} \\
\text{ME} &= 30 \times 20 \times 25 = 15000 \text{ Kg} \\
\text{Total} &= 412320 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

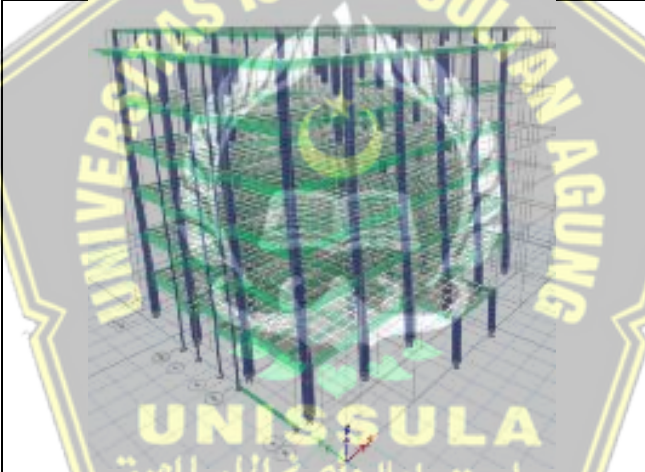
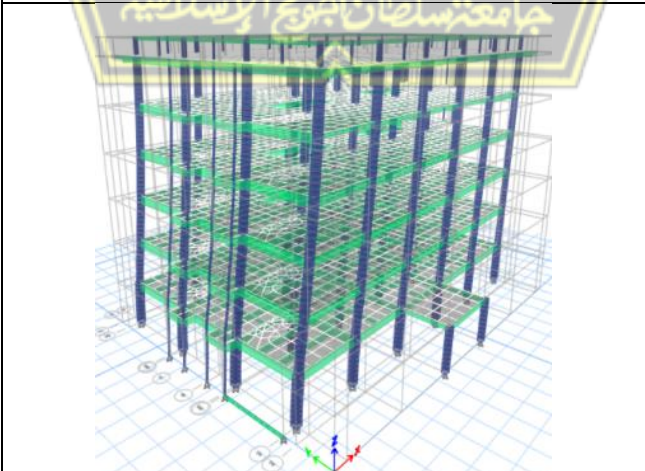
Tabel 4.8 Hasil Perhitungan Beban Tiap Lantai

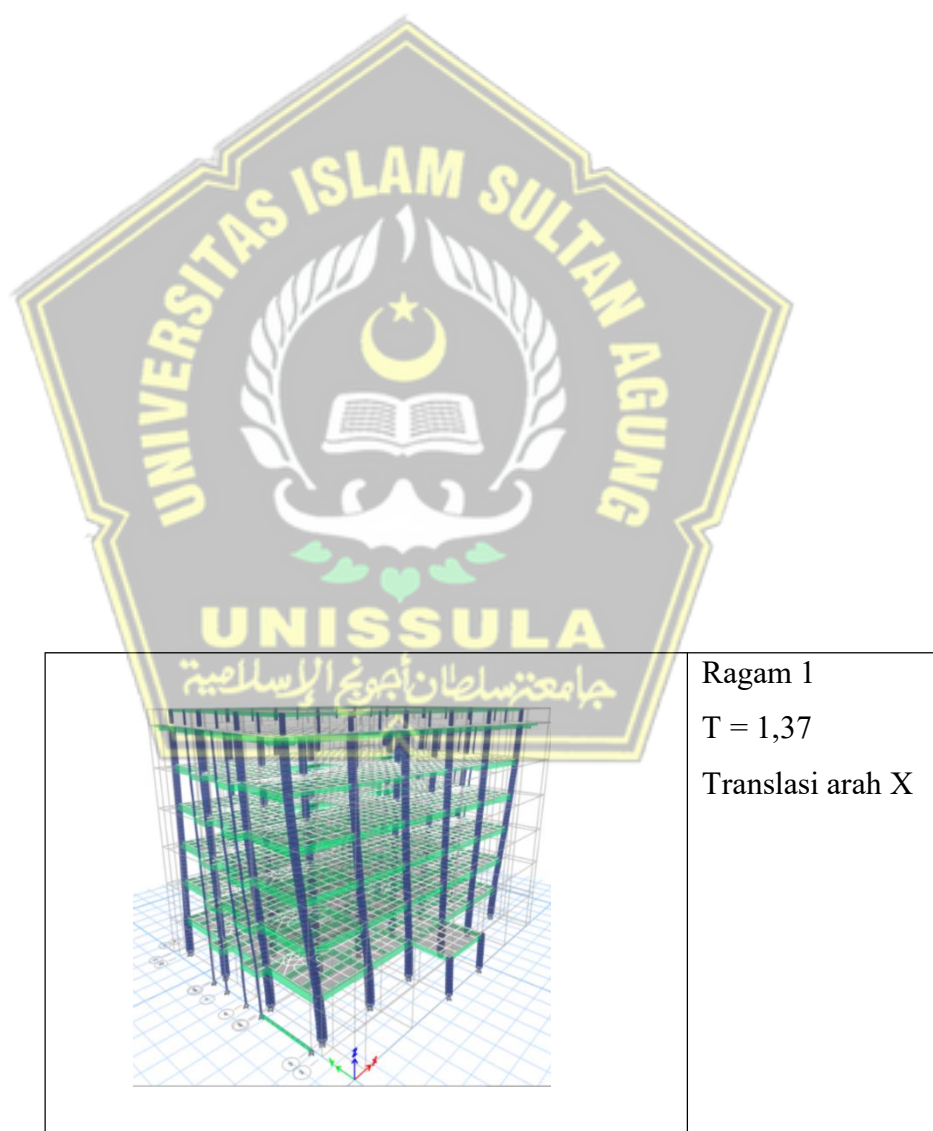
Lantai	Massa (kg)	Pusat Massa X (m)	Pusat Massa Y (m)
Lantai Atap	412320	16	11
Lantai 5	570720	16	11

Lantai 4	570720	16	11
Lantai 3	570720	16	11
Lantai 2	570720	16	11
Lantai 1	570720	16	11
Lantai Dasar	589464	16	11
TOTAL	3855384		

4.5.8 Analisis Dinamis Getaran

Analisa dinamis getaran bebas akibat gempa dilakukan dengan bantuan *software* ETABS dan menunjukkan ragam gempa yang terjadi. Bentuk ragam yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 4.8.

	Ragam 2 $T = 1,3$ Translasi Arah Y
	Ragam 3 $T = 1,28$ Rotasi Z



Tabel 4.9 Menampilkan bentuk ragam dan periode getar ETABS

4.5.9 Kontrol Hasil Analisa Dinamik Gempa

1. Kontrol Bentuk Ragam dan Partisipasi Massa Bangunan

Pada SNI 1726;2019 Pasal 7.9.1 jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam harus mencakup partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 100% dari massa aktual dalam masing-masing arah horisontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Berikut ini adalah hasil partisipasi massa dari hasil analisis ETABS yang ditunjukkan pada Tabel 4.9



Tabel 4.10 Nilai Hasil Partisipasi Massa Bangunan

Ragam	Periode (detik)	UX (%)	UY (%)	RZ(%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum RZ (%)
1	1.377	0.000007	0.7886	0.0022	0.000007448	0.7886	0.0022
2	1.306	0.0952	0.0019	0.6938	0.0952	0.7905	0.6961
3	1.287	0.6997	0.0002	0.0979	0.7949	0.7906	0.7939
4	0.461	0	0.1024	0	0.7949	0.893	0.7939
5	0.436	0.0608	0.0000034	0.0424	0.8556	0.893	0.8364
6	0.431	0.0405	0.0000052	0.0594	0.8962	0.893	0.8958
7	0.273	5.593007	0.0433	0.00003622	0.8962	0.9364	0.8958
8	0.26	0.0407	0.0000075	0.0028	0.9369	0.9364	0.8986
9	0.253	0.002	0.0001	0.0407	0.9389	0.9364	0.9393
10	0.196	0	0.0284	0.000003884	0.9389	0.9648	0.9393
11	0.189	0.027	0	0.0005	0.9659	0.9648	0.9398
12	0.18	0.0002	7.322E-07	0.0267	0.9661	0.9648	0.9665
13	0.15	0.000002	0.0216	0.00001053	0.9661	0.9864	0.9665
14	0.148	0.0211	0.0000029	0.0002	0.9871	0.9864	0.9667
15	0.139	0.000031	0.0001	0.02	0.9872	0.9865	0.9868
16	0.131	0.0003	0.0132	0.0001	0.9874	0.9997	0.9868
17	0.131	0.0124	0.0003	0.00002135	0.9998	1	0.9869
18	0.122	0.0002	0.0000007	0.0131	1	1	1
19	0.07	0	0	0	1	1	1
20	0.07	0	0	0	1	1	1

Dari Tabel 4.9 terlihat bahwa bangunan memiliki partisipasi massa yang di syaratkan berada pada modal ke 20 dengan modal yang ditinjau sebanyak 20 modal.

2. Kontrol Periode Fundamental Struktur

Nilai waktu fundamental struktur awal bangunan (T_a) yang didapatkan dari hasil analisis model program struktur tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung dari Tabel 17 SNI 1726:2019 dan periode fundamental pendekatan T_a yang ditentukan dari Persamaan (36) SNI 1726:2019 dimana tinggi struktur (h_n) adalah 24 m dan nilai C_t dan x dapat diperoleh dari Tabel 18 SNI 1726:2019 sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

$$C_t = 0,0488 \text{ (untuk rangka beton pemikul momen)}$$

$$x = 0,75 \text{ (untuk rangka beton pemikul momen)}$$

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \cdot h_n^x \\ &= (0,0488) \times (24)^{0,75} = 0,529 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan pada SNI 1726:2019 , periode getar struktur (T) tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan pada periode getar yang dihitung (C_u), seperti tertera pada Tabel 17 SNI 1726:2019 didapat nilai sebagai berikut ;

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,529 \\ &= 0,7406 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dari Tabel 4.9 didapatkan nilai periode arah X dan arah Y berdasarkan partisipasi massa terbesar yang terjadi pada ragam 1 dan 2 adalah.

$$T_{cx} = 1.238 \text{ detik} > T_{\max} = 0,7843$$

$$T_{cy} = 1.238 \text{ detik} > T_{\max} = 0,7843$$

Karena periode getar struktur gedung yang didapat dari hasil perhitungan lebih besar dari T_{max} , maka perhitungan menggunakan nilai T_{max} .

3. Kontrol Gaya Geser

$$V = C_s \times W_{total}$$

$$V = 0.14 \times 3855384$$

$$V = 539.754 \text{ kN}$$

Perhitungan Nilai Gaya Geser dasar dihitung berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1 dengan menghitung nilai koefisien respons seismik (C_s) terlebih dahulu sebagai berikut :

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,64}{\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,14g$$

$$C_{s \max} = \frac{S_{ds}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,64}{\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,0883g$$

$$C_{s \min} = 0,044 \cdot S_{ds} \cdot I_e = 0,044 \cdot 0,64 \cdot 1,5 = 0,0422g$$

Nilai yang dihasilkan menunjukkan C_s melebihi $C_{s \max}$ dan $C_{s \min}$ maka digunakan adalah $C_s = 0,14 g$. Perhitungan gaya geser dasar seismik statik yang dihasilkan ETABS didapatkan nilai yang ditampilkan pada Tabel 4.10.

Perhitungan gaya geser seismik statik yang dihasilkan ETABS Tidak boleh diambil kurang dari 100% sebagai persyaratan nominal dan perhitungan gaya geser dasar seismik dinamik yang dihasilkan ETABS didapatkan nilai pada Tabel. 4.11.

Tabel 4.11 *Output Gaya Geser Dasar Dinamik (Arah X)*

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	M		kN	kN
Lantai Atap	24	Top	0.0293	16.8974
Lantai 5	20	Top	3.145	1457.835
Lantai 4	16	Top	7.1745	3211.587
Lantai 3	12	Top	10.9139	4505.413
Lantai 2	8	Top	14.1308	5605.086
Lantai 1	4	Top	16.0347	6451.26
Lantai Dasar	0	Top	16.9608	6918.805

Tabel 4.12 *Output Gaya Geser Dasar Dinamik (Arah Y)*

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	M		kN	kN
Lantai atap	24	Top	-12.5014	-12.5014
Lantai 6	20	Top	-1242.295	-1242.295
Lantai 5	16	Top	-3168.3641	-3168.3641
Lantai 4	12	Top	-4671.28	-4671.28
Lantai 3	8	Top	-5847.1026	-5847.1026
Lantai 2	4	Top	-6568.2362	-6568.2362
Lantai Dasar	0	Top	-6918.2042	-6918.2042

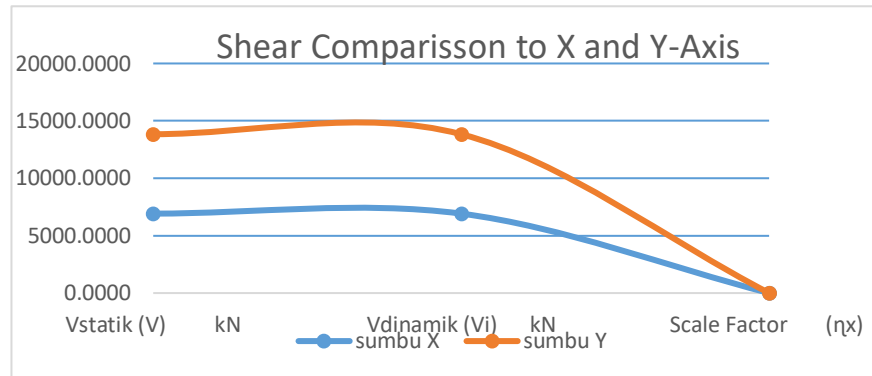
Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, hasil akhir gaya geser dinamikstruktur terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam satu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 100% dari nilai respons ragam pertama atau dapat disimpulkan,
 $V_{dinamik} \geq 100\% V_{statik}$ (4.5)

Perbandingan antara $V_{dinamik}$ dan 100 % V_{statik} ditunjukkan pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13 Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

	V_{statik} (V) kN	$V_{dinamik}$ (Vi) kN	Scale Factor (η_x)
Sumbu X	6918.2042	6918.2587	1.0000
Sumbu Y	6918.204	6918.2042	0.9999

Nilai $V_{dinamik}$ sudah memenuhi dari 100 % V_{statik} , sehingga tidak dilakukan pembesaran gaya gempa. Dengan itu di dapat diagram seperti Gambar 4.16



Gambar 4.16 *Shear Comparisson to X and Y Axis*

4.6 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur Horisontal dan Vertikal

4.6.1 Ketidakberaturan Horisontal

Berdasarkan SNI 1726:2019 , tipe ketidakberaturan torsi 1a dan torsi 1b ditentukan berdasarkan defleksi maksimum (δ_{max}), defleksi minimum (δ_{min}), dan defleksi rata-rata (δ_{avg})

$\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg}$	= tanpa ketidakberaturan torsi
$1,2 \delta_{avg} < \delta_{max} < 1,4 \delta_{avg}$	= ketidakberaturan torsi 1a
$\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$	= ketidakberaturan 1b

Tabel 4.14 Pengecekan ketidakberaturan horizontal torsi arah x

Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Status	
							1a	1b
ATAP	Static Ey	LinStatic	Y	3.221	3.166	1.017	OK	OK
LT6	Static Ey	LinStatic	Y	9.001	8.994	1.001	OK	OK
LT5	Static Ey	LinStatic	Y	14.78	14.722	1.004	OK	OK
LT4	Static Ey	LinStatic	Y	21.436	21.272	1.008	OK	OK
LT3	Static Ey	LinStatic	Y	26.379	26.196	1.007	OK	OK
Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Status	
							1a	1b
LT2	Static Ey	LinStatic	Y	27.552	27.374	1.007	OK	OK
ATAP	Static Ex	LinStatic	X	0.199	0.195	1.024	OK	OK
LT6	Static Ex	LinStatic	X	7.474	7.428	1.006	OK	OK
LT5	Static Ex	LinStatic	X	12.766	12.671	1.007	OK	OK
LT4	Static Ex	LinStatic	X	18.538	18.387	1.008	OK	OK
LT3	Static Ex	LinStatic	X	22.937	22.737	1.009	OK	OK
LT2	Static Ex	LinStatic	X	24.409	24.222	1.008	OK	OK
LT1	Static Ex	LinStatic	X	12.055	11.988	1.006	OK	OK

Tabel 4.15 Pengecekan ketidakberaturan horizontal torsi arah Y

4.6.2 Ketidakberaturan Vertikal

4.6.2.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan Tingkat lunak didefinisikan jika ada suatu tingkat kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Berikut ini tabel perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak :



Tabel 4.16 Pengecekan ketidakberaturan vertikal arah X dan Y

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
7	64259.369	OK	646391.5	OK
6	167254.348	OK	675736.7	OK
5	250044.726	OK	716145	OK
4	254058.213	OK	792565.4	OK
3	257157.85	OK	933296.5	OK
2	271169.51	OK	1280144	OK
1	577115.932	OK	2503147	OK

4.7 Kontrol Simpangan

Kriteria pernyataan simpangan mengacu pada SNI 1726-2019 dengan faktor-faktorsebagai berikut :

- Faktor pembesaran defleksi (C_d) untuk SRPMK = 5,5 (Tabel 12, SNI 1726-2019)
- Faktor Keutamaan gempa (I_e) = 1,5 (Tabel 4, SNI 1726-2019)
- Faktor redundansi untuk gedung dengan Kategori Desain Seismik (KDS) D adalah
 $\rho = 1,3$ (Pasal 7.3.4.2 1726:2019)
- Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin. Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.12.1 , simpangan antarlantai tingkat ijin untuk gedung dengan kategori resiko IV adalah $(0,01) \times H$, dimana H adalah tinggi tingkat.

- Menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6, Simpangan antar lantai dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut :

$$\text{Simpangan antar lantai} = (\Delta n - \Delta i)$$

Berdasarkan analisis *software* ETABS didapat simpangan arah X dan Y yang ditampilkan Tabel 4.17 dan Tabel 4.18

Tabel 4.17 Besaran Simpangan Antar Lantai Struktur arah X

<i>Story</i>	<i>Hsx</i>	<i>h</i>	Δe	Δ	<i>o ijin</i>	ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
LT 6	84.628	4000	6.385	35.1175	40	OKE
LT 5	73.486	4000	11.142	61.281	40	OKE
LT 4	56.856	4000	16.63	91.465	40	OKE
LT 3	35.491	4000	21.365	117.508	40	OKE
LT 2	11.903	4000	23.588	129.734	40	OKE
LT 1	91.013	4000	11.903	65.4665	40	OKE

Tabel 4.18 Besaran Simpangan Antar Lantai Struktur arah Y

Story	<i>hsx</i>	<i>H</i>	Δe	Δ	Δ ijin	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
LT 6	104.031	4000	7.763	42.6965	40	OKE
LT 5	96.268	4000	12.812	70.466	40	OKE
LT 4	83.456	4000	19.357	106.464	40	OKE
LT 3	64.099	4000	24.443	134.437	40	OKE
LT 2	39.656	4000	26.518	145.849	40	OKE
LT 1	13.138	4000	13.138	72.259	40	OKE

4.8 Pengecekan *P*-Delta

Pengecekan *P*-delta berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.7, untuk nilai θ merupakan acuan dalam menentukan kestabilan bangunan terhadap *P*-delta. Nilai θ maksimum dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots \dots \dots (4.5)$$

Keterangan :

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat $-x$ (kN); bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0;

Δ = Simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 0, terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2. V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan $x-1$ (kN) h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat x , (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 4.12

Jika nilai θ lebih kecil dari nilai θ maks, maka pengaruh *P*-delta bisa diabaikan. Nilai θ maksimum dihitung dengan rumus :

$$\phi_{max} = \frac{0,5}{\beta c_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots(4.6)$$

Tabel 4.19 Pengecekan *P*-Delta arah *X*

P DELTA Arah Y											
P-DELTA Arah Y											
Story	Hsx		Δi		P		Vy		θ	θ max	ket
	(mm)		(mm)		(kN)		(kN)				
LT 6	10.363		11.800		4320.811		1457.835		0.0035	0.1000	STABIL
LT 5	17.177	17.177	14097.33		3154.653		0.0077		0.1000	STABIL	
LT 5	17.177		18.720		14097.33		3211.587		0.0082	0.1000	STABIL
LT 4	25.170	25.170	24000.54		4489.729		0.0135		0.1000	STABIL	
LT 4	25.170		27.190		24000.54		4505.413		0.0145	0.1000	STABIL
LT 3	31.577	31.577	34654.47		5622.974		0.0195		0.1000	STABIL	
LT 3	31.577		33.947		34654.47		5605.086		0.0210	0.1000	STABIL
LT 2	34.313	34.313	45067.27		6468.669		0.0239		0.1000	STABIL	
LT 2	34.313		36.247		45067.27		6451.26		0.0253	0.1000	STABIL
LT 1	17.163	17.163	55915.05		6918.259		0.0139		0.1000	STABIL	
LT 1	17.163		17.780		55915.05		6918.805		0.0144	0.1000	STABIL

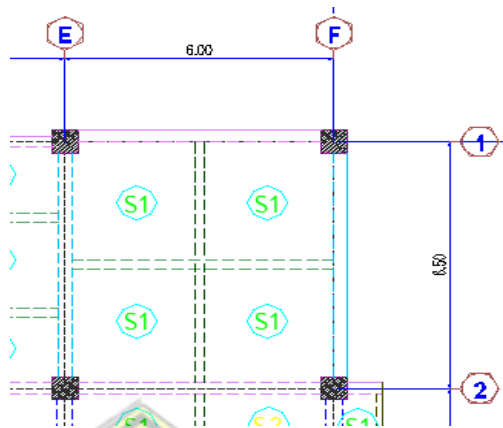
Tabel 4.20 Pengecekan *P*-delta arah *Y*

4.9 Perancangan Pelat

4.9.1 Perancangan Pelat Lantai

Pelat lantai yang diambil sebagai contoh perhitungan adalah pelat lantai 2, langkah-langkah perencanaan pelat adalah sebagai berikut :

1. Penentuan tipe Plat



Gambar 4.18 Tipe Pelat

$$L_x = 6,5$$

$$L_y = 6m$$

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,5}{6} = 1,1$$

Menurut hasil perhitungan diatas, $\beta < 2$, maka pelat merupakan pelat dua arah

2. Analisa Pembebanan

a. Beban Mati

$$\text{Berat sendiri} : 0,125 \times 24 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat keramik tebal 1 cm} = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi} : 4 \times 0,21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafond} = 0,063 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat mekanikal dan elektrikal} = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plumbing} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total } q_d = 4,7 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup pada gedung asrama: } q_l = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban Ultimate Rencana

$$\begin{aligned} 1,2 q_d + 1,6 q_l &: = 1,2 (4,7) + 1,6 (1,92) \\ &= 8,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3. Penentuan Nilai Momen

Konfigurasi tipe pelat segi empat menumpu pada keempat tepinya sesuai dengan standar sebagai berikut :

- Jepitan penuh terjadi apabila penampang pelat diatas tumpuan tidak berputar akibat pembebanan karena tepi-tepi pelat satu kesatuan monolit dengan balok pemikul.
- Apabila suatu tepi pelat merupakan satu kesatuan monolit dengan balok tepi, maka untuk menghitung momen-momen lapangan dalam pelat tepi tersebut harus dianggap sebagai tepi yang terletak bebas.

Pelat bagian tengah didesain terjepit penuh dan pelat tepi didesain terjepit bebas pada bagian tepi pelat. Rumus perhitungan momen plat sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \times W_u \times L_x^2 \times \text{koef}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times W_u \times L_y^2 \times \text{koef}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times W_u \times L_x^2 \times \text{koef}$$

$$M_{ty} = -0,001 \times W_u \times L_y^2 \times \text{koef}$$

Nilai momen yang terjadi pada pelat yang dihitung berdasarkan rumus menghasilkan nilai pada Tabel 4.21.

Lantai	Momen (kN.m)
--------	--------------

Pelat S1	$M_{lx} = 9,1$
	$M_{ly} = 6,5$
	$M_{tx} = 21,6$
	$M_{ty} = 16,5$

Tabel 4.21 Momen Pelat Lantai yang Ditinjau

4. Desain Penulangan Pelat

Data perencanaan yang digunakan dalam perencanaan yang ditinjau kali ini adalah sebagai berikut :

- Mutu baja tulangan, f_y = 420 MPa
- Mutu beton, f'_c = 30 MPa
- Tebal pelat, h = 125 mm
- Tebal selimut beton, p = 20 mm
- Tulangan yang digunakan, D = D – 10
- Tinggi efektif arah x, d_x = $h - p - D/2$
 $= 125 - 20 - 10/2$
 $= 100 \text{ mm}$
- Tinggi efektif arah y, d_y = $h - p - D - D/2$
 $= 125 - 20 - 10 - 10/2$
 $= 90 \text{ mm}$

Langkah-langkah perhitungan untuk pelat adalah sebagai berikut :

a. Mencari batasan rasio tulangan ($\rho_{min} - \rho_b - \rho_{max}$)

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85x f_c'}{f_y} \times \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times 1,1 \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,039\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,029\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= 1,4 / F_y \\ &= 1,4 / 420 = 0,0033\end{aligned}$$

b. Desain Penulangan Pelat lantai arah x

1. Mencari rasio tulangan (p)

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

Lebar pelat (b) untuk perhitungan diambil per 1000 mm

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{21,6 \times 10^6}{0,9(1000)(100)^2} = 2,4$$

$$P = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0,006$$

Diketahui p melebihi p_{min} maka memenuhi

2. Mengecek tulangan yang didesain

$$A_{smin} = p b d x = 0,006(1000)(100) = 601 \text{ mm}^2$$

Dicoba tulangan yang akan dipasang yaitu D10-150 mm

$$A_s \text{ pakai} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \frac{\text{lebar pelat}}{\text{jarak}} = \frac{1}{4} \pi 12^2 \frac{1000}{150} = 753,9$$

$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ min} \rightarrow \text{OK}$

- c. Nilai regangan (ε) dan faktor reduksi (ϕ) pelat arah x nilai a , c dan regangan (ε) dihitung sebagai berikut:

$$a = \frac{753,9 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 12,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{12,4}{0,705} = 17,6 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{100 - 17,6}{17,6} \times 0,003 = 0,014 \text{ mm}$$

karena $\varepsilon_s = 0,014 > 0,005$ maka penampang termasuk ke dalam terkendali Tarik dengan faktor reduksi (ϕ) = 0,9

- d. Momen nominal (M_n) arah x

$$\begin{aligned} M_n &= 753,9 \times 420 \times \left(100 - \frac{12,4}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 29,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 29,7 = 26,7 ; 26,7 \text{ kNm} > 21,6 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK}$$

- e. Desain penulangan pelat arah y

1. Mencari rasio tulangan (p)

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

Lebar pelat (b) untuk perhitungan diambil per 1000 mm

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{16,9 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times (100)^2} = 1,8$$

$$P = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0,004$$

Diketahui p melebihi $p_{\min}$ maka memenuhi

2. Mengecek tulangan yang di desain

$$\begin{aligned} A_s \min &= p \cdot b \cdot d_y \\ &= 0,004 \cdot (1000) \cdot (90) = 400,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba ulang yang akan dipasang yaitu D10-150

$$A_s \text{ pakai} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \frac{\text{lebar pelat}}{\text{jarak}} = \frac{1}{4} \pi 10^2 \frac{1000}{150} = 523,6$$

$$A_s \text{ pakai} > A_s \min \rightarrow \text{OK}$$

- f. Nilai regangan (ϵ) dan faktor reduksi (ϕ) pelat arah y nilai a, c dan regangan (ϵ) dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} a &= \frac{523,6 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 8,624 \text{ mm} \\ c &= \frac{8,624}{0,705} = 12,23 \\ \epsilon_s &= \frac{100 - 12,23}{12,23} \times 0,003 = 0,021 \end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s = 0,021 > 0,005$ maka penampang termasuk ke dalam terkendali Tarik dengan faktor reduksi (ϕ) = 0,9

- g. Momen nominal (M_n) arah y

$$\begin{aligned} M_n &= 523,6 \times 420 \times \left(90 - \frac{8,624}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 18,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 18,8 = 16,9 \text{ kNm} > 16,5 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK}$$

- h. Syarat jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S_x &= 150 \leq 3 \times \text{tebal pelat} \\ &= 3 \times 125 = 375 \text{ mm (terpenuhi)} \end{aligned}$$

$$S_x = 150 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm (terpenuhi)}$$

$$S_y = 150 \text{ mm} \leq 3 \times \text{tebal pelat}$$

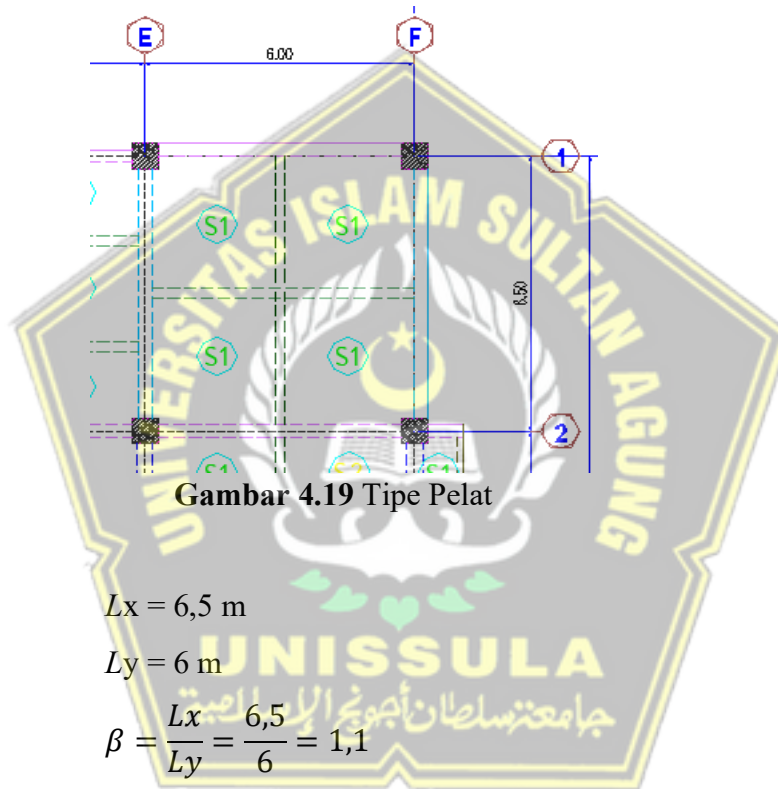
$$= 3 \times 125 = 375 \text{ mm (terpenuhi)}$$

$$S_y = 150 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm (terpenuhi)}$$

4.9.2 Perancangan Pelat Atap

Pelat atap yang ditinjau adalah sebagai contoh perhitungan adalah pelat dari dak yaitu S1, Langkah-langkah perencanaan pelat adalah sebagai berikut :

1. Penentuan Tipe Pelat



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

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

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,5}{6} = 1,1$$

Menurut hasil perhitungan diatas $\beta < 2$, maka pelat merupakan pelat dua arah

2. Analisa Pembebanan

a. Beban Mati

$$\text{Berat sendiri} : 0,125 \times 24 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat aspal} : 4 \times 0,28 = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafond} = 0,063 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat mekanikal dan elektrik} = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plumbing} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total } q_d = 4,6 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup pada atap gedung : } q_l = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban Ultimate Rencana

$$\begin{aligned} 1,2 q_d + 1,6 q_l &= 1,2(4,6) + 1,6(0,96) \\ &= 7,06 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3. Penentuan Nilai Momen

. Konfigurasi tipe pelat segi empat menumpu pada keempat tepinya sesuai dengan standar sebagai berikut,

- Jepitan penuh terjadi apabila penampang pelat diatas tumpuan tidak berputar akibat pembebanan karena tepi-tepi pelat satu kesatuan monolit dengan balok pemikul.
- Apabila suatu tepi pelat merupakan satu kesatuan monolit dengan balok tepi, maka untuk menghitung momen-momen lapangan dalam pelat tepi tersebut harus dianggap sebagai tepi yang terletak bebas.

Pelat bagian tengah didesain terjepit penuh dan pelat tepi didesain terjepit bebas pada bagian tepi pelat. Rumus perhitungan momen plat sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \times W_u \times L_x^2 \times \text{koef}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times W_u \times L_y^2 \times \text{koef}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times W_u \times L_x^2 \times \text{koef}$$

$$M_{ty} = -0,001 \times W_u \times L_y^2 \times \text{koef}$$

Nilai momen yang terjadi pada pelat yang dihitung berdasarkan rumus menghasilkan nilai pada tabel Tabel 4.26

Tabel 4.22 Momen Pelat Atap yang Ditinjau

Lantai	Momen (kN.m)
Pelat S1	$M_{lx} = 9,1$
	$M_{ly} = 6,5$
	$M_{tx} = 21,6$
	$M_{ty} = 16,5$

4. Desain Penulangan Pelat

Data perencanaan yang digunakan dalam perencanaan yang ditinjau kali ini adalah sebagai berikut,

- Mutu baja tulangan, $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Mutu beton, $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- Tebal pelat, $h = 125 \text{ mm}$
- Tebal selimut beton, $p = 20 \text{ mm}$
- Tulangan yang digunakan, $D = D - 10$
- Tinggi efektif arah x , $d_x = h - p - D/2$
 $= 125 - 20 - 10/2 = 100 \text{ mm}$
- Tinggi efektif arah y , $d_y = h - p - D - D/2$
 $= 125 - 20 - 10 - 10/2 = 90 \text{ mm}$

Langkah-langkah perhitungan untuk pelat adalah sebagai berikut :

- a. Mencari batasan rasio tulangan (ρ_{min} - ρ_b - ρ_{max})

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times 1,1 \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 &= 0,039
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= 0,029 \\
 P_{min} &= 1,4/F_y \\
 &= 1,4/420 = 0,0033
 \end{aligned}$$

b. Desain penulangan Pelat lantai arah X

1. Mengecek rasio tulangan (p)

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

Lebar pelat (b) untuk perhitungan diambil per 1000 mm

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{21,6 \times 10^6}{0,9(1000)(100)^2} = 2,4$$

$$P = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0,006$$

Diketahui p melebihi p_{min} maka memenuhi

2. Mengecek tulangan yang didesain

$$A_{smin} = p b d x = 0,006(1000)(100) = 601 \text{ mm}^2$$

Dicoba tulangan yang akan dipasang yaitu D10-150 mm

$$A_s \text{ pakai} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \frac{\text{Lebar pelat}}{\text{jarak}} = \frac{1}{4} \pi 12^2 \frac{1000}{150} = 753,9$$

$A_s \text{ pakai} > A_{smin} \rightarrow \text{OK}$

c. Nilai regangan (ϵ) dan faktor reduksi (ϕ) pelat arah x nilai a, c dan regangan (ϵ) dihitung sebagai berikut:

$$a = \frac{753,9 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 12,4$$

$$c = \frac{12,4}{0,705} = 17,6$$

$$\epsilon_s = \frac{100 - 17,6}{17,6} \times 0,003 = 0,014$$

Karena $\epsilon_s = 0,014 > 0,005$ maka penampang termasuk ke

dalam kendali Tarik dengan faktor reduksi (ϕ) = 0,9

d. Momen nominal (M_n) arah x

$$M_n = 753,9 \times 420 \times \left(100 - \frac{12,4}{2}\right) \times 10^{-6} = 29,7 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 29,7 = 26,7; 26,7 \text{ kNm} > 21,6 \text{ kNm} \rightarrow OK$$

e. Desain penulangan pelat arah y

1. Mencari rasio tulangan (p)

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

Lebar pelat (b) untuk perhitungan diambil per 1000 mm

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{16,9 \times 10^6}{0,9 \times 1000 (100)^2} = 1,8$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0,004$$

Diketahui p melebihi p_{min} maka memenuhi

2. Mengecek tulangan yang di desain

$$A_s \text{ min} = \rho b d_y = 0,004 (1000) (90) = 400,4 \text{ mm}^2$$

Dicoba tulangan yang akan dipasangkan yaitu D10- 150

$$A_s \text{ min} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2\right) \frac{\text{Lebar pelat}}{\text{jarak}} = \frac{1}{4} \pi 10^2 \frac{1000}{150} = 523,6$$

$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ min} \rightarrow OK$$

f. Nilai regangan (ϵ) dan faktor reduksi (ϕ) pelat arah y nilai a, c dan regangan (ϵ) dihitung sebagai berikut :

$$a = \frac{523,6 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 8,624$$

$$c = \frac{8,624}{0,705} = 12,23$$

$$\epsilon_s = \frac{100 - 12,23}{12,23} \times 0,003 = 0,021$$

Karena $\epsilon_s = 0,021 > 0,005$ maka penampang termasuk

kedalam kendali Tarik dengan faktor reduksi (ϕ) = 0,9

g. Momen nominal (M_n) arah y

$$M_n = 523,6 \times 420 \times \left(90 - \frac{8,624}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 18,8 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 18,8 = 16,9 \text{ kNm} > 16,5 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK}$$

h. Syarat jarak antar tulangan

$$S_x = 150 \leq 3 \times \text{tebal pelat}$$

$$= 3 \times 125 = 375 \text{ mm (terpenuhi)}$$

$$S_x = 150 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm (terpenuhi)}$$

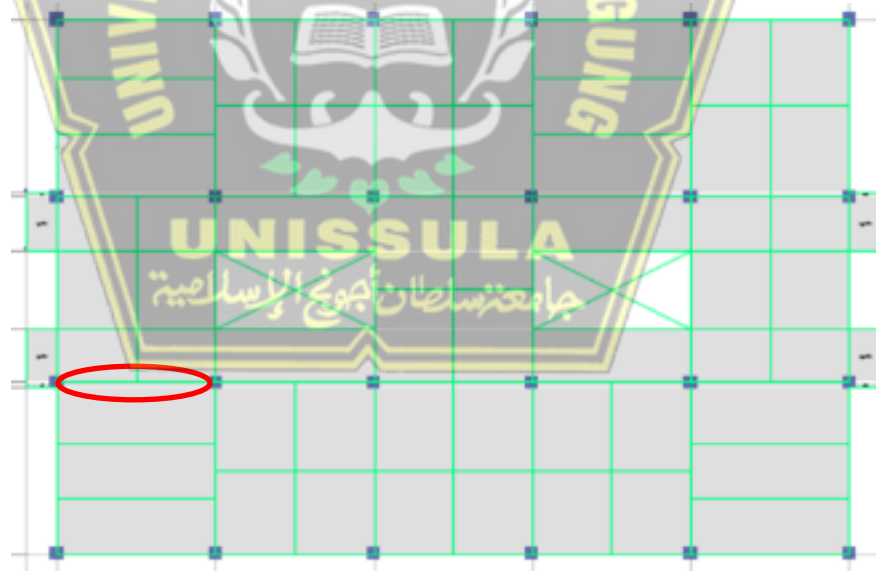
$$S_y = 150 \text{ mm} \leq 3 \times \text{tebal pelat}$$

$$= 3 \times 125 = 375 \text{ mm (terpenuhi)}$$

$$S_y = 150 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm (terpenuhi)}$$

4.10 Perancangan Balok

Perhitungan balok induk pada bangunan dilakukan dengan menghitung salah satu elemen balok. Balok induk yang ditinjau adalah sebagai berikut :



Gambar 4.20 Balok Induk

a. Balok induk

Data perencanaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Mutu baja tulangan, f_y = 420 MPa

2. Mutu beton, f'_c = 30 MPa
3. Tinggi balok, H = 600 mm
4. Lebar balok, B = 300 mm
5. Tebal selimut beton, p = 40 mm
6. Tulangan utama, D = D – 16
7. Tulangan Sengkang, D_s = D – 10
8. $d' = p + D_s + D/2 = 40 + 10 + 16/2 = 58$ mm
9. Tinggi efektif arah, d = $H - p - D_s - D/2$
 $= 600 - 40 - 10 - 16/2$
 $= 524$

Dimensi balok induk yang direncanakan sebagai berikut :

1. Persyaratan Lentur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

a. Kontrol dimensi

$$B/H > 0,3$$

$$300/600 > 0,3$$

$$0,5 > 0,3$$

Lebar balok (b_w) 300 mm lebih dari syarat minimal yaitu 250 mm dan kurang dari 0,75 lebar kolom (600 mm), sehingga syarat dimensi balok terpenuhi.

b. Kontrol tekan aksial

$$P_u < 0,1 A_g F'_c$$

$$12000 < 0,1 \cdot 300 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot 30 \text{ MPa}$$

$$12000 < 540000 \text{ N}$$

P_u yang didapat hasil perhitungan *software* ETABS lebih kecil dari gaya normal yang disyaratkan, sehingga komponen struktur di rencanakan sebagai elemen lentur/balok.

c. Kontrol geometri

Bentang bersih balok tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektif balok.

$$\begin{aligned}\text{Bentang bersih } (l_n) &= 6000 - (2 \times \frac{1}{2} \times 500) \\ &= 5500 \text{ mm}\end{aligned}$$

Persyaratan,

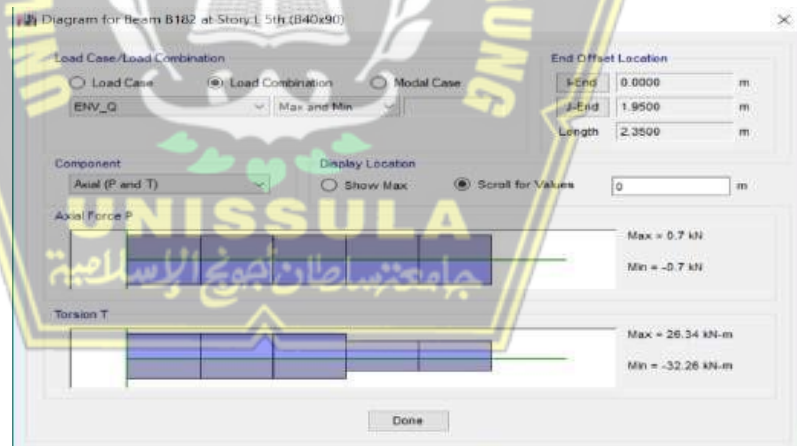
$$l_n > 4 \times d$$

$$5500 > 4 \times 542 \text{ mm}$$

$$7100 > 2168 \text{ mm}$$

Syarat bentang bersih minimum elemen lentur terpenuhi, karena jika bentang terlalu pendek maka potensi terjadinya sendi plastis akan semakin mudah.

2. Desain tahanan Torsi



Gambar 4.21 Nilai torsi pada ETABS

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan nilai torsi yang terjadi $T_u = 23,5671 \text{ kN.m}$

a. Cek Kapasitas Torsi

$$\begin{aligned}
 \phi T_c &= 0,75 \times 0,33 \times \sqrt{30} \left(\frac{(300 \times 600)^2}{2 \times (300 + 600)} \right) \\
 &= 24,4 \text{ kNm} \\
 &= 24,4/4 \\
 &= 6,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$T_u > \phi T_c \rightarrow$ Tulangan torsi dihitung

b. Desain penulangan torsi

1) Besaran – Besaran untuk penulangan

$$\begin{aligned}
 x_0 &= b - 2 (t_s + d_s/2) &= 210 \text{ mm} \\
 y_0 &= h - 2 (t_s + d_s/2) &= 510 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= x_0 \times y_0 &= 107100 \text{ mm}^2 \\
 A_0 &= 0,85 A_{oh} &= 91035 \text{ mm}^2 \\
 P_h &= 2(x_0 + y_0) &= 1440 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) Desain tulangan torsi (transversal)

$$\begin{aligned}
 \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 A_0 f_y \cot \theta} = \frac{24,4/0,75}{2(91035)(420) \cot(45)} \\
 &= 0,425 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{satu kaki})
 \end{aligned}$$

Hasil dari desain diatas didesain bersamaan dengan penulangan transversal akibat gaya geser.

3) Desain tulangan torsi (longitudinal)

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \left(\frac{A_t}{s} \right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2(45) \\
 &= (0,425)(1440) \left(\frac{420}{420} \right) \cot^2(45) \\
 &= 612,66 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan torsi yang dipasang dipenggang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= A_1/2 \\
 &= 612,66/2
 \end{aligned}$$

$$= 306,33 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ butuh} = A_{smin}/(1/4\pi D^2)$$

$$= 306,33/201,06 = 1,5 \text{ tulangan}$$

Dicoba tulangan yang akan dipakai yaitu 2D16 mm

$$\begin{aligned} A_s \text{ torsi} &= (1/4\pi D^2)n \\ &= 1/4 \pi 16^2 (2) \\ &= 402,12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ torsi} > A_{smin} \rightarrow \text{OK}$$

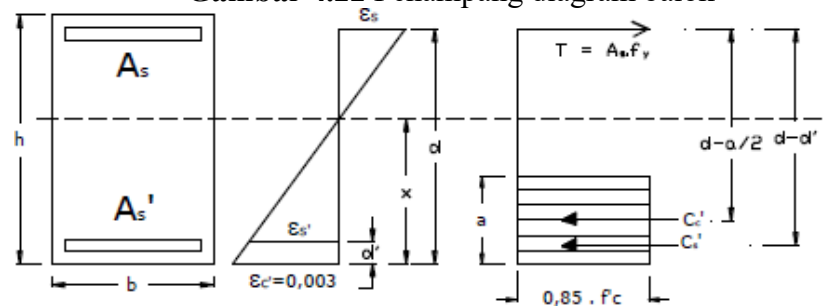
Karena gaya torsi yang terjadi maka dipasangkan tulangan peminggang di bagian tengah penampang sebesar 2D16. Tulangan torsi yang direncanakan pada bagian atas dan bawah balok adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= A_i/4 \\ &= 612,66/4 = 153,16 \text{ mm}^2 \\ n_{\text{butuh}} &= A_{smin}/(1/4 \pi D^2) \\ &= 153,16/201,06 = 0,7 \approx 1 \end{aligned}$$

Hasil dari desain diatas ditambahkan ke desain penulangan lentur

3. Desain penulangan lentur

Gambar 4.22 Penampang diagram balok



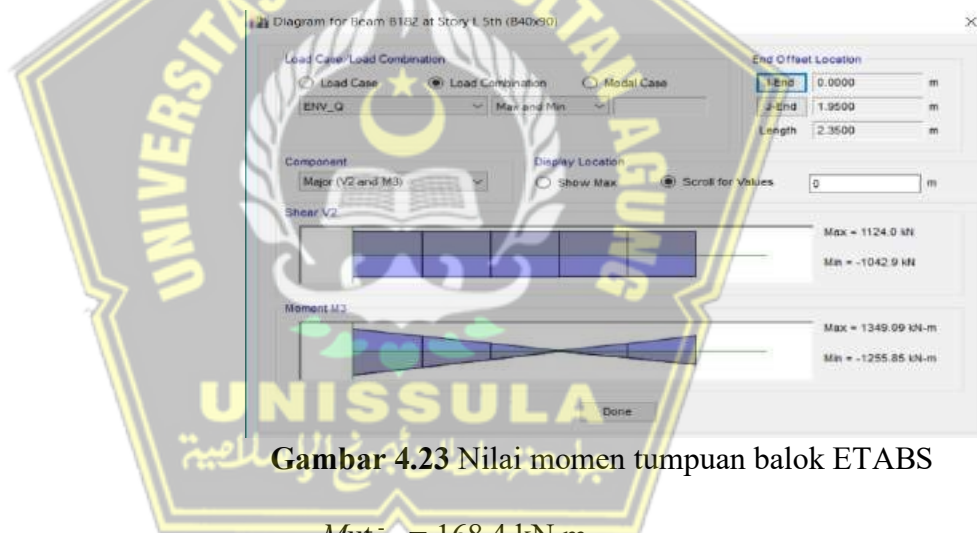
a. Rasio Penulangan

$$P_{min} = 0,003$$

$$P_b = 0,0062$$

b. Desain Penulangan

1. Penulangan Pada Tumpuan



Gambar 4.23 Nilai momen tumpuan balok ETABS

$$M_{ut} = 168,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} / \phi = 168,4 / 0,9 = 187,11 \text{ kN.m}$$

Asumsi yang digunakan adalah luas tulangan tekan diambil sebesar $A_s' = 0,5 A_s$ dan tulangan Tarik sudah Lelah sedangkan tulangan tekan belum Lelah sehingga untuk menghitung nilai kapasitas tulangan yang di butuhkan digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{\phi} \leq C c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \times (d - d')$$

$$\frac{M_u}{\phi} \leq (0,85 f'_c a b) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + (0,5 p b d (600 \times \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f'_c) \times (d - d'))$$

Nilai c diperoleh dengan cara trial and error menggunakan program Excel hingga memenuhi persamaan diatas, Hasil dari perhitungan diatas ditunjukkan pada tabel 4.27.

Tabel 4.23 Posisi garis netral dan momen nominal tulangan tumpuan

c (mm)	f'_s (MPa)	P	M_n (kNm)
66,043	73,07	0,0062	217,2

- Cek kapasitas tulangan sebagai berikut :

$$P_{\max 1} = 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times (f'_c / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0,024$$

$$P_{\max 2} = 0,025$$

$$P_b < p_{\max} \rightarrow \text{OK}$$

- Cek asumsi tulangan Tarik leleh dan tulangan tekan belumleleh sebagai berikut,

$$\varepsilon_s' = \frac{c-58}{c} \times 0,003 = 0,0003 < \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} =$$

$$0,0021 \rightarrow OK$$

$$\varepsilon_s = \frac{542-c}{c} \times 0,003 = 0,022 > \varepsilon_y = \frac{420}{20000} =$$

$$0,0021 \rightarrow OK$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh dan tulangan tarik telah leleh sudah benar. Karena $\varepsilon_s = 0,022 > \varepsilon_y = 0,002$, maka nilai faktor reduksi (ϕ) = 0,9 sesuai dengan asumsi awal.

Kapasitas momen yang dihitung harus lebih besar terhadap momen lentur terfaktor sebagai berikut :

$$M_n = 217,2 \text{ kN} > \frac{M_u \phi}{\phi} \\ = 217,2 > 187,11 \text{ kNm (OKE)}$$

- Jumlah tulangan yang digunakan untuk tulangan tarik adalah sebagai berikut :

$$A_s \text{ butuh} = \rho b d \\ = 0,0062(300)(542) = 1008,12 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{butuh}} = \frac{A_s \text{ butuh}}{1/4 \pi D^2} + n_{\text{butuh torsi}} \\ = \frac{1008,12}{1/4 \pi 16^2} = 5 + 0,7 = 5,7 \text{ Tulangan}$$

Dicoba tulangan yang digunakan yaitu 6D16 mm

$$A_{\text{tarik}} = (1/4 \pi D^2) n \\ = 1/4 \pi 16^2 \times 6 = 1206,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tarik}} > A_s \text{ butuh} \rightarrow \text{OKE}$$

- Jumlah tulangan yang akan digunakan untuk tulangan tekan adalah sebagai berikut :

$$A_s' \text{ butuh} = 0,5 \rho b d$$

$$= 0,5 \cdot 0,0062 \cdot (300)(542) = 504,06 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{min} b d$$

$$= 0,003 \cdot (300) \cdot (542)$$

$$= 487,8 \text{ mm}^2$$

$A_{sbutuh} > A_{smin}$ maka digunakan A_{sbutuh}

$$n_{butuh} = \frac{A_{sbutuh}}{\frac{1}{4}\pi D^2} + n_{butuh \text{ torsi}}$$

$$= \frac{504,06}{\frac{1}{4}\pi 16^2} = 2,5 + 0,7 = 3,2 \text{ tulangan}$$

Dicoba tulangan yang digunakan yaitu 4D16 mm

$$A_s \text{ tekan} = \left(\frac{1}{4}\pi D^2\right) n$$

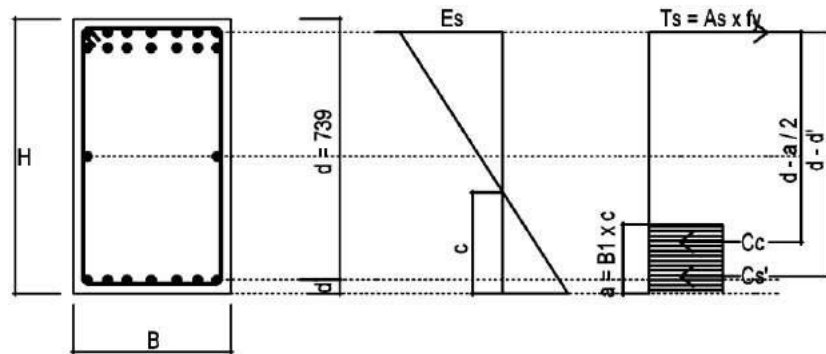
$$= \frac{1}{4}\pi 16^2 \times 4 = 804 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tekan} > A_{sbutuh} \rightarrow \text{Ok}$$

- Kontrol kekuatan pada tulangan yang telah didesain untuk kondisi lentur tumpuan negatif dengan asumsi seperti pada awal perhitungan adalah sebagai berikut:

$$\text{Tulangan tarik} : 6 \text{ D } 16 \quad (A_s = 1206,4 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan tekan} : 4 \text{ D } 16 \quad (A_s = 804,2 \text{ mm}^2)$$



Gambar 4.24 Diagram tegangan regangan lentur negatif tumpuan

Substitusikan pada persamaan kesetimbangan gaya dalam dengan asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh.

$$C_{tekan} = T_{tarik}$$

$$C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' f_s' = A_s f_y$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' (\epsilon_s' E_s) = A_s f_y$$

Dimana

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

Sehingga apabila nilai-nilai dimasukkan kedalam persamaan adalah sebagai berikut :

$$(0,85(30)(0,8375c(300)) + 1206,4 \left(600 \times \frac{c-58}{c} \right) -$$

$$0,85(30) = 804,2(420)$$

Trial and error didapat nilai $c \rightarrow c = 66,043 \text{ mm}$

$$C_c = (0,85(30)(0,8375(66,043))(300)) = 423129,24 \text{ N}$$

$$C_s = 804,2 \left(600 \times \frac{66,043 - 58}{66,043} \right) - 0,85 f'_c = 58737,8 \text{ N}$$

$$T_s = (1206,4)(420) = 506688$$

- Cek asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh sebagai berikut :

$$\epsilon_s' = \frac{c-58}{c} \times 0,003 = 0,0003 < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} = 0,0021 \rightarrow \text{OK}$$

$$\epsilon_s = \frac{542-c}{c} \times 0,003 = 0,022 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0,0021 \rightarrow \text{Ok}$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh dan tulangan tarik telah leleh sudah benar. Karena $\epsilon_s = 0,022 > \epsilon_y = 0,002$, maka penampang termasuk terkendali tarik dengan nilai faktor reduksi (ϕ) = 0,9.

- Kapasitas momen terhadap tulangan bagian tarik dan tulangan bagian tekan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \times (d - d') \\ &= (423129,24 \times (542 - \frac{552}{2}) + (58737,8) \times (542 - 58)) \times 10^{-6} \\ &= 246,08 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 246,08 \text{ kNm}$$

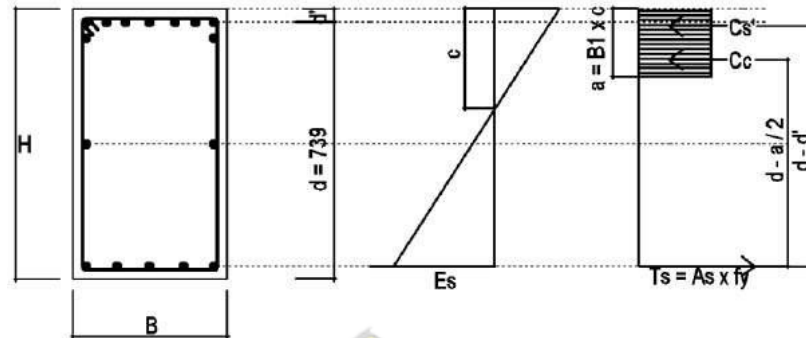
$$= 221,47 \text{ kNm} > M_u +$$

$$= 221,47 \text{ kNm} > 168,46 \text{ kNm} \rightarrow \text{Ok}$$

- Kontrol kekuatan pada tulangan yang telah didesain untuk kondisi lentur tumpuan positif dengan asumsi seperti pada awal perhitungan adalah sebagai berikut :

Tulangan tarik : 6 D 16 ($A_s = 1206,4 \text{ mm}^2$) Tulangan

tekan : 4 D 16 ($A_s = 804,2 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.25 Diagram Tegangan Regangan Lentur Positif

Tumpuan Substitusikan pada persamaan kesetimbangan gaya dalam dengan asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh,

$$C_{\text{tekan}} = T_{\text{tarik}} \quad C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' f_s' = A_s f_y$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' (\epsilon_s' E_s) = A_s f_y$$

Dimana,

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

Sehingga apabila nilai-nilai dimasukkan kedalam persamaan adalah sebagai berikut :

$$(0,85(30)(0,8375c)(300)) + 1206,4(600 \times \frac{c-58}{c}) - 0,85(30)$$

$$= 804,2(420)$$

Trial and error didapat nilai $c \rightarrow c = 52,8 \text{ mm}$

$$C_c = (0,85(30)(0,8375 (52,8))(300)) = 338283 \text{ N}$$

$$C_s = 1206,4 \left(600 \times \frac{52,8-58}{52,8} \right) - 0,85 f_c' = -71312,77 \text{ N}$$

$$T_s = (804,2)(420) = 337764 \text{ N}$$

- Cek asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh sebagai berikut :

$$\epsilon_s' = \frac{c - 58}{c} \times 0,003 = -0,0003 < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} \\ = 0,0021 \rightarrow OK$$

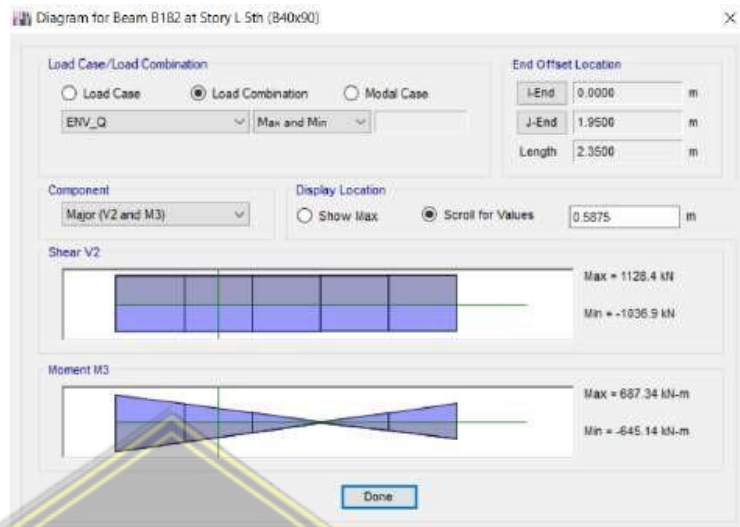
$$\epsilon_s = \frac{542 - c}{c} \times 0,003 = 0,027 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} \\ = 0,0021 \rightarrow OK$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh dan tulangan tarik telah leleh sudah benar. Karena $\epsilon_s = 0,027 > \epsilon_y = 0,002$, maka penampang termasuk terkendali tarik dengan nilai faktor reduksi (ϕ) = 0,9.

- Kapasitas momen terhadap tulangan bagian tarik dan tulangan bagian tekan sebagai berikut :

$$M_n = C_c \times (d - a/2) + C_s \times (d - d') \\ = (338283 \times (542 - ((44,15)/2)) + (-71312,77) \times (542 - 57)) \times 10^{-6} \\ = 141,36 \text{ kNm} \\ \phi M_n = 0,9 \times 141,36 \text{ kNm} \\ = 127,23 \text{ kNm} > M_u + \\ = 127,23 \text{ kNm} > 87,56 \text{ kNm} \rightarrow OK$$

2. Penulangan pada lapangan



Gambar 4.26 Nilai Momen Lapangan pada ETABS

$$- M_{ut} = 49,0767 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} / \phi = 49,0767 / 0,9 = 54,4 \text{ kNm}$$

Asumsi yang digunakan adalah luas tulangan tekan diambil sebesar $A_s' = 0,5 A_s$ dan tulangan Tarik sudah leleh sedangkan tulangan tekan belum leleh sehingga untuk menghitung nilai kapasitas tulangan yang dibutuhkan, digunakan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{M_u}{\phi} \leq C_c x \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s x (d - d')$$

$$\frac{M_u}{\phi} \leq (0,85 f_c a b) x + (0,5 p b d (600 x \left(\frac{c - d'}{c} \right)$$

$$0,85 f_c' x (d - d')$$

Nilai c diperoleh dengan cara trial and error menggunakan program Excel hingga memenuhi persamaan diatas, Hasil dari perhitungan diatas ditunjukkan pada Tabel 4.22.

Tabel 4.24 Posisi garis netral dan momen nominal tulangan lapangan

c (mm)	F_s' (mpa)	ρ	M_n (kNm)
39,6	278,78	0,0037	133,114

- Cek kapasitas tulangan sebagai berikut

$$P_{\max 1} = 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,024$$

$$P_{\max 2} = 0,025$$

$$p_b < p_{\max} \rightarrow OK$$

- Cek asumsi tulangan Tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh sebagai berikut :

$$\epsilon_{s'} = \frac{c - 58}{c} \times 0,003 = -0,001 < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$= \frac{400}{20000} = 0,002 \rightarrow OK$$

$$\epsilon_s = \frac{542 - c}{c} \times 0,003 = 0,038 < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{20000}$$

$$= 0,002 \rightarrow OK$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh dan tulangan tarik telah leleh sudah benar. Karena $\epsilon_s = 0,038 > \epsilon_y = 0,002$, maka nilai faktor reduksi (ϕ) = 0,9 sesuai dengan asumsi awal. Kapasitas momen yang dihitung harus lebih besar terhadap momen lentur terfaktor sebagai

berikut:

$$M_n = 133,114 \text{ kN} > \frac{M_{ut}}{\phi}$$

$$= 133,114 \text{ kN} > 54,4 \text{ kNm (OKE)}$$

- Jumlah tulangan yang digunakan untuk tulangan tekan adalah sebagai berikut:

$$A_{sbutuh} = 0,5 p b d$$

$$= 0,5 \cdot 0,0037 \cdot (300) \cdot (542) = 300,81 \text{ mm}^2$$

$$n_{butuh} = \frac{A_{sbutuh}}{1/4\pi D^2} + n_{butuh \text{ torsi}}$$

$$= \frac{300,81}{1/4\pi 16^2} = 11,5 + 0,7 = 2,2 \text{ Tulangan}$$

Trial tulangan yang digunakan yaitu 3D16 mm

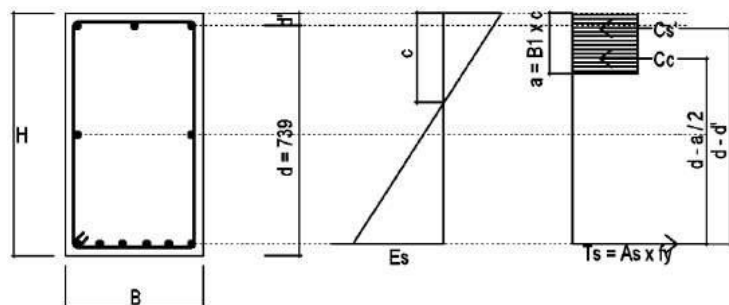
$$A_{steakan} = (1/4\pi D^2) n$$

$$= 1/4\pi 16^2 \times 3 = 603,18 \text{ mm}^2$$

$$A_{steakan} > A_{sbutuh} = \text{Ok}$$

- Kontrol kekuatan pada tulangan yang telah didesain untuk kondisi lentur lapangan positif dengan asumsi seperti pada awal perhitungan adalah sebagai berikut:

$$\text{Tulangan tarik} : 4 \text{ D } 16 (A_s = 804,2 \text{ mm}^2)$$



$$\text{Tulangan tekan} : 3 \text{ D } 16 (A_s = 603,18 \text{ mm}^2)$$

Gambar 4.27 Diagram tegangan regangan lentur

positif lapangan

Substitusikan pada persamaan kesetimbangan gaya dalam dengan asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh.

$$C_{tekan} = T_{tarik}$$

$$C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' f_s' = A_s f_y$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' (\epsilon_s' E_s) = A_s f_y$$

Dimana,

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

sehingga apabila nilai-nilai dimasukkan kedalam persamaan adalah sebagai berikut:

$$(0,85(30)(0,835 c)(300)) + 603,18 \left(600 \times \frac{c-d}{c} \right) - 0,85 (30) 804,2 (420)$$

Trial and error didapat nilai $c \rightarrow c = 52,8 \text{ mm}$

$$C_c = (0,85(30)(0,8357 (51,8))(300)) = 337555,5 \text{ N}$$

$$C_s = 603,18 \left(600 \times \frac{52,8-58}{52,8} \right) - 0,85(30) = -35667 \text{ N}$$

$$T_s = (804,2)(420) = 337764 \text{ N}$$

- Cek asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \frac{c - 58}{c} \times 0,003 = 0,001 < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} \\ &= 0,002 \rightarrow OK \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{542 - c}{c} \times 0,003 = 0,03 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} \\ &= 0,002 \rightarrow OK \end{aligned}$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh dan

tulangan tarik telah leleh sudah benar. Karena $\epsilon_s = 0,038 > \epsilon_y = 0,002$, maka nilai faktor reduksi (ϕ) = 0,9 sesuai dengan asumsi awal.

Kapasitas momen yang dihitung harus lebih besar terhadap momen lentur terfaktor sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_n &= 133,114 \text{ kN} > \frac{M_{ut}}{\phi} \\ &= 133,114 \text{ kN} > 54,4 \text{ kN.m (OKE)} \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan yang digunakan untuk tulangan tarik adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{sbutuh} &= \rho b d \\ &= 0,0037 (300) (542) = 601,62 \text{ mm}^2 \\ n_{butuh} &= \frac{A_{sbutuh}}{1/4\pi D^2} + n_{butuh \text{ torsi}} \\ &= \frac{601,62}{1/4\pi 16^2} = 2,9 + 0,7 = 3,7 \text{ Tulangan} \end{aligned}$$

Trial tulangan yang digunakan yaitu 4D16 mm

$$A_{starik} = (1/4\pi D^2) n$$

$$\text{Jumlah} = 1/4\pi 16^2 \times 4 = 804,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{starik} > A_{sbutuh} \quad \square \text{ Ok}$$

- tulangan yang digunakan untuk tulangan tekan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_{sbutuh} &= 0,5 \rho b d \\ &= 0,5 0,0037 (300) (542) = 300,81 \text{ mm}^2 \\ n_{butuh} &= \frac{A_{sbutuh}}{1/4\pi D^2} + n_{butuh \text{ torsi}} \\ &= \frac{300,81}{1/4\pi 16^2} = 1,5 + 0,7 = 2,2 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

Trial tulangan yang digunakan yaitu 3D16 mm

$$A_{stekan} = (1/4\pi D^2) n$$

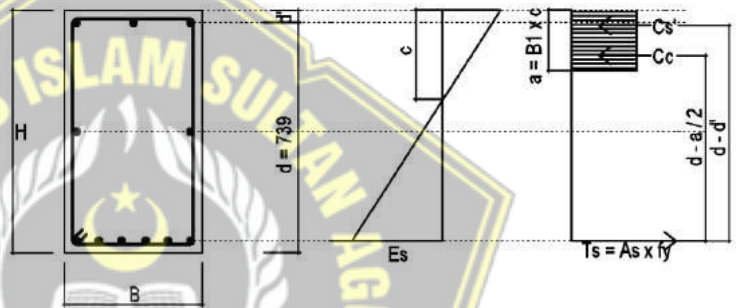
$$= 1/4\pi 16^2 \times 3 = 603,18 \text{ mm}^2$$

$$A_{stekan} > A_{sbutuh} \rightarrow \text{Ok}$$

- Kontrol kekuatan pada tulangan yang telah didesain untuk kondisi lentur lapangan positif dengan asumsi seperti pada awal perhitungan adalah sebagai berikut :

Tulangan tarik : 4 D 16 ($A_s = 804,2 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan : 3 D 16 ($A_s = 603,18 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.28 Diagram tegangan regangan lentur positif lapangan

Substitusikan pada persamaan kesetimbangan gaya dalam dengan asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh.

$$C_{tekan} = T_{tarik}$$

$$C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' f_s' = A_s f_y$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' (\epsilon_s' E_s) = A_s f_y$$

Dimana,

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

Sehingga apabila nilai-nilai dimasukkan kedalam persamaan adalah sebagai berikut :

$$(0,85(30)(0,835c)(300)) + 603,18(600 \times \frac{c-d}{c} -$$

$$0,85(30) = 804,2(420)$$

Trial and error didapat nilai $c \rightarrow c = 52,8$

$$C_c = (0,85(30)(0,8357(52,8))(300)) = 337555,5 \text{ N}$$

$$C_s = 603,18 \left(600 \times \frac{52,8 - 58}{52,8} \right) - 0,85(30) = -35667 \text{ N}$$

$$T_s = (804,2)(420) = 337764 \text{ N}$$

- Cek asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh sebagai berikut:

$$\varepsilon_s' = \frac{c - 58}{c} \times 0,003 = 0,001 < \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} = 0,002 \rightarrow OK$$

$$\varepsilon_s = \frac{542 - c}{c} \times 0,003 = 0,03 > \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} = 0,002 \rightarrow OK$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh dan tulangan tarik telah leleh sudah benar. Karena $\varepsilon_s = 0,03 > \varepsilon_y = 0,002$, maka penampang termasuk terkendali tarik dengan nilai faktor reduksi (ϕ) = 0,9.

- Kapasitas momen terhadap tulangan bagian tarik dan

tulangan bagian tekan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \times (d - d) \\
 &= (337555,5 \times \left(542 - \frac{(44,1)}{2} \right) \pm 35667 \times \\
 &\quad (542 - 58))10^{-6} = 158,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 158,3 \text{ kNm}$$

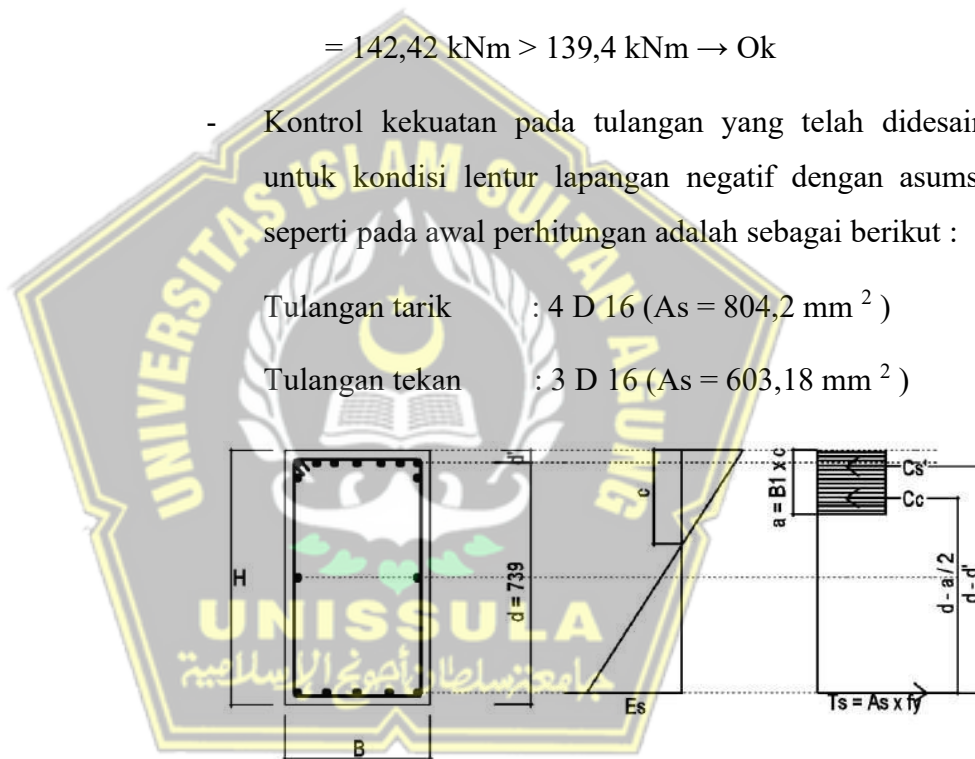
$$= 142,42 \text{ kNm} > M_u +$$

$$= 142,42 \text{ kNm} > 139,4 \text{ kNm} \rightarrow \text{Ok}$$

- Kontrol kekuatan pada tulangan yang telah didesain untuk kondisi lentur lapangan negatif dengan asumsi seperti pada awal perhitungan adalah sebagai berikut :

Tulangan tarik : 4 D 16 ($A_s = 804,2 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan : 3 D 16 ($A_s = 603,18 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.29 Diagram tegangan regangan lentur negatif lapangan

Substitusikan pada persamaan kesetimbangan gaya dalam dengan asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh,

$$C_{tekan} = T_{tarik} \quad C_c + C_s = T_s$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' f_s' = A_s f_y$$

$$0,85 f'_c (\beta_1 c) b + A_s' (\epsilon_s' E_s) = A_s f_y$$

Dimana,

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

Sehingga apabila nilai-nilai dimasukkan kedalam persamaan adalah sebagai berikut:

$$(0,85(30)(0,835 c)(300)) + 804,2 \left(600 \times \frac{c-d}{c} \right) - 0,85(30) = 804,2(420)$$

Trial and error didapat nilai $c \rightarrow c = 39,6 \text{ mm}$

$$C_c = (0,85(30)(0,8357 (39,6))(300)) = 253712,25 \text{ N}$$

$$C_s = 804,2 \left(600 \times \frac{39,6 - 58}{39,6} \right) - 0,85(30) = -22422,6 \text{ N}$$

$$T_s = (603,18)(420) = 253335 \text{ N}$$

- Cek asumsi tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \frac{C - 58}{C} \times 0,003 = 0,001 < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} \\ &= 0,002 \rightarrow OK \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{542 - c}{c} \times 0,003 = 0,03 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{20000} \\ &= 0,002 \rightarrow OK \end{aligned}$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh dan tulangan tarik telah leleh sudah benar. Karena $\varepsilon_s = 0,03 > \varepsilon_y = 0,002$, maka penampang termasuk terkendali tarik dengan nilai faktor reduksi (ϕ) = 0,9.

- Kapasitas momen terhadap tulangan bagian tarik dan tulangan bagian tekan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) C_s \times (d - d) \\
 &= (253712,25 \times \left(542 - \frac{(33,12)}{2}\right) \pm 22422,6 \times (542 - 58))10^{-6} \\
 &= 133,14 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 0,9 \times 133,14 \text{ kNm} \\
 &= 119,8 \text{ kNm} > M_u + \\
 &= 119,8 \text{ kNm} > 49,4 \text{ kNm} \rightarrow \text{Ok}
 \end{aligned}$$

4.11 Penulangan Kolom

Perhitungan penulangan kolom sistem rangka gedung mengikuti SNI 2847-2019 pasal 21.13.4.3 dimana mengikuti pasal 21.6.3, 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.1. Data perencanaan untuk desain penulangan kolom pada desain system struktur rangka gedung untuk contoh perhitungan adalah sebagai berikut :

Data perencanaan Kolom:

Tinggi Kolom (L)	: 600 cm
T. bersih kolom (L_n)	: 600 cm
Dimensi kolom	: 600 x 600 cm
Mutu beton f_c'	: 30 MPa
Mutu baja f_y	: 420 MPa
ϕ tul memanjang	: D 19 mm
ϕ tul sengkang	: D 10 mm

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif (d)} &: H - p - D_s - \frac{D}{2} \\ &: 600 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 540,5 \end{aligned}$$

Tabel 4.25 Gaya Aksial Lentur

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P max	114,081	161,608	1,655
P min	-1897,413	39,984	121,265
M2 Max	114,081	161,608	1,655
M2 Min	-710,988	-154,855	-77,135
M3 Max	66,164	6,158	174,302
M3 Min	-1185,838	-115,620	-147,456

1. Cek syarat komponen struktur penahan gempa

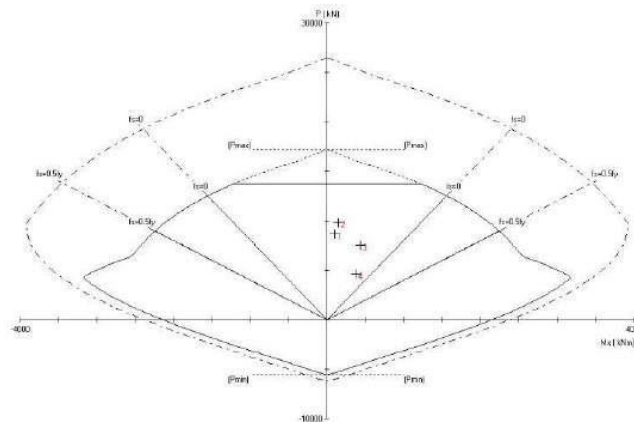
Gaya tekan aksial terfaktor P_u akibat sembarang kombinasi beban yang melebihi

$$A_g f_c / 10 \quad (\text{2847:2019 pasal 18.7.2.1})$$

$$\begin{aligned} A_g f_c / 10 &= (600 \times 600 \times 30) / 10 \\ &= 1687,500 \text{ kN} = 1080 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Tentukan tulangan longitudinal penahan lentur

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari 0,01 A_g dan lebih dari 0,06 A_g (SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1)



Gambar 4.30 Diagram Interaksi P-M SpCol Kolom Bawah

3. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap beban aksial terfaktor

Sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal Kapasitas Beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

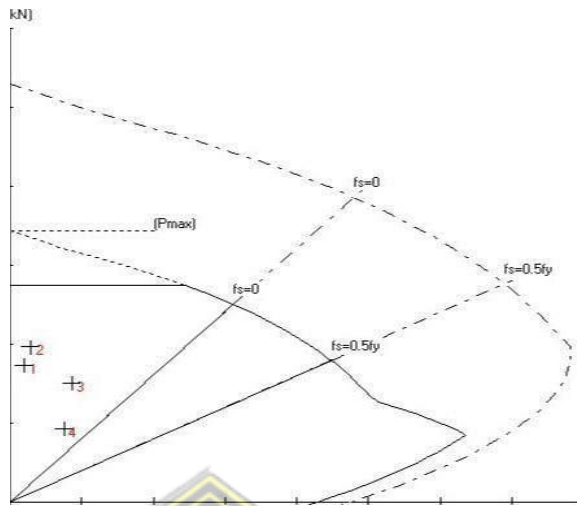
$$A_{st} = 32 \times 3,14 \times 192 = 36273,28 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi P_n (\text{Max}) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (323726,72) + 420 \times 36273,28] \\ &= 19527393 \text{ N} = 1952,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Maka, } \phi P_n \text{ Max} > P_u \quad 1952,73 > 1080$$

4.11.1 Pengecekan Perilaku Struktur Strong Column Weak Beam

Konsep strong column weak beam didasarkan pada momen nominal dari balok yang mengekang kolom. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2, kuat lentur setiap kolom harus memenuhi atau lebih besar 1,2 kali hasil tahanan lentur dari balok (konsep desain kapasitas) dan hasil analisa kolom desain adalah sebagai berikut baik untuk joint atas maupun joint bawah



Gambar 4.31 Diagram Interaksi P-M pada Kolom 750x750 untuk Menentukan Nilai Momen Nominal Kolom

Dari gambar diatas didapatkan nilai M_n kolom sebagai berikut :

$$M_n \text{ kolom}+ = M_1 = 133,114 \text{ K}n$$

$$M_n \text{ kolom nominal} = M_2 = 556,967 \text{ k}N$$

$$M_n \text{ kolom-} = M_3 = 217,197 \text{ k}N$$

Cek syarat *strong colum weak beam* kolom sebagai berikut :

$$\begin{aligned} &= 2 * M_{nc} > 1,2 * (M_n - + M_n+) \\ &= 2 * 556,967 > 1,2 * (217,197 + 133,114) \\ &= 1113,934 > 420,3732 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dengan hasil diatas dapat disimpulkan bahwa elemen kolom memenuhi desain strong column weak beam

4.11.2 Perhitungan Tulangan Transversal Sebagai Confinement

1. Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (*hoop*).

Tulangan *hoop* diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o

merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.1) :

- Tinggi komponen struktur di joint, $h = 600$ mm

- 1/6 bentang bersih komponen struktur

$$1/6 (3400 \text{ mm}) = 566,7 \text{ mm}$$

- 450 mm

Maka jarak untuk l_o digunakan 600 mm

2. Tentukan spasi maksimum hoop, s_{max} , pada daerah sepanjang l_o dari ujung- ujung kolom. Nilai s_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3) :

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{b}{4} = \frac{600}{4} = 150 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

- s_o , dengan s_o tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm

$$- s_o = 100 + \frac{350 - k}{3} = 100 + \frac{350 - (250)}{3} = 133,333 \text{ mm}$$

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

Maka $s_{max} = 114$ mm, dan dapat digunakan spasi hoop (s) = 100 mm (minimum) sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

3. Penentuan luas tulangan *confinemenet*

Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.4) :

$$\frac{Ash1}{s} = 0.3 \times \frac{bc \times fc}{f_{yt}} \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\frac{Ash2}{s} = 0.09 \times \frac{bc \times fc}{f_{yt}}$$

dimana:

bc = lebar penampang inti beton yang terkekang

$$= b - 2 C_c$$

$$= 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

A_{ch} = luas tulangan yang diukur sampai tepi luar tulangan transversal

$$= (b-2p) \times (b-2p)$$

$$= (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

sehingga,

$$\frac{Ash1}{s} = 0.3 \times \frac{bc \times fc}{f_{yt}} \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\frac{Ash1}{s} = 0.3 \times \frac{520 \times 30}{420} \times \left(\frac{600 \times 600}{270400} - 1 \right) = 3,692 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{Ash2}{s} = 0.09 \times \frac{bc \times fc}{f_{yt}}$$

$$\frac{Ash2}{s} = 0.09 \times \frac{520 \times 30}{420} = 3,342 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Trial and error pakai sengkang 4D10-100 mm.

$$A_{Spakai} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2 n \right) / s$$

$$= \frac{1}{4} \pi 10^2 (4) / 100 \text{ mm} = 3,14 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{Spakai} > \frac{Ash1}{s} ; A_{Spakai} > \frac{Ash2}{s} \longrightarrow \text{OKE}$$

4. Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi hoop dengan spasi minimum (SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.5) :

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

- 150 mm

Maka $s_{min} = 114 \text{ mm}$, dan dapat digunakan spasi hoop (s) = 110 mm sepanjang sisa tinggi kolom bersih.

4.11.3 Perhitungan Gaya Geser Desain V_e

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan kebutuhan tulangan transversal harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di pertemuan joint di setiap ujung komponen struktur. Gaya joint ini ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum M_{pr} di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor yang sudah ditentukan oleh analisa struktur. ($V_e < V_u$)

$$V_e = \frac{M_{pr \text{ atas}} + M_{pr \text{ bawah}}}{l_n} \dots\dots\dots(4.7)$$

M_{pr} ditentukan berdasarkan asumsi dari tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1,25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan sebesar 1,0 sehingga nilai f_y untuk geser sebesar $1,25 f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$.

Dalam gaya dalam ETABS akibat kombinasi maksimum – minimum

gempa arah X

$$V_e = \frac{M_{pr\ atas} + M_{pr\ bawah}}{I_n}$$

$$= \frac{165.28 + 250.28}{3.4}$$

$$= 122,223 \text{ kN}$$

Kontrol, $V_e > V_u$

$$122,223 > 72 \text{ kN}$$

Perencanaan geser memenuhi syarat sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal , dimana nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari nilai geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisa struktur. Besarnya nilai V_u akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s). Nilai V_c dapat dianggap = 0, sesuai SNI 28847:2019, Apabila gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_e mewakili setengah atau lebih kekuatan geser perlu maksimum l_o .

- 50% . $V_e > V_u$
 $0,5 \times 122,223 > 72$
 $61,1115 > 72$ (tidak memenuhi)
- $P_u < A_g f_c / 10$
 $1897,313 < 1687$ (tidak memenuhi)

Salah satu syarat tidak memnuhi sehingga $v_c \neq 0$ dan harus dihitung dengan cara :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{u}{14 A_g} \lambda \sqrt{f'_c} . b_w . d\right)$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{1897,313}{14(750 \times 750)}\right) 1 . \sqrt{30} . 600 . 540,5$$

$$= 302078,598 \text{ N} = 302,078 \text{ kN}$$

Sedangkan besar V_s dihitung berdasarkan tulangan confinement A_{sh}

yang terpasang dipakai 2D10-100

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{3.14 \times 420 \times 540,5}{100} \\ &= 7128,114 \text{ N} = 7,128 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Jadi, } \phi (V_c + V_s) = 0,75 (302,078 + 7,128)$$

$$= 231,904 \text{ kN}$$

$$\phi (V_c + V_s) > V_e$$

$$231,904 > 122,223 \text{ (memenuhi)}$$

- Spasi tulangan geser tidak melebihi $d/2$

$$d/2 = 540,5/2 = 270,25 \text{ mm, maka digunakan 4D10-100}$$

4.11.4 Hubungan Balok Kolom

1. Cek syarat panjang joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2019 pasal)

$$b = 600$$

$$h = 600$$

$$20d_b = 20 \times 19 = 380 \text{ mm (memenuhi)}$$

2. Tulangan Transversal untuk confinement

Jumlah tulangan confinement dapat memakai seperti pada pendetailan tulangan transversal kolom pada lo sebagaimana diisyaratkan pada SNI 2847:2019 jadi dapat digunakan 4D10-100.

3. Hitung gaya geser pada joint

Pada joint kekakuan kolom atas dan bawah sama, sehingga $df = 0,5$ untuk setiap kolom, sehingga :

$$\begin{aligned}\underline{Mu} &= 0,5 (M_{pr} + M_{pr}) \\ &= 0,5 (165,28 + 250,28) = 207,78 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4. Hitung geser pada kolom

$$V_h = \frac{2 \times Mu}{ln} = \frac{2 \times 207,78}{3,4} = 122,23 \text{ kN}$$

5. Hitung gaya pada tulangan balok longitudinal

$$- As \text{ balok kanan } 6D16 = 1206,4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}T_1 &= 1,25 As' f_y \\ &= 1,25 \cdot 1206,4 \cdot 420 \\ &= 633360 \text{ N} = 633,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$- As \text{ balok kiri } 6D16 = 1206,4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}T_2 &= 1,25 As' f_y \\ &= 1,25 \cdot 1206,4 \cdot 420 \\ &= 633360 \text{ N} = 633,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

6. Hitung gaya geser pada joint

$$\begin{aligned}V_j &= T_1 + T_2 - V_h \\ &= 633,3 + 633,3 - 122,23 \\ &= 1144,37 \text{ kN}\end{aligned}$$

7. Cek kuat geser joint

Kuat geser joint yang dikekang di keempat sisi adalah (SNI 2847 : 2019)

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \sqrt{f'_c} A_j \\ &= 1,7 \sqrt{30} (600 \times 600) \\ &= 3352,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n > V_j$$

$$0,75 \times 5237,6 > 1144,37$$

$$2514,1 \text{ kN} > 1144,37 \text{ kN (memenuhi)}$$

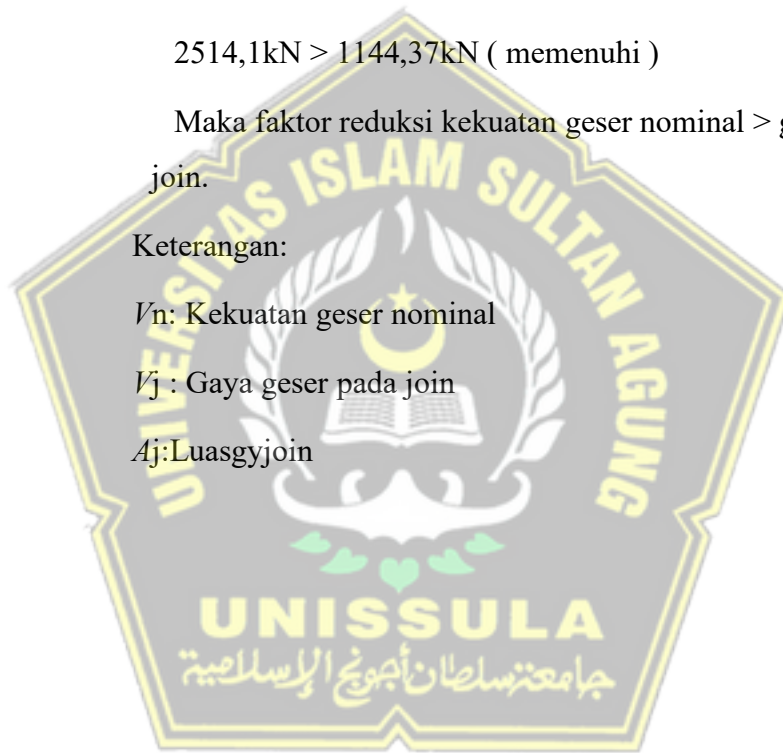
Maka faktor reduksi kekuatan geser nominal > gaya geser pada joint.

Keterangan:

V_n : Kekuatan geser nominal

V_j : Gaya geser pada joint

A_j : Luas joint



BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perancangan Gedung Ma'had IAIN Surakarta yang sudah dibahas pada bab-bab sebelumnya, maka didapat kesimpulan sebagai berikut :

1. Berdasarkan bangunan dilapangan Gedung Ma'had IAIN Surakarta terdiri dari tiga lantai dan perancangan ini terdapat penambahan lantai menjadi enam lantai yang beda dari desain sebelumnya.
2. Dimensi Balok, Kolom dan mutu Beton pada Gedung ini sama seperti perancangan dilapangan, yaitu untuk struktur Balok diisyaratkan sebagai B1 (50x25), B2 (30x25) dan B3 (30x20) untuk Kolom diisyaratkan sebagai K (60x60), K2 (50x50) dan K3 (30x30) sedangkan Mutu Beton K350.
3. Untuk beban-beban seperti beban gempa mengacu pada SNI 1726-2019 dengan analisis desain respon spectrum gempa, dengan data yang diperoleh dari Rsa Ciptakarya.

5.2 Saran

Berdasarkan Kesimpulan diatas, Penulis memberikan saran yang bertujuan kebaikan untuk kebaikan bagi pembaca dianatarnya adalah;

1. Dalam perancangan bangunan gedung struktural lebih baik mengikuti perkembangan peraturan yang lebih baru. Mengingat peraturan harus menyesuaikan dengan kondisi dan teknologi pada saat ini sehingga struktur yang dihasilkan nantinya selalu memenuhi persyaratan terbaru.
2. Dalam menggunakan aplikasi perancangan bangunan seperti ETABS dan sebagainya perlu juga adanya perhitungan manual. Untuk menghindari kesalahan pada penginputan data pada aplikasi atau kurangnya pengetahuan tentang aplikasi yang di pakai.

DAFTAR PUSTAKA

BAB II Landasan Teori Pembebanan Struktur 2.1, diakses dari: Eprints UMM, 71401,

BAB II

Elemen Struktur, diakses dari media pembelajaran teknik bangun, Sarastiana
,2020/08 elemen struktur

Laresi, Y.T. 2017. Analisis Pushover Terhadap Ketidakberaturan Struktur Gedung
Universitas 9 Lantai, Skripsi. Jakarta: Fakultas Teknik dan Ilmu Komputer
Universitas Bakrie

Puskim PU. (2021). Desain Spektra Indonesia

Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 2847-2019 *Persyaratan Beton Struktural
Untuk Bangunan Gedung*

Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 1726-2019 “Tata Cara Perencanaan
Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung”, BSN,
Jakarta, Indonesia

Standar Nasional Indonesia. 2020. SNI 1727-2020 “Beban Desain Minimum dan
Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain”, BSN, Jakarta,
Indonesia

Tri mulyono. 2004. “Teknologi Beton”, Yogyakarta, Indonesia