

TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN LUAS TULANGAN BERDASARKAN SNI
2847:2013 DENGAN SKSNI 2847:2002 PADA BANGUNAN 10
LANTAI DI KOTA BANDA ACEH
(Studi Literatur)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

NURSUHADI SIRMAZ

0907210088



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA

MEDAN

2016

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Nursuhadi Sirmaz

NPM : 0907210088

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Pengaruh Peraturan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 Terhadap Deformasi SRPMK Beton Bertulang (Studi Literatur)

Bidang ilmu : Struktur.

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Oktober 2016

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Peguji

DR.Ade Faisal.S.T.M.Sc

Tondi Amirsyah P.S.T.M.T

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Peguji

Ir.Ellyza Chairina.M.Si

Mizanuddin.S.S.T.M.T

Program Studi Teknik Sipil

Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Nursuhadi Sirmaz

Tempat /Tanggal Lahir : Tanjung Balai / 23 Maret 1991

NPM : 0907210088

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Perbandingan Luas Tulangan SNI 2847:2013 Dengan SKSNI 2847:2002 Pada Bangunan 10 Lantai Di Kota Banda Aceh”,

bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinil dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/ kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Oktober 2016

Saya yang menyatakan,



Nursuhadi Sirmaz

ABSTRAK

PENGARUH PERATURAN SNI 1726:2012 DAN SNI 2847:2013 TERHADAP DEFORMASI SRPMK BETON BERTULANG

(STUDI LITERATUR)

Nursuhadi Sirmaz

0907210088

Dr. Ade Faisal, S.T., MSc.

Tondi Amirsyah P, S.T., M.T.

Pada dasarnya perencanaan bangunan tahan gempa harus memiliki standard dan peraturan perencanaan bangunan agar bangunan yang dirancang sesuai dengan standarisasi yang berlaku, hal ini sangat penting demi mencegah kegagalan struktur yang dapat mengakibatkan jatuhnya korban jiwa apabila terjadi gempa besar yang terjadi secara tiba-tiba, dalam perancangan struktur gedung, pengaruh gempa merupakan salah satu hal yang penting untuk dianalisa. Dalam tugas akhir ini akan direncanakan struktur gedung beton bertulang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai dengan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013. Dimana bangunan model Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) akan menggunakan konsep *strong column and weak beam* (kolom kuat dan balok lemah). Struktur yang akan direncanakan adalah gedung perkantoran 10 lantai dan terletak di kota Banda Aceh, Nanggroe Aceh Darussalam. Berdasarkan wilayah gempa indonesia, kota Banda Aceh diklasifikasikan kedalam daerah yang memiliki resiko gempa kuat dengan percepatan gempa 1.5 sampai 2.0 gravitasi (1.5-2.0 g), dimana analisis gaya lateral ditinjau dengan menggunakan *analisis respon spektrum*. Sistem Rangka Pemikul Momen adalah sistem rangka ruang dalam, dimana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Dengan adanya sistem ini diharapkan suatu bangunan dapat berperilaku daktil yang nantinya akan memancarkan energi gempa serta membatasi beban gempa yang masuk kedalam struktur.

Kata kunci: SRPMK, *strong column and weak beam*, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013.

ABSTRACT

COMPREHENSIVE COMPARISON OF REINFORCEMENT BASED ON 10 FLOOR

BUILDING IN THE CITY OF BANDA ACEH

(Study of literature)

Nursuhadi Sirmaz

0907210088

Dr. Ade Faisal, S.T., MSc.

Tondi Amirsyah P, S.T., M.T.

Basically planning earthquake-resistant buildings should have standards and planning regulations building so that the building is designed in accordance with the standards that apply, it is very important to prevent structural failures that can result in the loss of life when a big earthquake happened suddenly, in the design building structure, the effect of the earthquake was one of the things that are important to analyze. In this final task will planned building structure using a reinforced concrete bearers Special Moment Frame System (SRPMK) in accordance with SNI 1726: 2012 and SNI 2847: 2013. Where the model building bearers Special Moment Frame System (SRPMK) will use the concept of strong column and weak beam (strong column and weak beam). The structure to be planned is a 10-storey office building and is located in the city of Banda Aceh, Nanggroe Aceh Darussalam. Based on Indonesian earthquake area, the city of Banda Aceh classified into areas that have a risk of a major earthquake, seismic acceleration of gravity of 1.5 to 2.0 (1.5-2.0 g), in which the lateral force analysis is reviewed using the response spectrum analysis. Moment Frame System bearer is the skeletal system in the room, where the components of the structure and joint-Joinnya withstand the forces acting through the action of bending, shear and axial. With this system is expected for a building to behave ductile which will disperse seismic energy and limit the earthquake load into the structure.

Keywords: SRPMK, strong column and weak beam, SNI 1726: 2012, SNI 2847: 2013.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Pengaruh Peraturan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 Terhadap Deformasi SRPMK Beton Bertulang” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak DR. Ade Faisal, S.T.M.Sc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Tondi Amirsyah P.S.T.M.T selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Ir. Ellyza Chairina, M.Si selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Dr. Ade Faisal yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
7. Orang tua penulis: Malhuz Hasyim, dan Sri Rezeki, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.

8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Suprayetno, Fiqih Hidayat, Awang Rio, Aji, Rizky, Azmi, Geo Anggara, Rozy, Faris dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, Oktober 2016

Nursuhadi Sirmaz

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR GRAFIK	xiv
DAFTAR NOTASI	xv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan Analisa	3
1.5. Manfaat Penulisan	3
1.5.1. Manfaat Teoritis	3
1.5.2. Manfaat Praktis	3
1.6. Sistematika Penulisan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Umum	5
2.1.1 Gempa Rencana	6

2.1.2	Arah Pembebanan Gempa	6
2.1.3	Wilayah Gempa	8
2.1.4	Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa	9
2.2.	Ketentuan Perencanaan Pembebanan	10
2.2.1	Pembebanan	10
2.2.2	Deskripsi Pembebanan	10
2.2.3	Klasifikasi Situs	17
2.2.4	Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa	21
2.2.5	Kategori Desain Seismik	24
2.2.6	Faktor Reduksi Gempa	25
2.2.7	Gaya Geser Dasar Seismik	27
2.2.8	Perioda Fundamental	28
2.2.9	Parameter Respon Terkombinasi	29
2.3.	Design Kriteria Struktur Utama	30
2.3.1	Kekuatan	31
2.3.2	Kekakuan	31
2.3.2.1	Simpangan Antar Lantai	33
2.4.	Kombinasi Beban	34
2.5.	Persyaratan Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Berdasarkan SNI 2847:2013	37
2.5.1	Komponen Struktur Lentur pada SRPMK (SNI 2847:2013 pasal 21.5)	37
2.5.2	Komponen Struktur Yang Menerima Kombinasi Lentur Beban Aksial pada SRPMK (SNI 2847:2013 pasal 21.6)	40
2.5.3	Hubungan Balok Kolom (SNI 2947:2013 Pasal 21.7)	44
2.6	Persyaratan Untuk Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK) Berdasarkan SNI 2847:2013	47
2.7	Komponen Struktur Lentur pada SRPMK (sni 03-2847-2002 Pasal 23.3)	49
2.7.1	Komponen Struktur Lentur pada SRPMK (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3)	49

2.7.2	Komponen Struktur Yang Menerima Kombinasi Lentur dan Beban Aksial pada SRPMK (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4)	53
2.7.3	Hubungan Balok Kolom (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5)	56
2.8	Persyaratan Untuk Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) berdasarkan SNI 03-2847-2002	59
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		
3.1.	Tinjauan Umum	62
3.2.	Bagan Alur Penulisan	63
3.3	Pemodelan dan Idealisasi Struktur menggunakan SNI 1726:2012	64
3.3.1	Faktor Respons Gempa C	66
3.3.2	Data Perencanaan Struktur	69
3.3.3	Faktor Reduksi Gempa	70
3.3.4	Properties Penampang	70
3.3.5	Pembebanan pada Struktur	70
	3.3.5.1 Pembebanan pada Pelat Lantai	72
	3.3.5.2 Kombinasi Pembebanan	72
3.4	Pemodelan dan Idealisasi Struktur menggunakan SNI 1726:2002	73
3.4.1	Faktor Respons Gempa (C)	73
3.4.2	Faktor Reduksi Gempa	76
3.4.3	Kombinasi Pembebanan	77
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1.1	Tinjauan Umum	78

4.1.1.1	Analisis Respons Spektrum Gempa menggunakan SNI 1726:2012	78
4.1.1.2	Nilai Simpangan Gedung	79
4.1.1.3	Gaya Geser Gedung tiap Tingkat	84
4.1.1.4	Kekakuan	85
4.1.1.5	Gaya Geser Analisis Respons Spektrum	87
4.1.2.1	Analisis Respons Spektrum Gempa menggunakan SNI 1726:2002	88
4.1.2.2	Perioda Fundamental Pendekatan (T_a)	89
4.1.2.3	Penentuan Gaya Geser Seismik (V)	90
4.1.2.4	Analisis Respons Spektrum Ragam	92
4.1.2.5	Nilai Simpangan Gedung	94
4.1.2.6	Kekakuan	97
4.1.2.7	Gaya Geser Analisis Respons Spektrum	99
4.2 Analisa Perhitungan Tulangan dengan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012100		
4.2.1.1	Perencanaan Tulangan Balok akibat Momen Lentur	101
4.2.1.2	Desain Tulangan Geser Balok	109
4.2.1.3	Perencanaan Tulangan Torsi Balok	112
4.2.1.4	Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom	113
4.2.1.5	Periksa Terhadap Kolom Kuat-Balok Lemah	114
4.2.1.6	Perencanaan Tulangan Transversal Kolom	115
4.2.1.7	Perencanaan Hubungan Balok-Kolom	118

4.2.2.	Analisa Perhitungan Tulangan dengan SNI 2847:2002 dan SNI 1726:2012	119
4.2.2.1	Perencanaan Tulangan Balok akibat Momen Lentur	119
4.2.2.2	Perencanaan Balok Tumpuan	119
4.2.2.3	Desain Tulangan Geser Balok	129
4.2.2.4	Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom	132
4.2.2.5	Periksa Terhadap Kolom Kuat-Balok Lemah	133
4.2.2.6	Perencanaan Tulangan Transversal Kolom	134
4.2.2.7	Perencanaan Hubungan Balok-Kolom	137
4.2.3.	Analisa Perhitungan Tulangan dengan SNI 2847:2002 dan SNI 1726:2002	138
4.2.3.1	Perencanaan Tulangan Balok akibat Momen Lentur	138
4.2.3.2	Perencanaan Balok Tumpuan	138
4.3.3	Desain Tulangan Geser Balok	146
4.3.4	Perencanaan Tulangan Torsi Balok	149
4.3.5	Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom	151
4.3.6	Periksa Terhadap Kolom Kuat-Balok Lemah	153
4.3.7	Perencanaan Tulangan Transversal Kolom	154
4.3.8	Perencanaan Hubungan Balok-Kolom	156
BAB 5	KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1.	Kesimpulan	158
5.2.	Saran	160

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Beban Hidup pada Lantai Gedung	11
Tabel 2.2	Faktor Elemen Hidup	16
Tabel 2.3	Klasifikasi Situs berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	17
Tabel 2.4	Kategori Resiko Bangunan Gedung dan non Gedung untuk Beban Gempa Berdasarkan 1726:2012	18
Tabel 2.5	Faktor Keutamaan Gempa SNI 1726-2012	21
Tabel 2.6	Koefisien Situs F_a Berdasarkan SNI 1726-2012	21
Tabel 2.7	Koefisien Situs F_v Berdasarkan SNI 1726-2012	22
Tabel 2.8	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek Berdasarkan SNI 1726-2012	24
Tabel 2.9	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik Berdasarkan SNI 1726-2012	25
Tabel 2.10	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa Berdasarkan SNI Gempa 1726 :2012	25
Tabel 2.11	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t , dan x	29
Tabel 2.12	Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung Berdasarkan SNI 1726 :2012	33
Tabel 2.13	Simpangan antar Lantai izin Berdasarkan SNI 1726-2012	34
Tabel 3.1	Respon Spektrum SNI 1726-2012 Kota Banda Aceh Dengan Jenis Tanah Keras	68
Tabel 3.2	Faktor Reduksi Gempa pada Gedung, pada Zona Gempa Tanah Keras	70

Tabel 3.3	Berat Material Struktur Gedung	71
Tabel 3.4	Berat Tambahan Komponen Struktur Gedung	71
Tabel 3.5	Beban Hidup Pada Lantai Struktur	71
Tabel 3.6	Beban Dinding Bata Pada Balok	72
Tabel 3.7	Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	73
Tabel 4.1	Data Periode Output SAP 2000	78
Tabel 4.2	Hasil Selisih Persentase Nilai Periode	79
Tabel 4.3	Nilai Simpangan Gedung Arah X pada Kinerja Batas Ultimit	80
Tabel 4.4	Nilai Simpangan Gedung Arah Y pada Kinerja Batas Ultimit	82
Tabel 4.5	Nilai Gaya Geser pada tiap Lantai Gedung	84
Tabel 4.6	Kekakuan Struktur tiap Tingkat Arah X	86
Tabel 4.7	Kekakuan Struktur tiap Tingkat Arah Y	87
Tabel 4.8	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum	87
Tabel 4.9	Perbandingan gaya geser dasar, respon spectrum	87
Tabel 4.10	Data periode output program SAP 2000	88
Tabel 4.11	Hasil selisih Persentase nilai periode	89
Tabel 4.12	Pengecekan nilai periode SAP 2000	90
Tabel 4.13	Nilai C_s yang digunakan	90
Tabel 4.14	Gaya geser nominal statik ekuivalen (V)	90
Tabel 4.15	Nilai gaya geser pada tiap lantai gedung arah x ($k=1,358$)	91
Tabel 4.16	Nilai gaya geser pada tiap lantai gedung arah y ($k=1,300$)	92
Tabel 4.17	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% V <i>base shear</i> arah X	92

Tabel 4.18	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>V base shear</i> arah Y	93
Tabel 4.19	Nilai simpangan gedung arah X, pada kinerja batas ultimit	94
Tabel 4.20	Nilai simpangan gedung arah Y, pada kinerja batas ultimit	95
Tabel 4.21	Kekakuan struktur tiap tingkat arah x	98
Tabel 4.22	Kekakuan struktur tiap tingkat arah y	99
Tabel 4.23	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum	99
Tabel 4.24	Perbandingan gaya geser dasar respon spectrum	103
Tabel 4.25	Resume beban desain untuk kolom diambil dari kombinasi beban maksimum	113
Tabel 4.26	Resume beban desain untuk kolom diambil dari kombinasi beban maksimum	132
Tabel 4.27	Resume beban desain untuk kolom (C31) diambil dari kombinasi beban maksimum	152

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	5
Gambar 2.4	Simulasi Beban Gempa pada Gedung	6
Gambar 2.5	Arah Pembebanan Gempa	7
Gambar 2.6	Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 detik	8
Gambar 2.7	Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik	8
Gambar 2.8	Bentuk Tipikal Respon Spektra Desain Di Permukaan Tanah	23
Gambar 2.9	Pengaruh Kekuatan Struktur Terhadap Beban Gempa	32
Gambar 2.10	Simpangan Antar Tingkat	32
Gambar 2.11	Contoh Sengkang Tertutup Saling Tumpuk SNI 2847-2013	39
Gambar 2.12	Geser Desain untuk Balok dan Kolom	41
Gambar 2.13	Contoh Tulangan Transversal pada Kolom	43
Gambar 2.14	Luas Efektif Hubungan Balok-Kolom	46
Gambar 2.15	Segmen Dinding Horizontal	49
Gambar 2.16	Contoh Sengkang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk SNI 2847-2002	52
Gambar 2.17	Contoh Tulangan Transversal pada Kolom	55
Gambar 2.18	Luas Balok Efektif Hubungan Balok-Kolom	57
Gambar 2.19	Segmen Dinding Horizontal dengan Bukaannya	60
Gambar 3.1	Lebar Struktur Bangunan Gedung	64
Gambar 3.2	Tinggi Struktur Bangunan Gedung	65
Gambar 3.3	Bentuk Struktur Bangunan Gedung	65
Gambar 3.4	Respon Spektrum SNI 1726:2012 Daerah Kota Banda Aceh dengan Jenis Tanah Keras	69

Gambar 3.5	Respon Spektrum SNI 1726:2002 Daerah Kota Banda Aceh dengan Jenis Tanah Keras	76
Gambar 4.1	Diagram Total Simpangan Ketinggian Gedung Arah X (SNI 1726-2012)	81
Gambar 4.2	Diagram Total Simpangan antar Tingkat Terhadap Ketinggian Gedung Arah X (SNI 1726-2012)	81
Gambar 4.3	Diagram Total Simpangan Ketinggian Gedung Arah Y (SNI 1726-2012)	83
Gambar 4.4	Diagram Total Simpangan antar Tingkat Terhadap Ketinggian Gedung Arah Y (SNI 1726-2012)	83
Gambar 4.5	Diagram Gaya Geser terhadap Ketinggian Struktur Gedung	85
Gambar 4.6	Diagram Total Simpangan Terhadap Ketinggian Gedung Arah X dan Y	96
Gambar 4.7	Diagram Total Simpangan Antar Tingkat Terhadap Ketinggian Gedung Arah X dan Arah Y	97
Gambar 4.8	Diagram Interaksi Kolom C31 dihitung Menggunakan Program SPColumn v.5.10	114

DAFTAR NOTASI

C	Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana, g
C_d	Faktor amplikasi defleksi
C_s	Koefisien respon gempa, g
c	Jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral, yang dihitung untuk beban
d	Tinggi efektif komponen struktur, mm
d_i	Simpangan horizontal lantai tingkat ke i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat, mm
e	Eksentrisitas, mm
F_a	Koefisien situs perioda pendek (pada perioda 0,2 detik)
F_i	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- i struktur atas gedung, kg
F_n	Pembebanan gempa statik untuk lantai paling atas, kg
F_{PGA}	Faktor amplikasi untuk PGA
F_v	Koefisien situs perioda panjang (pada perioda 1 detik)
f'_c	Kuat tekan beton, MPa
f_1	Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6
f_2	Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan

sendi plastis yang tidak serempak bersamaan: rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama

f_y	Kuat leleh tulangan, MPa
f_{yh}	Kuat leleh tulangan transversal, MPa
g	Percepatan gravitasi, mm/det ²
H	Tinggi gedung yang ditinjau, m
h	Tinggi komponen struktur, mm
h_c	Dimensi penampang inti kolom diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekang, mm
h_i	Tinggi tingkat yang ditinjau, m
h_{sx}	Tinggi tingkat yang bersangkutan, m
h_w	Tinggi dinding keseluruhan atau segmen yang ditinjau, m
h_x	Spasi horizontal maksimum untuk kaki-kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada semua muka kolom, mm
I	Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan menyesuaikan umur gedung itu
I_1	Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung
I_2	Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung
I_e	Faktor Keutamaan

k	Nilai eksponen distribusi
l_o	panjang minimum, diukur dari muka join sepanjang sumbu komponen struktur, dimana harus disediakan tulangan transversal, mm
l_w	Panjang keseluruhan dinding atau segmen yang ditinjau dalam arah gaya geser, m
M	Momen yang diterima dinding geser, kN.m
M_u	Momen ultimet yang bekerja didasar dinding, kN.m
\bar{N}	Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya
n	Nomor lantai tingkat paling atas; jumlah lantai tingkat struktur gedung
P	Aksial, kN
PGA	Percepatan muka tanah puncak MCE_G terpeta, g
PGA_M	Nilai percepatan puncak di permukaan tanah berdasarkan klasifikasi <i>site</i>
P_u	Gaya aksial yang bekerja pada dinding geser, kN
R	Faktor reduksi gempa, Koefisien modifikasi respon
R_m	Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis system atau subsistem struktur gedung
\bar{S}_u	Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya, kPa
S_1	Parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
S_a	Faktor respon gempa
S_B	Batuan dasar

S_{D1}	Parameter percepatan respons spektral spesifik situs pada periode 1 detik, redaman 5 persen
S_{DS}	Parameter percepatan respons spektral spesifik situs pada periode pendek, redaman 5 persen
S_{M1}	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{MS}	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{PGA}	Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2012
S_S	Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5 persen
s	spasi tulangan transversal diukur sepanjang sumbu longitudinal komponen struktur, mm
s_o	Spasi maksimum tulangan sengkang yang dipasang sepanjang l_o dari muka hubungan balok-kolom, mm
s_x	Spasi longitudinal tulangan transversal dalam rentang l_o , mm
T	Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana, detik
T_0	$0,2 S_{D1}/S_{DS}$, detik
T_1	Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan, detik
T_{1R}	Waktu getar alami yang diperoleh dari rumus Rayleigh, detik
$T_{a_{maksimum}}$	Nilai maksimum periode bangunan, detik
$T_{a_{minimum}}$	Nilai minimum periode bangunan, detik
T_s	S_{D1}/S_{DS} , detik

t_w	Tebal dinding geser, mm
V	Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur beraturan tersebut, kg
V_1	Gaya geser dasar nominal yang berkerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar fundamental struktur gedung, kg
V_e	Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastic penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan, kg
V_n	Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk srstruktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 , kg
V_t	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu, kg
V_u	Gaya geser rencana, kg
\bar{V}_s	Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya, m/det
W_i	Berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai (berat perlantai gedung), kg
W_t	Berat total bangunan termasuk beban hidup yang sesuai, kg
X_{max}	Simpangan maksimum struktur (diambang keruntuhan), mm

X_y	Simpangan struktur pada saat terjadi sendi plastis yang pertama (leleh pertama), mm
μ	Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelepasan pertama; konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya IBC-2009 dan ASCE 7-10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai μ sebesar 2/3 tahun
μ_m	Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu system atau subsistem struktur gedung
Δ_i	Simpangan antartingkat yang telah dibagi faktor skala, cm
δ_u	Perpindahan rencana, mm
ζ	Koefisien pengali dari simpangan struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa; faktor pengali
ρ	Faktor redudansi struktur
ρ_{maks}	Rasio tulangan lentur maksimum
ρ_n	Rasio penulangan arah horizontal
ρ_s	rasio luas tulangan spiral terhadap volume inti beton yang terkekang oleh tulangan spiral (diukur dari sisi luar ke sisi luar tulangan spiral)
ρ_v	Rasio penulangan arah vertikal
Ω_0	Faktor kuat lebih

DAFTAR SINGKATAN

PGA	Peak Ground Acceleration
SRPMM	Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah
SNI	Standar Nasional Indonesia
PPIUG	Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung
SRPMK	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
CQC	<i>Complete Quadratic Combination</i>
SRSS	<i>Square Root of the Sum of Squares</i>

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Seiring dengan pertumbuhan jumlah penduduk di Indonesia yang cukup pesat dan meningkatnya arus urbanisasi ke kota-kota besar, menyebabkan sempitnya lahan yang tersedia untuk pemukiman dan bangunan. Oleh karena itu kebutuhan akan gedung-gedung perkantoran atau hunian bertingkat banyak semakin meningkat. Permasalahan utama dalam perencanaan gedung bertingkat banyak di kota-kota besar di Indonesia adalah ketahanan gedung dalam menerima beban lateral. Hal ini disebabkan Indonesia terletak pada wilayah gempa moderat hingga tinggi. Untuk mengurangi resiko akibat bencana gempa tersebut perlu direncanakan struktur bangunan tahan gempa.

Bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural maupun pada komponen strukturalnya. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non strukturalnya, akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh mengalami kerusakan. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi penghuni bangunan dapat menyelamatkan diri.

Kondisi alam ini menyebabkan perlunya pemenuhan terhadap kaidah-kaidah perencanaan atau pelaksanaan sistem struktur tahan gempa pada setiap struktur bangunan yang akan didirikan di wilayah Indonesia, khususnya yang dibangun di wilayah dengan kerawanan resiko gempa menengah hingga tinggi.

Kerusakan yang terjadi pada struktur bangunan akibat gempa-gempa tersebut pada umumnya disebabkan oleh hal-hal diantaranya sistem bangunan yang digunakan tidak sesuai dengan tingkat kerawanan daerah setempat terhadap gempa, rancangan struktur dan detail penulangan yang diaplikasikan pada dasarnya kurang memadai, serta kualitas material dan praktik konstruksi pada umumnya kurang baik.

Selain bentuk bangunan, desain terhadap tulangan juga sangat berpengaruh. Atas dasar inilah penulis bertujuan untuk membahas hubungan antara peraturan SNI Gempa 1726:2012 dengan penulangan beton bertulang sehingga dapat diketahui nilai deformasi pada struktur bangunan tersebut.

Seiring dengan keadaan kondisi gempa yang terjadi di Indonesia dan ditambah dengan semakin tingginya, maka beban lateral yang terjadi pada struktur semakin besar. Oleh karena itu, kestabilan dan bentuk bangunan sangat mempengaruhi struktur.

Berdasarkan kemajuan zaman dan semakin sempitnya lahan di perkotaan maka timbullah untuk membangun gedung yang lebih tinggi. Oleh sebab itu penulis ingin mengidentifikasi masalah yang terjadi pada struktur gedung yang tinggi dan menganalisisnya dengan SAP2000, yaitu untuk mengetahui deformasi pada struktur bangunan bertingkat tinggi dan menyesuaikannya dengan peraturan gempa dan beton.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian yang telah di sebutkan di atas, maka pokok masalah yang terjadi adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana kondisi bangunan yang didesign dengan perencanaan bangunan SRPMK menggunakan peraturan SNI 1726:2012 ?
2. Bagaimanakah tingkat deformasi yang terjadi pada struktur, bila menggunakan peraturan gempa 2012 ?
3. Berapakah pendimensian balok, kolom dan pelat lantai yang sesuai agar dapat menahan gaya lateral akibat gempa ?

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Agar penelitian ini lebih terarah, maka penulis akan membatasi masalah yang akan dibahas, yaitu:

1. Perhitungan gaya gempa pada bangunan dengan SNI gempa 1726:2012.
2. Menganalisa pembebanan struktur dan gaya gempa terhadap deformasi balok dan kolom dengan acuan Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung Tahun 1983.
3. Menganalisa dimensi pelat, balok, dan kolom dengan peraturan persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung SNI 2847:2013.

1.4. Tujuan Analisa

Untuk mengetahui besar deformasi yang terjadi pada perencanaan bangunan SRPMK dengan menggunakan peraturan SNI Gempa 1726:2012.

1.5. Manfaat Penulisan

a. Manfaat Teoritis

Diharapkan dapat memberikan informasi ilmiah secara lebih detail tentang perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa.

b. Manfaat Praktis

Dari hasil perencanaan struktur beton dengan SRPMK diharapkan dapat diketahui beban gempa yang bekerja pada struktur beton bertulang yang direncanakan dengan mampu menahan beban gempa rencana.

1.6. Sistematika Penulisan

BAB 1 PENDAHULUAN

Dalam bab ini dibahas Latar Belakang, Rumusan Masalah, Ruang Lingkup Penelitian, Tujuan, Manfaat Penelitian dan Sistematika Penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini membahas mengenai dasar teori yang digunakan dalam penyelesaian masalah-masalah yang ada.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini berisi tentang diagram alur perencanaan dan studi literatur mengenai perencanaan struktur bangunan, perhitungan pembebanan, dan perencanaan komponen struktur meliputi dimensi balok, kolom, dan tulangan yang dipakai.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisi tentang data perhitungan dan analisis yang dilakukan.

BAB 5 : KESIMPULAN DAN SARAN

Dalam bab ini dibuatlah kesimpulan mengenai hasil perencanaan dan diberikan saran untuk melengkapinya. Dan disertakan pula data hasil analisis sebagai lampiran.

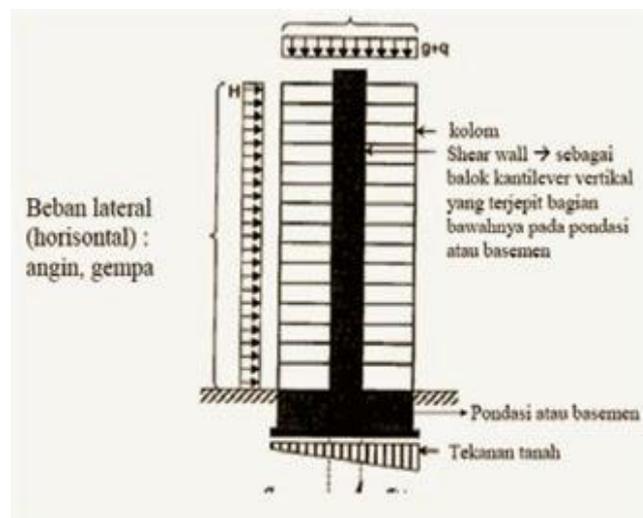
BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Filosofi perencanaan bangunan tahan gempa yang diadopsi hampir seluruh negara di dunia mengikuti ketentuan berikut ini:

1. Pada gempa kecil bangunan tidak boleh mengalami kerusakan.
2. Pada gempa menengah komponen struktural tidak boleh rusak, namun komponen non-struktural diijinkan mengalami kerusakan.
3. Pada gempa kuat komponen struktural boleh mengalami kerusakan, namun bangunan tidak boleh mengalami keruntuhan.



Gambar 2.1: Perencanaan bangunan tahan gempa.

Oleh karena itu, merujuk revisi peraturan baru bangunan tahan gempa di Indonesia, dalam perancangan suatu gedung beton setidaknya harus mengacu pada peraturan SNI 2847 : 2013, yaitu Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, dan SNI 1726 : 2012, yaitu Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

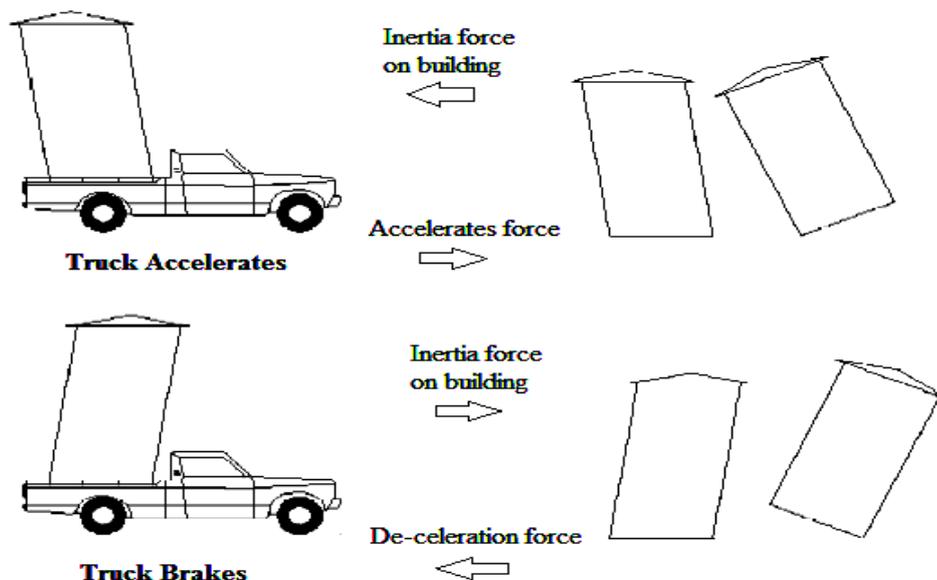
2.1.1 Gempa Rencana

Menurut (Budiono dan Supriatna, 2011), akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Berdasarkan SNI 1726:2012, zona peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

2.1.2 Arah Pembebanan Gempa

Gempa menyebabkan guncangan pada tanah. Tingkat keparahan beban gempa tergantung pada lokasi (sesuai dengan peraturan mengenai standar bangunan). Guncangan tanah dapat menambah beban pada unsur-unsur bangunan, guncangan tanah yang lebih kuat atau unsur-unsur bangunan yang lebih besar dapat menambah beban pada gedung itu sendiri.

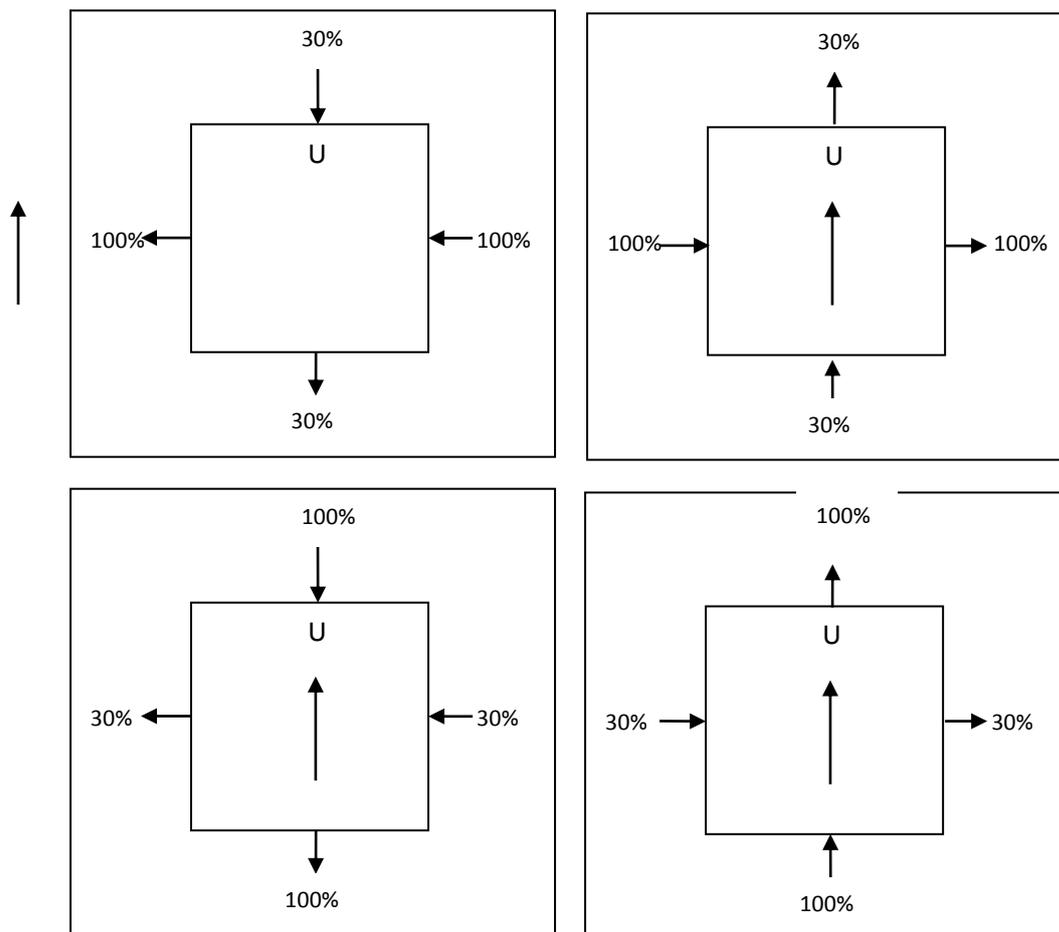
Beban gempa cenderung horizontal (walaupun tetap ada komponen vertikal arah beban) dan dapat menyerang dari arah manapun. Beban gempa akan datang bersiklus. Beban gempa dapat disimulasikan seperti jika anda berdiri diatas sebuah truk yang tiba-tiba bergerak cepat, mengerem mendadak, dan bergerak lagi berulang kali. Akan sangat sulit untuk tetap berdiri.



Gambar 2.4: Simulasi beban gempa pada gedung (Frans, 2014).

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberikan pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

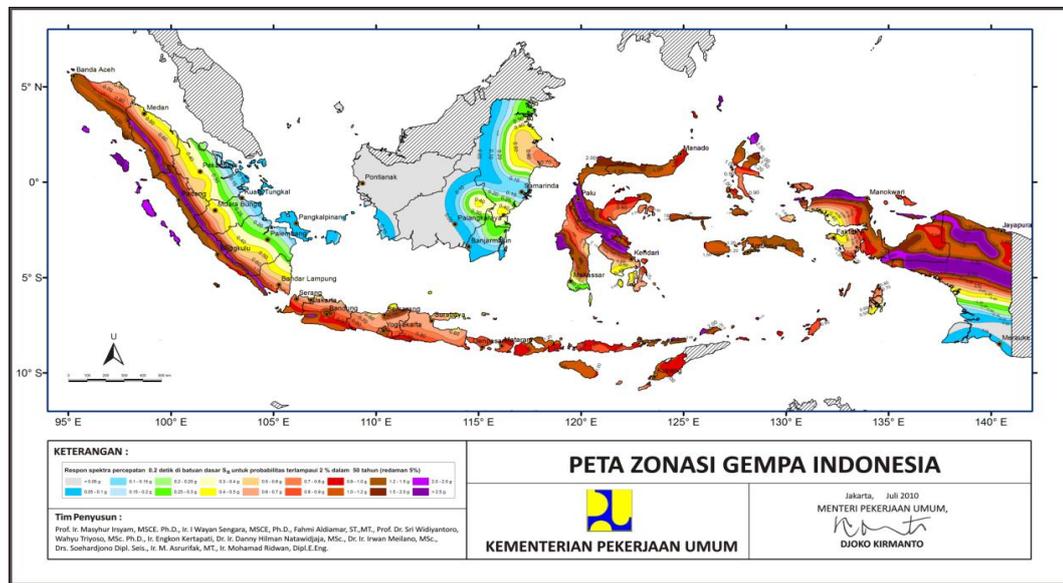
Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi,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



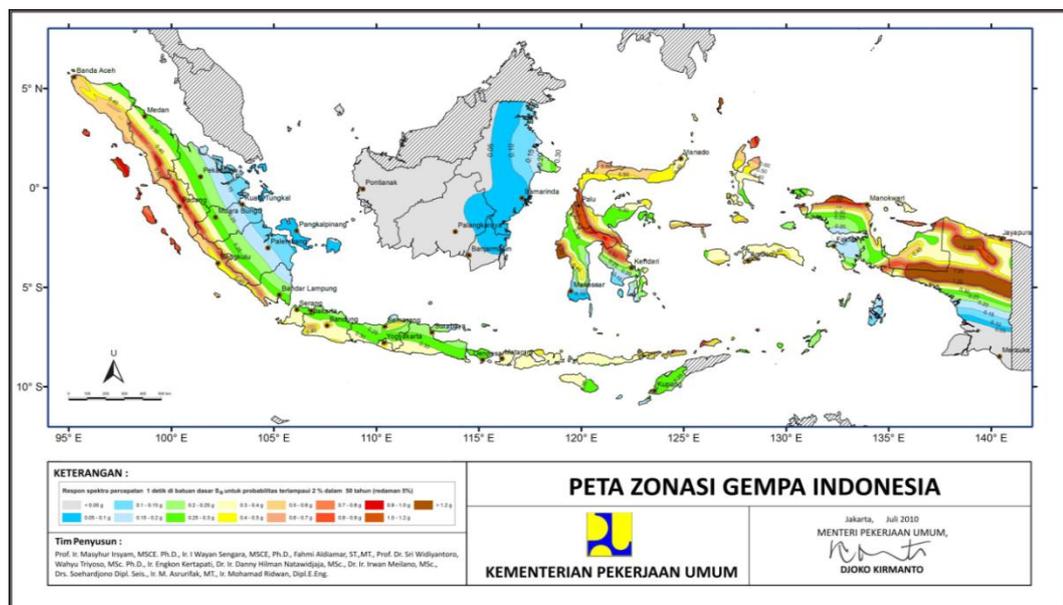
Gambar 2.5: Arah pembebanan gempa.

2.1.3 Wilayah Gempa

Berdasarkan SNI1726:2012 pasal 14, wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_T (percepatan batuan tanah dasar pada periode 1 detik).



Gambar 2.6: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%).



Gambar 2.7: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%).

2.1.4 Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Pada konsep perencanaan struktur bangunan bertingkat tinggi harus di perhitungkan kemampuannya dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, di antaranya adalah beban gravitasi, beban hidup, beban angin dan yang tidak kalah pentingnya adalah beban gempa.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa adalah:

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

Berdasarkan hal tersebut, perencanaan struktur dapat di rencanakan dengan mengetahui skenario keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Bangunan tahan gempa didesain berdasarkan peraturan gempa yang berlaku, jenis tanah, bentuk bangunanya, faktor kegunaan bangunannya, dan lain-lain. Seluruh elemen struktur di rencanakan dengan tahanan yang sesuai untuk menahan perpindahan yang terjadi akibat *ground motion* dengan memperhatikan respon *inelastic* struktur, faktor redundan, kuat lebih dan daktilitas struktur.

Analisis dinamik merupakan cara yang saat ini paling tepat untuk mengetahui kondisi struktur yang sebenarnya ketika terjadi gempa. Dengan analisis riwayat waktu (*time history analysis*), dapat diketahui respons struktur akibat gempa seperti simpangan,kecepatan dan percepatan untuk setiap segmen waktu yang di tentukan.

2.2 Ketentuan Perencanaan Pembebanan

Perencanaan pembebanan ini digunakan beberapa acuan standar sebagai berikut:

1. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847 : 2013)
2. Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726 : 2012)
3. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727 : 2013)
4. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1987).

2.2.1 Pembebanan

Berdasarkan peraturan – peraturan diatas, struktur sebuah gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap beban–beban berikut :

1. Beban Mati (*Dead Load*), dinyatakan dengan lambang *DL* ;
2. Beban Hidup (*Live Load*), dinyatakan dengan lambing *LL* ;
3. Beban Gempa (*Earthquake Load*), dinyatakan dengan lambang *E*.

2.2.2 Deskripsi Pembebanan

Beban–beban yang bekerja pada struktur bangunan ini adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati (DL)

Menurut SNI-1727-2013 pasal 3.1.1 bahwa beban mati adalah berat dari seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Nilai berat bahan dan konstruksiyang digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Oleh karena itu berat bahan dan kostruksi diambil dari PPPURG 1987. Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur gedung bertingkat inimerupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsistruktural menahan beban. Beban dari berat sendiri elemen – elemen tersebutdiantaranya sebagai berikut :

- Beton = 2400 kg/m³
- Tegel + Spesi = 45 kg/m²
- Plumbing = 10 kg/m²
- Ducting AC = 20 kg/m²
- Plafon + Penggantung = 18 kg/m²
- Dinding ½ bata = 250 kg/m²

Beban tersebut harus disesuaikan dengan volume elemen struktur yang akan digunakan. Karena analisis dilakukan dengan program SAP 2000, maka berat sendiri akan dihitung secara langsung.

2. Beban Hidup (LL)

Menurut SNI1727 : 2013, beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati. Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Beban hidup pada lantai gedung.

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m ²)	Beban terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2.4)	2000 (8.9)
Ruang computer	100 (4.79)	2000 (8.9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7.18) ^a	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat dilantai)		
Lobi	100 (4.79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4.79) ^a	
	100 (4.79) ^a	

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m ²)	Beban terpusat lb (kN)
Panggung pertemuan Lantai podium	100 (4.79) ^a 150 (7.18)	
Balkon dan dek	1.5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4.79 kN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1.92)	300 (1.33)
Koridor Lantai pertama Lantai lain	100 (4.79) Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4.79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2in x 2in [50 mm x 50 mm])		300 (1.33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1in x 1in. [25 mm x 25mm])		200 (0.89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4.79) 40 (1.92)	
Tangga permanen	SNI-1727-2013 pasal 4.5	
Garasi/parkir Mobil penumpang saja	40 (1.92) ^{a,b,c}	

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m ²)	Beban terpusat lb (kN)
Truk dan bus		
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	SNI1727 : 2013 pasal 4.5	
Helipad	60 (2.87) ^{de} Tidak boleh direduksi	e,f,g
Rumah sakit:		
Ruang operasi laboratorium	60 (2.87)	1000 (4.45)
Ruang pasien	40 (1.92)	1000 (4.45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2.87)	1000 (4.45)
Ruang penyimpanan	150 (7.18) ^{a,h}	1000 (4.45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.45)
Pabrik		
Ringan	125 (6.00) ^a	2000 (8.9)
Berat	250 (11.97) ^a	3000 (13.4)
Gedung perkantoran		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4.79)	2000 (8.9)
Kantor	50 (2.4)	2000 (8.9)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3.83)	2000 (8.9)
Lembaga hukum	40 (1.92)	
Balok sel	100 (4.79)	
Koridor		
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, koleam renang, dan penggunaan yang sama	75 (3.59) ^a	
Bangsai dansa dan ruang dansa	100 (4.79) ^a	
Gymnasium	100 (4.79) ^a	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	100 (4.79) ^{a,k}	
Stadium dan tribun / arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	60 (2.87)	

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m ²)	Beban terpusat lb (kN)
Atap Atap datar, berbubung dan lengkung Atap digunakan untuk taman atap Atap yang digunakan untuk tujuan lain Atap yang digunakan untuk hunian lainnya Awning dan kanopi Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	20 (0.96) ⁿ 100 (4.79) Sama seperti hunian dilayani ^a 5 (0.24) tidak boleh direduksi 5 (0.24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributary dari atap yang ditumpu oleh rangka	i 200 (0.89) 2000 (8.9)
Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan	20 (0.96)	300 (1.33) 300 (1.33)
Sekolah Ruang kelas Koridor diatas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1.92) 80 (3.83) 100 (4.79)	1000 (4.5) 1000 (4.5) 1000 (4.5)
Bak-bak/ <i>scuttles</i> . Rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0.89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11.97) ^{a,p}	8000 (35.6) ^q
Tangga dan jalan keluar Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	100 (4.79) 40 (1.92)	300 ^r 300 ^r

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m ²)	Beban terpusat lb (kN)
Gudang diatas langit-langit Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pncecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat) Ringan Berat	20 (0.96) 125 (6.00) ^a 250 (11.97) ^a	
Toko Eceran Lantai pertama Lantai diatasnya Grosir, disemua lantai	100 (4.79) 75 (.59) 125 (6.00) ^a	1000 (4.45) 1000 (4.45) 1000 (4.45)
Penghalang kendaraan	Lihat pasal 4.5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2.87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4.79) ^a	

Berhubungan dengan peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dari semua unsur struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil, maka untuk hal-hal tersebut beban hidup tersebut dianggap tidak efektif sepenuhnya, sehingga beban hidup terbagi rata dapat dikalikan dengan suatu koefisien reduksi. Menurut SNI1727 : 2013 pasal 4.7.2, bahwa koefisien reduksi beban hidup dapat dilihat pada Pers. 2.1.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (2.1)$$

Dimana:

L = beban hidup rencana tereduksi.

L_o = beban hidup rencana tanpa reduksi.

K_{LL} = faktor elemen beban hidup.

A_T = luas struktur bangunan.

L tidak boleh kurang dari 0.4L_o untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih. Nilai faktor elemen hidup (K_{LL}) dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Faktor elemen hidup.

Elemen	K_{LL}^a
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

Elemen	K_{LL}^a
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3
Kolom-kolom sudut dengan pelat kantilever	2
Balok-balok tepi tanpa pelat-pelat kantivaler	2
Balok-balok interior	2
Semua komponen struktur yang tidak disebut diatas: Balok-balok tepi dengan pelat-pelat kantiveler Balok-balok kantilever Pelat-pelat satu arah Pelat-pelat dua arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

Beban hidup penuh tanpa dikalikan dengan koefisien reduksi tetap harus ditinjau pada:

- Lantai gedung, ruang arsip, perpustakaan dan ruang-ruang penyimpanan lain sejenis.

Lantai ruang yang memikul beban berat tertentu yang bersifat tetap, seperti alat-alat dan mesin-mesin.

3. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat percepatan getaran tanah pada saat gempa terjadi. Untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, sesuai dengan pasal-pasal yang ditentukan oleh SNI 1726 : 2012 Tata Cara Pecencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, maka terlebih dahulu harus menganalisis/menentukan faktor keutamaan dan kategori resiko struktur bangunan serta kelas situs desain seismik. Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang

lengkap, untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Gerak tanah desain harus diasumsikan terjadi di sepanjang setiap arah horisontal struktur bangunan gedung. Kecukupan sistem struktur harus ditunjukkan melalui pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen-elemen struktur tersebut harus ditentukan.

2.2.3 Klasifikasi Situs, Jenis Pemanfaatan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Struktur bangunan direncanakan sebagai gedung perkantoran dengan kategori risiko II dan klasifikasi situs untuk desain seismik diasumsikan dengan kelas situs SD. Karena penulis tidak melakukan analisis perhitungan geoteknik, maka untuk kecepatan rata-rata gelombang geser, \bar{v}_s , tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata, \bar{N} , dan kuat geser niralir rata-rata, \bar{S}_u nilainya hanya diasumsikan.

Tabel 2.3: Klasifikasi Situs (SNI 1726 : 2012).

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau $\bar{N}ch$	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$		

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau $\bar{N}ch$	\bar{S}_u (kPa)
	3. Kuat geser niralir, $S_u < 25$ kPa		
<i>SF</i> (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti likuifaksi, lempung sangat sensitif, dan tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut		
	(ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

Tabel 2.4: Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa (SNI 1726-2012).

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - 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 risiko I, II, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor	II

Tabel 2.4: *Lanjutan.*

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<ul style="list-style-type: none"> - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur <p style="text-align: center;">Pabrik</p>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan /atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat</p>	III

Tabel 2.4: *Lanjutan.*

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>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.</p>	<p>III</p>
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas penting, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pust pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	<p>IV</p>

Tabel 2.5: Faktor keutamaan gempa (SNI 1726 : 2012).

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

2.2.4 Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa

Respon spektra merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respons maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom (SDOF)* baik percepatan (a), kecepatan (v), perpindahan (d) dengan struktur tersebut di bebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spectra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d). (Budionodan Supriatna, 2011).

Untuk penentuan parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah. Di perlukan faktor amplifikasi terkait spectra percepatan untuk perioda pendek (F_a) dan periode 1,0 detik (F_v). selanjutnya parameter respon spectra percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk perioda pendek (S_s) dan perioda 1,0 detik (S_I) di batuan dasar yang di peroleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012.

Tabel 2.6:Koefisien situs, F_a (SNI 1726 : 2012).

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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

Tabel 2.6: *Lanjutan.*

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

Catatan:

- Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik.

Tabel 2.7: Koefisien situs, F_v (SNI 1726 : 2012).

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Catatan:

- Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik.

Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.3)$$

dimana:

S_s adalah parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode pendek,

S_1 adalah parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode 1 detik.

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{ds} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , ditentukan dari persamaan :

$$S_{DS} = \mu S_{MS} \quad (2.4)$$

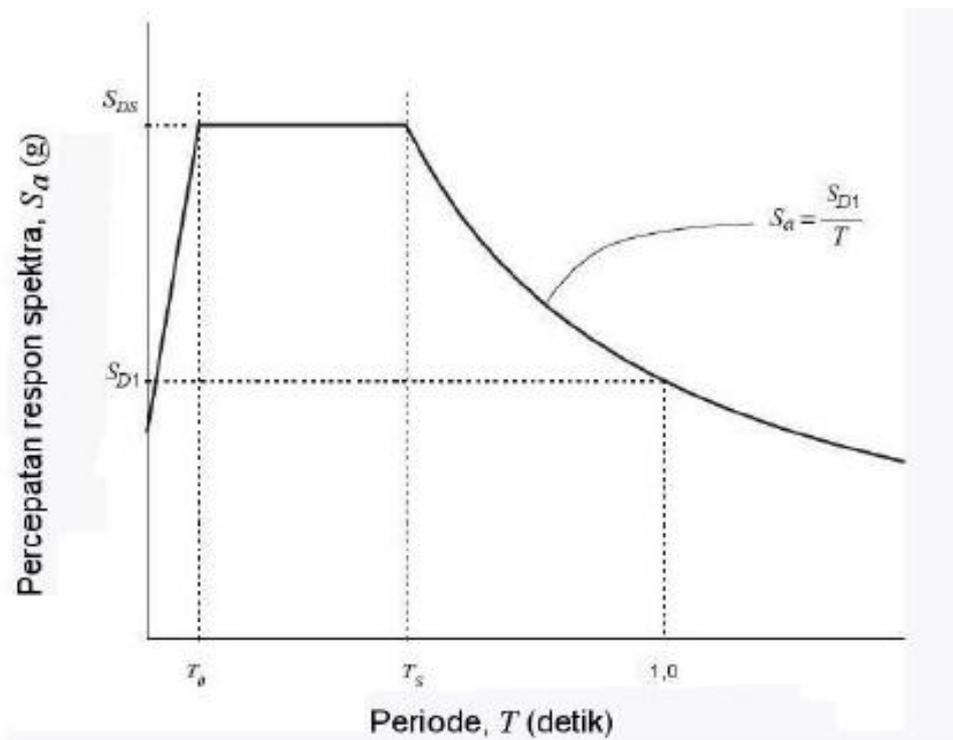
$$S_{D1} = \mu S_{M1} \quad (2.5)$$

dimana:

S_{DS} adalah respon spektra percepatan desain untuk periode pendek,

S_{D1} adalah respon spektra percepatan desain untuk periode 1 detik,

μ adalah konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7-10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai μ sebesar 2/3 tahun.



Gambar 2.8: Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah (SNI1726:2012).

Kurva spektrum respon desain harus mengikuti ketentuan berikut ini:

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , respon spektra percepatan desain, S_a harus diambil dari Pers. 2.6 berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respon spektra percepatan, S_a adalah sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , respon spektra percepatan, S_a didapatkan dari Pers. 2.7 berikut:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (2.7)$$

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.8 dan 2.9 di bawah ini:

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.9)$$

Keterangan:

T adalah periode getar fundamental struktur.

2.2.5 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik mengikuti pada table 2.6 dan 2.7. Struktur dengan katagori risiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respon spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_L lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan katagori desain seismik E.

Tabel 2.8: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	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

Tabel 2.9: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik.

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} > 0.167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

2.2.6 Faktor Reduksi Gempa

Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Koefisien modifikasi respons yang sesuai, R , faktor kuat lebih sistem, Ω_0 , dan koefisien amplikasi defleksi, C_d , harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat desain.

Pada perencanaan tugas akhir ini penulis memakai sistem ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK).

Berdasarkan SNI 1726 : 2012, nilai koefisien modifikasi respons (R^a), Faktor kuat lebih sistem (Ω_0^g), Faktor pembesaran defleksi (C_d^b) untuk sistem ganda adalah sebagai berikut:

Tabel 2.10: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa(SNI 1726: 2012).

Sistem Penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^d
D. Sistem ganda	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8

Tabel 2.10: Lanjutan.

Sistem Penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^d
dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1.Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2.Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3.Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4.Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5.Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6.Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7.Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8.Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9.Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI

Tabel 2.10: *Lanjutan.*

Sistem Penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^d
10.Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11.Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13.Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

Catatan : TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Dijinkan

2.2.7 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI1726 : 2012Pasal 7.8.1, gaya geser dasar (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.9 berikut ini:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.10)$$

dimana:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat total gedung

Untuk nilai C_s menurut SNI 1726: 2012Pasal 7.8.1.1, persamaan-persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah:

✓ Koefisien respon seismik, C_s

Untuk koefisien respon seismik C_s ditentukan berdasarkan rumus berikut

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

dimana:

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

R = faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.10

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi C_s hitungan berdasarkan rumus berikut:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.12)$$

C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.13)$$

dimana:

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

T = periode getar struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari $0,6 g$ maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.14 di bawah ini:

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

2.2.8 Periode Fundamental

Budiono dan Supriatna (2011) menyatakan bahwa periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan nilai batas maksimum. Nilai batas tersebut adalah:

1. Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$)

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r \cdot h_n^x \quad (2.15)$$

dimana:

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

h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.11

x = Ditentukan dari Tabel 2.11

2. Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$)

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u \cdot T_{a \text{ minimum}} \quad (2.16)$$

dimana:

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

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.12

Tabel 2.11: Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan x berdasarkan SNI1726:2012.

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

Tabel 2.12: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.2.9 Parameter Respon Terkombinasi

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons

maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respon maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dan Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

2.3 Design Kriteria Struktur Utama

Menurut Pawirodikromo (2012) struktur utama bangunan adalah seperti portal/rangka yang dapat berdiri secara tegak dan mampu menahan semua jenis beban yang mungkin terjadi. Mengingat bangunan gedung dapat bervariasi menurut banyaknya tingkat, jenis-jenis beban yang bekerja, jenis bahan yang dipakai dan tempat dimana bangunan akan dibangun (daerah-daerah gempa) maka terdapat beberapa hal yang akan mempengaruhi pemakaian jenis struktur utama bangunan diantaranya:

1. Banyaknya tingkat
2. Jenis bahan yang dipakai
3. Jenis-jenis beban yang bekerja
4. Tempat dimana bangunan akan dibangun (jenis tanah dan daerah gempa)

2.3.1 Kekuatan (*Strength*)

Sudah sangat jelas bangunan harus mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan semua jenis kombinasi beban (beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin) di dalam masa layan bangunan. Untuk struktur yang relatif kaku, kriteria kekuatan ditandai oleh tegangan bahan yang terjadi, sementara lendutan/simpangannya relatif kecil (karena struktur kaku). Tegangan bahan yang terjadi menjadi penentu (*stress govern*) terhadap performa bangunan.

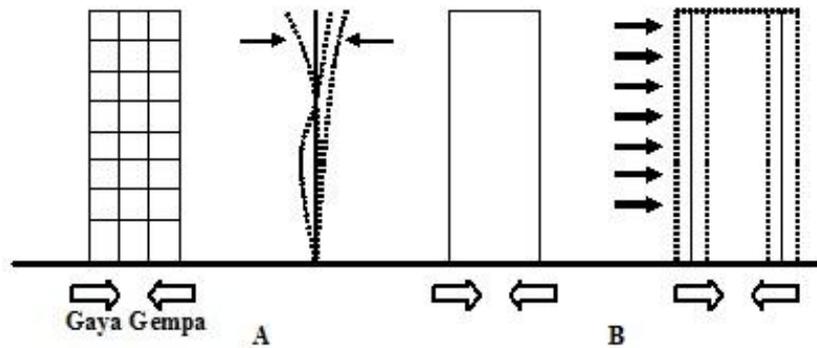
Pada level baban layan (*service loads*), tegangan yang terjadi harus masih dalam batas elastik dengan angka keamanan tertentu. Angka keamanan yang dimaksud salah satunya dapat diakomodasi melalui pemakaian faktor beban. Dengan faktor beban (nilainya > 1) maka bahan akan mencapai tegangan leleh hanya apabila intensitas beban gravitasi, beban hidup dan beban sementara masing-masing naik sebesar faktor bebannya. Nilai-nilai tegangan elastik berikut faktor beban sudah diatur di dalam peraturan. Kesetabilan struktur akan mulai terganggu pada saat tegangan memasuki paska *inelastic* (Pawirodikromo, 2012).

2.3.2 Kekakuan (*stiffness*)

Struktur bangunan harus diberikan kekakuan secukupnya, sehingga gaya inersia ($F = m.a_i$) yang terjadi tidak besar dan lendutan atau simpangan (*deviasi/sway-drift*) antar tingkat bangunan/lantai bangunan masih terletak pada batas yang diizinkan.

Apabila kekakuan bangunan sangat kecil, maka pada saat tanah bergerak akibat gempa bangunan praktis tidak mengalami percepatan atau tidak terbawa untuk bergerak, bangunan lebih terasa mengayun secara fleksibel atau dengan istilah bangunan lebih elastis. Bangunan yang demikian dikatakan memiliki respons yang kecil terhadap gempa. Apabila kekakuan bangunan sangat besar, maka massa bangunan akan dipaksa untuk mengikuti sepenuhnya pergerakan tanah, sehingga percepatan yang dialami bangunan akan Persis sama percepatan tanah. Bangunan yang demikian dikatakan mempunyai respons yang besar terhadap gempa. Optimasi yang ideal adalah gabungan komposisi kedua prinsip diatas dalam batas yang diizinkan dengan tidak terlalu kaku dan tidak terlalu

lentur. Dalam hal ini material struktur, sistem sambungan struktur sangat berpengaruh terhadap pergerakan massa bangunan.

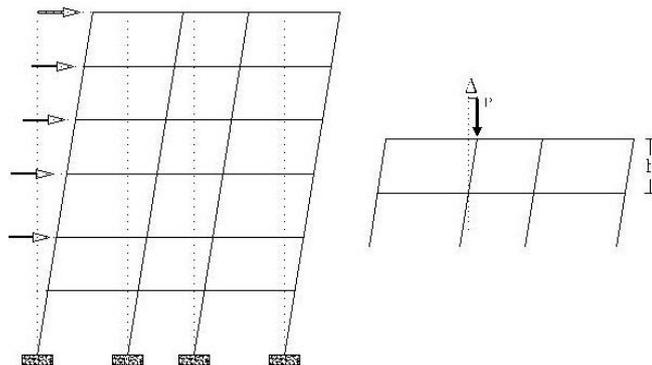


Gambar 2.9: Pengaruh kekakuan struktur terhadap beban gempa .

Gambar 2.9 A, menunjukkan pola goyangan yang besar di lantai atas gedung, karena struktur gedung fleksibel dan elastik.

Gambar 2.9 B, menunjukkan pola gerak struktur yang kaku dengan respon gempa yang besar mengikuti arah percepatan gempa

Menurut (Pawirodikromo, 2012), kriteria desain tidak cukup hanya kekuatan bangunan, tetapi ada kemungkinan kriteria lain harus dipenuhi. Sebagaimana disampaikan sebelumnya, pada struktur yang relative kaku maka yang menjadi kriteria penentu sudah akan berbalik menjadi *displacement govern*, yaitu nilai lendutan/simpangan yang terjadi. Pada kondisi seperti itu tegangan bahan mungkin masih dalam katagori elastik, tetapi lendutan sudah cukup besar sehingga sudah tidak nyaman untuk ditempati.



Gambar 2.10: Simpangan antar tingkat (Pawirodikromo, 2012).

Untuk bangunan bertingkat *displacement govern* dapat terjadi pada balok biasa atau balok kantilever yang bentangnya panjang serta pada bangunan gedung yang jumlah tingkatnya sangat banyak (*high rise building*). Lendutan balok umumnya diproporsikan terhadap bentang, sedangkan simpangan tingkat biasanya diproporsikan terhadap tinggi tingkat dalam istilah *drift ratio*. *Drift ratio* adalah rasio antara simpangan antar tingkat dengan tinggi tingkat, seperti ditunjukkan pada Pers. 2.17.

$$Drift\ ratio = \frac{\Delta}{h} \quad (2.17)$$

Yang mana Δ adalah simpangan antar tingkat dan h adalah tinggi tingkat.

Apabila simpangan antar tingkat (Δ) terlalu besar maka akan timbul efek P- Δ . Efek P- Δ pada umumnya akan sangat membahayakan kestabilan struktur, karena akan menimbulkan momen kolom yang sangat besar (akibat P yang umumnya sangat besar). Selain pembatasan lendutan dan simpangan yang terjadi sebagai bentuk dari design kriteria, maka struktur bangunan hendaknya jangan terlalu fleksibel. System pengaku dapat dipakai untuk mengurangi/mengendalikan lendutan/simpangan (Pawirodikromo, 2012).

Menurut (Tumilar, 2015) kekakuan struktur dapat juga dihitung dengan persamaan :

$$K_i = \frac{V}{\Delta_i} \quad (2.18)$$

2.3.2.1 Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja, yaitu kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat masa teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat masa tidak terletak segaris, dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa diatasnya.

Bagi struktur yang dirancang untuk katagori desain seismik C,D,E, atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b pada Tabel 2.1, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari

defleksi titik-titik diatas dan dibawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris vertikal disepanjang salah satu bagian struktur.

Simpangan antar lantai, nilainya harus diperbesar dengan menggunakan Pers.2.19 di bawah ini:

$$\frac{\Delta i \cdot C_d}{I_e} \quad (2.19)$$

Dimana:

Δi = Simpangan antar tingkat

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

Dari nilai simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a), sesuai dengan peraturan SNI1726:2012, bahwa struktur gedung harus berada dalam simpangan yang diizinkan.

Tabel 2.13: Simpangan antar lantai izin berdasarkan SNI1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem mengakomodasi simpangan antarlantai tingkat.	0,025 h_{sx}^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Catatan: h_{sx} = Tinggi tingkat yang bersangkutan

2.4 Kombinasi Beban

Dengan mengacu pada kombinasi pembebanan SNI 1726 : 2012, standar kombinasi pembebanan sebagai berikut :

- 1,4DL
- 1,2DL + 1,6LL
- 1,2DL + 1 LL ± 0,3 EX ± 1 EY
- 1,2DL + 1 LL ± 1 EX ± 0,3 EY

- $0,9 DL \pm 0,3 EX \pm 1 EY$
- $0,9 DL \pm 1 EX \pm 0,3 EY$

Keterangan :

D Adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanent, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap ;

L Adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain – lain ;

L_r Adalah beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak ;

R_i Adalah beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air ;

W Adalah beban angin ;

E Adalah beban gempa.

- Pengaruh beban gempa, E , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 3 dan 4 harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E = E_h + E_v$$

- Pengaruh beban gempa, E , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dan 6 harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E = E_h - E_v$$

Dimana:

E adalah pengaruh beban seismik

E_h adalah pengaruh beban seismik horizontal

E_v adalah pengaruh beban seismik vertikal

- Untuk pengaruh beban seismik horizontal, E_h , harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$E_h = \rho Q_E$$

- Untuk pengaruh beban seismik vertikal, E_v , harus ditentukan dengan persamaan berikut:

- $E_v = 0,2 S_{DS} DL$

Oleh karena itu, kombinasi pembebanan menjadi seperti penjabaran berikut ini:

1. 1,4DL
2. 1,2DL + 1,6LL
3. $1,2DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL)$
4. $1,2DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL)$
5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL)$
6. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2S_{DS}DL)$

Faktor redundansi, ρ , harus dikenakan pada sistem penahan gaya gempa dalam masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Nilai ρ diijinkan sama dengan 1,0 untuk hal-hal berikut:

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta
3. Desain komponen struktural
4. Desain struktur non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
5. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan dan sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat lebih digunakan
6. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat lebih disyaratkan untuk desain
7. Struktur dengan sistem peredaman

Sedangkan nilai ρ sama dengan 1,3 untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut terpenuhi, dimana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0:

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang

dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

Karena struktur direncanakan dengan denah beraturan dan didesain dengan dinding geser, maka diambil nilai ρ adalah 1,0.

2.5 Persyaratan Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Berdasarkan SNI 2847 : 2013

2.5.1 Komponen Struktur Lentur pada SRPMK (SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5)

1. Ruang Lingkup

Komponen struktur lentur pada SRPMK harus memenuhi syarat-syarat dibawah ini:

- 1) Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u , tidak boleh melebihi $A_g f'_c / 10$.
- 2) Bentang bersih komponen struktur, ℓ_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
- 3) Lebar komponen, b_w , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$ dan 250mm.
- 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 .

2. Tulangan Longitudinal

- 1) Pada setiap irisan penampang komponen struktur lentur:

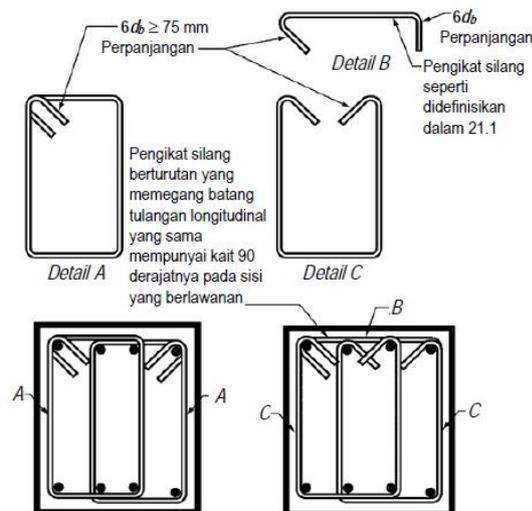
- Jumlah tulangan atas dan bawah tidak boleh kurang dari

$$A_{s,min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (2.20)$$

- Tidak boleh kurang dari $1,4b_w d / f_y$
- Rasio tulangan, ρ , tidak boleh melebihi 0,025.

- Paling sedikit harus ada dua batang tulangan atas dan dua batang tulangan bawah yang dipasang secara menerus.
- 2) Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.
 - 3) Sambungan lewatan pada tulangan lentur hanya diizinkan jika ada tulangan spiral atau sengkang tertutup yang mengikat bagian sambungan lewatan tersebut. Spasi sengkang yang mengikat daerah sambungan lewatan tersebut tidak melebihi $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada:
 - a. Daerah hubungan balok kolom;
 - b. Daerah hingga jarak dua kali tinggi balok dari muka kolom;
 - c. Tempat-tempat yang berdasarkan analisis, memperlihatkan kemungkinan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral inelastis struktur rangka.
3. Tulangan Transversal
- 1) Sengkang tertutup harus dipasang pada komponen struktur pada daerah-daerah dibawah ini:
 - a. Pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur.
 - b. Disepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang dimana leleh lentur diharapkan dapat terjadi sehubungan dengan terjadinya deformasi inelastik struktur rangka.
 - 2) Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak melebihi dari 50mm dari muka tumpuan.
 Jarak maksimum antara sengkang tertutup tidak boleh melebihi:
 - $d/4$;
 - Enam kali diameter terkecil tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal;

- 150 mm.
- 3) Bila sengkang tertutup diperlukan, batang tulangan lentur utama yang terdekat ke muka tarik dan tekan harus mempunyai tumpuan lateral, atau spasi batang tulangan yang tertumpu secara transversal tidak boleh melebihi 350 mm, tulangan kulit tidak perlu tertumpu secara lateral.
 - 4) Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempapada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang komponen struktur.
 - 5) Sengkang atau sengkang ikat yang diperlukan untuk memikul geser harus dipasang di sepanjang komponen struktur.
 - 6) Sengkang tertutup dalam komponen struktur lentur diperbolehkan terdiri dari dua unit tulangan, yaitu: sebuah sengkang dengan kait gempapada kedua ujung dan ditutup oleh pengikat silang. Pada pengikat silang yang berurutan yang mengikat tulangan memanjang yang sama, kait 90 derajat harus dipasang secara berselang-seling. Jika tulangan memanjang yang diberi pengikat silang dikekang oleh pelat lantai hanya pada satu sisi saja maka kait 90 derajatnya harus dipasang pada sisi yang dikekang.



Gambar 2.11: Contoh-contoh sengkang tertutup saling tumpang dan ilustrasi batasan pada spasi horizontal maximum batang tulangan longitudinal yang ditumpu (SNI 2847 : 2013).

4. Persyaratan Kuat Geser

1) Gaya Desain

Gaya geser desain, V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor disepanjang bentangnya.

2) Tulangan Transversal

Tulangan transversal sepanjang daerah yang ditentukan harus dirancang untuk memikul geser gempa dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- a. Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan gaya rencana mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut,
- b. Gaya geser terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

2.5.2 Komponen Struktur Yang Menerima Kombinasi Lentur dan Beban Aksial pada SRPMK (SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6)

1. Ruang Lingkup

Persyaratan ini berlaku untuk komonen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan yang menahan gaya aksial tekan terfaktor, P_u , akibat sebarang kombinasi beban yang melebihi $A_g f_c' / 10$. Komponen struktur pada SRPMK harus memenuhi syarat-syarat berikut ini:

- 1) Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300mm;
- 2) Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

2. Kuat Lentur Minimum Kolom

- 1) Kuat lentur kolom harus memenuhi

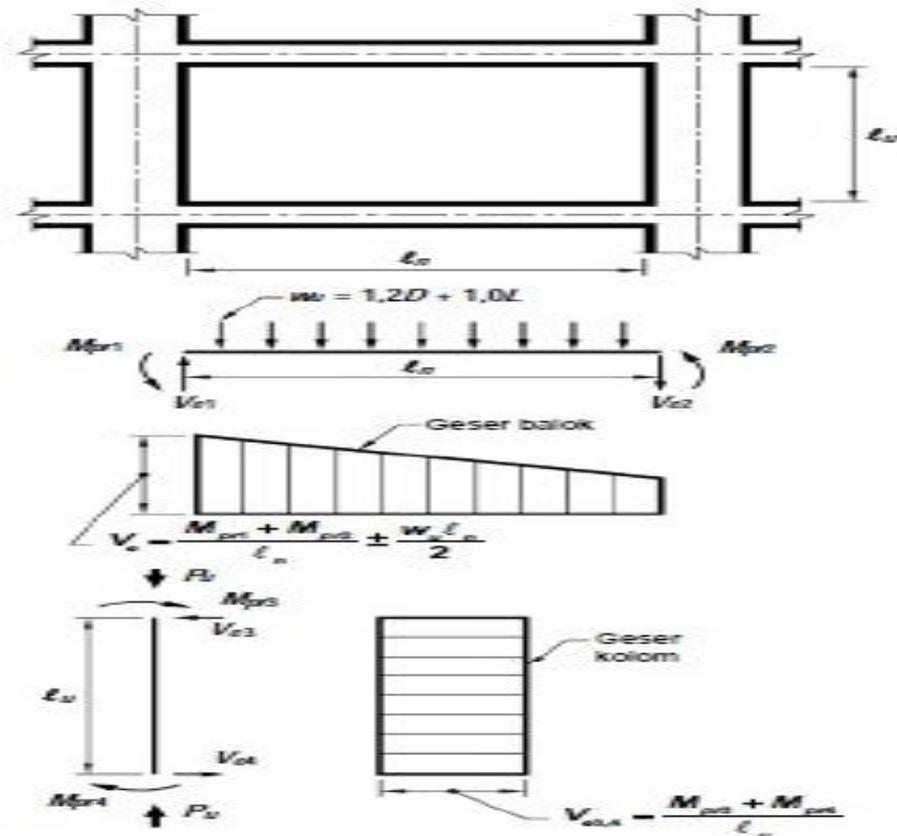
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (2.21)$$

$\sum M_{nc}$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-

kolom tersebut. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya-gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil.

$\sum M_{nb}$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Pada konstruksi balok-T, dimana pelat dalam keadaan tertarik pada muka kolom, tulangan pelat yang berada dalam daerah lebar efektif pelat harus diperhitungkan dalam menentukan kuat lentur nominal balok bila tulangan tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritis lentur.

- 2) Jika persamaan (2.21) tidak dipenuhi maka kolom pada hubungan balok-kolom tersebut harus direncanakan dengan memberikan tulangan transversal yang dipasang disepanjang tinggi kolom.



Gambar 2.12: Geser desain untuk balok dan kolom (SNI 2847 : 2013).

3. Tulangan Memanjang

- 1) Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau tidak boleh lebih dari $0,06A_g$.

4. Tulangan Transversal

- 1) Tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang ℓ_o dari setia muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastis rangka. Panjang ℓ_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

- a. Tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi;
- b. Seperenam bentang bersih komponen struktur; dan
- c. 450 mm

- 2) Tulangan transversal harus disediakan dengan salah satu dari spiral tunggal atau saling tumpuk, sengkang bulat, atau sengkang persegi dengan atau tanpa pengikat silang. Pengikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau lebih kecil seperti begelnya diizinkan. Pengikat silang yang berurutan harus diseling ujung-ujungnya sepanjang tulangan longitudinal. Spasi pengikat silang atau kaki-kaki sengkang persegi, h_x , dalam penampang komponen struktur tidak boleh melebihi 350 mm pusat ke pusat.

- 3) Spasi tulangan transversal sepanjang panjang ℓ_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a. Seperempat dimensi komponen struktur minimum;
- b. Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil; dan

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

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

- 4) Jumlah tulangan transversal harus disediakan :

- a. Rasio volumetrik tulangan spiral atau sengkang cincin, ρ_s , tidak boleh kurang dari:

$$\rho_s = 0,12 \left(\frac{f_c'}{f_{yt}}\right) \quad (2.22)$$

Dan tidak boleh kurang dari :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (2.23)$$

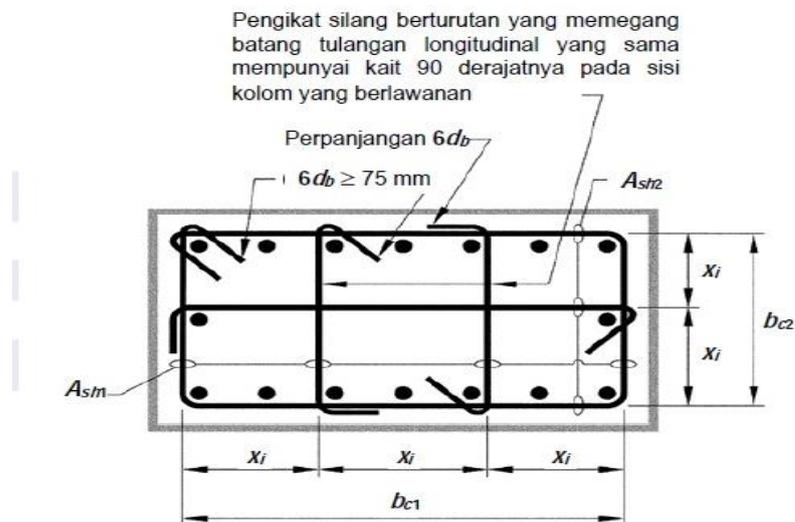
Dengan f_{yt} tidak boleh melebihi 700 MPa.

- b. Luas total penampang sengkang tertutup persegi, A_{sh} , tidak boleh kurang dari:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s_b c f_c'}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.24)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s_b c f_c'}{f_{yt}} \quad (2.25)$$

- 5) Bila tebal selimut beton di luar tulangan transversal pengembang melebihi 100 mm, tulangan transversal tambahan perlu dipasang dengan spasi tidak melebihi 300 mm. Tebal selimut di luar tulangan transversal tambahan tidak boleh melebihi 100 mm.
- 6) Bila gaya-gaya aksial terfaktor pada kolom akibat beban gempa melampaui $A_g f_c' / 10$, dan gaya aksial tersebut berasal dari komponen struktur lainnya yang sangat kaku yang didukungnya, misalnya dinding, maka kolom tersebut harus diberi tulangan transversal pada seluruh tinggi kolom.



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

Gambar 2.13: Contoh tulangan transversal pada kolom (SNI2847 : 2013).

5. Persyaratan Kuat Geser

1) Gaya Desain

Gaya geser desain, V_r , harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (*joint*) disetiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , disetiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktoryang ditentukan oleh analisis struktur.

2) Tulangan transversal

Tulangan transversal pada komponen struktur sepanjang ℓ_o , harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- a. Gaya geser akibat gempa mewakili 50% atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang ℓ_o tersebut,
- b. Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $Agf'c/20$.

2.5.3 Hubungan Balok Kolom (SNI 2847 : 2013 Pasal 21.7)

1. Ketentuan Umum

- 1) Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- 2) Kuat hubungan balok-kolom harus direncanakan menggunakan faktor reduksi kekuatan.
- 3) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus diteruskan hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- 4) Bila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balok-kolom, dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal. Bila digunakan

beton ringan maka dimensi tersebut tidak boleh kurang daripada 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

2. Tulangan Transversal

- 1) Tulangan berbentuk sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah hubungan balok-kolom, kecuali bila hubungan balok-kolom tersebut dikekang oleh komponen-komponen struktur.
- 2) Pada hubungan balok-kolom dimana balok-balok, dengan lebar setidaknya tidaknya sebesar tiga perempat lebar kolom, merangka pada keempat sisinya, harus dipasang tulangan transversal setidaknya tidaknya sejumlah setengah dari yang ditentukan. Tulangan transversal ini dipasang di daerah hubungan balok kolom disetinggi balok terendah yang merangka ke hubungan tersebut. Pada daerah tersebut, spasi tulangan transversal dapat diperbesar menjadi 150 mm.
- 3) Pada hubungan balok-kolom, dengan lebar balok lebih besar daripada kolom, tulangan transversal harus dipasang pada hubungan tersebut untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar daerah inti kolom, terutama bila kekangan tersebut tidak disediakan oleh balok yang merangka pada tulangan tersebut.

3. Kuat Geser

- 1) Kuat geser nominal, V_n , hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut ini untuk beton berat normal.

Untuk hubungan balok-balok yang terkekang pada keempat sisinya

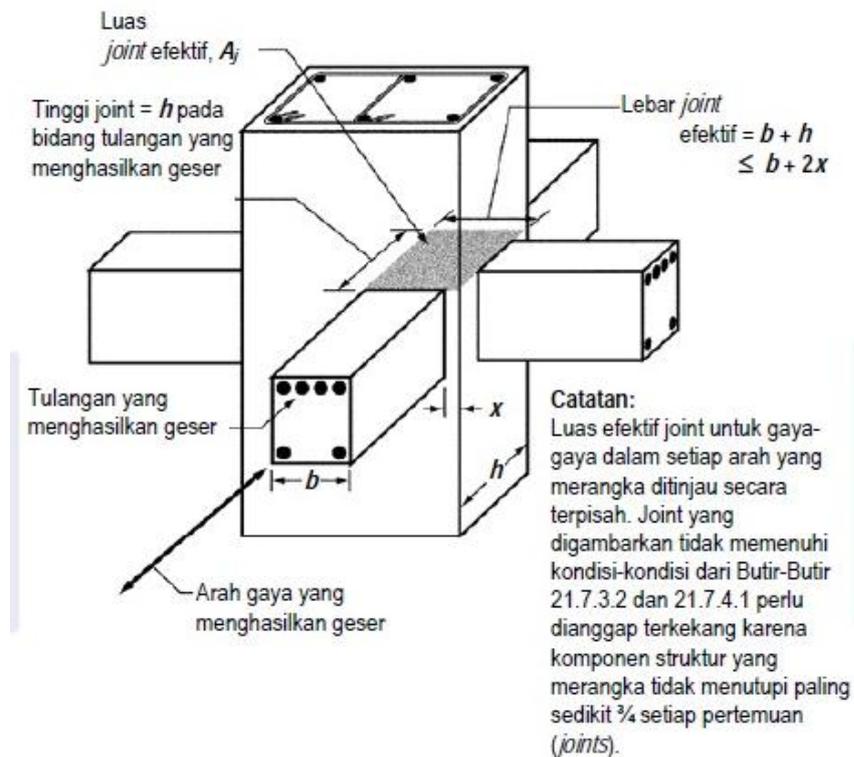
$$1,7 \sqrt{f_c' A_j} \quad (2.26)$$

Untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan

$$1,2 \sqrt{f_c' A_j} \quad (2.27)$$

Untuk hubungan lainnya

$$1,0 \sqrt{f_c' A_j} \quad (2.28)$$



Gambar 2.14: Luas efektif hubungan balok-kolom (SNI 2847 : 2013).

Suatu balok yang merangka pada suatu balok-kolom dianggap memberikan kekangan bila setidaknya $\frac{3}{4}$ bidang muka hubungan balok-kolom tersebut tertutupi oleh balok yang merangka tersebut. Hubungan balok-kolom dapat dianggap terkekang bila ada empat balok merangka pada keempat sisi hubungan balok-kolom tersebut.

- 2) Untuk beton ringan, kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada $\frac{3}{4}$ nilai-nilai yang diberikan oleh ketentuan kuat geser.
4. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik
 - 1) Untuk ukuran batang tulangan $\varnothing 10$ mm sampai D-32, panjang penyaluran, ℓ_{dh} , untuk batang tulangan dengan kait 90 derajat standar pada beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar dari $8d_b$, 150 mm, dan panjang yang disyaratkan oleh :

$$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f_c'}} \quad (2.29)$$

Untuk beton ringan, panjang penyaluran tulangan tarik dengan kait standard 90 derajat tidak boleh diambil lebih kecil daripada $10d_b$, 190 mm, dan 1,25 kali nilai yang ditentukan persamaan diatas. Kait standard 90 derajat harus ditempatkan di dalam inti terkekang kolom atau komponen batas.

- 2) Untuk diameter 10 mm hingga 36 mm, panjang penyaluran tulangan tarik ℓ_{dh} tanpa kait tidak boleh diambil lebih kecil daripada:
 - a. 2,5 kali panjang penyaluran, bila ketebalan pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm,
 - b. 3,5 kali panjang penyaluran, bila ketebalan pengecoran beton dibawah tulangan tersebut melebihi 300 mm.
- 3) Tulangan tanpa kait yang berhenti pada hubungan balok-kolom harus diteruskan melewati inti terkekang dari kolom atau elemen batas. Setiap bagian dari tulangan tanpa kait yang tertanam bukan di dalam daerah inti kolom terkekang harus diperpanjang sebesar 1,6 kali.

2.6 Persyaratan Untuk Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK) Berdasarkan SNI 2847 : 2013

1. Ruang Lingkup

Pada SNI 2847 : 2013 Dinding Struktural Beton Khusus didesain berdasarkan pasal 21.9. Persyaratan ini berlaku untuk dinding struktur khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya seismik.

2. Tulangan

- 1) Rasio tulangan badan terdistribusi, ρ_ℓ dan ρ_t untuk dinding struktur tidak boleh kurang dari 0,0025, kecuali bahwa jika V_u tidak melebihi $0,083\lambda A_{cv}\sqrt{f_c'}$, ρ_ℓ dan ρ_t diizinkan untuk direduksi. Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak boleh melebihi 450 mm. Tulangan yang menyumbang pada V_n harus menerus dan harus didistribusikan melintasi bidang geser.
- 2) Paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika V_u melebihi $0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f_c'}$.

- 3) Tulangan pada dinding struktur harus disalurkan atau disambung untuk f_y dalam kondisi tarik, kecuali :
 - a) Tinggi efektif komponen struktur diizinkan diambil sebesar $0,8\ell_w$ untuk dinding
 - b) Pada lokasi dimana pelelehan tulangan longitudinal sepertinya terjadi sebagai akibat perpindahan lateral, panjang penyaluran tulangan longitudinal harus sebesar 1,25 kali nilai yang dihitung untuk f_y dalam kondisi tarik.

3. Gaya Desain

V_u harus diperoleh dari analisis beban lateral sesuai dengan kombinasi beban terfaktor.

4. Kekuatan Geser

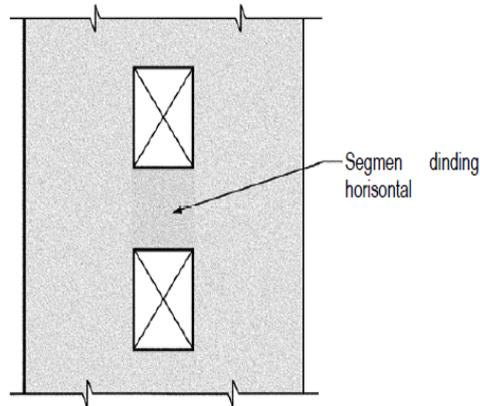
- 1) V_n dinding struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) \quad (2.30)$$

dimana koefisien α_c adalah 0,25 untuk $h_w/\ell_w \leq 1,5$, adalah 0,17 untuk $h_w/\ell_w \leq 2,0$, dan bervariasi secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk h_w/ℓ_w antara 1,5 dan 2,0.

- 2) Nilai rasio h_w/ℓ_w yang digunakan untuk menentukan V_n untuk segmen-segmen dinding harus lebih besar dari rasio-rasio untuk dinding keseluruhan dan segmen dinding yang ditinjau.
- 3) Dinding harus mempunyai tulangan geser terdistribusi yang memberikan tahanan dalam dua arah ortogonal pada bidang dinding. Jika h_w/ℓ_w tidak melebihi 2,0, rasio tulangan ρ_ℓ tidak boleh kurang dari rasio tulangan ρ_t .
- 4) Untuk semua segmen dinding vertikal yang menahan gaya lateral yang sama, kombinasi V_n tidak boleh diambil lebih besar dari $0,66A_{cv}\sqrt{f_c'}$, dimana A_{cv} adalah luas kombinasi bruto dari semua segmen dinding vertikal. Untuk salah satu dari segmen dinding vertikal individu, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari $0,83A_{cw}\sqrt{f_c'}$, dimana A_{cw} adalah luas penampang beton dari segmen dinding vertikal individu yang ditinjau.

- 5) Untuk segmen dinding horizontal, termasuk balok kopel, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari $0,83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ dimana A_{cw} adalah luas penampang beton suatu segmen dinding horizontal atau balok kopel.



Gambar 2.15: Segmen dinding horizontal (dengan bukaan) (SNI 2847 : 2013).

5. Desain untuk Beban Lentur dan Aksial

Dinding struktur dan bagian-bagian dari dinding tersebut yang dikenai kombinasi beban lentur dan aksial harus didesain sesuai persyaratan beban lentur dan aksial. Beton dan tulangan longitudinal yang disalurkan dalam lebar sayap efektif, elemen pembatas, dan badan dinding harus dianggap efektif. Pengaruh bukaan dinding harus ditinjau.

2.7 Persyaratan Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Berdasarkan SNI 03-2847-2002

2.7.1 Komponen Struktur Lentur pada SRPMK (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3)

1. Ruang Lingkup

Komponen struktur lentur pada SRPMK harus memenuhi syarat-syarat dibawah ini:

- 1) Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u , tidak boleh melebihi $0,1A_g f'_c$.

- 2) Bentang bersih komponen struktur, ℓ_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
- 3) Lebar komponen, b_w , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$.
- 4) Lebarinya tidak boleh:
 - a. Kurang dari 250 mm
 - b. Lebih lebar dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

2. Tulangan Longitudinal

- 1) Pada setiap irisan penampang komponen struktur lentur:
 - Jumlah tulangan atas dan bawah tidak boleh kurang dari

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w d \quad (2.31)$$
 - Tidak boleh kurang dari $1,4b_w d/f_y$
 - Rasio tulangan, ρ , tidak boleh melebihi 0,025.
 - Paling sedikit harus ada dua batang tulangan atas dan dua batang tulangan bawah yang dipasang secara menerus.
- 2) Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.
- 3) Sambungan lewatan pada tulangan lentur hanya diizinkan jika ada tulangan spiral atau sengkang tertutup yang mengikat bagian sambungan lewatan tersebut. Spasi sengkang yang mengikat daerah sambungan lewatan tersebut tidak melebihi $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada:
 - d. Daerah hubungan balok kolom;
 - e. Daerah hingga jarak dua kali tinggi balok dari muka kolom;

- f. Tempat-tempat yang berdasarkan analisis, memperlihatkan kemungkinan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral inelastis struktur rangka.

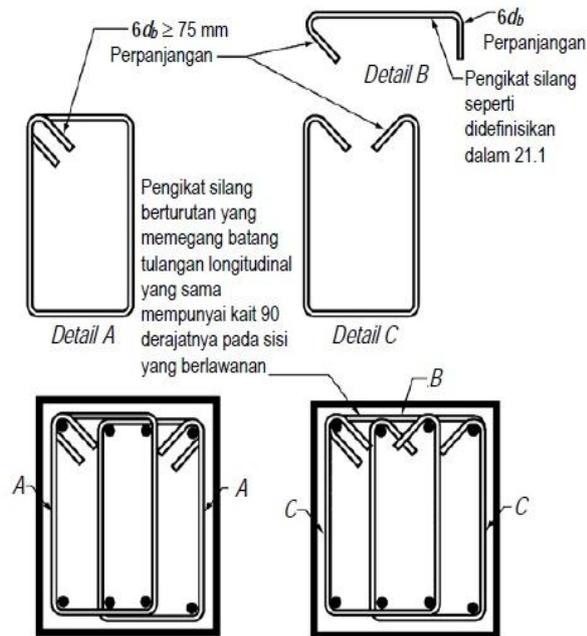
3. Tulangan Transversal

- 1) Sengkang tertutup harus dipasang pada komponen struktur pada daerah-daerah dibawah ini:
 - a. Pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur.
 - b. Disepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang dimana leleh lentur diharapkan dapat terjadi sehubungan dengan terjadinya deformasi inelastik struktur rangka.
- 2) Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak melebihi dari 50mm dari muka tumpuan.

Jarak maksimum antara sengkang tertutup tidak boleh melebihi:

- $d/4$;
 - Delapan kali diameter terkecil tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal;
 - 24 kali diameter batang tulangan sengkang tertutup;
 - 300 mm.
- 3) Pada daerah yang memerlukan sengkang tertutup, tulangan memanjang pada perimeter harus mempunyai pendukung lateral.
 - 4) Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempu pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang komponen struktur.
 - 5) Sengkang atau sengkang ikat yang diperlukan untuk memikul geser harus dipasang di sepanjang komponen struktur.
 - 6) Sengkang tertutup dalam komponen struktur lentur diperbolehkan terdiri dari dua unit tulangan, yaitu: sebuah sengkang dengan kait gempu pada kedua ujung dan ditutup oleh pengikat silang. Pada pengikat silang yang berurutan yang mengikat tulangan memanjang yang sama, kait 90 derajat harus dipasang secara berselang-seling. Jika tulangan memanjang yang

diberi pengikat silang dikekang oleh pelat lantai hanya pada satu sisi saja maka kait 90 derajatnya harus dipasang pada sisi yang dikekang.



Gambar 2.16: Contoh sengkang tertutup yang dipasang bertumpuk (SNI03-2847-2002).

4. Persyaratan Kuat Geser

1) Gaya Desain

Gaya geser desain, V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor disepanjang bentangnya.

2) Tulangan Transversal

Tulangan transversal sepanjang daerah yang ditentukan harus dirancang untuk memikul geser gempa dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan gaya rencana mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut,
- Gaya geser terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

2.7.2 Komponen Struktur Yang Menerima Kombinasi Lentur dan Beban Aksial pada SRPMK (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4)

1. Ruang Lingkup

Persyaratan ini berlaku untuk komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan yang menahan gaya aksial tekan terfaktor, P_u , akibat sebarang kombinasi beban yang melebihi $A_g f_c' / 10$. Komponen struktur pada SRPMK harus memenuhi syarat-syarat berikut ini:

- 1) Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300mm;
- 2) Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus tidak kurang dari 0,4.

2. Kuat Lentur Minimum Kolom

- 1) Kuat lentur kolom harus memenuhi

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (2.32)$$

$\sum M_{nc}$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya-gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil.

$\sum M_{nb}$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Pada konstruksi balok-T, dimana pelat dalam keadaan tertarik pada muka kolom, tulangan pelat yang berada dalam daerah lebar efektif pelat harus diperhitungkan dalam menentukan kuat lentur nominal balok bila tulangan tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritis lentur.

- 2) Jika persamaan (2.32) tidak dipenuhi maka kolom pada hubungan balok-kolom tersebut harus direncanakan dengan memberikan tulangan transversal yang dipasang disepanjang tinggi kolom.

3. Tulangan Memanjang

- 1) Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau tidak boleh lebih dari $0,06A_g$.

4. Tulangan Transversal

- 1) Ketentuan mengenai jumlah tulangan transversal :

- a. Rasio volumetrik tulangan spiral atau sengkang cincin, ρ_s , tidak boleh kurang dari:

$$\rho_s = 0,12 \left(\frac{f_c'}{f_{yt}} \right) \quad (2.33)$$

Dan tidak boleh kurang dari :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (2.34)$$

Dengan f_{yt} tidak boleh melebihi 400 MPa.

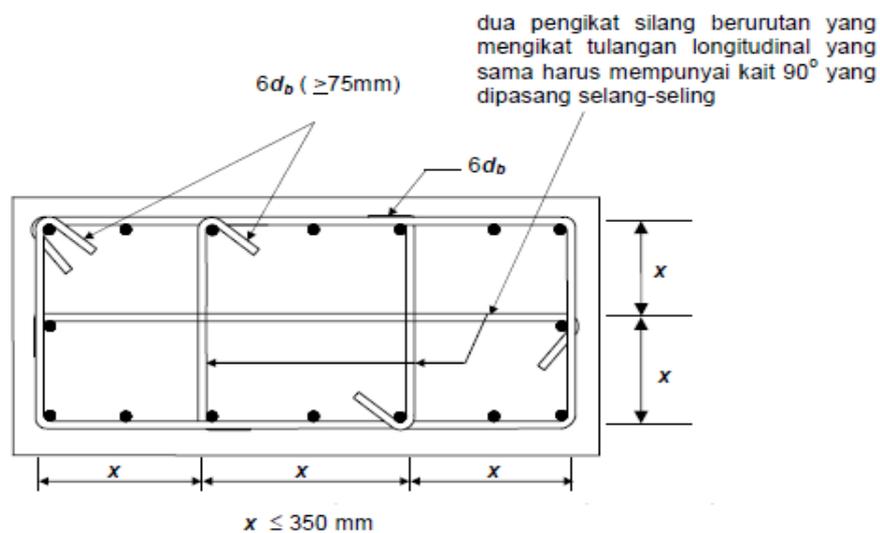
- b. Luas total penampang sengkang tertutup persegi, A_{sh} , tidak boleh kurang dari:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s_b c f_c'}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.35)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s_b c f_c'}{f_{yt}} \quad (2.36)$$

- 2) Tulangan transversal harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk. Tulangan pengikat silang dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi sengkang tertutup boleh dipergunakan. Tiap ujung tulangan pengikat silang harus terikat pada tulangan terluar. Pengikat silang yang berurutan harus ditempatkan secara berselang-seling berdasarkan bentuk kait ujungnya.
- 3) Bila tebal selimut beton di luar tulangan transversal pengekang melebihi 100 mm, tulangan transversal tambahan perlu dipasang dengan spasi tidak melebihi 300 mm. Tebal selimut di luar tulangan transversal tambahan tidak boleh melebihi 100 mm.
- 4) Tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang ℓ_o dari setia muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur seperti terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastis rangka. Panjang ℓ_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

- a. Tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi;
 - b. Seperenam bentang bersih komponen struktur; dan
 - c. 450 mm
- 5) Tulangan pengikat silang tidak boleh dipasang dengan spasi lebih daripada 350 mm dari sumbu ke sumbu dalam arah tegak lurus sumbu komponen struktur.



Gambar 2.17: Contoh tulangan transversal pada kolom (SNI03-2847-2002).

5. Persyaratan Kuat Geser

1) Gaya Desain

Gaya geser desain, V_r , harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (*joint*) disetiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , disetiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktoryang ditentukan oleh analisis struktur.

2) Tulangan transversal

Tulangan transversal pada komponen struktur sepanjang ℓ_o , harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- a. Gaya geser akibat gempa mewakili 50% atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang ℓ_o tersebut,
- b. Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $Agf'_c/20$.

2.7.3 Hubungan Balok Kolom (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5)

1. Ketentuan Umum

- 1) Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- 2) Kuat hubungan balok-kolom harus direncanakan menggunakan faktor reduksi kekuatan.
- 3) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus diteruskan hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- 4) Bila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balok-kolom, dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal. Bila digunakan beton ringan maka dimensi tersebut tidak boleh kurang daripada 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

2. Tulangan Transversal

- 1) Tulangan berbentuk sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah hubungan balok-kolom, kecuali bila hubungan balok-kolom tersebut dikekang oleh komponen-komponen struktur.
- 2) Pada hubungan balok-kolom dimana balok-balok, dengan lebar setidaknya sebesar tiga perempat lebar kolom, merangka pada keempat sisinya, harus dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah setengah dari yang ditentukan. Tulangan transversal ini dipasang di daerah hubungan balok kolom disetinggi balok terendah yang merangka ke

hubungan tersebut. Pada daerah tersebut, spasi tulangan transversal dapat diperbesar menjadi 150 mm.

- 3) Pada hubungan balok-kolom, dengan lebar balok lebih besar daripada kolom, tulangan transversal harus dipasang pada hubungan tersebut untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar daerah inti kolom, terutama bila kekangan tersebut tidak disediakan oleh balok yang merangka pada tulangan tersebut.

3. Kuat Geser

- 1) Kuat geser nominal, V_n , hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut ini untuk beton berat normal.

Untuk hubungan balok-balok yang terkekang pada keempat sisinya

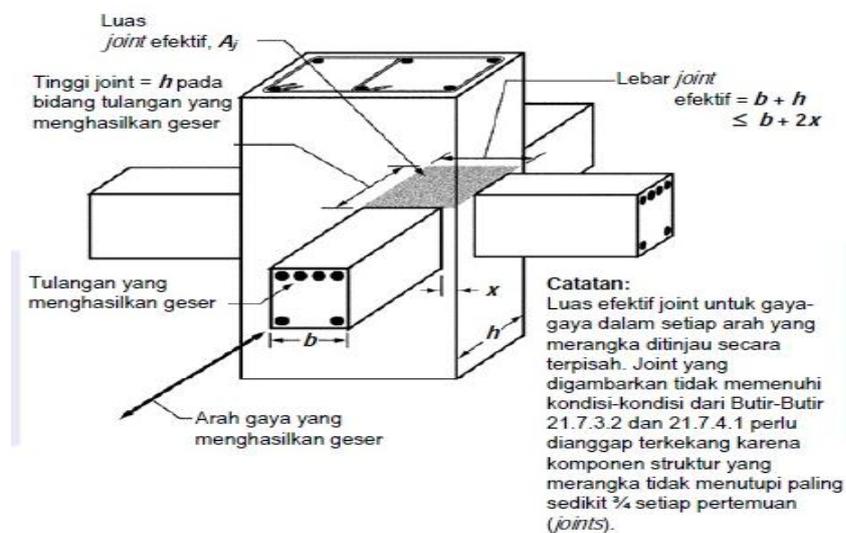
$$1,7 \sqrt{f_c' A_j} \quad (2.37)$$

Untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan

$$1,25 \sqrt{f_c' A_j} \quad (2.38)$$

Untuk hubungan lainnya

$$1,0 \sqrt{f_c' A_j} \quad (2.39)$$



Gambar 2.18: Luas efektif hubungan balok-kolom (SNI 03-2847-2002).

Suatu balok yang merangka pada suatu balok-kolom dianggap memberikan kekangan bila setidaknya-tidaknya $\frac{3}{4}$ bidang muka hubungan balok-kolom tersebut tertutupi oleh balok yang merangka tersebut. Hubungan balok-kolom dapat dianggap terkekang bila ada empat balok merangka pada keempat sisi hubungan balok-kolom tersebut.

- 2) Untuk beton ringan, kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada $\frac{3}{4}$ nilai-nilai yang diberikan oleh ketentuan kuat geser.

4. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

- 1) Untuk ukuran batang tulangan $\emptyset 10$ mm sampai D-32, panjang penyaluran, ℓ_{dh} , untuk batang tulangan dengan kait 90 derajat standar pada beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar dari $8d_b$, 150 mm, dan panjang yang disyaratkan oleh:

$$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f_c'}} \quad (2.40)$$

Untuk beton ringan, panjang penyaluran tulangan tarik dengan kait standard 90 derajat tidak boleh diambil lebih kecil daripada $10d_b$, 190 mm, dan 1,25 kali nilai yang ditentukan persamaan diatas. Kait standard 90 derajat harus ditempatkan di dalam inti terkekang kolom atau komponen batas.

- 2) Untuk diameter 10 mm hingga 36 mm, panjang penyaluran tulangan tarik ℓ_{dh} tanpa kait tidak boleh diambil lebih kecil daripada:
 - a. 2,5 kali panjang penyaluran, bila ketebalan pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm,
 - b. 3,5 kali panjang penyaluran, bila ketebalan pengecoran beton dibawah tulangan tersebut melebihi 300 mm.
- 3) Tulangan tanpa kait yang berhenti pada hubungan balok-kolom harus diteruskan melewati inti terkekang dari kolom atau elemen batas. Setiap bagian dari tulangan tanpa kait yang tertanam bukan di dalam daerah inti kolom terkekang harus diperpanjang sebesar 1,6 kali.

2.8 Persyaratan Untuk Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) berdasarkan SNI 03-2847-2002

1. Ruang Lingkup

Pada SNI 03-2847-2002 Dinding Struktural Beton Khusus didesain berdasarkan Pasal 23.6. Persyaratan ini berlaku untuk dinding struktur khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya seismik.

2. Tulangan

- 1) Rasio tulangan badan terdistribusi, ρ_ℓ dan ρ_t untuk dinding struktur tidak boleh kurang dari 0,0025, kecuali bahwa jika V_u tidak melebihi $(\frac{1}{12})A_{cv}\sqrt{f'_c}$, ρ_ℓ dan ρ_t diizinkan untuk direduksi. Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak boleh melebihi 450 mm. Tulangan yang menyumbang pada V_n harus menerus dan harus didistribusikan melintasi bidang geser.
- 2) Paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika V_u melebihi $(\frac{1}{6})A_{cv}\sqrt{f'_c}$.
- 3) Tulangan pada dinding struktur harus disalurkan atau disambung untuk f_y dalam kondisi tarik, kecuali :
 - a) Tinggi efektif komponen struktur diizinkan diambil sebesar $0,8\ell_w$ untuk dinding
 - b) Pada lokasi dimana pelelehan tulangan longitudinal sepertinya terjadi sebagai akibat perpindahan lateral, panjang penyaluran tulangan longitudinal harus sebesar 1,25 kali nilai yang dihitung untuk f_y dalam kondisi tarik.

3. Gaya Desain

V_u harus diperoleh dari analisis beban lateral sesuai dengan kombinasi beban terfaktor.

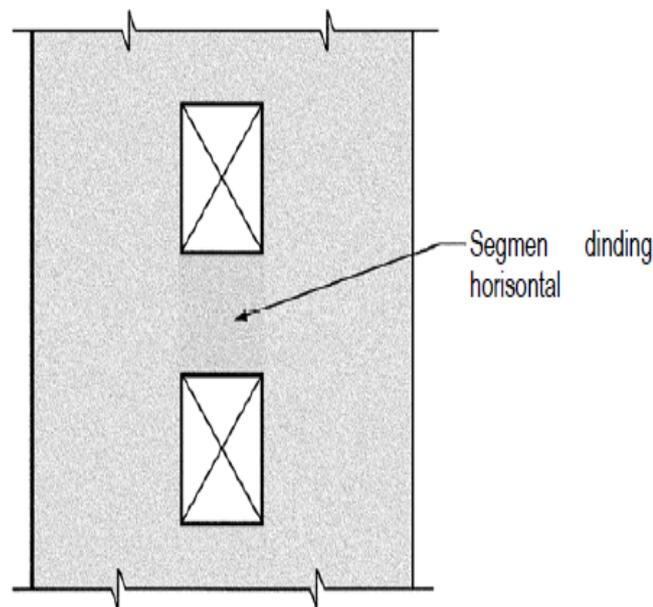
4. Kekuatan Geser

- 1) V_n dinding struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (2.41)$$

dimana koefisien α_c adalah $1/4$ untuk $h_w/\ell_w \leq 1,5$, adalah $1/6$ untuk $h_w/\ell_w \leq 2,0$, dan bervariasi secara linier antara $0,25$ dan $0,17$ untuk h_w/ℓ_w antara $1,5$ dan $2,0$.

- 2) Nilai rasio h_w/ℓ_w yang digunakan untuk menentukan V_n untuk segmen-segmen dinding harus lebih besar dari rasio-rasio untuk dinding keseluruhan dan segmen dinding yang ditinjau.
- 3) Dinding harus mempunyai tulangan geser terdistribusi yang memberikan tahanan dalam dua arah ortogonal pada bidang dinding. Jika h_w/ℓ_w tidak melebihi $2,0$, rasio tulangan ρ_ℓ tidak boleh kurang dari rasio tulangan ρ_t .
- 4) Untuk semua segmen dinding vertikal yang menahan gaya lateral yang sama, kombinasi V_n tidak boleh diambil lebih besar dari $2/3A_{cv}\sqrt{f'_c}$, dimana A_{cv} adalah luas kombinasi bruto dari semua segmen dinding vertikal. Untuk salah satu dari segmen dinding vertikal individu, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari $5/6A_{cw}\sqrt{f'_c}$, dimana A_{cw} adalah luas penampang beton dari segmen dinding vertikal individu yang ditinjau.
- 5) Untuk segmen dinding horizontal, termasuk balok kopel, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari $5/6A_{cw}\sqrt{f'_c}$ dimana A_{cw} adalah luas penampang beton suatu segmen dinding horizontal atau balok kopel.



Gambar 2.19: Segmen dinding horizontal (dengan bukaan) (SNI 03-2847-2002).

5. Desain untuk Beban Lentur dan Aksial

Dinding struktur dan bagian-bagian dari dinding tersebut yang dikenai kombinasi beban lentur dan aksial harus didesain sesuai persyaratan beban lentur dan aksial. Beton dan tulangan longitudinal yang disalurkan dalam lebar sayap efektif, elemen pembatas, dan badan dinding harus dianggap efektif. Pengaruh bukaan dinding harus ditinjau.

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

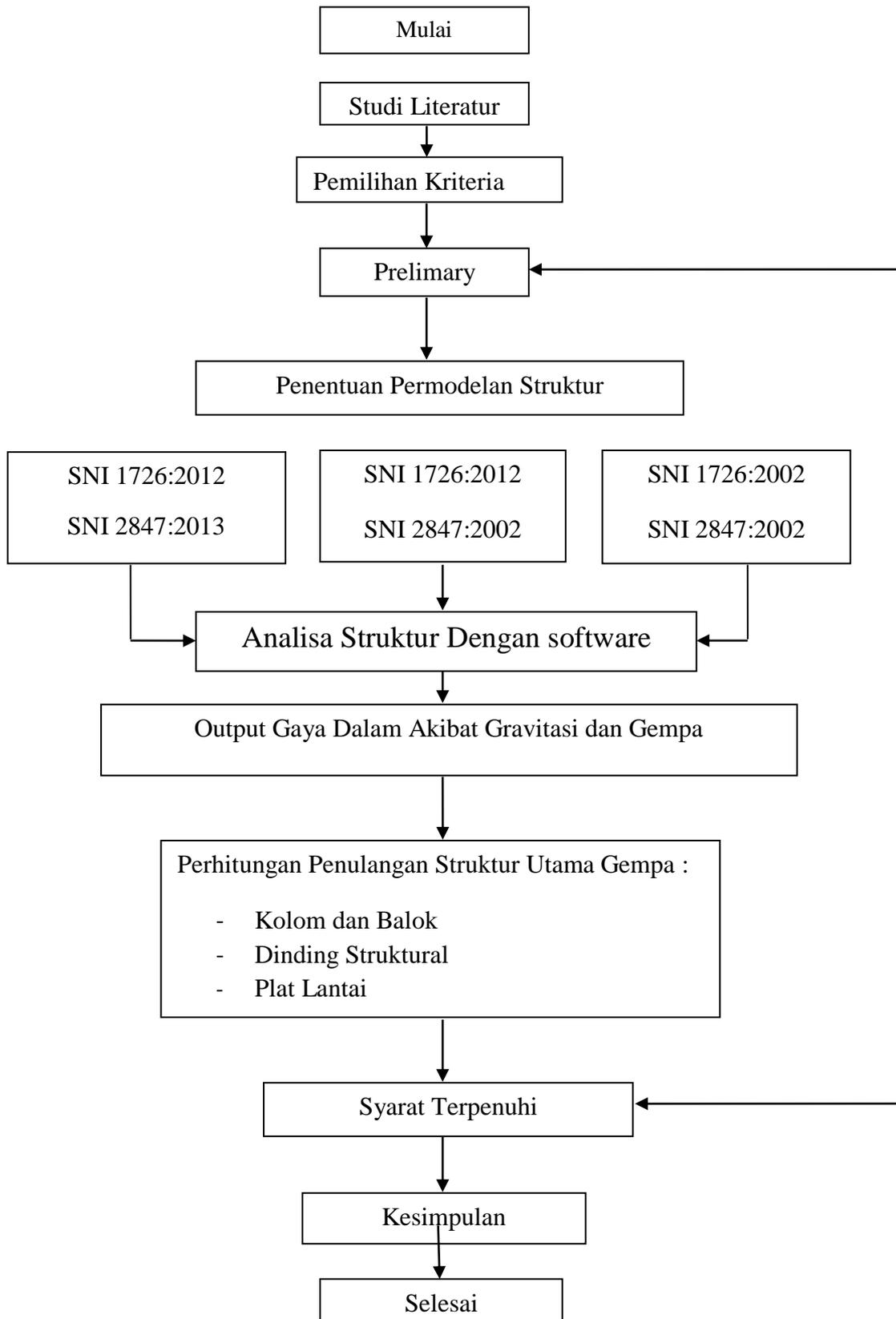
3.1 Tinjauan Umum

Pada penulisan ini dibuat 3 pemodelan bangunan gedung beton bertulang beraturan vertikal 10 lantai dimana model 1 memakai acuan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013, model 2 menggunakan SNI 2847:1991 untuk penulangannya dan model 3 menggunakan SNI 1726:2002 untuk perencanaan gempa dan SNI 2847:1991 untuk penulangannya. Dengan tinggi disetiap lantainya masing-masing 4 meter. Struktur bangunan akan difungsikan sebagai perkantoran, yang memiliki kategori resiko II. Sistem struktur ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Sistem gedung ini didesain untuk mampu menahan gaya gempa dengan wilayah gempa kota Banda Aceh.

Perencanaan geometri struktur :

- a. Dimensi Struktur Bangunan : 25 m x 25 m
- b. Type bangunan : Gedung Perkantoran
- c. Kategori resiko : II
- d. Tinggi Bangunan : 40 meter
- e. Jumlah Lantai : 10 Lantai
- f. Struktur Bangunan : Beton Bertulang

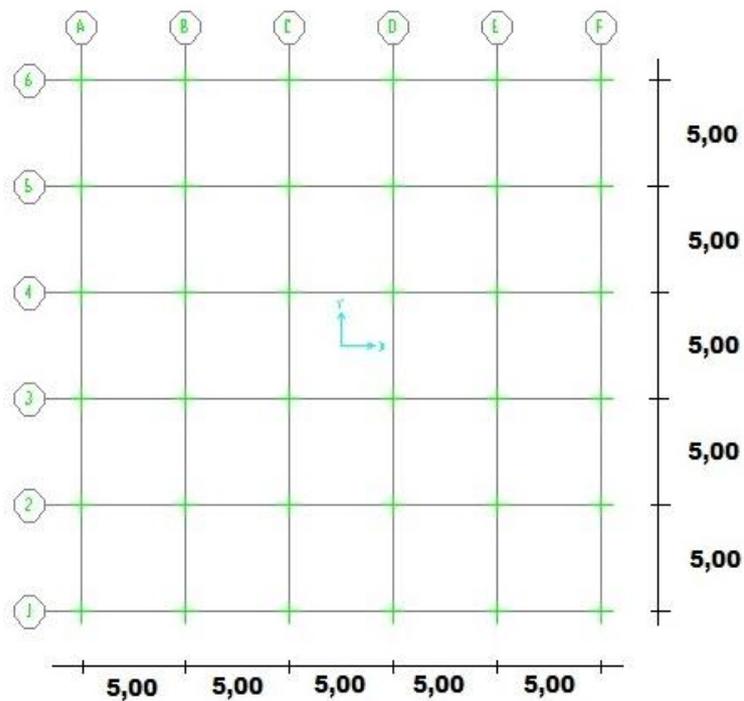
3.2 Bagan Alur Penulisan



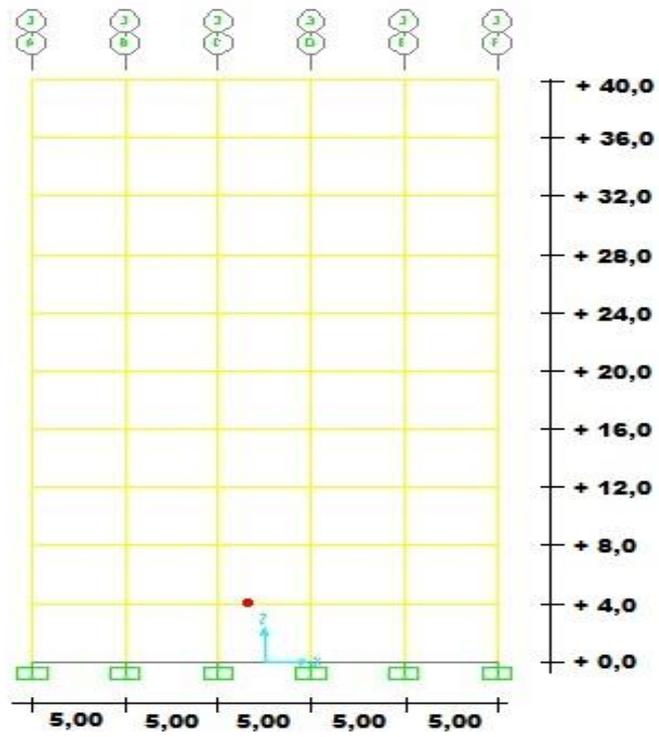
3.3 Pemodelan dan Idealisasi Struktur menggunakan SNI 1726:2012

Pemilihan jenis analisa yang digunakan yaitu prosedur analisis respon spektrum. Struktur gedung memiliki tinggi 40 meter. Gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Respon spektrum yang digunakan pada daerah kota Banda Aceh dengan jenis tanah keras.

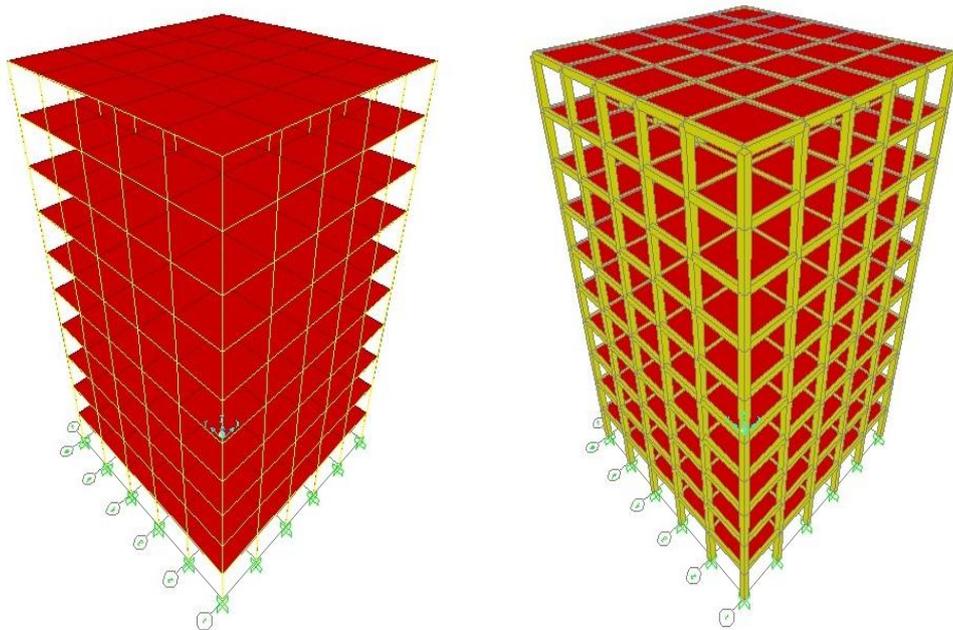
Model direncanakan dengan sisi lebar 25 meter dan sisi panjang 25 meter, dengan jumlah lantai sebanyak 10 lantai. Berdasarkan data di atas dapat dilihat Gambar 3.1 dan 3.2 pemodelan gedung tersebut:



Gambar 3.2: Lebar struktur bangunan gedung.



Gambar 3.2: Tinggi struktur bangunan gedung.



Gambar 3.3: Bentuk struktur bangunan gedung.

3.3.1 Faktor Respons Gempa (C)

Lokasi/wilayah yang diambil sebagai berdirinya bangunan adalah di kota Banda Aceh, dimana salah satu kota di Indonesia yang termasuk wilayah yang rawan gempa.

Berdasarkan SNI1726:2012, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Pada peta gempa Hazard SNI1726:2012 atau dapat dilihat pada Gambar 2.2 dan 2.3 pada BAB 2, nilai percepatan respon spektra pada periode pendek $S_s = 0,2$ detik di batuan dasar (SB) ,untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun, dan nilai percepatan respon spektra $S_1 = 1$ detik untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut.

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

➤ Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.4 dan berdasarkan jenis tanah keras. Maka diperoleh nilai F_a di bawah ini.

$$F_a = 1,00$$

➤ Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_I yang terdapat pada Tabel 2.5 dan berdasarkan jenis tanah keras. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini.

$$F_v = 1,30$$

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

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

$$S_{MS} = 1,00 \cdot 1,30$$

$$S_{MS} = 1,30$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I$$

$$S_{MI} = 1,30 \cdot 0,50$$

$$S_{MI} = 0,650$$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{DI}

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

$$S_{DS} = \mu \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = (2/3) \cdot 1,30$$

$$S_{DS} = 0,86667$$

$$S_{D1} = \mu \cdot S_{M1}$$

$$S_{D1} = (2/3) \cdot 0,650$$

$$S_{D1} = 0,433$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0,433}{0,86667}$$

$$T_s = 0,500$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,2 \cdot 0,500$$

$$T_0 = 0,100$$

e. Penentuan nilai S_a

➤ Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari Pers:

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

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

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

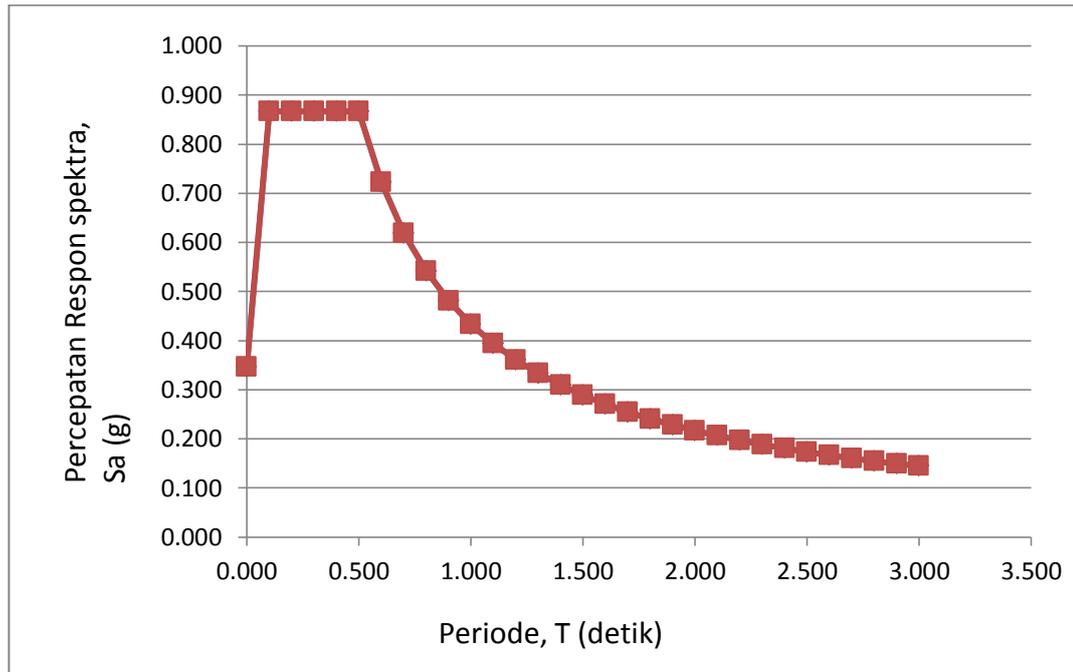
$$S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

Spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon diplot ke dalam *Microsoft Excel* pada Gambar 3.4 di bawah.

Tabel 3.1: Respon Spektrum SNI 1726:2012 daerah Provinsi Aceh, kota Banda Aceh dengan jenis tanah keras.

Waktu getar (T-detik)	Koefisien Gempa (S_a-g)
0,000	0,347
0,100	0,9
0,200	0,9
0,300	0,9
0,400	0,9
0,500	0,9
0,600	0,7
0,700	0,61905
0,800	0,54167
0,900	0,48148
1,000	0,43333
1,100	0,39394
1,200	0,36111
1,300	0,33333
1,400	0,30952
1,500	0,28889
1,600	0,27083
1,700	0,2549
1,800	0,24074
1,900	0,22807
2,000	0,21667
2,100	0,20635
2,200	0,19697
2,300	0,18841
2,400	0,18056
2,500	0,17333
2,600	0,16667
2,700	0,16049
2,800	0,15476
2,900	0,14943
3,000	0,14444

Menunjukkan grafik respon spektrum hasil plot tabel periode getar (T) terhadap percepatan rambat respon gempa (S_a-g).



Gambar 3.4: Respon spektrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan jenis tanah sedang.

Dapat dilihat pada Gambar 3.5, bahwa respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,90 untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek, dan 0,433 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik.

3.3.2 Data Perencanaan Struktur

1. Jenis portal struktur gedung beton bertulang.
2. Fungsi gedung perkantoran
3. Gedung terletak di Provinsi Aceh kota Banda Aceh
4. Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus)
5. Kuat tekan beton yang digunakan $f'_c = 30$ MPa
6. Kuat leleh baja tulangan $f_y = 400$ MPa.
7. Direncanakan jenis tanah keras (SC)

3.3.3 Faktor Reduksi Gempa

Untuk semua desain gedung direncanakan sebagai sistem dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan, dimana menggunakan faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai Tabel 9, atau dapat dilihat pada Tabel 3.2 di bawah ini.

Tabel 3.2: Faktor reduksi gempa pada gedung, pada zona gempa tanah keras berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Gaya Penahan Seismik	R
X	Rangka Beton Bertulang pemikul Momen Khusus	8
Y	Rangka Beton Bertulang pemikul Momen Khusus	8

3.3.4 Properties Penampang

Untuk semua struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang sama.

- a. Balok = 350 mm x 550 mm
- b. Kolom = 600 mm x 600 mm

3.3.5 Pembebanan Pada Struktur

Beban luar yang bekerja pada struktur dapat dibedakan menjadi 2 jenis yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

➤ **Beban Mati (*Dead Load*)**

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah mengikuti arah gravitasi pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, misalnya penutup lantai, alat mekanis, partisi dan lain-lain. Berat satuan atau berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan

Indonesia Untuk Gedung 1983. Adapun berat satuan beberapa material disajikan pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

Tabel 3.3: Berat material struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Baja	7850 kg/m ³

Tabel 3.4: Berat tambahan komponen struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafon dan Penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/ m ²

➤ **Beban Hidup (*Live Load*)**

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horizontal. Beban hidup untuk bangunan gedung dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 atau peraturan tahun 1987 diberikan pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban hidup pada lantai struktur.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Lantai sekolah, perkantoran, apartemen, hotel, asrama, pasar, rumah sakit	250 kg/ m ²
Beban terpusat minimum	100 kg/m ²

3.3.5.1 Pembebanan Pada Pelat Lantai

Semua *input* beban area pada pelat lantai, baik beban mati, beban hidup, maupun beban tambahan yang tertumpu pada balok dijadikan sebagai beban merata

Berat dinding = Tinggi level lantai x BJ Pasangan 1/2 Bata

Sebagai contoh, beban pada balok 1 = 4 x 250 = 1000kg/m

Adapun hasil perhitungan berat dinding disajikan pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Beban dinding bata pada balok.

Balok penerima beban	Beban	Level lantai
	(kg/m')	(meter)
Balok 1	1000	4
Balok 2	1000	4
Balok 3	1000	4
Balok 4	1000	4
Balok 5	1000	4
Balok 6	1000	4
Balok 7	1000	4
Balok 8	1000	4
Balok 9	1000	4
Balok 10	1000	4

3.3.5.2 Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program SAP 2000 berdasarkan SNI1726:2012. Untuk pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.90$ diperoleh dari Sub Bab 3.2, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,90$.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL						
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL				
Kombinasi 3	1,43	DL	0,5	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	0,97	DL	0,5	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 5	1,08	DL	0,5	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,32	DL	0,5	LL	-0,39	EX	1,3	EY

Kombinasi 7	1,43	DL	0,5	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	0,97	DL	0,5	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 9	1,32	DL	0,5	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,08	DL	0,5	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 11	1,13	DL			0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 12	0,67	DL			-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 13	0,78	DL			0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 14	1,02	DL			-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 15	1,13	DL			1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,67	DL			-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 17	1,02	DL			1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 18	0,78	DL			-1,3	EX	0,39	EY

3.4 Pemodelan dan Idealisasi Struktur menggunakan SNI 1726:2002

Pada model ini pemilihan jenis analisa yang digunakan yaitu prosedur analisis respon spektrum. Struktur gedung memiliki tinggi 40 meter. Gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Respon spektrum yang digunakan pada daerah kota Banda Aceh mengacu pada SNI1726:2002 dengan jenis tanah keras. Model direncanakan sama seperti model yang sebelumnya.

3.4.1 Faktor Respons Gempa (C)

Berdasarkan SNI1726:2002, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Pada peta gempa Hazard SNI1726:2002, Banda Aceh masuk ke dalam wilayah gempa 4 dengan kelas situs tanah keras, maka didapat nilai $S_{DS} = 0,6$ dan $S_{DI} = 0,3$. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut:

a. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0,30}{0,60}$$

$$T_s = 0,500$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,2 \cdot 0,500$$

$$T_0 = 0,100$$

b. Penentuan nilai S_a

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari Persamaan

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

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon desain S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

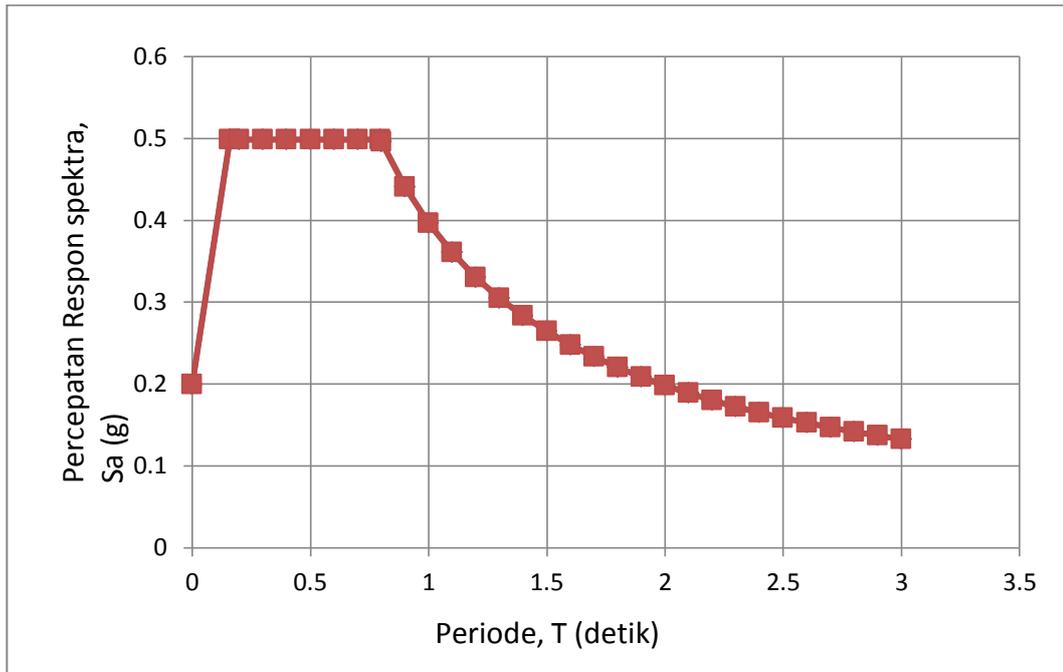
$$S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

Spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon diplot ke dalam *Microsoft Excel* pada Gambar 3.4.

Tabel 3.1: Respon Spektrum SNI 1726:2002 daerah Provinsi Aceh, kota Banda Aceh dengan jenis tanah keras.

Waktu getar (T-detik)	Koefisien Gempa (S_a-g)
0,000	0,240
0,100	0,6
0,200	0,6
0,300	0,6
0,400	0,6
0,500	0,6
0,600	0,5
0,700	0,42857
0,800	0,375
0,900	0,33333
1,000	0,3
1,100	0,27273
1,200	0,25
1,300	0,23077
1,400	0,21429
1,500	0,2
1,600	0,1875
1,700	0,17647
1,800	0,16667
1,900	0,15789
2,000	0,15
2,100	0,14286
2,200	0,13636
2,300	0,13043
2,400	0,125
2,500	0,12
2,600	0,11538
2,700	0,11111
2,800	0,10714
2,900	0,10345
3,000	0,1

Menunjukkan grafik respon spektrum hasil plot tabel periode getar (T) terhadap percepatan rambat respon gempa(S_a-g).



Gambar 3.4: Respon spektrum SNI 1726:2002 daerah kota Banda Aceh dengan jenis tanah keras.

Dapat dilihat pada Gambar 3.5, bahwa respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegunaan SNI 1726:2002 mempunyai nilai 0,60 untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek, dan 0,30 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik.

3.4.2 Faktor Reduksi Gempa

Untuk semua desain gedung direncanakan sebagai sistem dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan, dimana menggunakan faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2002, atau dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Faktor reduksi gempa pada gedung, pada zona gempa tanah keras berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Gaya Penahan Seismik	R
X	Rangka Beton Bertulang pemikul Momen Khusus	8,5
Y	Rangka Beton Bertulang pemikul Momen Khusus	8,5

3.4.3 Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program SAP 2000 berdasarkan SNI1726:2002. Untuk pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.60$ diperoleh dari Sub Bab 3.2, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL						
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL				
Kombinasi 3	1,36	DL	0,5	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	1,04	DL	0,5	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,12	DL	0,5	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,28	DL	0,5	LL	-0,3	EX	1	EY

Kombinasi 7	1,36	DL	0,5	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	1,04	DL	0,5	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,28	DL	0,5	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,12	DL	0,5	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,06	DL			0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,74	DL			-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,82	DL			0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	0,98	DL			-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,06	DL			1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,74	DL			-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	0,98	DL			1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,82	DL			-1	EX	0,3	EY

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas beberapa nilai perbedaan hasil analisis oleh SAP 2000 diantaranya, waktu *run analisis*, perioda getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung,

4.1.1.1 Analisis Respon Spektrum Gempa menggunakan SNI 1726:2012

Analisis digunakan metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*), karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15% .

Tabel 4.1: Data perioda output program SAP 2000.

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	1,250694	0,037	0,778
2	1,250694	0,815	0,815
3	1,169186	0,815	0,815
4	0,410489	0,824	0,908
5	0,410489	0,916	0,916
6	0,384124	0,916	0,916
7	0,237386	0,937	0,937
8	0,237386	0,952	0,952
9	0,223876	0,952	0,952
10	0,165043	0,957	0,957
11	0,165043	0,971	0,971
12	0,155021	0,971	0,971

Dapat dilihat Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC ataukah SRSS

Tabel 4.2: Hasil selisih Persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	0	OK	NO OK
T2-T3	6,52	OK	NO OK
T3-T4	64,89	NO OK	OK
T4-T5	0,00	OK	NO OK
T5-T6	6,42	OK	NO OK
T6-T7	38,20	NO OK	OK
T7-T8	0	OK	NO OK
T8-T9	5,69	OK	NO OK
T9-T10	26,28	NO OK	OK
T10-T12	0,00	OK	NO OK
T11-T12	6,07	OK	NO OK

Selain itu, penjumlahan ragam respon menurut metode CQC atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 4.2, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat.

4.1.1.2 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimate. Pada Tabel 4.3 tertera hasil nilai simpangan gedung arah X dan pada Tabel 4.4 tertera hasil nilai simpangan gedung arah Y di bawah ini.

Tabel 4.3: Nilai simpangan gedung arah X, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI1726:2012.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan	Simpangan antar tingkat (δ_i)	Simpangan yang diperbesar	Syarat (Δa) 0,02*hi (cm)	Cek (Sb. X)
		Arah X	Arah X	<i>Story drift</i> = $(\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < Δa
		Cm	Cm	Arah X (cm)		
0	0	0	0	0	0	OK
400	1	0,003	0,003	0,02	8	OK
400	2	0,008	0,00451	0,02	8	OK
400	3	0,012	0,00441	0,02	8	OK
400	4	0,016	0,00409	0,02	8	OK
400	5	0,020	0,00371	0,02	8	OK
400	6	0,023	0,00328	0,02	8	OK
400	7	0,026	0,00282	0,02	8	OK
400	8	0,028	0,00229	0,01	8	OK
400	9	0,030	0,00169	0,01	8	OK
400	10	0,031	0,00	0,01	8	OK

Nilai simpangan yang diperbesar didapat berdasarkan rumus:

$$Story\ drift = \frac{\delta_i \cdot C_d}{I_e}$$

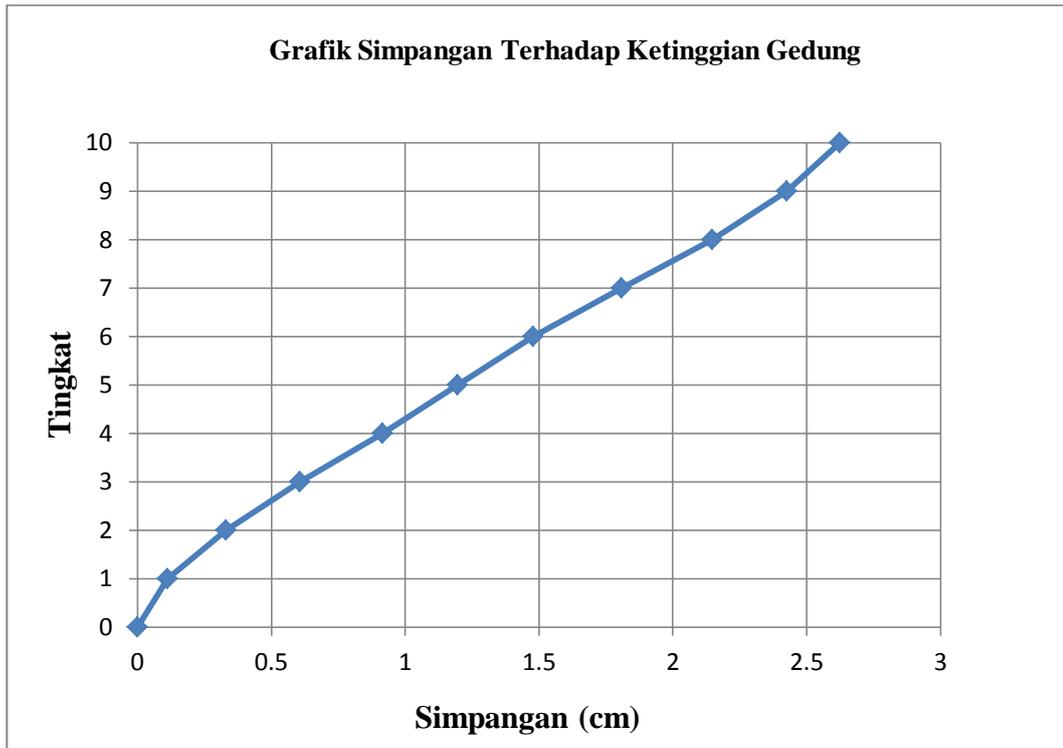
Keterangan:

δ_i = Simpangan antar tingkat

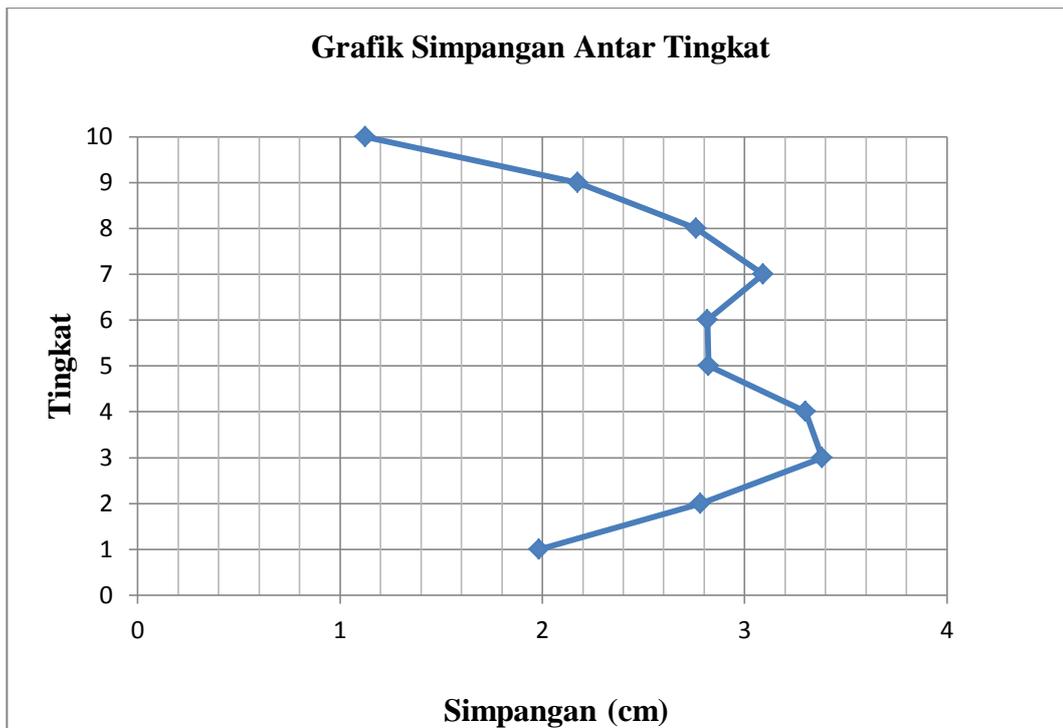
C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

Berikut ini disajikan grafik simpangan arah X terhadap ketinggian gedung dan grafik simpangan antar tingkat berdasarkan SNI 1726:2012 pada Gambar 4.1 dan 4.2 di bawah ini.



Gambar 4.1: Diagram total simpangan terhadap ketinggian gedung arah x.



Gambar 4.2: Diagram total simpangan antar tingkat terhadap ketinggian gedung arah x.

Tabel 4.4: Nilai simpangan gedung arah Y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI1726:2012.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan	Simpangan antar tingkat (δ_i)	Simpangan yang diperbesar	Syarat (Δa) 0,02*hi (cm)	Cek (Sb. Y)
		Arah Y	Arah Y	<i>Story drift</i> = $(\delta_i \cdot C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < Δa
		Cm	cm	Arah Y (cm)		
0	0	0	0	0	0	OK
400	1	0,003	0,00317	0,02	8	OK
400	2	0,008	0,00451	0,02	8	OK
400	3	0,012	0,00441	0,02	8	OK
400	4	0,016	0,00409	0,02	8	OK
400	5	0,020	0,00371	0,02	8	OK
400	6	0,023	0,00328	0,02	8	OK
400	7	0,026	0,00282	0,02	8	OK
400	8	0,028	0,00229	0,01	8	OK
400	9	0,030	0,00169	0,01	8	OK
400	10	0,031	0,00	0,01	8	OK

Nilai simpangan yang diperbesar di dapat berdasarkan rumus:

$$Story\ drift = \frac{\delta_i \cdot C_d}{I_e}$$

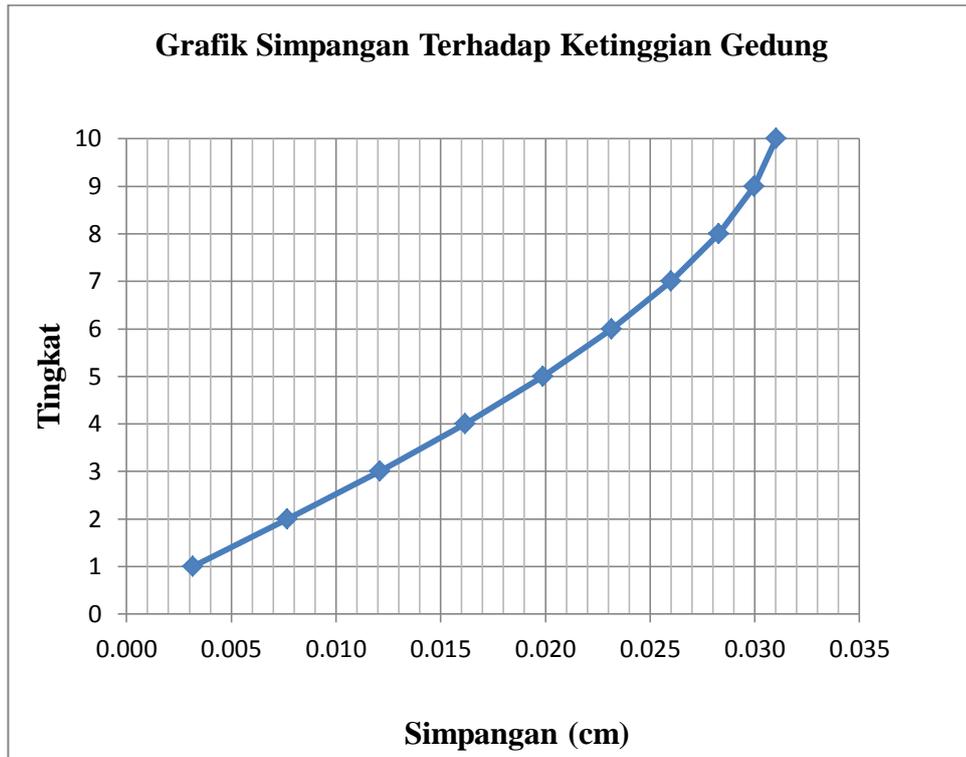
Keterangan:

δ_i = Simpangan antar tingkat

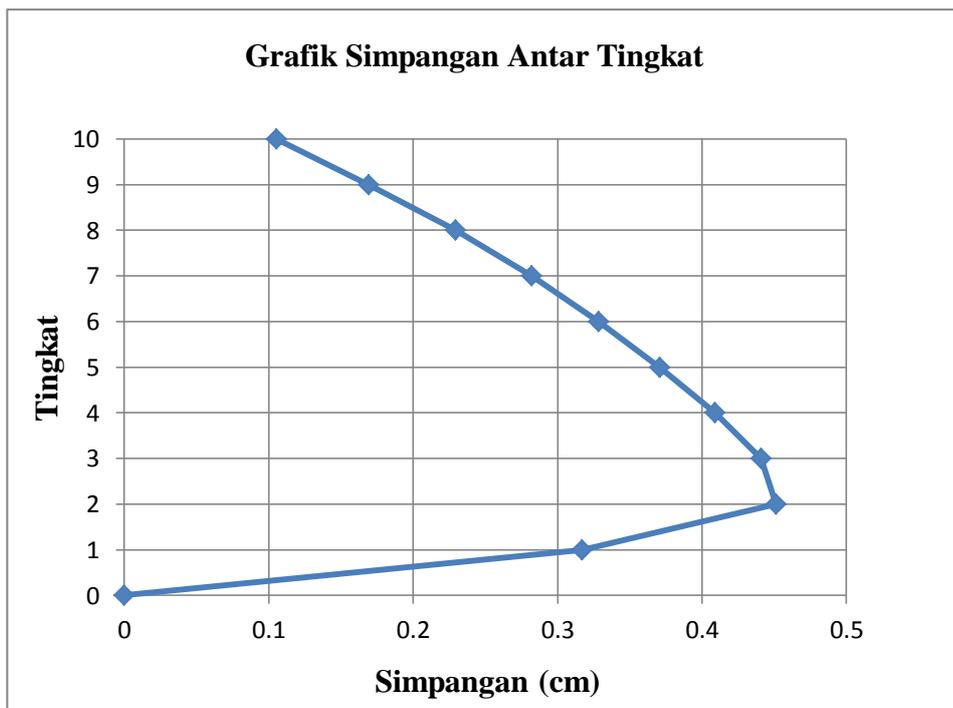
C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

Berikut ini disajikan diagram simpangan arah Y terhadap ketinggian gedung dan grafik simpangan antar tingkat berdasarkan SNI 1726:2012 pada Gambar 4.3 dan 4.4 dibawah ini.



Gambar 4.3: Diagram total simpangan terhadap ketinggian gedung arah y.



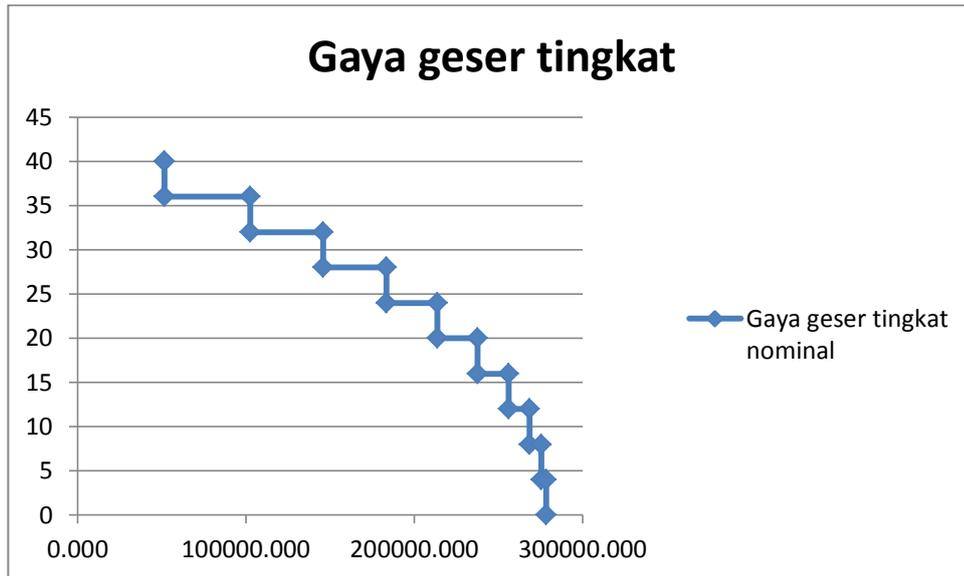
Gambar 4.4: Diagram total simpangan antar tingkat terhadap ketinggian gedung arah y.

4.1.1.3 Gaya Geser Gedung Tiap Tingkat

Nilai gaya geser pada tiap tingkat gedung berbeda-beda, gaya geser terbesar yaitu pada tingkat 1, dimana daerah tingkat 1 paling terdekat dengan tanah, selanjutnya diikuti pada tingkat 2, begitu seterusnya secara linear seperti ditunjukkan pada Tabel 4.5 dan ditampilkan pada Gambar 4.6.

Tabel 4.5: Nilai gaya geser pada tiap lantai gedung.

Lantai	Berat/Wi (KN)	Tinggi/hi (m)	$W_i \cdot h_i^k$	<i>Force/Fi</i> (KN)	<i>Story shear/V_x</i> (KN)
				$F_i = (W_i \cdot h_i^k) / (\sum W_i \cdot h_i) \cdot V$	
10	12134,83	40	1938304,93	51675,720	51675,72
9	13814,01	36	1908867,31	50890,906	102566,63
8	13814,01	32	1623391,52	43280,046	145846,67
7	14416,63	28	1409964,60	37590,028	183436,70
6	14416,63	24	1140599,41	30408,681	213845,38
5	14416,63	20	887628,94	23664,422	237509,80
4	15260,31	16	691267,54	18429,375	255939,18
3	15260,31	12	465384,64	12407,277	268346,45
2	15260,31	8	266455,97	7103,786	275450,24
1	15391,94	4	103594,04	2761,844	278212,09
Total			10435458,9	278212,085	



Gambar 4.6: Diagram gaya geser terhadap ketinggian struktur gedung (SNI 1726:2012).

Berdasarkan diagram gaya geser diatas, dapat dilihat bahwa gaya geser terbesar terdapat di lantai dasar/lantai 1 yaitu 278212,085 KN, sedangkan gaya geser terkecil terdapat pada lantai teratas/lantai 10 yaitu 51675,720 KN.

4.1.1.4 Kekakuan

Analisa kekakuan antar lantai;

- ❖ Rumus Kekakuan antar lantai:

$$K = \frac{V}{\Delta}$$

Dimana:

K= Kekakuan antar lantai

V= Gaya geser (100 KN)

Δ = Simpangan antar lantai

- ❖ Rumus Rasio kekakuan antar lantai:

$$R_1 = \frac{(K)_n}{(K)_{n+1}} \times 100\%$$

Dimana:

R_1 = Rasio kekakuan antar lantai (%)

(K) n = Kekakuan lantai awal

$(K)_{n+1}$ = Kekakuan lantai diatas lantai awal

❖ Rumus Rasio kekakuan antar 3 lantai diatasnya:

$$R_2 = \frac{(K)_n}{\text{Rata-rata}((K)_{n+1}) + ((K)_{n+2}) + ((K)_{n+3})} \times 100\%$$

Dimana:

R_2 = Rasio kekakuan antar 3 lantai (%)

$(K)_n$ = Kekakuan lantai awal

$(K)_{n+1}$ = Kekakuan lantai diatas dari lantai awal

$(K)_{n+2}$ = Kekakuan lantai diatas 2 lantai dari lantai awal

$(K)_{n+3}$ = Kekakuan lantai diatas 3 lantai dari lantai awal

Hasil kekakuan pada struktur ditampilkan untuk arah x pada Tabel 4.8 dan untuk arah y pada Tabel 4.9 dibawah ini. Dan ditampilkan juga grafik nilai kekakuan antar lantai pada Gambar 4.7, grafik rasio kekakuan antar lantai pada Gambar 4.8, dan juga grafik rasio kekakuan antar 3 lantai diatasnya pada Gambar 4.9.

Tabel 4.6 : Kekakuan struktur tiap tingkat arah x.

No	Lantai	Gaya geser (V_x)	Simpangan (Δ_x)	Selisih (Δ_1)	Kekakuan (V_x/Δ_1)	Rasio		Soft Story Tipe 1.A			
						Kekakuan R_1	Kekakuan R_2	Cek $R_1 < 70\%$	Cek $R_2 < 80\%$	Cek $R_1 < 60\%$	Cek $R_2 < 70\%$
	Ke -	(KN)	(mm)	(mm)	(KN/mm)	(%)	(%)				
1	10	100,00	0,32690	0,00460	21739,130	68,657	68,657				
2	9	100,00	0,32230	0,00670	14925,373	68,657	68,657	OK	OK	OK	OK
3	8	100,00	0,31560	0,00320	31250,000	209,375	85,232	OK	OK	OK	OK
4	7	100,00	0,31240	0,00300	33333,333	106,667	62,397	OK	OK	OK	OK
5	6	100,00	0,30940	0,00250	40000,000	120,000	57,506	OK	OK	OK	OK
6	5	100,00	0,30690	0,00230	43478,261	108,696	51,914	OK	OK	OK	OK
7	4	100,00	0,30460	0,00300	33333,333	76,667	35,240	OK	OK	OK	OK
8	3	100,00	0,30160	0,01160	8620,690	25,862	9,563	OK	OK	OK	OK
9	2	100,00	0,29000	0,09100	1098,901	12,747	1,947	OK	OK	OK	OK
10	1	100,00	0,19900	0,19900	502,513	45,729	2,412	OK	OK	OK	OK
TOTAL		10000,00	0,1006	0,0124	228281,53						

Tabel 4.7 : Kekakuan struktur tiap tingkat arah y.

No	Lantai	Gaya geser	Gaya geser	Simpangan	Selisih	Kekakuan	Rasio	Rasio	Cek Soft Story Tipe 1.A		Extreme Soft Story Tipe	
		Ke -	(V _x)	(V _y)	(Δ _y)	(Δ ₂)	(V _y /Δ ₂)	Kekakuan	Kekakuan	Cek	Cek	Cek
							R ₁	R ₂	R ₁ < 0.70	R ₂ < 0.80	R ₁ < 0.60	R ₂ < 0.70
		(KN)	(KN)	(mm)	(mm)	(Kn/mm)	(%)	(%)			(%)	
1	10	100,00	100,00	0,17490	0,01560	6410,26	433,333	433,333				
2	9	100,00	100,00	0,15930	0,00360	27777,78	433,333	433,333	OK	OK	OK	OK
3	8	100,00	100,00	0,15570	0,00130	76923,08	276,923	225,000	OK	OK	OK	OK
4	7	100,00	100,00	0,15440	0,00090	111111,11	144,444	104,000	OK	OK	OK	OK
5	6	100,00	100,00	0,15350	0,00080	125000,00	112,500	63,357	OK	OK	OK	OK
6	5	100,00	100,00	0,15270	0,00080	125000,00	100,000	47,755	OK	OK	OK	OK
7	4	100,00	100,00	0,15190	0,00140	71428,57	57,143	24,885	OK	OK	OK	OK
8	3	100,00	100,00	0,15050	0,00650	15384,62	21,538	6,462	OK	OK	OK	OK
9	2	100,00	100,00	0,14400	0,05080	1968,50	12,795	1,532	OK	OK	OK	OK
10	1	100,00	100,00	0,09320	0,09320	1072,96	54,506	2,607	OK	OK	OK	OK
TOTAL		1000,00	1000,00	1,4901	0,1749	562076,8743						

4.1.1.5 Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal (V_t) maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4 didapat nilai gaya geser pada Tabel 4.10 dan perbandingan gaya geser dasar pada Tabel 4.11.

$$V_t \leq V_{x, y}$$

Tabel 4.8 : Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum.

Base Reactions	F _x	F _y	Satuan
Gempa X	237361	71208,3	KN
Gempa Y	71208,3	237361	KN

Tabel 4.9 : Perbandingan gaya geser dasar, respon spektrum.

V _t	=	278212,09 KN
V _x	=	237361 KN
V _y	=	237361 KN

$$\text{Syarat: } 0,85V_t \leq V_{x,y}$$

V_x	\geq	V_t	
237361	$>$	236480,27	OK
V_y	\geq	V_t	
237361	$>$	236480,27	OK

Dengan demikian syarat gaya geser telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum lebih besar dari gaya geser dasar statik ekuivalen, sehingga tidak perlu lagi dikalikan dengan faktor skala.

4.1.2.1 Analisis Respon Spektrum Gempa menggunakan SNI 1726:2002

Analisis digunakan metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*), karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15% .

Tabel 4.10 : Data perioda output program SAP 2000.

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	1,21588	0,000	60,824
2	1,10061	67,704	60,824
3	0,77703	67,704	71,022
4	0,48222	67,705	77,920
5	0,45941	80,102	77,920
6	0,38688	80,102	81,090
7	0,21406	80,102	91,832
8	0,20801	91,122	91,832
9	0,16350	91,122	92,389
10	0,14794	91,176	93,905
11	0,14743	94,310	93,929
12	0,12648	94,310	94,348

Dapat dilihat Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC ataukah SRSS

Tabel 4.11 : Hasil selisih Persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	9	OK	NO OK
T2-T3	29,40	NO OK	OK
T3-T4	37,94	NO OK	OK
T4-T5	4,73	OK	NO OK
T5-T6	15,79	NO OK	OK
T6-T7	44,67	NO OK	OK
T7-T8	2,83	OK	NO OK
T8-T9	21,40	NO OK	OK
T9-T10	9,51	OK	NO OK
T10-T12	0,35	OK	NO OK
T11-T12	14,21	OK	NO OK

Selain itu, penjumlahan ragam respon menurut metode CQC atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 4.2, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat.

4.1.2.2 Periode Fundamental Pendekatan (T_a)

Periode (T) tidak boleh melebihi hasil koefisien batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode pendekatan fundamental (T_a), yang mana periode fundamental dihitung pada Pers. 4.1 dan 4.2.

$$T_a = 0.1N \quad (4.1)$$

$$T_a \text{max} = T_a \times C_u \quad (4.2)$$

Dimana Pers. 4.1 dipakai dengan syarat gedung tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka pemikul momen beton dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter. Pengecekan nilai periode yang di hitung oleh

SAP 2000 dengan persyaratan maksimum nilai perioda dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.12 : Pengecekan nilai perioda SAP 2000.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta Min= Cr*hn	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari ETABS	CEK Max
X	0.776	1,087	1,2216	OK
Y	0.776	1,087	1,101	OK

4.1.2.3 Penentuan Gaya Geser Seismik(V)

Nilai gaya geser nominal statik ekuivalen (V) masing-masing arah dapat ditentukan berdasarkan Pers. 4.3 dan dirangkum seperti pada Tabel 4.4.

$$V = C_s W t \quad (4.3)$$

Tabel 4.13 : Nilai Cs yang digunakan.

PERHITUNGAN NILAI C_s

Arah	Cs– SDS / (R/I)	CsMax– SD1 / (T*(R/I)	Cs Min - 0.044*SDS*I	Cs yang digunakan
T1	0.071	0.052	0.022	0.052
T2	0.071	0.052	0.022	0.052

Dari Tabel 4.13 diatas telah didapatkan nilai Cs yang dibutuhkan untuk mencari nilai gaya geser dasar struktur bangunan. Nilai gaya geser dasar (V) dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14 : Gaya geser nominal statik ekuivalen (V).

W_t (KN)	$V_{arah\ x}$ (KN)	$V_{arah\ y}$ (KN)
100610,29	5246,59	5246,59

Distribusi horizontal gaya gempa ditentukan berdasarkan Pers. 4.4 dan 4.5.

$$F_i = C_{vx}V \quad (4.4)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x h_x^k} \quad (4.5)$$

Dikarenakan nilai V arah x dan y pada struktur bernilai beda, maka nilai F_i pada arah x dan y bernilai beda pula. Nilai k diambil dari nilai periode yang terjadi. Pada struktur arah X diambil nilai $k=1,358$ karena nilai periode adalah 1,2158 dan nilai $k=1,300$ pada struktur arah Y diambil dengan interpolasi antara nilai 1 dan 2 karena nilai periode yaitu 1,101. Nilai F_i masing-masing arah pada struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.6 dan 4.7.

Tabel 4.15 : Nilai gaya geser pada tiap lantai gedung arah x ($k=1,358$).

Lantai	Berat/ W_i (KN)	Ketinggian per lantai / h_i , (meter)	$W_i \cdot h_i^k$	Force/ F_i (KN)	Story shear/ V_x (KN)
				$F_i = \frac{(W_i \cdot h_i^k)}{(\sum W_i \cdot h_i^k)} \cdot V$	
10	4574,94	40	685313,78	590,738	590,74
9	5749,25	36	760524,78	655,570	1246,31
8	5749,25	32	663229,99	571,702	1818,01
7	5749,25	28	569565,10	490,963	2308,97
6	12781,63	24	1066687,8	919,481	3228,45
5	12781,63	20	850193,47	732,864	3961,32
4	13251,42	16	671195,45	578,568	4539,89
3	13251,42	12	454139,74	391,467	4931,35
2	13251,42	8	261859,23	225,722	5157,08
1	13470,08	4	103847,17	89,516	5246,59
Total	100610,3		6086556,5	5246,591	

Tabel 4.16 : Nilai gaya geser pada tiap lantai gedung arah y ($k=1,300$).

Lantai	Berat/Wi (KN)	Ketinggian per lantai /hi, (meter)	Wi.hi ^k	Force/Fi (KN)	Story shear/Vx (KN)
				Fi = (Wi.hi ^k)/(\sum Wi.hi). V	
10	4574,94	40	554055,33	574,089	574,09
9	5749,25	36	618114,68	640,464	1214,55
8	5749,25	32	542179,49	561,783	1776,34
7	5749,25	28	468628,51	485,573	2261,91
6	12781,63	24	884064,45	916,030	3177,94
5	12781,63	20	711452,47	737,177	3915,12
4	13251,42	16	568198,55	588,743	4503,86
3	13251,42	12	390878,33	405,012	4908,87
2	13251,42	8	230711,46	239,053	5147,92
1	13470,08	4	95223,94	98,667	5246,59
Total	100610,3		5063507,2	5246,591	

4.1.2.4 Analisis Respons Spektrum Ragam

Faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah ortogonal. Untuk kategori desain seismik D, E, atau F nilai ρ dapat diambil = 1 bila masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan, selain dari persyaratan tersebut nilai ρ harus diambil = 1,3. Gaya geser gedung tiap lantai dengan pengecekan 35% V *base shear* dengan nilai redundansi (ρ) = 1 dapat dilihat pada Tabel 4.8 dan 4.9.

Tabel 4.17 : Pengecekan *story shear* dengan 35% V *base shear* arah X.

No	Lantai	Arah X			35% V Base Shear
		Story Shear	Story Shear	Base Shear	
	Ke-	(V _x) $\rho=1$	(V _x) $\rho=1.3$	(V _x)	
		(kg)	(kg)	(KN)	(KN)
1	10	590,74	767,96	5246,591	1836,3069
2	9	1246,31	1620,20	5246,591	1836,3069

3	8	1818,01	2363,41	5246,591	1836,3069
4	7	2308,97	3001,67	5246,591	1836,3069
5	6	3228,45	4196,99	5246,591	1836,3069
6	5	3961,32	5149,71	5246,591	1836,3069
7	4	4539,89	5901,85	5246,591	1836,3069
8	3	4931,35	6410,76	5246,591	1836,3069
9	2	5157,08	6704,20	5246,591	1836,3069
10	1	5246,59	6820,57	5246,591	1836,3069

Tabel 4.18 : Pengecekan *story shear* dengan 35% *V base shear* arah Y.

No	Lantai	Arah Y				
		Ke-	Story Shear	Story Shear	Base Shear	35% V Base Shear
			(V_y) $\rho=1$	(V_y) $\rho=1.3$	(V_x)	
			(kg)	(kg)	(KN)	(KN)
1	10		574,09	746,32	5246,5911	1836,3069
2	9		1214,55	1578,92	5246,5911	1836,3069
3	8		1776,34	2309,24	5246,5911	1836,3069
4	7		2261,91	2940,48	5246,5911	1836,3069
5	6		3177,94	4131,32	5246,5911	1836,3069
6	5		3915,12	5089,65	5246,5911	1836,3069
7	4		4503,86	5855,02	5246,5911	1836,3069
8	3		4908,87	6381,53	5246,5911	1836,3069
9	2		5147,92	6692,30	5246,5911	1836,3069
10	1		5246,59	6820,57	5246,5911	1836,3069

Dari Tabel 4.17 dan 4.18 nilai *story shear* lantai 10 lebih besar 35% *V base shear*. Karena terdapat lantai yang tidak dapat menahan 35% gaya geser dasar, maka dipakai nilai redundansi 1,3. Gaya geser gedung tiap lantai dengan pengecekan 35% *V base shear* dengan nilai redundansi (ρ) = 1,3

4.1.2.5 Nilai Simpangan Gedung

Kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimate. Pada Tabel 4.10 tertera hasil nilai simpangan gedung arah X dan pada Tabel 4.11 tertera hasil nilai simpangan gedung arah Y di bawah ini.

Tabel 4.19 : Nilai simpangan gedung arah X, pada kinerja batas ultimit.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan	Simpangan antar tingkat (δ_i)	Simpangan yang diperbesar	Syarat (Δa) 0,02*hi (cm)	Cek (Sb. X)
		Arah X	Arah X	<i>Story drift</i> = $(\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < Δa
		cm	Cm	Arah X (cm)		
0	0	0	0	0	0	OK
400	1	0,168	0,16786	0,92	8	OK
400	2	0,486	0,31794	1,75	8	OK
400	3	0,883	0,39754	2,19	8	OK
400	4	1,321	0,43805	2,41	8	OK
400	5	1,713	0,39156	2,15	8	OK
400	6	2,098	0,38491	2,12	8	OK
400	7	2,565	0,46762	2,57	8	OK
400	8	3,049	0,48302	2,66	8	OK
400	9	3,444	0,39557	2,18	8	OK
400	10	3,721	0,28	1,52	8	OK

Tabel 4.20 : Nilai simpangan gedung arah Y, pada kinerja batas ultimit.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan	Simpangan antar tingkat (δ_i)	Simpangan yang diperbesar	Syarat (Δa) 0,02*hi (cm)	Cek (Sb. Y)
		Arah Y	Arah Y	<i>Story drift</i> = $(\delta_i \cdot C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < Δa
		cm	cm	Arah Y (cm)		
0	0	0	0	0	0	OK
400	1	0,214	0,21434	1,18	8	OK
400	2	0,634	0,41936	2,31	8	OK
400	3	1,170	0,53597	2,95	8	OK
400	4	1,771	0,60083	3,30	8	OK
400	5	2,317	0,54663	3,01	8	OK
400	6	2,860	0,54265	2,98	8	OK
400	7	3,355	0,4949	2,72	8	OK
400	8	3,785	0,43081	2,37	8	OK
400	9	4,106	0,32059	1,76	8	OK
400	10	4,314	0,21	1,15	8	OK

Nilai simpangan yang diperbesar di dapat berdasarkan rumus:

$$Story\ drift = \frac{\delta_i \cdot C_d}{I_e}$$

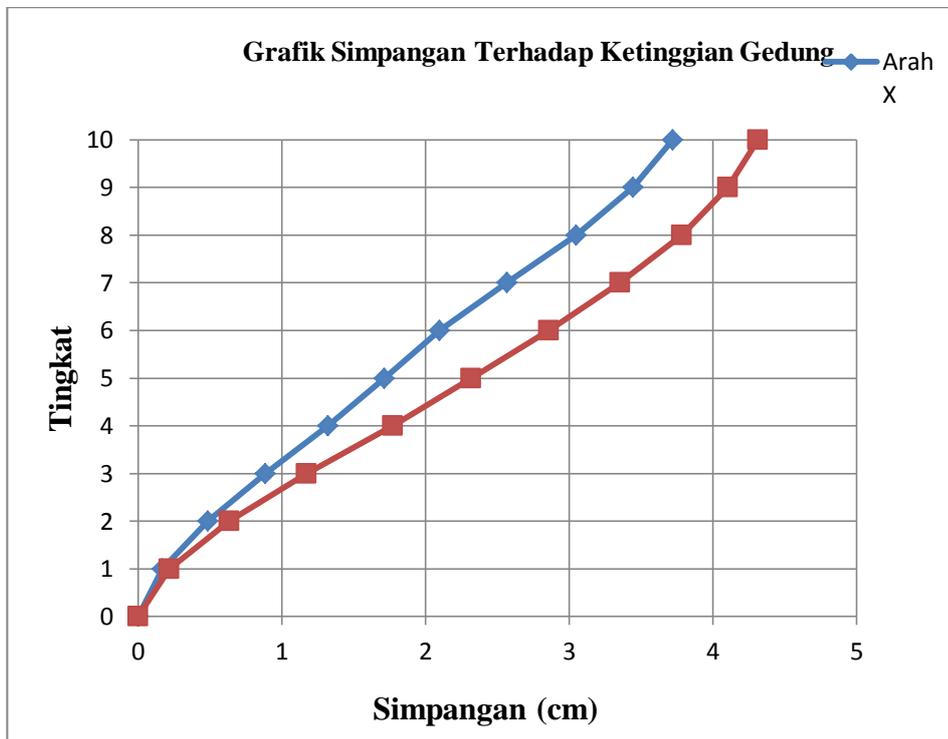
Keterangan:

δ_i = Simpangan antar tingkat

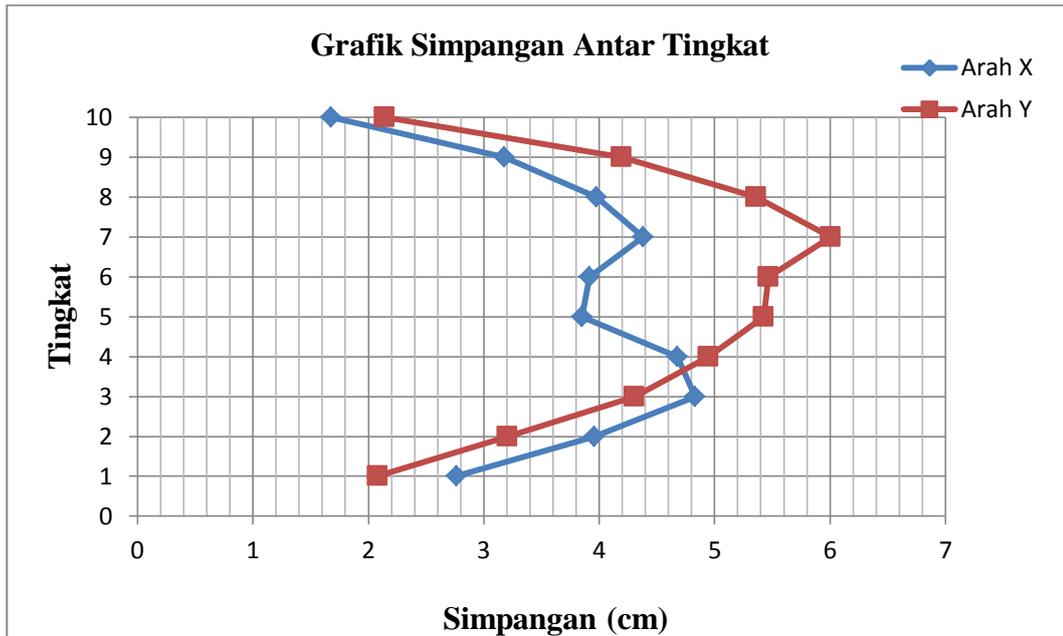
C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

Berikut ini disajikan diagram simpangan arah X dan arah Y terhadap ketinggian gedung pada Gambar 4.1 dan grafik simpangan antar tingkat Gambar 4.2 dibawah ini.



Gambar 4.1: Diagram total simpangan terhadap ketinggian gedung arah x dan arah y.



Gambar 4.2: Diagram total simpangan antar tingkat terhadap ketinggian gedung arah x dan arah y.

Besarnya simpangan yang terjadi akibat kombinasi beban maksimum. Besar simpangan arah sumbu X dan Y adalah berbeda, hal ini terjadi karena bentuk gedung yang asimetris dan merupakan struktur gedung yang tidak beraturan vertikal. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.1.2.6 Kekakuan

Analisa kekakuan antar lantai;

- ❖ Rumus Kekakuan antar lantai:

$$K = \frac{V}{\Delta}$$

Dimana:

K= Kekakuan antar lantai

V= Gaya geser (100 KN)

Δ = Simpangan antar lantai

❖ Rumus Rasio kekakuan antar lantai:

$$R_1 = \frac{(K)_n}{(K)_{n+1}} \times 100\%$$

Dimana:

R_1 = Rasio kekakuan antar lantai (%)

(K) n = Kekakuan lantai awal

(K) n+1 = Kekakuan lantai diatas lantai awal

❖ Rumus Rasio kekakuan antar 3 lantai diatasnya:

$$R_2 = \frac{(K)_n}{\text{Rata-rata}((K)_{n+1}) + ((K)_{n+2}) + ((K)_{n+3})} \times 100\%$$

Dimana:

R_2 = Rasio kekakuan antar 3 lantai (%)

(K)n = Kekakuan lantai awal

(K)_{n+1} = Kekakuan lantai diatas dari lantai awal

(K)_{n+2} = Kekakuan lantai diatas 2 lantai dari lantai awal

(K)_{n+3} = Kekakuan lantai diatas 3 lantai dari lantai awal

Hasil kekakuan pada struktur ditampilkan untuk arah x pada Tabel 4.14 dan untuk arah y pada Tabel 4.15.

Tabel 4.21 : Kekakuan struktur tiap tingkat arah x.

No	Lantai Ke -	Gaya geser (Vx)	Simpangan (Δx)	Selisih (Δ ₁)	Kekakuan (Vx/Δ ₁)	Rasio Kekakuan	Rasio Kekakuan	Soft Story Tipe 1.A		reme Soft Story Tipe	
						R ₁	R ₂	Cek R ₁ < 70%	Cek R ₂ < 80%	Cek R ₁ < 60%	Cek R ₂ < 70%
		(KN)	(mm)	(mm)	(KN/mm)	(%)	(%)				
1	10	100,00	0,93477	0,04108	2434,393	141,351	141,351				
2	9	100,00	0,89370	0,02906	3441,038	141,351	141,351	OK	OK	OK	OK
3	8	100,00	0,86463	0,08724	1146,211	33,310	19,509	OK	OK	OK	OK
4	7	100,00	0,77739	0,11731	852,413	74,368	15,789	OK	OK	OK	OK
5	6	100,00	0,66008	0,18210	549,140	64,422	17,457	OK	OK	OK	OK
6	5	100,00	0,47797	0,15005	666,436	121,360	37,364	OK	OK	OK	OK
7	4	100,00	0,32792	0,13761	726,681	109,040	48,455	OK	OK	OK	OK
8	3	100,00	0,19031	0,09755	1025,094	141,065	65,037	OK	OK	OK	OK
9	2	100,00	0,09276	0,06257	1598,287	155,916	80,970	OK	OK	OK	OK
10	1	100,00	0,03019	0,03019	3312,355	207,244	115,590	OK	OK	OK	OK
TOTAL		10000,00	0,1006	0,0124	49656250,00						

Tabel 4.22 : Kekakuan struktur tiap tingkat arah y.

No	Lantai	Gaya geser	Gaya geser	Simpangan	Selisih	Kekakuan	Rasio	Rasio	ek Soft Story Tipe I		xtreme Soft Story Tipe	
		Ke -	(Vx)	(Vy)	(Δy)	(Δ ₂)	(Vy/Δ ₂)	Kekakuan	Kekakuan	Cek	Cek	Cek
							R ₁	R ₂	R ₁ < 0.70	R ₂ < 0.80	R ₁ < 0.60	R ₂ < 0.70
		(KN)	(KN)	(mm)	(mm)	(KN/mm)	(%)	(%)			(%)	
1	10	100,00	100,00	0,23060	0,03878	2578,72	171,323	171,323				
2	9	100,00	100,00	0,19182	0,02264	4417,94	171,323	171,323	OK	OK	OK	OK
3	8	100,00	100,00	0,16918	0,03845	2601,05	58,875	37,176	OK	OK	OK	OK
4	7	100,00	100,00	0,13074	0,01809	5529,44	212,585	70,183	OK	OK	OK	OK
5	6	100,00	100,00	0,11265	0,01984	5040,32	91,154	52,486	OK	OK	OK	OK
6	5	100,00	100,00	0,09281	0,01038	9630,20	191,063	84,204	OK	OK	OK	OK
7	4	100,00	100,00	0,08243	0,02266	4412,48	45,819	26,720	OK	OK	OK	OK
8	3	100,00	100,00	0,05976	0,01938	5160,49	116,952	32,822	OK	OK	OK	OK
9	2	100,00	100,00	0,04039	0,01945	5141,39	99,630	40,220	OK	OK	OK	OK
10	1	100,00	100,00	0,02094	0,02094	4776,69	92,907	40,574	OK	OK	OK	OK
TOTAL		1000,00	1000,00	1,1313	0,2306	49288,7178						

4.1.2.7 Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal (V_t) maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

$$V_t = 0,85 \cdot V_I$$

V_I = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

$$V_I = C_s \cdot W_t$$

$$= 5246,5911 \text{ KN}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4 didapat nilai gaya geser pada Tabel 4.15 dan perbandingan gaya geser dasar pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 : Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum.

Base Reactions	Fx	Fy	Satuan
Gempa X	6354,48	1707,76	KN
Gempa Y	2529,10	5673,57	KN

Tabel 4.24 : Perbandingan gaya geser dasar respon spectrum.

V_I	=	5246,5911	KN
V_x	=	6354,48	KN
V_y	=	5673,57	KN

Syarat: $V_x \geq 0,85 V_I$

V_x	\geq	$0,85 V_I$	OK
6354,48	$>$	4459,6	

Syarat: $V_y \geq 0,85 V_I$

V_y	\geq	$0,85 V_I$	OK
5673,57	$>$	4459,6	

Dengan demikian syarat gaya geser telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum lebih besar dari gaya geser dasar statik ekuivalen, sehingga tidak perlu lagi dikalikan dengan faktor skala.

4.2 Analisa dan Perhitungan Tulangan dengan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012

4.2.1 Perencanaan Tulangan Balok Akibat Momen Lentur

Dalam perencanaan tulangan balok, akan dipakai program SAP 2000. Seperti yang terlihat pada lampiran. Akan diberikan juga perhitungan perencanaan secara manualnya untuk beberapa balok yang ditentukan oleh penulis. Maka didapat nilai momen berdasarkan beban kombinasi gabungan secara envelop.

- Momen tumpuan kiri negatif maksimum : -68,6189 kN
- Momen tumpuan kanan negatif maksimum : -68,6189 kN
- Momen lapangan : 7,1563 kN

Sebelum dilakukan penulangan baiknya dilakukan kontrol syarat-syarat komponen beton bertulang tersebut di pasal 21.6 SNI 2847:2013, sebagai berikut:

a. Beban aksial balok sudah pasti sangat kecil ($P_u < 0,1 A_g f'_c$)

$$\gg P_u < 0,1 \times 550 \times 350 \times 30 / 1000$$

$$\gg 0 < 577,5 \text{ kN} \dots\dots \text{Oke}$$

b. Bentang bersih minimum harus lebih besar dari 4d

$$\text{Bentang bersih} = 5\text{m} - 0,5\text{m} > 4 \times 500\text{mm}$$

$$= 4,5 \text{ m} > 2 \text{ m} \dots\dots \text{Oke}$$

c. Ratio $b_w/h > 0,3$

$$= 350/550 > 0,3$$

$$= 0,64 > 0,3 \dots\dots \text{Oke}$$

d. $b_w > 250\text{mm}$

$$= 350 > 250 \dots\dots \text{Oke}$$

$$\begin{aligned}
 e. \quad bw < \text{lebar kolom} + 1,5d &= 350 < 600 + 1,5(500) \\
 &= 350\text{mm} < 1335,75\text{mm} \dots \text{Oke}
 \end{aligned}$$

4.2.1.1 Perencanaan Balok Tumpuan

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 bw &= 350\text{mm} \\
 h &= 550\text{ mm} \\
 d &= 550 - 50 = 500\text{ mm (asumsi 1 layer tulangan)} \\
 f'c &= 30\text{ MPa} \\
 fy &= 400\text{ MPa} \\
 fys &= 240\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

A. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kiri Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum kiri, $M_u = -68,6189\text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742\text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'c}{fy} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 Q &= \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \frac{M_u}{bd^2} = \\
 &= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{68,6189}{350 \times 500^2} = 0,051
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,051} \right] = 0,002305$$

$$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu}} &= \rho_b \cdot b \cdot d \\
 &= 0,002305 \times 350 \times 500 \\
 &= 395,7549\text{mm}^2 \text{ (} 5\phi 19\text{mm} = 1418\text{ mm}^2 \text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{fy} \cdot bw \cdot d & \text{atau} & & A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} \cdot bw \cdot d \\
 &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 500 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 500
 \end{aligned}$$

$$= 600,8625 \text{ mm}^2 \qquad \qquad \qquad = 587,689 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\max}} &= 0,25 \cdot b \cdot d \\ &= 0,25 \cdot 350 \cdot 500 \\ &= 4291,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_{s_{\text{perlu}}} < A_{s_{\min}}$ maka A_s yang dipakai adalah $A_{s_{\min}} = 600,8625 \text{ mm}^2$
($3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2$)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \\ &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = a/0,85 = 44,871 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 515,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,087 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 144,427 \text{ KNm}$$

Cek :

1. $\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm}$ OK
2. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik
 $\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 36,1068 \text{ KNm}$ OK

B. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kiri Momen Positif

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.1, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

Diketahui : Momen positif maximum kiri, $M_u = \frac{1}{2} \times 68,6189$
 $= 34,30945 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 \qquad \qquad \qquad = 510,742 \text{ KNm}$$

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'_c} \right) \frac{M_u}{b d^2} =$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{34,30945}{350 \times 500^2} = 0,026$$

$$\rho b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,026} \right] = 0,001142$$

$$\rho b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_b \cdot b \cdot d \\ &= 0,001142 \times 350 \times 500 \\ &= 196,0558 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d & \text{atau} & & A_{s_{min}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 500 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 500 \\ &= 600,8625 \text{ mm}^2 & & & &= 587,689 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{max}} &= 0,025 \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= 0,025 \cdot 350 \cdot 500 \\ &= 4291,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_{s_{perlu}} < A_{s_{min}}$ maka A_s yang dipakai adalah $A_{s_{min}} = 600,863 \text{ mm}^2$
($3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2$)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b} \\ &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = a/0,85 = 44,870654 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 515,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,087 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 144,427 \text{ KNm}$$

Cek :

1. $\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > M_u = 34,3095 \text{ KNm}$ OK
2. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik

$$\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 36,1068 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

C. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kanan Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum kanan, $M_u = 68,6189 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \frac{M_u}{b d^2} =$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{68,6189}{350 \times 500^2} = 0,051$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,051} \right] = 0,002305$$

$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998$ (penampang terkendali tarik)

Maka :

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$= 0,002305 \times 350 \times 500$$

$$= 395,7549 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b w \cdot d \quad \text{atau} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} \cdot b w \cdot d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 500 \quad = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 500$$

$$= 600,8625 \text{ mm}^2 \quad = 587,689 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,25 \cdot b w \cdot d$$

$$= 0,25 \cdot 350 \cdot 500$$

$$= 4291,875 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{s \text{ min}} = 600,863 \text{ mm}^2$
($3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2$)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b}$$

$$= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}$$

$$c = a/0,85 = 44,870654 \text{ mm}$$

$$dt = d + 25 = 515,5 \text{ mm}$$

$$c/dt = 0,087 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 144,427 \text{ KNm}$$

Cek :

$$1. \phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

$$2. \phi M_n \text{ setiap titik} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ terbesar dari semua titik}$$

$$\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 36,1068 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

C. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kanan Momen Positif

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.1, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

$$\begin{aligned} \text{Diketahui} \quad : \text{ Momen positif maximum kanan, } M_u &= \frac{1}{2} \times 68,6189 \\ &= 34,30945 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742 \text{ KNm}$$

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$\begin{aligned} Q &= \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \frac{M_u}{bd^2} = \\ &= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{34,30945}{350 \times 500^2} = 0,026 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,026} \right] = 0,001142$$

$$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_b \cdot b \cdot d \\ &= 0,001142 \times 350 \times 500 \\ &= 196,0558 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot bw \cdot d & \text{ atau } & A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot bw \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 500 & & = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 500 \\ &= 600,8625 \text{ mm}^2 & & = 587,689 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\max}} &= 0,25 \cdot b \cdot d \\
 &= 0,25 \cdot 350 \cdot 500 \\
 &= 4291,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $A_{s_{\text{perlu}}} < A_{s_{\min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{s_{\min}} = 600,863 \text{ mm}^2$
 $(3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \\
 &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = a/0,85 = 44,870654 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 515,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,087 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 144,427 \text{ KNm}$$

Cek :

$$1. \phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > M_u = 34,3095 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

$$2. \phi M_n \text{ setiap titik} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ terbesar dari semua titik}$$

$$\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 36,1068 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

D. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Lapangan Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum lapangan, $M_u = 7,1563 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 Q &= \left(\frac{1,7}{\phi f'_c} \right) \frac{M_u}{b d^2} = \\
 &= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{7,1563}{350 \times 500^2} = 0,005
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,005} \right] = 0,000237$$

$$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_b \cdot b \cdot d \\
 &= 0,000237 \times 350 \times 500 \\
 &= 40,60256 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{min}}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d & \text{atau} & & A_{S_{\text{min}}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 500 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4.400} \cdot 350 \cdot 500 \\
 &= 600,8625 \text{ mm}^2 & & & &= 587,689 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{max}}} &= 0,25 \cdot b \cdot d \\
 &= 0,25 \cdot 350 \cdot 500 \\
 &= 4291,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\text{min}}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{S_{\text{min}}} = 600,863 \text{ mm}^2$
 $(3\phi 19\text{mm} = 851 \text{ mm}^2)$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b} \\
 &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = a/0,85 = 44,870654 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 515,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,087 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 144,427 \text{ KNm}$$

Cek :

1. $\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > M_u = 7,1563 \text{ KNm}$ OK
2. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik
 $\phi M_n = 144,427 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 36,1068 \text{ KNm}$ OK

E. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Lapangan Momen Positif

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.1, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

Diketahui : Momen positif maximum kanan, $M_u = \frac{1}{2} \times 7,1563$

$$= 3,57815 \text{ KNm}$$

$$\phi Mn = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2$$

$$= 510,742 \text{ KNm}$$

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \frac{Mu}{bd^2} =$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{3,57815}{350 \times 500^2} = 0,003$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,003} \right] = 0,000118$$

$$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$= 0,000118 \times 350 \times 500$$

$$= 20,28241 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot bw \cdot d \quad \text{atau} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot bw \cdot d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 500 \quad = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 500$$

$$= 600,8625 \text{ mm}^2 \quad = 587,689 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,25 \cdot bw \cdot d$$

$$= 0,25 \cdot 350 \cdot 500$$

$$= 4291,875 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{s \text{ min}} = 600,863 \text{ mm}^2$

$$(3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b}$$

$$= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}$$

$$c = a/0,85 = 44,870654 \text{ mm}$$

$$dt = d + 25 = 515,5 \text{ mm}$$

$$c/dt = 0,087 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 144,427 \text{ KNm}$$

Cek :

$$1. \phi M_n = 144,427 \text{KNm} > M_u = 3,57815 \text{KNm} \quad \text{OK}$$

2. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik

$$\phi M_n = 144,42729 \text{KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 36,1068 \text{KNm} \quad \text{OK}$$

Setelah tulangan pada balok dihitung, selanjutnya perlu dikontrol pemenuhan ketentuan-ketentuan berikut ini :

a) Pasal 21.5.2.1

Ditip potongan sepanjang balok tidak boleh ada kuat momen positif ataupun negatif yang kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat momen maximum = $\frac{1}{4} \times 68,6189 \text{KNm} = 17,1547 \text{KNm}$. Ini sudah terpenuhi pada perhitungan diatas.

b) Pasal 21.5.2.2

Kuat momen positif terpasang dimuka kolom $> \frac{1}{2}$ kuat negatif. Ini sudah terpenuhi pada perhitungan diatas.

c) Pasal 21.5.2.1

Tiap potongan baik sisi atas maupun sisi bawah harus ada minimal 2 batang tulangan. Ini dipenuhi oleh tulangan minimum.

d) Pasal 21.7.2.3

Bila tulangan menembus, maka $d = 500 \text{ mm} > 20d_b$

$20d_b = 20 \times 19 = 380 \text{ mm}$ ($d_b = \text{diameter tulangan memanjang yang akan dipakai}$)

4.2.1.2 Desain Tulangan geser Balok

Berdasarkan pasal 21.5.4.1, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara 2 muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka-muka kolom tadi dan komponen tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

M_{pr} dihitung dengan persamaan :

$$M_{pr} = \phi A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

Dimana :

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f_c' b} \quad \text{dan} \quad \phi = 1$$

A. Pada Tumpuan Kiri Momen Positif

Diketahui : $A_s = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1134(1,25.400)}{0,85.30.350} = 47,675 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ \text{ kiri} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25.400) \times (500 - \frac{1}{2}.47,675) \\ &= 194,3099 \text{ KNm} \end{aligned}$$

B. Pada Tumpuan Kiri Momen Negatif

Diketahui : $As = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1418(1,25.400)}{0,85.30.350} = 47,675 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- \text{ kiri} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25.400) \times (500 - \frac{1}{2}.47,675) \\ &= 194,310 \text{ KNm} \end{aligned}$$

C. Pada Tumpuan Kanan Momen Positif

Diketahui : $As = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1134(1,25.400)}{0,85.30.350} = 47,675 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ \text{ kanan} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25.400) \times (500 - \frac{1}{2}.47,675) \\ &= 194,3099 \text{ KNm} \end{aligned}$$

D. Pada Tumpuan Kanan Momen Negatif

Diketahui : $As = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1134(1,25.400)}{0,85.30.350} = 47,6750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- \text{ kanan} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25.400) \times (500 - \frac{1}{2}.47,6750) \end{aligned}$$

$$= 194,3099 \text{ KNm}$$

Gaya geser maximum yang didapat dari hasil perhitungan SAP 2000, $V_n = 38,41$ KN

Jika gaya geser akibat gempa saja (akibat M_{pr}) $> 0,5$ total geser, maka $V_c = 0$.

$$V \text{ akibat gempa} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{ln} = \frac{194,310 + 194,310}{4400/1000} = 88,3226 \text{ KN} < 0,5 \times 38,41 \text{ KN}$$

$$= 88,3226 \text{ KN} > 19,204 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Sehingga dapat diambil, $V_c = 0$.

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c = \phi V_s + 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{38,41}{0,75} = 51,2106 \text{ KN}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari V_{Smax} (Pasal 11.4.7)

$$V_{Smax} = 0,66 \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{f'c'} = 0,66 \cdot 350 \cdot 500 \cdot \sqrt{30}$$

$$= 607,947 \text{ KN} > 51,210 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{f'c'} = \frac{1}{3} \cdot 350 \cdot 500 \cdot \sqrt{30}$$

$$= 307,044 \text{ KN} > 51,210 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Jika digunakan tulangan geser $2\phi 10$ ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), maka jarak sengkang :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 400 \cdot 500}{51,21067 \times 10^3} = 589,241 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.3, S_{max} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 550 = 1100 \text{ mm}$, tidak boleh lebih besar dari :

- 1) $\frac{d}{4} = 120,125 \text{ mm}$
- 2) $6 d_b$ tulangan longitudinal $= 114 \text{ mm}$
- 3) 150 mm
- 4) $24 d_b$ hoop $= 240 \text{ mm}$
- 5) 350 mm

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$. Sesuai dengan Pasal (21.5.3.2) hoop pertama $2\phi 10 \text{ mm}$ dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Pemasangan begel diluar sendi plastis (diluar $2h$) mengikuti pasal 21.5.3.4 dan

$$V_u = 28,69 \text{ KN (pada jarak } 1400 \text{ mm)}$$

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{28,69}{0,75} = 38,253 \text{ KN} < 0,33 \sqrt{f'c'} b_w d = 303,973 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Jika dipasang begel $2\phi 10$ ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), maka :

Syarat pemasangan sengkang diluar sendi plastis berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.3.4:

1. $s_1 = \frac{Av.fyt.d}{Vs} = \frac{157.240.500}{38,253 \times 10^3} = 473,298 \text{ mm}$
2. $s_2 = d/2 = 480,5/2 = 240,25 \text{ mm}$
3. $s_3 = \frac{Av.fyt}{0,35bw} = \frac{157.240}{0,35.350} = 307,592 \text{ mm}$
4. $s_4 = 600 \text{ mm}$

Jadi dipilih, $s = 200 \text{ mm}$ dipasang $2\phi 10 - 200 \text{ mm}$ ditengah bentang.

4.2.1.3 Perencanaan Tulangan Torsi Balok

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.1, periksa apakah tulangan torsi dibutuhkan:

Diketahui : $T_u = 0,000854 \text{ KNm}$

$$T_u > \phi 0,0083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) =$$

Dimana :

$$A_{cp} = b_w d = 350 \times 550 = 192500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b_w + d) = 2(350 + 500) = 1800 \text{ mm}$$

$$T_u > 0,75 \times 0,0083 \times 1,0 \times \sqrt{30} \left(\frac{192500^2}{1800} \right) = 7,02 \text{ KNm}$$

$T_u = 33,514 \text{ KNm} > 12,15 \text{ KN}$, sehingga tidak dibutuhkan tulangan torsi.

4.2.1.4 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Diketahui :

Kolom (C31) :

- $b = 600 \text{ mm}$
- $h = 600 \text{ mm}$

- $d = h - (\text{selimut beton} + db \text{ sengkang} + db \text{ utama}/2)$
 $= 536 \text{ mm}$
- $fc' = 30 \text{ Mpa}$
- $fy = 400 \text{ Mpa}$
- $fys(fyt) = 240 \text{ Mpa}$
- $bc = b - (2 \times \text{selimut beton}) - db \text{ utama} = 520 \text{ mm}$
- $Ach = 270400 \text{ mm}^2$

Syarat dimensi kolom menurut Pasal 21.6 harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari $Ag.fc'/10$
 $P_u = 3147,77 \text{ KN} > Ag.fc'/10 = 1080 \text{ KN} \quad \text{OK}$
- Ukuran penampang terkecil $600 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad \text{OK}$
- Ratio $\frac{b}{h} = \frac{600}{600} = 1 > 0,4 \quad \text{OK}$

Tabel4.25 : Resume beban desain untuk kolom diambil dari kombinasi beban maksimum.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY6	207	COMBGAB MAX	0	-61172,9	7649,47	7439,86	0,15	14492,6
STORY6	207	COMBGAB MAX	2	-60015,1	7649,47	7439,86	0,15	628,31
STORY6	207	COMBGAB MAX	4	-58857,4	7649,47	7439,86	0,15	15709,4
STORY6	207	COMBGAB MIN	0	-142899	-7439,86	-7649,47	-0,15	-14903,8
STORY6	207	COMBGAB MIN	2	-140825	-7439,86	-7649,47	-0,15	-620,28
STORY6	207	COMBGAB MIN	4	-138752	-7439,86	-7649,47	-0,15	-15282,1

$\phi = 0,65$ jika $P_u > 1000 \text{ KN}$

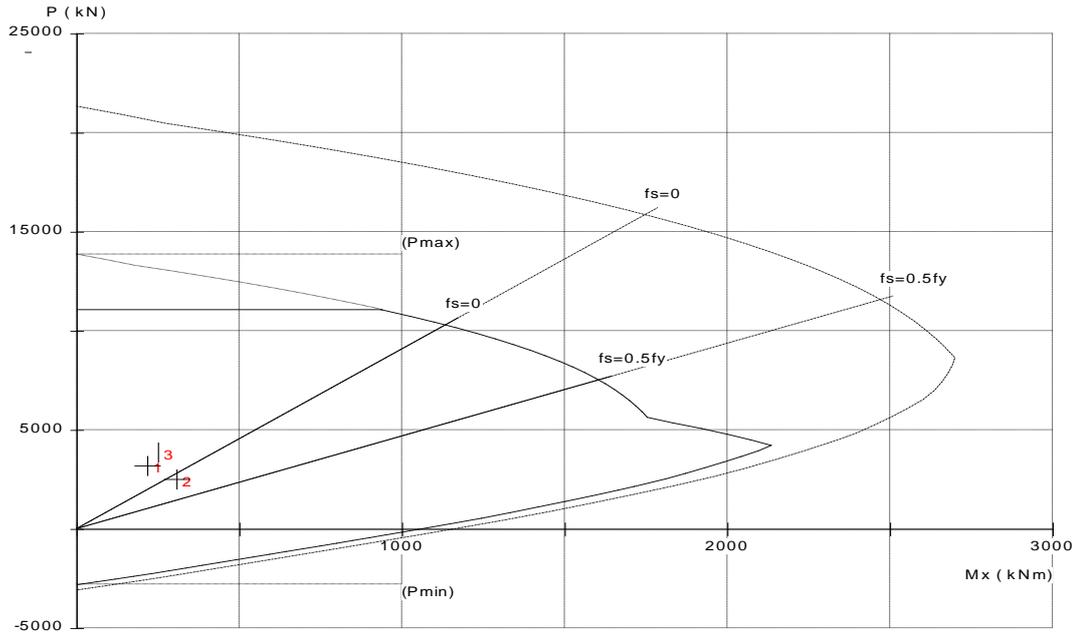
$\phi = 0,65 - 0,8$ jika $P_u < 1000 \text{ KN}$ (ϕ diasumsi = 0,8)

Pada kolom direncanakan dengan dimensi 600×600 .

Maka :

$$\rho_g = \frac{16 \times 380}{600 \times 600} = 0,0169$$

Nilai resio tulangan , ρ_g yang disyaratkan adalah antara 0,01 – 0,06, sehingga persyaratan ini terpenuhi.



Gambar 4.4: Diagram interaksi kolom C31 (kolom desain) dihitung menggunakan program SPColumn v.5.10.

4.2.1.5 Periksa Terhadap Kolom Kuat - Balok Lemah

Berdasarkan pasal 21.6.2.2, persyaratan kolom kuat – balok lemah :

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

Diketahui :

$$M_{nb\text{atas}} = \frac{\phi M_{nb\text{atas}}}{\phi} = \frac{144,427}{0,9} = 160,475 \text{ KNm}$$

$$M_{nb\text{bawah}} = \frac{\phi M_{nb\text{bawah}}}{\phi} = \frac{144,427}{0,9} = 160,475 \text{ KNm}$$

dari hasil diagram interaksi kolom :

$$\phi M_{nc} (\text{kolom desain}) = 1946,57 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{nc} (\text{diatas kolom desain}) = 1801,60 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{nc} (\text{dibawah kolom desain}) = 2078,38 \text{ KNm}$$

Maka :

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2(160,475 + 160,475) = 385,14 \text{ KNm}$$

Untuk kolom bagian atas :

$$\sum M_{nc} = \frac{(\phi M_{nc}(\text{kolom desain}) + \phi M_{nc}(\text{diatas kolom desain}))}{0,65}$$

$$= \frac{(1945,57 + 1801,60)}{0,65} = 5766,4154 \text{ KNm}$$

$$\Sigma M_{nc} = 5766,4154 \text{ KNm} > 1,2 \Sigma M_{nb} = 385,14 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

Untuk kolom bagian bawah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &= \frac{(\phi M_{nc}(\text{kolom desain}) + \phi M_{nc}(\text{dibawah kolom desain}))}{0,65} \\ &= \frac{(1945,57 + 2078,38)}{0,65} = 6192,231 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{nc} = 6192,231 \text{ KNm} > 1,2 \Sigma M_{nb} = 385,14 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

4.2.1.6 Perencanaan Tulangan Transversal Kolom

Berdasarkan pasal 21.6.4.4, luas penampang total tulangan sengkang, A_{sh} tidak boleh kurang dari persamaan dibawah ini. Dengan asumsi $s = 100 \text{ mm}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$, selimut beton = 50 mm dan $\phi_s = 13 \text{ mm}$, maka :

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \left(\frac{b_c \times f_{c'}}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{520 \times 30}{400} \right) \left(\frac{600 \times 600}{270400} - 1 \right) \\ &= 3,88 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,09 \left(\frac{b_c \times f_{c'}}{f_y} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{520 \times 30}{400} \right) \\ &= 3,51 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Dengan s memenuhi ketentuan pasal 23.4.4.2 :

- $\frac{1}{4} \times$ dimensi struktur minimum = $\frac{1}{4} \times 850 = 212,5 \text{ mm}$
- 6 ϕ tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$
dimana : $hx = \frac{1}{3}hc = \frac{1}{3} \times 850 = 212,5 \text{ mm}$
 $S_o = 100 \left(\frac{350 - 212,5}{3} \right) = 131,11 \text{ mm}$

- Tidak boleh melebihi 150 mm
- < 100 mm

Jadi diambil $s = 125$ mm.

Luas sengkang tertutup, $A_{sh} = 3,88 \times 125 = 484,615 \text{ mm}^2$. Jika digunakan sengkang tertutup diameter 13 mm, maka dibutuhkan 4 kaki D13 = $530,66 \text{ mm}^2$, atau jika disediakan jarak sengkang, $s = 100$ mm, maka $A_{sh} = 3,88 \times 100 = 387,692 \text{ mm}^2$, maka dibutuhkan 3 kaki D13 – 100 mm = $397,995 \text{ mm}^2$.

Sengkang tertutup di atas dipasang hingga sejarak l_0 diukur dari muka hubungan balok kolom, dimana l_0 diambil nilai terbesar dari persyaratan berdasarkan pasal 21.6.4.1, maka :

- $l_0 = h = 600$ mm
- $1/6 l_n = 1/6 \cdot 3300 = 550$ mm
- 450 mm

Jadi l_0 yang dipakai adalah 600 mm dipasang sengkang tertutup 3 kaki D13 – 100 mm.

Desain tulangan geser terhadap gaya geser yang bekerja pada kolom. Gaya geser, V_e yang diambil adalah gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis :

$$V_e = \frac{M_{prc\ atas} + M_{prc\ bawah}}{l_u} =$$

Nilai M_{pr} untuk kolom ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,25f_y = 500$ Mpa dan faktor reduksi $\phi = 1$. Dari diagram interaksi kolom (pada lampiran) diperoleh :

$$\phi M_{prc} (\text{kolom desain}) = 2131,69 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{prc} (\text{diatas kolom desain}) = 1985,21 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{prc} (\text{dibawah kolom desain}) = 2255,1 \text{ KNm}$$

Maka :

$$\sum M_{prc\ atas} = \left(\frac{2131,69 + 1985,21}{2} \right) = 4116,9 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{prc\ bawah} = \left(\frac{2131,69 + 2255,1}{2} \right) = 4386,79 \text{ KNm}$$

$$V_e = \frac{4116,9 + 4386,79}{4} = 2125,923 \text{ KNm}$$

Nilai V_e diatas tidak perlu melebihi :

$$V_e = \frac{M_{prb\ atas} \times DF_{atas} + M_{prb\ bawah} \times DF_{bawah}}{l_u} =$$

Dimana diasumsikan keseluruhan kolom memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi, DF untuk sisi atas dan bawah diambil 0,5. Sehingga :

$$V_e = \frac{341,734 \times 0,5 + 341,7342 \times 0,4}{1} = 97,1549 \text{ KNm}$$

dan tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis, $V_e = 58857,4$ KNm.

Maka, diambil $V_e = 97,1549$ KNm. Dengan mengasumsikan kuat geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka :

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{97,1549}{0,75} = 129,54 \text{ KNm}$$

Sehingga :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{129,54 \times 10^3}{400 \times 480,5} = 0,50297 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

untuk $f_y = 400$ mm, maka $A_v = 0,50297 \times 100 = 50,297389 \text{ mm}^2$. Sudah disediakan sengkang tertutup 3 kaki D13 – 100 mm ($A_{sh} = 397,995 \text{ mm}^2$).

untuk daerah diluar l_o , maka nilai V_c dihitung dengan persamaan :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

dimana, Nu diambil dari nilai gaya aksial terfaktor terkecil pada kolom yang didesain = 1166,57 KN

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{138752}{14 \times 600 \times 600} \right) 1,0 \sqrt{30} \times 600 \times 536 = 307,695 \text{ KN}$$

Karena V_c sudah melebihi $V_u = 102,4$ KN diluar panjang l_o , maka dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak sesuai persyaratan pasal 21.6.4.5, tidak boleh melebihi :

- 6db tulangan memanjang = $6 \times 22 = 132$ mm
- 150 mm

dipilih jarak sengkang = 125 mm, sehingga dipasang 3 kaki D13 – 125 mm.

4.2.1.7 Perencanaan Hubungan Balok - Kolom

$$\text{Luas efektif HBK, } A_j = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2.$$

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.7.2 :

- Gaya-gaya tulangan longitudinal balok di muka HBK harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.

- Panjang HBK diukur sejajar dengan tulangan longitudinal balok > 20 db tulangan longitudinal (= 20 x 22 = 440 mm). Sudah terpenuhi 600 mm > 440 mm.

Periksa terhadap gaya geser pada HBK :

$$V_{goyangan} = 97,155 \text{ KNm}$$

$$M_{pr\ balok}^- = 194,310 \text{ KNm}$$

$$M_{pr\ balok}^+ = 194,310 \text{ KNm}$$

$$DF = 0,5$$

Maka :

$$M_c = DF(M_{pr}^- + M_{pr}^+) = 0,5(194,310 + 194,310) = 194,30988 \text{ KNm}$$

Luas tulangan atas adalah 5D19 ($A_s = 851 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas sebelah kiri HBK :

$$T_1 = 1,25A_s.f_y = 1,25 \times 851 \times 400 = 425500 \text{ N} = 425,5 \text{ KN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kiri HBK :

$$C_1 = T_1 = 425,5 \text{ KN}$$

Luas tulangan bawah adalah 5D19 ($A_s = 851 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan bawah sebelah kanan HBK :

$$T_2 = 1,25A_s.f_y = 1,25 \times 851 \times 400 = 425500 \text{ N} = 425,5 \text{ KN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kanan HBK :

$$C_2 = T_2 = 425,5 \text{ KN}$$

Dengan meninjau keseimbangan gaya dalam arah horizontal :

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 425,5 + 425,5 - 97,155 = 753,845 \text{ KN}$$

Kuat geser dari HBK dikekang 3 sisi atau 2 sisi berlawanan :

$$V_n = 1,25\sqrt{f_c'} \cdot A_j = 1,25 \times \sqrt{30} \times 360000 = 2464751,509 \text{ N} = 2464,75 \text{ KN}$$

$$V_n = 4946,619 \text{ KN} > V_j = 1105,133 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$\text{Jarak sengkang, } s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_j} = \frac{397,995 \times 400 \times 536}{753,845} = 113,193 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang 3 kaki D13 jarak 75 mm pada daerah HBK.

4.2.2 Analisa dan Perhitungan Tulangan Dengan SNI 2847:2002 dan SNI 1726:2012

4.2.2.1 Perencanaan Tulangan Balok Akibat Momen Lentur

Dalam perencanaan tulangan balok, akan dipakai program SAP 2000. Seperti yang terlihat pada lampiran. Akan diberikan juga perhitungan perencanaan secaramanualnya untuk beberapa balok yang ditentukan oleh penulis. Maka didapat nilai momen berdasarkan beban kombinasi gabungan secara envelop.

- Momen tumpuan kiri negatif maksimum : -68,6189 kN
- Momen tumpuan kanan negatif maksimum : -68,6189 kN
- Momen lapangan : 7,1563 kN

4.2.2.2 Perencanaan Balok Tumpuan

Diketahui :

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{ys} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$H_{\min} = L/8 = 5000/8 = 625 \text{ mm}$$

$$d = H_{\min} - \text{tebal selimut beton} = 625 - 50 = 575 \text{ mm}$$

$$j_d = 0,85 \cdot d = 488,75$$

A. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kiri Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum kiri, $M_u = -68,6189 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \frac{Mu}{\phi f_y \cdot jd} \\
 &= \frac{68,6189}{0,8 \cdot 400 \cdot 488,75} \\
 &= 438,739 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{min}}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot bw \cdot d & \text{atau} & & A_{s_{\text{min}}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot bw \cdot d \\
 &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 575 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 575 \\
 &= 704,375 \text{ mm}^2 & & & &= 688,932 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{max}}} &= 0,025 \cdot bw \cdot d \\
 &= 0,025 \cdot 350 \cdot 575 \\
 &= 5031,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 704,375 \text{ mm}^2 (3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b} \\
 &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s \text{ terpasang}}{b \cdot d}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{851}{350 \cdot 575} \\
 &= 0,004228
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0,85 f'c \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\
 &= 0,0765
 \end{aligned}$$

$$c = a / 0,85 = 44,871 \text{ mm}$$

$$dt = d + 25 = 600 \text{ mm}$$

$c/d = 0,0747 < 0,375$ (penampang terkendali tarik)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,8 \cdot f_y \cdot A_s \cdot j_d \\ &= 0,8 \cdot 400 \cdot 851 \cdot 488,75 \\ &= 133,096 \text{ KNm}\end{aligned}$$

Cek :

3. $\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm}$ OK
4. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik
 $\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 33,274 \text{ KNm}$ OK

B. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kiri Momen Positif

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

Diketahui : Momen positif maximum kiri, $M_u = \frac{1}{2} \times 68,6189$
 $= 34,30945 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{\phi f_y \cdot j_d} \\ &= \frac{34,3094}{0,8 \cdot 400 \cdot 488,75} \\ &= 219,369 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d & \text{ atau } & A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 575 & & = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 575 \\ &= 704,375 \text{ mm}^2 & & = 688,932 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ max}} &= 0,025 \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= 0,025 \cdot 350 \cdot 575 \\ &= 5031,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 704,375 \text{ mm}^2 (3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b}$$

$$= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s \text{ terpasang}}{b \cdot d}$$

$$= \frac{851}{350.575}$$

$$= 0,004228$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0765$$

$$c = a/0,85 = 44,871 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 600 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,0747 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot f_y \cdot A_s \cdot j_d$$

$$= 0,8 \cdot 400 \cdot 851 \cdot 488,75$$

$$= 133,096 \text{ KNm}$$

Cek :

1. $\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm}$ OK
2. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik
 $\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 33,274 \text{ KNm}$ OK

C. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kanan Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum kanan, $M_u = 68,6189 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \frac{M_u}{\phi f_y j d} \\ &= \frac{68,6189}{0,8 \cdot 400 \cdot 488,75} \\ &= 438,739 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{min}}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d & \text{atau} & & A_{s_{\text{min}}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b_w \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 575 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 575 \\ &= 704,375 \text{ mm}^2 & & & &= 688,932 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{max}}} &= 0,025 \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,025 \cdot 350 \cdot 575 \\ &= 5031,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 704,375 \text{ mm}^2 (3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b} \\ &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s \text{ terpasang}}{b \cdot d} \\ &= \frac{851}{350 \cdot 575} \\ &= 0,004228 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f'c \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\ &= 0,0765 \end{aligned}$$

$$c = a/0,85 = 44,871 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 600 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,0747 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,8 \cdot f_y \cdot A_s \cdot j_d \\ &= 0,8 \cdot 400 \cdot 851 \cdot 488,75 \\ &= 133,096 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Cek :

$$1. \phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

$$2. \phi M_n \text{ setiap titik} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ terbesar dari semua titik}$$

$$\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 33,274 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

D. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kanan Momen Positif

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

$$\begin{aligned} \text{Diketahui} \quad : \text{ Momen positif maximum kanan, } M_u &= \frac{1}{2} \times 68,6189 \\ &= 34,30945 \text{ KNm} \\ \phi M_n &= R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 &= 510,742 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{\phi f_y \cdot j_d} \\ &= \frac{34,3094}{0,8 \cdot 400 \cdot 488,75} \\ &= 219,369 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d & \text{ atau } & A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 575 & & = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 575 \\ &= 704,375 \text{ mm}^2 & & = 688,932 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\max}} &= 0,025 \cdot b \cdot d \\
 &= 0,025 \cdot 350 \cdot 575 \\
 &= 5031,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\min}} = 704,375 \text{ mm}^2 (3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \\
 &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s \text{ terpasang}}{b \cdot d}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{851}{350 \cdot 575} \\
 &= 0,004228
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0,85 f'_c \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\
 &= 0,0765
 \end{aligned}$$

$$c = a / 0,85 = 44,871 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 600 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,0747 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,8 \cdot f_y \cdot A_s \cdot j_d \\
 &= 0,8 \cdot 400 \cdot 851 \cdot 488,75 \\
 &= 133,096 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Cek :

$$1. \phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

$$2. \phi M_n \text{ setiap titik} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ terbesar dari semua titik}$$

$$\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 33,274 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

E. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Lapangan Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum lapangan, $M_u = 7,1563 \text{KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 510,742 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{\phi f_y \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{7,1563}{0,8 \cdot 400 \cdot 488,75} \\ &= 45,756 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d & \text{atau} & & A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 575 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 350 \cdot 575 \\ &= 704,375 \text{ mm}^2 & & & &= 688,932 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ max}} &= 0,025 \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= 0,025 \cdot 350 \cdot 575 \\ &= 5031,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 704,375 \text{ mm}^2 (3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b} \\ &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s \text{ terpasang}}{b \cdot d} \\ &= \frac{851}{350 \cdot 575} \\ &= 0,004228 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho b &= \frac{0,85 f' c \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0765\end{aligned}$$

$$c = a/0,85 = 44,871 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 600 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,0747 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,8 \cdot f_y \cdot A_s \cdot j_d \\ &= 0,8 \cdot 400 \cdot 851 \cdot 488,75 \\ &= 133,096 \text{ KNm}\end{aligned}$$

Cek :

1. $\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm}$ OK
2. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik
 $\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 33,274 \text{ KNm}$ OK

F. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Lapangan Momen Positif

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

$$\begin{aligned}\text{Diketahui} \quad : \text{ Momen positif maximum kanan, } M_u &= \frac{1}{2} \times 7,1563 \\ &= 3,57815 \text{ KNm} \\ \phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 &= 510,742 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{\phi f_y \cdot j_d} \\ &= \frac{3,57815}{0,8 \cdot 400 \cdot 488,75} \\ &= 22,878 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \quad \text{atau} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f' c}}{4 f_y} \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 350 \times 575$$

$$= 704,375 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4.400} \cdot 350.575$$

$$= 688,932 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,025 \cdot b \cdot d$$

$$= 0,025 \cdot 350 \cdot 575$$

$$= 5031,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 704,375 \text{ mm}^2 (3\phi 19 \text{ mm} = 851 \text{ mm}^2)$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f' c \cdot b}$$

$$= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 38,14 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s \text{ terpasang}}{b \cdot d}$$

$$= \frac{851}{350 \cdot 575}$$

$$= 0,004228$$

$$\rho b = \frac{0,85 f' c \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400}$$

$$= 0,0765$$

$$c = a / 0,85 = 44,871 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 600 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,0747 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot f_y \cdot A_s \cdot j_d$$

$$= 0,8 \cdot 400 \cdot 851 \cdot 488,75$$

$$= 133,096 \text{ KNm}$$

Cek :

1. $\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > M_u = 68,6189 \text{ KNm}$ OK
2. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik

$$\phi M_n = 133,096 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 33,274 \text{ KNm}$$

OK

4.2.2.3 Desain Tulangan geser Balok

Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara 2 muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka-muka kolom tadi dan komponen tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

M_{pr} dihitung dengan persamaan :

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

Dimana :

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \text{dan} \quad \phi = 1$$

E. Pada Tumpuan Kiri Momen Positif

Diketahui : $A_s = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{851 (1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 30 \cdot 350} = 47,675 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ \text{ kiri} &= \phi A_s (1,25 \cdot f_y) \left(d - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25 \cdot 400) \times (575 - \frac{1}{2} \cdot 47,675) \\ &= 234,5196 \text{ KNm} \end{aligned}$$

F. Pada Tumpuan Kiri Momen Negatif

Diketahui : $A_s = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{851 (1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 30 \cdot 350} = 47,675 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- \text{ kiri} &= \phi A_s (1,25 \cdot f_y) \left(d - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25 \cdot 400) \times (575 - \frac{1}{2} \cdot 47,675) \\ &= 234,5196 \text{ KNm} \end{aligned}$$

G. Pada Tumpuan Kanan Momen Positif

Diketahui : $A_s = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{851(1,25.400)}{0,85.30.350} = 47,675 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ \text{ kanan} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25.400) \times (575 - \frac{1}{2}.47,675) \\ &= 234,5196 \text{ KNm} \end{aligned}$$

H. Pada Tumpuan Kanan Momen Negatif

Diketahui : $As = 851 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{851(1,25.400)}{0,85.30.350} = 47,6750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- \text{ kanan} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 851 \times (1,25.400) \times (575 - \frac{1}{2}.47,6750) \\ &= 234,5196 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Gaya geser maximum yang didapat dari hasil perhitungan SAP 2000, $V_n = 38,41 \text{ KNm}$

Jika gaya geser akibat gempa saja (akibat M_{pr}) $> 0,5$ total geser, maka $V_c = 0$.

$$V \text{ akibat gempa} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{ln} = \frac{234,5196 + 234,5196}{4400/1000} = 106,599 \text{ KN} < 0,5 \times 38,41 \text{ KN}$$

$$= 106,599 \text{ KN} > 19,204 \text{ KN}$$

OK

Sehingga dapat diambil, $V_c = 0$.

$$\begin{aligned} \emptyset V_c &= \emptyset \frac{\sqrt{f'c}}{6} . b_w . d \\ &= 0,65 . \frac{\sqrt{30}}{6} . 350 . 575 \\ &= 0,119 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{Vu - \emptyset V_c}{\emptyset} \\ &= \frac{38,41 - 0,119}{0,65} \\ &= 58,909 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$V_s < \frac{1}{3} b_w d = 58,909 < 67,083$, maka digunakan tulangan sengkang minimum

$\frac{A_v}{s} = \frac{b_w}{3f_y}$, Jika digunakan tulangan geser 2 ϕ 10 ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), maka jarak

senggang :

$$s = \frac{A_v \cdot 3f_y}{b_w} = \frac{157 \cdot 3 \cdot 400}{350} = 538,285 \text{ mm}$$

S_{\max} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 550 = 1100 \text{ mm}$, tidak boleh lebih besar dari :

6) $\frac{d}{4} = 143,75 \text{ mm}$

7) $6 d_b$ tulangan longitudinal = 114 mm

8) 150 mm

9) $24 d_b$ hoop = 240 mm

10) 350 mm

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$. hoop pertama 2 ϕ 10 mm dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Pemasangan begel diluar sendi plastis (diluar 2h) dan

$V_u = 28,69 \text{ KN}$ (pada jarak 1400 mm)

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{28,69}{0,65} = 44,138 \text{ KN} < 0,33\sqrt{f'_c}b_wd = 303,973 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Jika dipasang begel 2 ϕ 10 ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), maka :

Syarat pemasangan sengkang diluar sendi plastis

5. $s_1 = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 240 \cdot 575}{44,138 \times 10^3} = 490,869 \text{ mm}$

6. $s_2 = d/2 = 575/2 = 287,5 \text{ mm}$

7. $s_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,35b_w} = \frac{157 \cdot 240}{0,35 \cdot 350} = 307,592 \text{ mm}$

8. $s_4 = 600 \text{ mm}$

Jadi dipilih, $s = 200 \text{ mm}$ dipasang 2 ϕ 10 – 200 mm ditengah bentang.

4.2.2.4 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Diketahui :

- $b = 600 \text{ mm}$
- $h = 600 \text{ mm}$
- $d = h - (\text{selimut beton} + d_b \text{ sengkang} + d_b \text{ utama}/2)$
= 536 mm

- $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
- $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- $f_{ys}(f_{yt}) = 240 \text{ Mpa}$
- $bc = b - (2 \times \text{selimut beton}) - db \text{ utama} = 520 \text{ mm}$
- $A_{ch} = 270400 \text{ mm}^2$

Syarat dimensi kolom menurut Pasal 21.6 harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari $A_g \cdot f_c' / 10$
 $P_u = 3147,77 \text{ KN} > A_g \cdot f_c' / 10 = 1080 \text{ KN} \quad \text{OK}$
- Ukuran penampang terkecil $600 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad \text{OK}$
- Ratio $\frac{b}{h} = \frac{600}{600} = 1 > 0,4 \quad \text{OK}$

Tabel 4.26 : Resume beban desain untuk kolom diambil dari kombinasi beban maksimum.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY 6	207	COMBGA B MAX	0	-61172,9	7649,4 7	7439,86	0,15	14492,6
STORY 6	207	COMBGA B MAX	2	-60015,1	7649,4 7	7439,86	0,15	628,31
STORY 6	207	COMBGA B MAX	4	-58857,4	7649,4 7	7439,86	0,15	15709,4
STORY 6	207	COMBGA B MIN	0	-142899	7439,8 6	-7649,47	-0,15	-14903,8
STORY 6	207	COMBGA B MIN	2	-140825	7439,8 6	-7649,47	-0,15	-620,28
STORY 6	207	COMBGA B MIN	4	-138752	7439,8 6	-7649,47	-0,15	-15282,1

$\phi = 0,65$ jika $P_u > 1000 \text{ KN}$

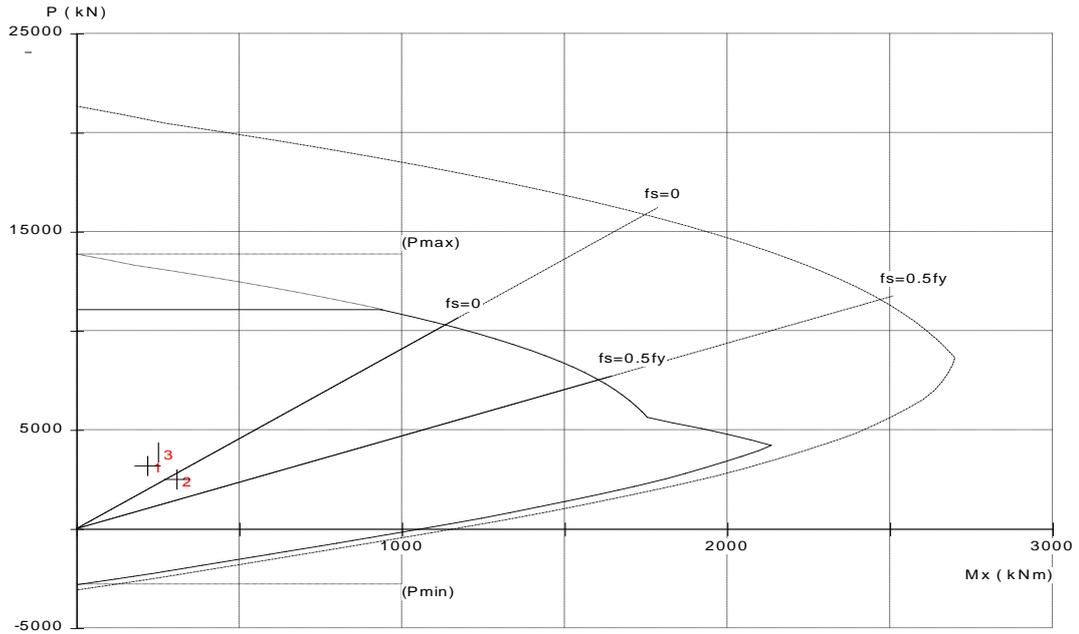
$\phi = 0,65 - 0,8$ jika $P_u < 1000 \text{ KN}$ (ϕ diasumsi = 0,8)

Pada kolom direncanakan dengan dimensi 600×600 .

Maka :

$$\rho_g = \frac{16 \times 380}{600 \times 600} = 0,0169$$

Nilai resio tulangan , ρ_g yang disyaratkan adalah antara 0,01 – 0,06, sehingga persyaratan ini terpenuhi.



Gambar 4.4: Diagram interaksi kolom C31 (kolom desain) dihitung menggunakan program SPColumn v.5.10.

4.2.2.5 Periksa Terhadap Kolom Kuat - Balok Lemah

Persyaratan kolom kuat – balok lemah :

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

Diketahui :

$$M_{nb\text{atas}} = \frac{\phi M_{nb\text{atas}}}{\phi} = \frac{133,096}{0,9} = 147,884 \text{ KNm}$$

$$M_{nb\text{bawah}} = \frac{\phi M_{nb\text{bawah}}}{\phi} = \frac{133,096}{0,9} = 147,884 \text{ KNm}$$

dari hasil diagram interaksi kolom :

$$\phi M_{nc} (\text{kolom desain}) = 1946,57 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{nc} (\text{diatas kolom desain}) = 1801,60 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{nc} (\text{dibawah kolom desain}) = 2078,38 \text{ KNm}$$

Maka :

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2(147,884 + 147,884) = 354,922 \text{ KNm}$$

Untuk kolom bagian atas :

$$\sum M_{nc} = \frac{(\phi M_{nc}(\text{kolom desain}) + \phi M_{nc}(\text{diatas kolom desain}))}{0,65}$$

$$= \frac{(1945,57 + 1801,60)}{0,65} = 5766,4154 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{nc} = 5766,4154 \text{ KNm} > 1,2 \sum M_{nb} = 354,922 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

Untuk kolom bagian bawah :

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &= \frac{(\phi M_{nc}(\text{kolom desain}) + \phi M_{nc}(\text{dibawah kolom desain}))}{0,65} \\ &= \frac{(1945,57 + 2078,38)}{0,65} = 6192,231 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\sum M_{nc} = 6192,231 \text{ KNm} > 1,2 \sum M_{nb} = 354,922 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

4.2.2.6 Perencanaan Tulangan Transversal Kolom

Berdasarkan pasal 21.6.4.4, luas penampang total tulangan sengkang, A_{sh} tidak boleh kurang dari persamaan dibawah ini. Dengan asumsi $s = 100 \text{ mm}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$, selimut beton = 50 mm dan $\phi_s = 13 \text{ mm}$, maka :

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \left(\frac{b_c \times f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{520 \times 30}{400} \right) \left(\frac{600 \times 600}{270400} - 1 \right) \\ &= 3,88 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,09 \left(\frac{b_c \times f_c'}{f_y} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{520 \times 30}{400} \right) \\ &= 3,51 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Dengan s memenuhi ketentuan pasal 23.4.4.2 :

- $\frac{1}{4}$ x dimensi struktur minimum = $\frac{1}{4} \times 850 = 212,5 \text{ mm}$
- 6 ϕ tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$
dimana : $hx = \frac{1}{3}hc = \frac{1}{3} \times 850 = 212,5 \text{ mm}$
 $S_o = 100 \left(\frac{350 - 212,5}{3} \right) = 131,11 \text{ mm}$
- Tidak boleh melebihi 150 mm

➤ < 100 mm

Jadi diambil $s = 125$ mm.

Luas sengkang tertutup, $A_{sh} = 3,88 \times 125 = 484,615 \text{ mm}^2$. Jika digunakan sengkang tertutup diameter 13 mm, maka dibutuhkan 4 kaki D13 = $530,66 \text{ mm}^2$, atau jika disediakan jarak sengkang, $s = 100$ mm, maka $A_{sh} = 3,88 \times 100 = 387,692 \text{ mm}^2$, maka dibutuhkan 3 kaki D13 – 100 mm = $397,995 \text{ mm}^2$.

Sengkang tertutup di atas dipasang hingga sejarak l_0 diukur dari muka hubungan balok kolom, dimana l_0 diambil nilai terbesar dari persyaratan berdasarkan pasal 21.6.4.1, maka :

- $l_0 = h = 600$ mm
- $1/6 l_n = 1/6 \cdot 3300 = 550$ mm
- 450 mm

Jadi l_0 yang dipakai adalah 600 mm dipasang sengkang tertutup 3 kaki D13 – 100 mm.

Desain tulangan geser terhadap gaya geser yang bekerja pada kolom. Gaya geser, V_e yang diambil adalah gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis :

$$V_e = \frac{M_{prc\ atas} + M_{prc\ bawah}}{l_u} =$$

Nilai M_{pr} untuk kolom ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,25f_y = 500$ Mpa dan faktor reduksi $\phi = 1$. Dari diagram interaksi kolom (pada lampiran) diperoleh :

$$\phi M_{prc} (\text{kolom desain}) = 2131,69 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{prc} (\text{diatas kolom desain}) = 1985,21 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{prc} (\text{dibawah kolom desain}) = 2255,1 \text{ KNm}$$

Maka :

$$\sum M_{prc\ atas} = \left(\frac{2131,69 + 1985,21}{2131,69 + 2255,1} \right) = 4116,9 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{prc\ bawah} = \left(\frac{2131,69 + 2255,1}{2131,69 + 2255,1} \right) = 4386,79 \text{ KNm}$$

$$V_e = \frac{4116,9 + 4386,79}{4} = 2125,923 \text{ KNm}$$

Nilai V_e diatas tidak perlu melebihi :

$$V_e = \frac{M_{prb\ atas} \times DF_{atas} + M_{prb\ bawah} \times DF_{bawah}}{l_u} =$$

Dimana diasumsikan keseluruhan kolom memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi, DF untuk sisi atas dan bawah diambil 0,5. Sehingga :

$$V_e = \frac{341,734 \times 0,5 + 341,7342 \times 0,4}{4} = 97,1549 \text{ KNm}$$

dan tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis, $V_e = 58857,4$ KNm.

Maka, diambil $V_e = 97,1549$ KNm. Dengan mengasumsikan kuat geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka :

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{97,1549}{0,75} = 129,54 \text{ KNm}$$

Sehingga :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{129,54 \times 10^3}{400 \times 536} = 0,50297 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

untuk $s = 100$ mm, maka $A_v = 0,50297 \times 100 = 50,297389 \text{ mm}^2$. Sudah disediakan sengkang tertutup 3 kaki D13 – 100 mm ($A_{sh} = 397,995 \text{ mm}^2$).

untuk daerah diluar l_o , maka nilai V_c dihitung dengan persamaan :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

dimana, N_u diambil dari nilai gaya aksial terfaktor terkecil pada kolom yang didesain = 1166,57 KN

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{138752}{14 \times 600 \times 600} \right) 1,0 \sqrt{30} \times 600 \times 536 = 307,695 \text{ KN}$$

Karena V_c sudah melebihi $V_u = 102,4$ KN diluar panjang l_o , maka dapat dipasang

tulangan sengkang dengan jarak sesuai persyaratan pasal 21.6.4.5, tidak boleh melebihi :

- 6db tulangan memanjang = $6 \times 22 = 132$ mm
- 150 mm

dipilih jarak sengkang = 125 mm, sehingga dipasang 3 kaki D13 – 125 mm.

4.2.2.7 Perencanaan Hubungan Balok - Kolom

$$\text{Luas efektif HBK, } A_j = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2.$$

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2002 pasal 23.5 :

- Gaya-gaya tulangan longitudinal balok di muka HBK harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.

- Panjang HBK diukur sejajar dengan tulangan longitudinal balok > 20 db tulangan longitudinal (= 20 x 22 = 440 mm). Sudah terpenuhi 600 mm > 440 mm.

Periksa terhadap gaya geser pada HBK :

$$V_{goyangan} = 97,155 \text{ KNm}$$

$$M_{pr\ balok}^- = 234,5196 \text{ KNm}$$

$$M_{pr\ balok}^+ = 234,5196 \text{ KNm}$$

$$DF = 0,5$$

Maka :

$$M_c = DF(M_{pr}^- + M_{pr}^+) = 0,5(234,5196 + 234,5196) = 234,5196 \text{ KNm}$$

Luas tulangan atas adalah 5D19 ($A_s = 851 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas sebelah kiri HBK :

$$T_1 = 1,25A_s \cdot f_y = 1,25 \times 851 \times 400 = 425500 \text{ N} = 425,5 \text{ KN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kiri HBK :

$$C_1 = T_1 = 425,5 \text{ KN}$$

Luas tulangan bawah adalah 5D19 ($A_s = 851 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan bawah sebelah kanan HBK :

$$T_2 = 1,25A_s \cdot f_y = 1,25 \times 851 \times 400 = 425500 \text{ N} = 425,5 \text{ KN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kanan HBK :

$$C_2 = T_2 = 425,5 \text{ KN}$$

Dengan meninjau keseimbangan gaya dalam arah horizontal :

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 425,5 + 425,5 - 97,155 = 753,845 \text{ KN}$$

Kuat geser dari HBK dikekang 3 sisi atau 2 sisi berlawanan :

$$V_n = 1,25\sqrt{f_c'} \cdot A_j = 1,25 \times \sqrt{30} \times 360000 = 2464751,509 \text{ N} = 2464,75 \text{ KN}$$

$$V_n = 4946,619 \text{ KN} > V_j = 1105,133 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$\text{Jarak sengkang, } s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_j} = \frac{397,995 \times 400 \times 536}{753,845} = 113,193 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang 3 kaki D13 jarak 75 mm pada daerah HBK.

4.2.3 Analisa dan Perhitungan Tulangan Dengan SNI 2847:2002 dan SNI 1726:2002

4.2.3.1 Perencanaan Tulangan Balok Akibat Momen Lentur

Dalam perencanaan tulangan balok, akan dipakai program SAP 2000. Seperti yang terlihat pada lampiran. Akan diberikan juga perhitungan perencanaan secaramanualnya untuk beberapa balok yang ditentukan oleh penulis. Maka didapat nilai momen berdasarkan beban kombinasi gabungan secara envelop.

- Momen tumpuan kiri : -296,957 KNm
- Momen tumpuan kanan : -182,926 KNm
- Momen lapangan : 108,325 KNm

4.2.3.2 Perencanaan Balok Tumpuan

Diketahui :

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{ys} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$H_{\min} = L/8 = 5000/8 = 625 \text{ mm}$$

$$d = H_{\min} - \text{tebal selimut beton} = 625 - 50 = 575 \text{ mm}$$

$$j_d = 0,85 \cdot d = 488,75$$

A. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kiri Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum kiri, $M_u = -296,957 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 995,30 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

$$A_{S \text{ perlu}} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$= 0,005242 \times 400 \times 640,5$$

$$= 1343,093 \text{ mm}^2 \text{ (} 5\phi 19 \text{ mm} = 1418 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot bw \cdot d \quad \text{atau} \quad A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'c'}}{4f_y} \cdot bw \cdot d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 400 \times 640,5 \quad = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 640,5$$

$$= 896,7 \text{ mm}^2 \quad = 877,041 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,25 \cdot bw \cdot d$$

$$= 0,25 \cdot 400 \cdot 640,5$$

$$= 6405 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} > A_{s_{\text{perlu}}} > A_{s_{\min}} \quad \text{OK}$$

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c' \cdot b}$$

$$= \frac{1418 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,61 \text{ mm}$$

$$c = a/0,85 = 65,42 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 665,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,098 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 312,769 \text{ KNm}$$

Cek :

$$1. \phi M_n = 312,769 \text{ KNm} > M_u = 296,957 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

$$2. \phi M_n \text{ setiap titik} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ terbesar dari semua titik}$$

$$\phi M_n = 312,769 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 78,1923 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

F. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kiri Momen Positif

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.1, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

$$\text{Diketahui} \quad : \text{Momen positif maximum kiri, } M_u = \frac{1}{2} \times 296,957$$

$$= 148,4785 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 \quad = 995,3 \text{ KNm}$$

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'c'}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'c'} \right) \frac{M_u}{b d^2} =$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{114,537}{400 \times 540,5^2} = 0,057$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,057} \right] = 0,002565$$

$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998$ (penampang terkendali tarik)

Maka :

$$\begin{aligned} A_{S_{perlu}} &= \rho_b \cdot b \cdot d \\ &= 0,002565 \times 400 \times 640,5 \\ &= 657,1553 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d & \text{atau} & & A_{S_{min}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b_w \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 400 \times 640,5 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 640,5 \\ &= 896,7 \text{ mm}^2 & & & &= 877,041 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{max}} &= 0,25 \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,25 \cdot 400 \cdot 640,5 \\ &= 6405 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_{S_{max}} > A_{S_{perlu}} < A_{S_{min}}$ NOT OK

Karena $A_{S_{perlu}} < A_{S_{min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{S_{min}} = 896,7 \text{ mm}^2$ ($4\phi 19 \text{ mm} = 1134 \text{ mm}^2$)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b} \\ &= \frac{851 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 44,47 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = a/0,85 = 52,318 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 665,5 \text{ mm}$$

$c/d_t = 0,079 < 0,375$ (penampang terkendali tarik)

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 252,4 \text{ KNm}$$

Cek :

3. $\phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > M_u = 148,479 \text{ KNm}$ OK

4. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik

$$\phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 78,1923 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

G. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kanan Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum kanan, $M_u = 182,926 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 995,3 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'_c} \right) \frac{M_u}{bd^2} =$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{231,343}{400 \times 540,5^2} = 0,070$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,070} \right] = 0,003176$$

$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998$ (penampang terkendali tarik)

Maka :

$$A_{s_{perlu}} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$= 0,003176 \times 400 \times 640,5$$

$$= 813,5939 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \quad \text{atau} \quad A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 400 \times 640,5 \quad = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 640,5$$

$$= 896,7 \text{ mm}^2 \quad = 877,041 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0,25 \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$= 0,25 \cdot 400 \cdot 640,5$$

$$= 6405 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{max}} > A_{s_{perlu}} < A_{s_{min}} \quad \text{NOT OK}$$

Karena $A_{s_{perlu}} < A_{s_{min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{s_{min}} = 896,7 \text{ mm}^2$ ($4\phi 19 \text{ mm}$ = 1134 mm^2)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \cdot b}$$

$$= \frac{1134 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 44,47 \text{ mm}$$

$$c = a/0,85 = 52,318 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 665,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,079 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 261,72 \text{ KNm}$$

Cek :

$$3. \phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > M_u = 182,926 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

4. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik

$$\phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 78,192 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

H. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Tumpuan Kanan Momen Positif

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.1, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

$$\begin{aligned} \text{Diketahui} \quad : \text{Momen positif maximum kanan, } M_u &= \frac{1}{2} \times 182,926 \\ &= 91,463 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 995,3 \text{ KNm}$$

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$\begin{aligned} Q &= \left(\frac{1,7}{\phi f'_c} \right) \frac{M_u}{b d^2} = \\ &= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{91,463}{400 \times 640,5^2} = 0,035 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,035} \right] = 0,001568$$

$$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_b \cdot b \cdot d \\ &= 0,001568 \times 400 \times 640,5 \\ &= 401,6024 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d & \text{atau} & & A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 400 \times 640,5 & & & &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 640,5 \\ &= 896,7 \text{ mm}^2 & & & &= 877,041 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ max}} &= 0,25 \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= 0,25 \cdot 400 \cdot 640,5 \\ &= 6405 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ max}} > A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}} \quad \text{NOT OK}$$

Karena $A_{s_{perlu}} < A_{s_{min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{s_{min}} = 896,7 \text{ mm}^2$ ($4\phi 19\text{mm}$
 $= 1134 \text{ mm}^2$)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b}$$

$$= \frac{1134 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 44,47 \text{ mm}$$

$$c = a/0,85 = 52,318 \text{ mm}$$

$$dt = d + 25 = 665,5 \text{ mm}$$

$$c/dt = 0,079 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 261,72 \text{ KNm}$$

Cek :

$$3. \phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > Mu = 91,463 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

$$4. \phi M_n \text{ setiap titik} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ terbesar dari semua titik}$$

$$\phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 78,192 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

I. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Lapangan Momen Negatif

Diketahui : Momen negatif maximum lapangan, $M_u = 108,325 \text{ KNm}$

$$\phi M_n = R_{u \text{ maks}} \times b \cdot d^2 = 995,3 \text{ KNm}$$

Karena $\phi M_n > M_u$, maka tidak diperlukan tulangan tekan. Sehingga penampang persegi bertulang tunggal.

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f_c'}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \frac{M_u}{bd^2} =$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{108,325}{400 \times 640,5^2} = 0,042$$

$$\rho_b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,042} \right] = 0,001861$$

$$\rho_b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$A_{s_{perlu}} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$= 0,001861 \times 400 \times 640,5$$

$$= 476,7517 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \quad \text{atau} \quad A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'c'}}{4f_y} \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 400 \times 640,5 \quad = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 640,5$$

$$= 896,7 \text{ mm}^2 \quad = 877,041 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,25 \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$= 0,25 \cdot 400 \cdot 640,5$$

$$= 6405 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} > A_{s_{\text{perlu}}} < A_{s_{\min}} \quad \text{NOT OK}$$

Karena $A_{s_{\text{perlu}}} < A_{s_{\min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{s_{\min}} = 896,7 \text{ mm}^2$ ($4\phi 19 \text{ mm}$
 $= 1134 \text{ mm}^2$)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c' \cdot b}$$

$$= \frac{1134 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 44,47 \text{ mm}$$

$$c = a/0,85 = 52,318 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 665,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,079 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 252,4 \text{ KNm}$$

Cek :

$$3. \quad \phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > M_u = 108,325 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

$$4. \quad \phi M_n \text{ setiap titik} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ terbesar dari semua titik}$$

$$\phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 78,192 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

J. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Lapangan Momen Positif

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.1, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatif atau sebaliknya.

$$\text{Diketahui} \quad : \text{ Momen positif maximum kanan, } M_u = \frac{1}{2} \times 108,325$$

$$= 54,1625 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n = R_{u_{\max}} \times b \cdot d^2 = 995,3 \text{ KNm}$$

Maka, nilai ρ_b dan A_s

$$\rho_b = \frac{f'c'}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right]$$

Dimana :

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \frac{Mu}{bd^2} =$$
$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 30} \right) \frac{54,1625}{400 \times 640,5^2} = 0,021$$

$$\rho b = \frac{30}{400} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,021} \right] = 0,000924$$

$$\rho b < \rho_{maks} = 0,01998 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Maka :

$$A_{S_{perlu}} = \rho_b \cdot b \cdot d$$
$$= 0,000924 \times 400 \times 640,5$$
$$= 236,61 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \text{atau} \quad A_{S_{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \cdot b_w \cdot d$$
$$= \frac{1,4}{400} \times 400 \times 640,5 \quad = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 640,5$$
$$= 896,7 \text{ mm}^2 \quad = 877,041 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{max}} = 0,25 \cdot b_w \cdot d$$
$$= 0,25 \cdot 400 \cdot 640,5$$
$$= 6405 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{max}} > A_{S_{perlu}} < A_{S_{min}} \quad \text{NOT OK}$$

Karena $A_{S_{perlu}} < A_{S_{min}}$, maka A_s yang dipakai adalah $A_{S_{min}} = 896,7 \text{ mm}^2$ ($4\phi 19 \text{ mm}$
 $= 1134 \text{ mm}^2$)

Cek kuat momen rencana dan penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'c \cdot b}$$

$$= \frac{1134 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 44,47 \text{ mm}$$

$$c = a/0,85 = 52,318 \text{ mm}$$

$$d_t = d + 25 = 665,5 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 0,079 < 0,375 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 252,4 \text{ KNm}$$

Cek :

$$3. \phi M_n = 252,4 \text{ KNm} > M_u = 54,162 \text{ KNm}$$

OK

4. ϕM_n setiap titik $\geq \frac{1}{4} \phi M_n$ terbesar dari semua titik

$$\phi M_n = 252,4 \text{KNm} > \frac{1}{4} \phi M_n = 78,192 \text{KNm} \quad \text{OK}$$

Setelah tulangan pada balok (C69) dihitung, selanjutnya perlu dikontrol pemenuhan ketentuan-ketentuan berikut ini :

e) Pasal 21.5.2.1

Ditiap potongan sepanjang balok tidak boleh ada kuat momen positif ataupun negatif yang kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat momen maximum = $\frac{1}{4} \times 296,957 \text{KNm} = 74,2393 \text{KNm}$. Ini sudah terpenuhi pada perhitungan diatas.

f) Pasal 21.5.2.2

Kuat momen positif terpasang dimuka kolom $> \frac{1}{2}$ kuat negatif. Ini sudah terpenuhi pada perhitungan diatas.

g) Pasal 21.5.2.1

Tiap potongan baik sisi atas maupun sisi bawah harus ada minimal 2 batang tulangan. Ini dipenuhi oleh tulangan minimum.

h) Pasal 21.7.2.3

Bila tulangan menembus, maka $d = 640,5 \text{ mm} > 20db$

$20db = 20 \times 19 = 380 \text{ mm}$ ($db = \text{diameter tulangan memanjang yang akan dipakai}$)

4.3.3 Desain Tulangan geser Balok

Berdasarkan pasal 21.5.4.1, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara 2 muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka-muka kolom tadi dan komponen tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

M_{pr} dihitung dengan persamaan :

$$M_{pr} = \phi A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

Dimana :

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f_c' b} \quad \text{dan} \quad \phi = 1$$

I. Pada Tumpuan Kiri Momen Positif

Diketahui : $A_s = 1134 \text{ mm}^2$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1134(1,25.400)}{0,85.30.400} = 55,588 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ \text{ kiri} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 1134 \times (1,25.400) \times (640,5 - \frac{1}{2}.55,588) \\ &= 341,734 \text{ KNm} \end{aligned}$$

J. Pada Tumpuan Kiri Momen Negatif

$$\text{Diketahui : } As = 1418 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1418(1,25.400)}{0,85.30.400} = 69,510 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- \text{ kiri} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 1418 \times (1,25.400) \times (640,5 - \frac{1}{2}.69,510) \\ &= 422,383 \text{ KNm} \end{aligned}$$

K. Pada Tumpuan Kanan Momen Positif

$$\text{Diketahui : } As = 1134 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1134(1,25.400)}{0,85.30.400} = 55,588 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ \text{ kanan} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 1134 \times (1,25.400) \times (640,5 - \frac{1}{2}.55,588) \\ &= 341,7342 \text{ KNm} \end{aligned}$$

L. Pada Tumpuan Kanan Momen Negatif

$$\text{Diketahui : } As = 1134 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$a = \frac{As(1,25fy)}{0,85.fc'.b} = \frac{1134(1,25.400)}{0,85.30.400} = 55,588 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- \text{ kanan} &= \emptyset As(1,25.fy)(d - \frac{1}{2}a) \\ &= 1 \times 1134 \times (1,25.400) \times (640,5 - \frac{1}{2}.55,588) \\ &= 341,7342 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Gaya geser maximum yang didapat dari hasil perhitungan ETABS v.9.7.4, $V_n = 140,62 \text{ KN}$

Jika gaya geser akibat gempa saja (akibat M_{pr}) $> 0,5$ total geser, maka $V_c = 0$.

$$V \text{ akibat gempa} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} = \frac{341,734 + 422,383}{6510/1000} = 124,25 \text{ KN} < 0,5 \times 140,62 \text{ KN}$$

$$= 124,25 \text{ KN} > 70,31 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Sehingga dapat diambil, $V_c = 0$.

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c = \phi V_s + 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{140,62}{0,75} = 187,493 \text{ KN}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari $V_{S_{max}}$ (Pasal 11.4.7)

$$V_{S_{max}} = 0,66 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c'} = 0,66 \cdot 400 \cdot 640,5 \cdot \sqrt{30}$$

$$= 911,695 \text{ KN} > 187,493 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c'} = \frac{1}{3} \cdot 400 \cdot 640,5 \cdot \sqrt{30}$$

$$= 460,450 \text{ KN} > 187,493 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Jika digunakan tulangan geser $2\phi 10$ ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), maka jarak sengkang :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 400 \cdot 640,5}{187,493 \times 10^3} = 214,532 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.3, S_{max} sepanjang sendi plastis diujung balok $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$, tidak boleh lebih besar dari :

11) $\frac{d}{4} = 160,125 \text{ mm}$

12) $6 d_b$ tulangan longitudinal = 114 mm

13) 150 mm

14) $24 d_b$ hoop = 240 mm

15) 350 mm

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$. Sesuai dengan Pasal (21.5.3.2) hoop pertama $2\phi 10 \text{ mm}$ dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Pemasangan begel diluar sendi plastis (diluar $2h$) mengikuti pasal 21.5.3.4 dan

$V_u = 121,74 \text{ KN}$ (pada jarak 1400 mm)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{121,74}{0,75} = 162,32 \text{ KN} < 0,33 \sqrt{f'c'} b_w d = 463,0775 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Jika dipasang begel $2\phi 10$ ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), maka :

Syarat pemasangan sengkang diluar sendi plastis berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.3.4:

$$9. \quad s_1 = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 400 \cdot 640,5}{162,32 \times 10^3} = 247,803 \text{ mm}$$

$$10. s_2 = d/2 = 640,5/2 = 320,25 \text{ mm}$$

$$11. s_3 = \frac{Av \cdot f_{yt}}{0,35bw} = \frac{157.240}{0,35 \cdot 400} = 269,143 \text{ mm}$$

$$12. s_4 = 600 \text{ mm}$$

Jadi dipilih, $s = 200 \text{ mm}$ dipasang $2\phi 10 - 200 \text{ mm}$ ditengah bentang.

4.3.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.1, periksa apakah tulangan torsi dibutuhkan:

Diketahui : $T_u = 33,514 \text{ KNm}$

$$T_u > \phi 0,0083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) =$$

Dimana :

$$A_{cp} = b_w d = 400 \times 700 = 280000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b_w + d) = 2(400 + 640,5) = 2200 \text{ mm}$$

$$T_u > 0,75 \times 0,0083 \times 1,0 \times \sqrt{30} \left(\frac{280000^2}{2000} \right) = 12,15 \text{ KNm}$$

$T_u = 33,514 \text{ KNm} > 12,15 \text{ KN}$, sehingga dibutuhkan tulangan torsi.

Desain untuk kombinasi geser dan torsi :

$$V_{smax} = 0,66 \cdot b_w \cdot d \sqrt{f'c} = 911,695 \text{ KN} > V_s = 187,49 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{f_{yd}} = \frac{187,49 \times 1000}{400 \times 640,5} = 0,732 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{dua kaki})$$

Besaran-besaran yang diperlukan untuk perhitungan torsi, dengan selimut beton = 50 mm dan menggunakan tulangan sengkang 10 mm.

- $x_o =$ lebar as ke as tulangan sengkang = $400 - 2(50 + 10/2) = 290 \text{ mm}$
- $y_o =$ tinggi as ke as tulangan sengkang = $700 - 2(50 + 10/2) = 590 \text{ mm}$
- $A_{oh} = x_o \times y_o = 171100 \text{ mm}^2$
- $A_o = 0,85 A_{oh} = 145435 \text{ mm}^2$
- $P_h = 2(x_o + y_o) = 1760 \text{ mm}$

Periksa kecukupan penampang berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.3.1 :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left[\left(\frac{V_c}{b_w d} \right) + 0,66 \sqrt{f'c} \right]$$

$$\sqrt{\left(\frac{140,62 \times 1000}{400 \times 640,5} \right)^2 + \left(\frac{33,514 \times 10^6 \times 1760}{1,7 \times 171100^2} \right)^2} \leq \phi \left[\left(\frac{238,56}{400 \times 640,5} \right) + 0,66 \sqrt{30} \right]$$

1,3098 MPa < 2,712 MPa (dimensi penampang mencukupi)

Kebutuhan tulangan sengkang torsi berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.3.6 :

$$\frac{At}{s} = \frac{Tn}{2A_o f_{yt} \cot\theta} =$$

Dimana :

$$Tn = \frac{Tu}{\phi} = \frac{33,514}{0,75} = 44,685 \text{ KNm} \quad \text{dan} \quad \cot\theta = 1$$

$$\frac{At}{s} = \frac{44,685}{2 \times 145435 \times 240 \times 1} = 0,640 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tulangan sengkang tertutup dibutuhkan untuk kombinasi geser berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.5.2 :

$$\frac{Avt}{s} = \frac{At}{s} + \frac{Av}{s} = 0,640 + 0,732/2 = 1,012 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang diameter 10 mm, luas 2 kaki = 157 mm².

$$s = \frac{157}{1,012} = 155,165 \text{ mm}$$

Syarat tulangan sengkang :

- $s < \frac{P_h}{8} = \frac{1760}{8} = 220 \text{ mm} \text{ atau } s < 300 \text{ mm}$
- $\frac{Avt}{s_{min} f_{yt}} = \frac{0,35b_w}{f_{yt}} = 0,583 \text{ mm}^2/\text{mm} < 1,012 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Jadi, dipasang tulangan sengkang D10 – 100 mm

Kebutuhan tulangan memanjang torsi berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.3.7:

$$Al = \left(\frac{At}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2\theta = 0,579 \times 1760 \times \left(\frac{240}{400}\right) \times 1 = 675,956 \text{ mm}^2$$

Periksa terhadap tulangan memanjang minimal berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.5.3:

$$Al_{min} = \left(\frac{0,42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y}\right) - \left(\frac{At}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) =$$

$$Al_{min} = \left(\frac{0,42 \times \sqrt{30} \times 280000}{400}\right) - 0,640 \times 1760 \times \left(\frac{240}{400}\right) = 934,3478 \text{ mm}^2$$

Sehingga diambil $Al = 639,414 \text{ mm}^2$

Tulangan memanjang didistribusikan pada keliling penampang. Luas total tulangan memanjang torsi, $Al = 675,956 \text{ mm}^2$ digunakan 1/3 luasnya atau $675,956 \text{ mm}^2/3 = 225,319 \text{ mm}^2$. Distribusi tulangan memanjang dilakukan sebagai berikut:

- Pada sisi atas sudah tersedia tulangan lentur 5D19 ($A_s = 1418 \text{ mm}^2$) ditambah dengan 1/3 Al , sehingga dibutuhkan luas total = $1418 + 225,319 = 1643,32 \text{ mm}^2$. Digunakan 5D22 = 1901 mm².

- Pada sisi tengah tulangan seluas $1/3A_l = 225,319 \text{ mm}^2$. Digunakan 2D16 = 402 mm^2 .
- Pada sisi bawah sudah tersedia tulangan lentur 4D19 ($A_s = 1134 \text{ mm}^2$) ditambah dengan $1/3A_l$, sehingga dibutuhkan luas total = $1134 + 225,319 = 1359,32 \text{ mm}^2$. Digunakan 5D19 = 1418 mm^2 .

4.3.5 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Diketahui :

Kolom (C31) :

- $b = 850 \text{ mm}$
- $h = 850 \text{ mm}$
- $d = h - (\text{selimut beton} + db \text{ sengkang} + db \text{ utama}/2)$
 $= 786 \text{ mm}$
- $fc' = 30 \text{ Mpa}$
- $fy = 400 \text{ Mpa}$
- $fys(fyt) = 400 \text{ Mpa}$
- $bc = b - (2 \times \text{selimut beton}) - db \text{ utama} = 770 \text{ mm}$
- $Ach = 592900 \text{ mm}^2$

Syarat dimensi kolom menurut Pasal 21.6 harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari $A_g \cdot fc' / 10$
 $P_u = 3147,77 \text{ KN} > A_g \cdot fc' / 10 = 2179,5 \text{ KN} \quad \text{OK}$
- Ukuran penampang terkecil $850 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad \text{OK}$
- Ratio $\frac{b}{h} = \frac{850}{850} = 1 > 0,4 \quad \text{OK}$

Tabel4.27 : Resume beban desain untuk kolom (C31) diambil dari kombinasi beban maksimum.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY6	C31	COMBGAB MAX	0	-1227,13	41,1	104,67	18,782	217,814
STORY6	C31	COMBGAB MAX	1,65	-1196,85	41,1	104,67	18,782	53,16
STORY6	C31	COMBGAB MAX	3,3	-1166,57	41,1	104,67	18,782	127,725
STORY6	C31	COMBGAB	0	-3202,82	-102,4	-100,19	-18,862	-209,045

STORY6	C31	MIN COMBGAB MIN	1,65	-3147,77	-102,4	-100,19	-18,862	-51,785
STORY6	C31	COMBGAB MIN	3,3	-3092,72	-102,4	-100,19	-18,862	-133,744

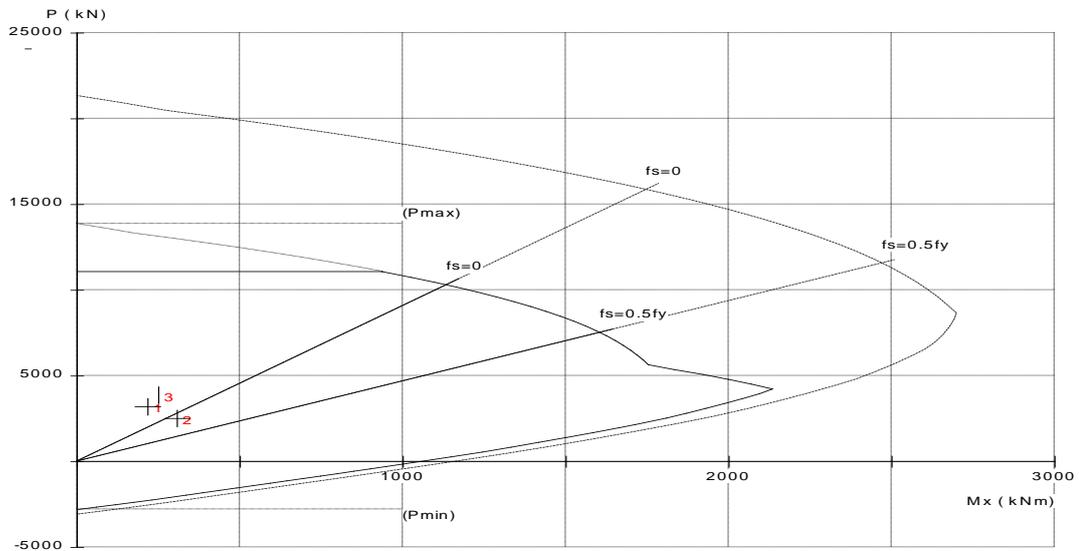
$\phi = 0,65$ jika $P_u > 1000$ KN

$\phi = 0,65 - 0,8$ jika $P_u < 1000$ KN (ϕ diasumsi = 0,8)

Pada kolom C31 direncanakan dengan dimensi 850 x 850 dan tulangan memanjang sebesar 20D22 (7600 mm²). Maka :

$$\rho_g = \frac{4560}{850 \times 850} = 0,0105$$

Nilai resio tulangan , ρ_g yang disyaratkan adalah antara 0,01 – 0,06, sehingga persyaratan ini terpenuhi.



Gambar 4.4: Diagram interaksi kolom C31 (kolom desain) dihitung menggunakan program SPColumn v.5.10.

4.3.6 Periksa Terhadap Kolom Kuat - Balok Lemah

Berdasarkan pasal 21.6.2.2, persyaratan kolom kuat – balok lemah :

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

Diketahui :

$$M_{nb\text{atas}} = \frac{\phi M_{nb\text{atas}}}{\phi} = \frac{252,4004}{0,9} = 280,445 \text{ KNm}$$

$$M_{nb\text{bawah}} = \frac{\phi M_{nb\text{bawah}}}{\phi} = \frac{252,4004}{0,9} = 280,445 \text{ KNm}$$

dari hasil diagram interaksi kolom :

$$\phi M_{nc} (\text{kolom desain}) = 1946,57 \text{ KNm (lihat gambar 4.9)}$$

$$\phi M_{nc} (\text{diatas kolom desain}) = 1801,60 \text{ KNm (lihat gambar 4.9)}$$

$$\phi M_{nc} (\text{dibawah kolom desain}) = 2078,38 \text{ KNm (lihat lampiran)}$$

Maka :

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2(280,445 + 280,445) = 673,068 \text{ KNm}$$

Untuk kolom bagian atas :

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &= \frac{(\phi M_{nc}(\text{kolom desain}) + \phi M_{nc}(\text{diatas kolom desain}))}{0,65} \\ &= \frac{(1946,57 + 1801,60)}{0,65} = 5766,4154 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\sum M_{nc} = 5766,4154 \text{ KNm} > 1,2 \sum M_{nb} = 673,068 \text{ KNm} \quad \mathbf{OK}$$

Untuk kolom bagian bawah :

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &= \frac{(\phi M_{nc}(\text{kolom desain}) + \phi M_{nc}(\text{dibawah kolom desain}))}{0,65} \\ &= \frac{(1946,57 + 2078,38)}{0,65} = 6192,231 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\sum M_{nc} = 6192,231 \text{ KNm} > 1,2 \sum M_{nb} = 673,068 \text{ KNm} \quad \mathbf{OK}$$

4.3.7 Perencanaan Tulangan Transversal Kolom

Berdasarkan pasal 21.6.4.4, luas penampang total tulangan sengkang, A_{sh} tidak boleh kurang dari persamaan dibawah ini. Dengan asumsi $s = 100 \text{ mm}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$, selimut beton = 50 mm dan $\phi_s = 13 \text{ mm}$, maka :

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \left(\frac{b_c \times f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{770 \times 30}{400} \right) \left(\frac{850 \times 850}{592900} - 1 \right) \\ &= 3,79 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned}\frac{Ash}{s} &= 0,09 \left(\frac{b_c \times f c'}{f_y} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{770 \times 30}{400} \right) \\ &= 5,20 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Dengan s memenuhi ketentuan pasal 23.4.4.2 :

- $\frac{1}{4}$ x dimensi struktur minimum = $\frac{1}{4}$ x 850 = 212,5 mm
- 6 ϕ tulangan longitudinal = 6 x 22 = 132 mm
- $S_o = 100 \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$
dimana : $hx = \frac{1}{3}hc = \frac{1}{3} \times 850 = 212,5$ mm
 $S_o = 100 \left(\frac{350 - 212,5}{3} \right) = 131,11$ mm
- Tidak boleh melebihi 150 mm
- < 100 mm

Jadi diambil $s = 125$ mm.

Luas sengkang tertutup, $Ash = 3,79 \times 125 = 473,376 \text{ mm}^2$. Jika digunakan sengkang tertutup diameter 13 mm, maka dibutuhkan 4 kaki D13 = $530,66 \text{ mm}^2$, atau jika disediakan jarak sengkang, $s = 100$ mm, maka $Ash = 3,79 \times 100 = 378,7013 \text{ mm}^2$, maka dibutuhkan 3 kaki D13 – 100 mm = $397,995 \text{ mm}^2$.

Sengkang tertutup di atas dipasang hingga sejarak l_o diukur dari muka hubungan balok kolom, dimana l_o diambil nilai terbesar dari persyaratan berdasarkan pasal 21.6.4.1, maka :

- $l_0 = h = 850$ mm
- $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \cdot 3300 = 550$ mm
- 450 mm

Jadi l_o yang dipakai adalah 850 mm dipasang sengkang tertutup 3 kaki D13 – 100 mm.

Desain tulangan geser terhadap gaya geser yang bekerja pada kolom. Gaya geser, V_e yang diambil adalah gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis :

$$V_e = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{l_u} =$$

Nilai M_{pr} untuk kolom ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,25f_y = 500$ Mpa dan faktor reduksi $\phi = 1$. Dari diagram interaksi kolom (pada lampiran) diperoleh :

$$\phi M_{prc} (\text{kolom desain}) = 2131,69 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{prc} \text{ (diatas kolom desain)} = 1985,21 \text{ KNm}$$

$$\phi M_{prc} \text{ (dibawah kolom desain)} = 2255,1 \text{ KNm}$$

Maka :

$$\sum M_{prc} \text{ atas} = \left(\frac{2131,69 + 1985,21}{2} \right) = 4116,9 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{prc} \text{ bawah} = \left(\frac{2131,69 + 2255,1}{1} \right) = 4386,79 \text{ KNm}$$

$$V_e = \frac{4116,9 + 4386,79}{4} = 2125,923 \text{ KNm}$$

Nilai V_e diatas tidak perlu melebihi :

$$V_e = \frac{M_{prb} \text{ atas} \times DF_{atas} + M_{prb} \text{ bawah} \times DF_{bawah}}{l_u} =$$

Dimana diasumsikan keseluruhan kolom memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi, DF untuk sisi atas dan bawah diambil 0,5. Sehingga :

$$V_e = \frac{341,734 \times 0,5 + 341,7342 \times 0,4}{4} = 170,867 \text{ KNm}$$

dan tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis, $V_e = 102,4 \text{ KNm}$.

Maka, diambil $V_e = 170,867 \text{ KNm}$. Dengan mengasumsikan kuat geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka :

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{170,867}{0,75} = 227,822 \text{ KNm}$$

Sehingga :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{227,822 \times 10^3}{400 \times 640,5} = 0,4597 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

untuk $s = 100 \text{ mm}$, maka $A_v = 0,4597 \times 100 = 45,97 \text{ mm}^2$. Sudah disediakan

sengkang tertutup 3 kaki D13 – 100 mm ($A_{sh} = 397,995 \text{ mm}^2$).

untuk daerah diluar l_o , maka nilai V_c dihitung dengan persamaan :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b w d$$

dimana, Nu diambil dari nilai gaya aksial terfaktor terkecil pada kolom yang didesain = 1166,57 KN

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{1166,57}{14 \times 850 \times 850} \right) 1,0 \sqrt{30} \times 400 \times 786 = 622,1586 \text{ KN}$$

Karena V_c sudah melebihi $V_u = 102,4 \text{ KN}$ diluar panjang l_o , maka dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak sesuai persyaratan pasal 21.6.4.5, tidak boleh melebihi :

- 6db tulangan memanjang = 6 x 22 = 132 mm
- 150 mm

dipilih jarak sengkang = 125 mm, sehingga dipasang 3 kaki D13 – 125 mm.

4.3.8 Perencanaan Hubungan Balok - Kolom

Luas efektif HBK, $A_j = 850 \times 850 = 722500 \text{ mm}^2$.

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 21.7.2 :

- Gaya-gaya tulangan longitudinal balok di muka HBK harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- Panjang HBK diukur sejajar dengan tulangan longitudinal balok > 20 db tulangan longitudinal (= $20 \times 22 = 440 \text{ mm}$). Sudah terpenuhi $850 \text{ mm} > 440 \text{ mm}$.

Periksa terhadap gaya geser pada HBK :

$$V_{\text{goyangan}} = 170,867 \text{ KNm}$$

$$M_{pr \text{ balok}}^- = 341,734 \text{ KNm}$$

$$M_{pr \text{ balok}}^+ = 341,734 \text{ KNm}$$

$$DF = 0,5$$

Maka :

$$M_c = DF(M_{pr}^- + M_{pr}^+) = 0,5(341,734 + 341,734) = 341,734 \text{ KNm}$$

Luas tulangan atas adalah 5D19 ($A_s = 1418 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas sebelah kiri HBK :

$$T_1 = 1,25A_s.f_y = 1,25 \times 1418 \times 400 = 709000 \text{ N} = 709 \text{ KN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kiri HBK :

$$C_1 = T_1 = 709 \text{ KN}$$

Luas tulangan bawah adalah 5D19 ($A_s = 1134 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan bawah sebelah kanan HBK :

$$T_2 = 1,25A_s.f_y = 1,25 \times 1134 \times 400 = 425500 \text{ N} = 567 \text{ KN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kanan HBK :

$$C_2 = T_2 = 567 \text{ KN}$$

Dengan meninjau keseimbangan gaya dalam arah horizontal :

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 709 + 567 - 170,867 = 1105,133 \text{ KN}$$

Kuat geser dari HBK dikekang 3 sisi atau 2 sisi berlawanan :

$$V_n = 1,25\sqrt{f'c} \cdot A_j = 1,25 \times \sqrt{30} \times 722500 = 4946619,347 \text{ N} = 4946,619 \text{ KN}$$

$$V_n = 4946,619 \text{ KN} > V_j = 1105,133 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$\text{Jarak sengkang, } s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_j} = \frac{397,995 \times 400 \times 786}{1105,133} = 113,2259 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang 3 kaki D13 jarak 75 mm pada daerah HBK.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perencanaan struktur bangunan dengan sistem ganda, dapat diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Berdasarkan peninjauan persyaratan SNI 1726 : 2012, maka diperoleh:
 - Nilai gaya geser dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Sesuai dengan persyaratan SNI 1726:2012, maka diberikan faktor skala gempa dinamik untuk arah $x = 1,686$ dan arah $y = 1,665$.
 - Sesuai dengan SNI 1726 : 2012 untuk bangunan dengan sistem ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK) dan Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK) dimana rangka pemikul momen khusus mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan yaitu gaya geser dasar untuk arah $x = 25,30694$ % dan arah $y = 25,90508$ %.
2. Pada umumnya perbedaan dari SNI 2847:2013 dan SNI 03-2847-2002 hanya ada pada nomor pasal dan penulisan nilai faktor pengali untuk setiap pasalnya. Pada SNI 03-2847-2002 nilai faktor pengali berbentuk pecahan sedangkan pada SNI 2847:2013 nilai faktor pengali berbentuk angka desimal, tapi untuk hasil dari perkalian keduanya berbeda. Contohnya pada SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5.6.8 untuk menentukan kontrol kuat geser nominal balok rumusnya $V_{smax} = 2/3.bw.d.\sqrt{f'c}$, sedangkan pada SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7 untuk menentukan kontrol kuat geser nominal balok rumusnya $V_{smax} = 0,66.bw.d.\sqrt{f'c}$. Untuk melihat beberapa perbandingan dapat dilihat pada tabel 4.18
3. Berdasarkan perhitungan dan persyaratan SNI 2847 : 2013, maka dimensi dan tulangan yang digunakan:

a) Dimensi komponen struktur:

- Kolom level 1 sampai level 10 : 60 cm x 60 cm
- Balok induk level 1 sampai 10 : 35 cm x 55 cm
- Plat lantai : 15 cm

b) Tulangan yang digunakan untuk komponen struktur yang ditinjau:

- Pada perhitungan tulangan lentur balok B718 didapat hasilnya yaitu 5D19mm ($A_s = 1418 \text{ mm}^2$) untuk tumpuan tarik, 3D19mm ($A_s = 851 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekan pada tumpuan kanan dan tumpuan kiri, dan 3D19mm ($A_s = 851 \text{ mm}^2$) untuk lapangan atas dan bawah.
- Pada perhitungan tulangan transversal pada balok B718 adalah 2D10 - 100 ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak sepanjang sendi plastis ($2h$), untuk hoop pertama dipasang 2D10 - 50 dan diluar sendi plastis ($2h$) dipasang 2D10 - 200.
- Diperlukan tulangan torsi pada komponen struktur balok yang ditinjau, maka harus dikombinasikan dengan tulangan lentur. Sehingga kombinasi tulangan lentur dan torsi balok sisi atas 5D22 ($A_s = 1901 \text{ mm}^2$), sisi tengah 2D16 ($A_s = 402 \text{ mm}^2$), dan sisi bawah 4D20 ($A_s = 1257 \text{ mm}^2$). Untuk tulangan transversal kombinasi geser dan torsi pada jarak sepanjang sendi plastis digunakan 2D10 - 100.
- Pada perhitungan tulangan longitudinal kolom C278 didapat hasil yaitu 12D22 ($A_s = 4560 \text{ mm}^2$).
- Tulangan transversal pada kolom C278 sejarak l_o diukur dari muka hubungan balok kolom adalah 3 kaki D13 - 100 mm ($A_v = 397,995 \text{ mm}^2$), 3 kaki D13 - 125 mm diluar panjang l_o dan dipasang 3 kaki D13 - 75 mm pada daerah HBK.
- Dari hasil perhitungan diperoleh hasil bahwa dinding geser memerlukan dual layer tulangan D16 dengan spasi 200 mm. Diperlukan komponen batas dimensi 600 x 600 mm dengan tulangan memanjang 12D22, sengkang tertutup dan pengikat silang digunakan 4 kaki D13 - 125 mm.

5.1. Saran

Berdasarkan hasil pengerjaan tugas akhir ini, saran-saran yang dapat saya berikan untuk pengembangan lebih lanjut antara lain :

1. Penggunaan analisis beban gempa statik ekuivalen memberikan keterbatasan dalam desain model yang di analisis, terutama dalam hal tinggi bangunan. Untuk pengembangan studi lebih lanjut dapat digunakan analisis dinamik nonlinier untuk struktur bangunan yang lebih tinggi.
2. Perlu untuk meninjau model struktur yang lain sehingga dapat di analisis beberapa variasi ukuran gedung baik variasi panjang bentang maupun jumlah tingkat, sehingga dapat diambil suatu hubungan antara pembebanan, bentang, dan jumlah tingkat terhadap gaya-gaya rencana dalam kaitannya dengan bebangempa.
3. Untuk desain yang lebih ekonomis, desain gedung bertingkat yang berada di kota dengan nilai respon spektrum desain rendah atau zona gempa rendah seperti kota Pekanbaru tidak perlu menggunakan sistem ganda dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK) dan Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK).
4. Meningkatnya zona gempa di sebahagian kota-kota besar sehingga sangat penting untuk memperhitungkan pengaruh gempa pada suatu perencanaan bangunan gedung dan mengaplikasikannya pada daerah yangrawan gempa tersebut.

DAFTAR PUSTAKA

- Adisasmita, S.A. (2011) *Jaringan Transportasi*. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Astuti, R.D. (2004) Penyusunan Alternatif Lay Out Parkir Bus Bagian Timur Terminal Bus Tirtanadi. *Laporan Tugas Akhir*. Program Studi Teknik Industri, Universitas Semarang.
- Direktorat Perhubungan Darat tahun 1998 *Pedoman Teknis Penyelenggaraan Fasilitas Parkir*. 1998. Jakarta.
- DirektoratJendralPerhubunganDarat Nomor 274 tahun1993*Rancangan Pedoman Teknis Pembangunan dan Penyelenggaraan Angkutan Penumpang dan Barang*. 1993. Jakarta.
- Hobbs, F.D. (1995) *Perencanaan dan Teknik Lalu Lintas*, Yogyakarta: Universitas Gajah Mada.
- Keputusan Menteri Perhubungan Nomor 31 Tahun 1993 Tentang Terminal Transportasi Jalan*. 1995. Jakarta.
- Manulang, G., Hutapea, B., Rahmadyah, J. (2001) Analisa kapasitas jalan perkotaan dengan Metode Zubeirzck, *Jurnal Transportasi Wilayah dan Perkotaan*, Vol. 11 (10), hal. 22-30.
- Morlok, E.K. (1994) *Pengantar Teknik dan Perencanaan Transportasi*. Jakarta: Erlangga.
- Peraturan Pemerintah Nomor 43 tahun 1993 Tentang Prasarana dan Lalu Lintas Jalan*. 1993. Jakarta.
- Pusat Pengembangan Teknologi Tepat (1994) *Final Report Untuk Studi Standardisasi Perencanaan Kebutuhan Fasilitas Perpindahan Angkutan Umum di Wilayah Perkotaan*. Yogyakarta: Lembaga Pemberdayaan Masyarakat-Universitas Gajah Mada.
- Zakaria, M. (2010) Studi Karakteristik Parkir dan Kebutuhan Luas Terminal Tegal sebagai Terminal Bus Tipe A. *Tesis Magister*. Program Studi Teknik Sipil, Universitas Diponegoro.

