TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG BETON BERTULANG 5 LANTAI UNTUK PERKANTORAN DI KOTA MEDAN TERHADAP KELAS SITUS TANAH.

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

Disusun Oleh:

DIAN RAMADHAN
1307210099

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2017

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dian Ramadhan

NPM : 1307210099

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perencanaan Gedung Beton Bertulang 5 Lantai untuk Perkantoran di Kota Medan Terhadap Kelas Situs Tanah.

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, September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji	Dosen Pembimbing II / Penguji
Tondi Amirsyah Putera, ST, MT	Mizanuddin Sitompul, ST, MT
Dosen Pembanding I / Penguji	Dosen Pembanding II / Penguji
Dr. Ade Faisal, ST, MSc	Rhini Wulan Dary, ST, MT

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Dian Ramadhan

Tempat /Tanggal Lahir : Medan / 24 Januari 1996

NPM : 1307210099

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

"Perencanaan Gedung Beton Bertulang 5 Lantai untuk Perkantoran di Kota Medan Terhadap Kelas Situs Tanah",

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, September 2017

Saya yang menyatakan,

Materai
Rp.6.000,-

Dian Ramadhan

ABSTRAK

PERENCANAAN GEDUNG BETON BERTULANG 5 LANTAI UNTUK PERKANTORAN DI KOTA MEDAN TERHADAP KELAS SITUS TANAH

Dian Ramadhan
1307210099
Tondi Amirsyah Putera, ST, MT
Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Ilmu pengetahuan dan penerapan teknologi dalam bidang pembangunan konstruksi teknik sipil mengalami perkembangan yang pesat, membuat kita dituntut untuk lebih produktif, kreatif dan inovatif, terutama dalam perancangan struktur. Bangunan kombinasi berbentuk huruf L dan *setback* dalam satu atau dua-arah termasuk bangunan tidak beraturan. Dalam penelitian yang dilakukan terdapat 4 model yaitu struktur gedung yang berada pada kelas situs tanah keras (Model 1 dan 2), tanah sedang (Model 3) dan tanah lunak (Model 4) dan struktur pada setiap model akan direncanakan dimensi penampang yang ideal. Analisis dilakukan dengan analisis respons spektrum terhadap setiap model untuk mengetahui pengaruhnya terhadap perpindahan, *drift ratio*, gaya geser dasar, torsi, perioda getar struktur dan kekakuan yang berdasarkan SNI 1726:2012 sehingga didapat dimensi penampang yang ideal untuk struktur. Hasil menunjukkan bahwa dimensi penampang dapat digunakan dengan ukuran yang sama dengan rata-rata selisih kebutuhan tulangan 0,11%.

Kata kunci: Ketidakberaturan, dimensi penampang, tulangan, tanah keras, tanah sedang, tanah lunak.

ABSTRACT

DESIGN OF 5 STORY REINFORCED CONCRETE BUILDING FOR OFFICE IN MEDAN CITY AGAINS THE CLASS OF GROUND

Dian Ramadhan
130721009
Tondi Amirsya Putera, ST, MT
Mizanuddin Sitompul, ST, MT

The science and application of technology in the field of civil engineering construction is undergoing rapid development, enabling us to be more productive, creative and innovative, especially in the design of structures. The combination of L-shaped buildings and setbacks in one or two directions including irregular buildings. In this research that have to do, there are 4 models of building structures that are on hard soil class (Model 1 and 2), medium soil class (Model 3) and on soft soil class (Model 4) and the structure on each models will be planned the ideal dimension of cross section. The analysis is done by analysis of spectrum response to knows the effect of displacement, drift ratio, base shear force, torque, structural vibration period and stiffness based on SNI 1726:2012 so as to obtain ideal cross-sectional dimension for structure. The results show that the cross-sectional dimension of structure can be used with the same size and average difference on requirement of reinforcement is 0,11%.

Keywords: Irregularities, cross-sectional dimension, reinforcement, hard soil, medium soil, soft soil.

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahi Rabbil Alamin, puji syukur kehadirat Allah SWT atas rahmat dan keridhoannya penulis dapat menyelesaikan skripsi ini. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul "Perencanaan Gedung Beton Bertulang 5 Lantai untuk Perkantoran di Kota Medan Terhadap Kelas Situs Tanah" sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Dukungan dari berbagai pihak dirasakan sangat membantu dan memberi warna dalam perjalanan dan penyususnan skripsi ini. Dalam kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT sebagai dosen pembimbing I yang telah banyak memberi arahan, masukan dan kritikan dalam menyelesaikan skripsi ini.
2. Bapak Mizanuddin Sitompul, ST, MT, selaku dosen pembimbing II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan skripsi ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc sebagai dosen pembanding I yang telah banyak memberi arahan, masukan dan kritikan dalam menyelesaikan skripsi ini.
4. Ibu Rhini Wulan Dary, ST, MT, selaku dosen pembanding II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan skripsi ini.
5. Bapak Rahmatullah, ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Ibu Hj. Irma Dewi, ST, MSi selaku Sekretaris Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
8. Semua Staf Pengajar yang telah memberikan ilmunya selama perkulihan sarjana diantaranya: Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST.,MSc, Ir. Ellyza Chairina, MSi, Citra Utami, ST.,MT, Ir. Sri Asfiati, MT, Ir. Tri Rahayu, MT, Randi Gunawan,

ST,.MT, Erin Chaniago, ST.,MSc, Andri, ST.,MT dan lainnya yang tidak dapat satu-persatu saya ucapkan disini.

9. Staf Tata Usaha Sarjana Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah bekerja sama dengan baik dan memudahkan urusan administrasi.
10. Ayahnda Budi Purnomo, Ibunda Zuraidah, adik-adik saya yang tercinta Alm. Dwi Cahya Setiadi, Gapri Anshari, beserta saudara-saudara baik paman-paman beserta tante yang telah memberikan semangat dan serta doa-nya agar penulis dapat menyelesaikan pendidikan di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara dengan baik.
11. Rekan-rekan Angkatan 2013 Struktur : Muhammad Lutfy Lubis, Muhammad Taruna, Evan Ferrari Gultom, Abdi Gunawan, Widiantoro, Budi Santoso, Nurul Annisa dan lainnya yang tidak dapat satu-persatu saya ucapkan disini.
12. Rekan-rekan Angkatan 2013 B1: Khaidir Affandi BB, Dini Sarah Zaivina, Brenda Ira Clara, Deni Rahmadi, Pangeran Agung, Dila Syafira Zay dan lainnya yang tidak dapat satu-persatu saya ucapkan disini.
13. Sahabat-sahabat penulis: Indra Bayu Sukma, M. Eka Kurniawan, M. Hari Setiawan, Syarbaini Lubis, Ricky Prianda Damanik dan Dicky Pratama Putra yang setia menemani suka maupun duka.
14. Dan pihak-pihak lain yang telah membantu penulis.

Akhir kata penulis berharap skripsi ini dapat memberikan sumbangan pemikiran yang bermanfaat bagi semua. Penulis menyadari akan keterbatasan dalam menyelesaikan skripsi ini sehingga banyak kekukarangannya. Dengan demikian kritikan dan saran yang membangun dari semua pihak dalam penulisan skripsi ini.

Medan, September 2017

Dian Ramadhan

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN ii

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI iii

ABSTRAK iv

ABSTRACT v

KATA PENGANTAR vi

DAFTAR ISI viii

DAFTAR TABEL xiv

DAFTAR GAMBAR xix

DAFTAR NOTASI xxii

DAFTAR SINGKATAN xxv

BAB 1 PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang 1

1.2. Rumusan Masalah 2

1.3. Ruang Lingkup Penelitian 2

1.4. Tujuan Penelitian 3

1.5. Manfaat Penelitian 4

1.6. Sistematika Penulisan 4

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum 5

2.2. Beton Bertulang 5

2.3. Elemen Struktur Beton Bertulang 6

2.3.1. Pelat Lantai 6

2.3.1.1. Desain Pelat Satu Arah 8

2.3.1.2. Desain Pelat Dua Arah 12

2.3.2. Balok 15

2.3.2.1. Perilaku Balok Beton Bertulang 16

2.3.2.2. Spasi Tulangan dan Selimut Beton 18

2.3.2.3. Balok dengan Tulangan Geser 21

2.3.2.4. Persyaratan Desain Balok Terhadap Gaya Geser 23
2.3.3. Kolom 26
2.3.3.1. Perilaku Kolom dengan Beban Aksial 27
2.3.3.2. Persyaratan untuk Kolom 28
2.3.3.3. Persamaan Desain Kolom dengan Beban Aksial 29
2.4. Standar Perencanaan 29
2.5. Konfigurasi Bangunan 30
2.5.1. Bangunan Beraturan (*Regular Building*) 32
2.5.2. Bangunan Tidak Beraturan (*Irregular Building*) 33
2.6. Sistem Struktur 34
2.6.1. Struktur Portal 35
2.7. Sistem Struktur Bangunan 36
2.7.1. Sistem Penahan Gaya Gravitasi 36
2.7.2. Sistem Penahan Gaya Lateral 37
2.7.2.1. Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) 38
2.7.2.1.1. Komponen Lentur pada SRPMK 39
2.7.2.1.2. Komponen Pemikul Lentur dan Gaya Aksial pada SRPMK 40
2.8. Teori Gempa 41
2.8.1. Mekanisme Gempa Bumi 42
2.9. Gempa Rencana 43
2.9.1. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan 44
2.9.2. Arah Pembebanan Gempa 47
2.9.3. Wilayah Gempa 47
2.9.4. Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa 49
2.10. Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa 50
2.10.1. Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan 52
2.10.2. Klasifikasi Situs Tanah untuk Desain Seismik 54

2.10.3. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa 56
2.10.4. Kategori Desain Seismik 59
2.10.4.1.Kategori Desain Seismik A 59
2.10.4.2.Kategori Desain Seismik B 59
2.10.4.3.Kategori Desain Seismik C 59
2.10.4.4.Kategori Desain Seismik D sampai F 60
2.10.5. Faktor Reduksi Gempa (R) 61
2.10.6. Gaya Geser Dasar Seismik 62
2.10.7. Perioda Fundamental 63
2.10.8. Parameter Respon Terkombinasi 64
2.11. Desain Kriteria Struktur Utama 65
2.11.1. Kekuatan (*Strength*) 65
2.11.2. Kekakuan (*Stifness*) 66
2.11.2.1.Simpangan Antar Lantai 68
2.11.3. Kontinuitas Struktur Gedung 69

BAB 3 METODOLOGI
3.1. Metodologi penelitian 71
3.2. Tinjauan Umum 72
3.3. Faktor Respon (C) 72
3.4. Pemodelan Struktur 82
3.4.1. Pemodelan Gedung 82
3.4.1.1. Data Perencanaan Struktur Model 1 84
3.4.2. Faktor Keutamaan Struktur (I_e) 85
3.4.3. Properti Penampang 85
3.4.4. Penentuan Tebal Pelat Lantai 85
3.4.5. Pembebanan pada Struktur 86
3.4.6. Pembebanan pada Dinding 87
3.4.7. Kombinasi Pembebanan 91
3.4.8. Analisis Respon Spektrum 93

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN
4.1. Tinjauan Umum 94

4.2. Perhitungan Beban Gravitasi pada Struktur Bangunan 94
4.2.1. Perhitungan Penulangan Pelat 96
4.3. Hasil Analisis Model 1 (Kelas Situs Tanah Keras) 99
4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam 99
4.3.2. Koreksi Gaya Geser Nominal 100
4.3.3. Koreksi Faktor Redudansi 102
4.3.4. Gaya Geser Per Lantai 102
4.3.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai 103
4.3.6. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Extreme Soft Story*) 103
4.3.7. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa) 104
4.3.8. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih 105
4.4. Hasil Analisis Model 2 (Kelas Situs Tanah Keras) 106
4.4.1. Analisis Respons Spektrum Ragam 106
4.4.2. Koreksi Gaya Geser Nominal 108
4.4.3. Koreksi Faktor Redudansi 109
4.4.4. Gaya Geser Per Lantai 110
4.4.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai 111
4.4.6. Nilai Simpangan Antar Lantai 111
4.4.7. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Extreme Soft Story*) 112
4.4.8. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa) 113
4.4.9. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih 114
4.4.10. Pengaruh P-Delta 115
4.4.11. Penulangan Balok 116
4.4.11.1. Kontrol Persyaratan Balok pada SRPMK (SNI 2847:2013) 118
4.4.12. Penulangan Kolom 124
4.4.13. Kolom Kuat Balok Lemah 125
4.5. Hasil Analisis Model 3 (Kelas Situs Tanah Sedang) 129
4.5.1. Analisis Respons Spektrum Ragam 129
4.5.2. Koreksi Gaya Geser Nominal 131

4.5.3. Koreksi Faktor Redudansi 132
4.5.4. Gaya Geser Per Lantai 133
4.5.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai 133
4.5.6. Nilai Simpangan Antar Lantai 133
4.5.7. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Extreme Soft Story*) 135
4.5.8. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa) 136
4.5.9. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih 137
4.5.10. Pengaruh P-Delta 138
4.5.11. Penulangan Balok 138
4.5.11.1.Kontrol Persyaratan Balok pada SRPMK (SNI 2847:2013) 140
4.5.12. Penulangan Kolom 146
4.5.13. Kolom Kuat Balok Lemah 147
4.6. Hasil Analisis Model 4 (Kelas Situs Tanah Lunak) 150
4.6.1. Analisis Respons Spektrum Ragam 150
4.6.2. Koreksi Gaya Geser Nominal 151
4.6.3. Koreksi Faktor Redudansi 152
4.6.4. Gaya Geser Per Lantai 153
4.6.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai 154
4.6.6. Nilai Simpangan Antar Lantai 154
4.6.7. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Extreme Soft Story*) 156
4.6.8. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa) 157
4.6.9. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih 157
4.6.10. Pengaruh P-Delta 158
4.6.11. Penulangan Balok 159
4.6.11.1.Kontrol Persyaratan Balok pada SRPMK (SNI 2847:2013) 161
4.6.12. Penulangan Kolom 167
4.6.13. Kolom Kuat Balok Lemah 167
4.7. Perbandingan Analisis Model 170

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Keimpulan 178

5.2. Saran 179

DAFTAR PUSTAKA 180

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Tebal minimum pelat (SNI 2847:2013)	9
Tabel 2.2	Batasan lendutan pelat	10
Tabel 2.3	Persyaratan tulangan susut dan suhu untuk pelat (SNI 2847:2013)	11
Tabel 2.4	Nilai ρ untuk berbagai mutu beton dan mutu baja	20
Tabel 2.5	Beban hidup terdistribusi merata minimum L_o dan beban hidup terpusat minimum berdasarkan SNI 1727:2012	45
Tabel 2.6	Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	50
Tabel 2.7	Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	51
Tabel 2.8	Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	52
Tabel 2.9	Faktor keutamaan (I_e), berdasarkan SNI 1726:2012	54
Tabel 2.10	Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI 1726:2012	55
Tabel 2.11	Koefisien periode pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012	57
Tabel 2.12	Koefisien periode 1,0 detik, F_v berdasarkan SNI 1726:2012	57
Tabel 2.13	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012	60
Tabel 2.14	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	61
Tabel 2.15	Faktor koefisien modifikasi respon, faktor kuat lebih sistem, factor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI 1726:2012	61
Tabel 2.16	Nilai parameter pendekatan C_t, dan x berdasarkan SNI 1726:2012	64
Tabel 2.17	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	64

Tabel 2.18	Simpangan antarlantai izin berdasarkan SNI 1726:2012	68
Tabel 3.1	Respon spectrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan kelas situs tanah keras	76
Tabel 3.2	Respon spectrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan kelas situs tanah sedang	77
Tabel 3.3	Respon spectrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan kelas situs tanah lunak	78
Tabel 3.4	Berat material struktur gedung	87
Tabel 3.5	Berat tambahan komponen struktur gedung	87
Tabel 3.6	Beban hidup pada lantai struktur	87
Tabel 3.7	Beban dinding bata pada balok	88
Tabel 3.8	Beban tangga akibat reaksi perletakan di balok lintel dan balok induk	89
Tabel 3.9	Data teknis lift (CV. Pribumi Jaya Abadi)	89
Tabel 3.10	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai ρ = 1 dan S_{DS} = 0,417	91
Tabel 3.11	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai ρ = 1 dan S_{DS} = 0,484	91
Tabel 3.12	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai ρ = 1 dan S_{DS} = 0,578	92
Tabel 4.1	Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 1	94
Tabel 4.2	Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 2	94
Tabel 4.3	Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 3	95
Tabel 4.4	Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 4	95
Tabel 4.5	Penulangan pelat lantai 5 (atap)	97
Tabel 4.6	Perhitungan penulangan pelat lantai 1 – 4	98
Tabel 4.7	Data perioda *output* program analisis struktur Model 1	99
Tabel 4.8	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1	100

Tabel 4.9	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 1	100
Tabel 4.10	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spectrum *output software* program analisis struktur Model 1	101
Tabel 4.11	Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik (kN) Model 1	101
Tabel 4.12	Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redudansi 1 Model 1	102
Tabel 4.13	Nilai gaya geser struktur per lantai Model 1	103
Tabel 4.14	Ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 1	104
Tabel 4.15	Ketidakberaturan berat (massa) Model 1	104
Tabel 4.16	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 1	105
Tabel 4.17	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 1	106
Tabel 4.18	Data perioda *output software* program analisis struktur Model 2	107
Tabel 4.19	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2	107
Tabel 4.20	Nilai gaya geser dasar nominal analisis static ekivalen Model 2	108
Tabel 4.21	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output software* program analisis struktur Model 2	108
Tabel 4.22	Perbandingan gaya geser dasar static dan dinamik (kN) Model 2	109
Tabel 4.23	Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redudansi 1 Model 2	109
Tabel 4.24	Nilai gaya geser struktur per lantai Model 2	110
Tabel 4.25	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 Model 2	111
Tabel 4.26	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 2	113
Tabel 4.27	Ketidakberaturan berat (massa) Model 2	114
Tabel 4.28	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 2	114

Tabel 4.29	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 2	115
Tabel 4.30	Perhitungan P-Delta arah x Model 2	115
Tabel 4.31	Perhitungan P-Delta arah y Model 2	116
Tabel 4.32	Perhitungan tulangan memanjang balok Model 2	117
Tabel 4.33	Perhitungan tulangan geser dan pinggang balok Model 2	118
Tabel 4.34	Perhitungan tulangan memanjang kolom Model 2	124
Tabel 4.35	Perhitungan tulangan geser kolom Model 2	124
Tabel 4.36	Data desain diagram interaksi kolom B_1a	127
Tabel 4.37	Data desain diagram interaksi kolom B_2a	129
Tabel 4.38	Data perioda *output* program analisis struktur Model 3	130
Tabel 4.39	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3	130
Tabel 4.40	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 3	131
Tabel 4.41	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spectrum *output software* program analisis struktur Model 3	131
Tabel 4.42	Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik (kN) Model 3	132
Tabel 4.43	Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redudansi 1 Model 3	132
Tabel 4.44	Nilai gaya geser struktur per lantai Model 3	133
Tabel 4.45	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 Model 3	134
Tabel 4.46	Ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 3	135
Tabel 4.47	Ketidakberaturan berat (massa) Model 3	136
Tabel 4.48	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 3	137
Tabel 4.49	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 3	137
Tabel 4.50	Perhitungan P-Delta arah x Model 3	138
Tabel 4.51	Perhitungan P-Delta arah y Model 3	138
Tabel 4.52	Perhitungan tulangan memanjang balok Model 3	139
Tabel 4.53	Perhitungan tulangan geser dan pinggang balok Model 3	140
Tabel 4.54	Perhitungan tulangan memanjang kolom Model 3	146

Tabel 4.55	Perhitungan tulangan geser kolom Model 3	146
Tabel 4.56	Data perioda *output software* program analisis struktur Model 4	150
Tabel 4.57	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 4	151
Tabel 4.56	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 4	151
Tabel 4.59	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spectrum *output software* program analisis struktur Model 4	152
Tabel 4.60	Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik (kN) Model 4	152
Tabel 4.61	Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redudansi 1 Model 4	153
Tabel 4.62	Nilai gaya geser struktur per lantai Model 4	153
Tabel 4.63	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 Model 4	154
Tabel 4.64	Ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 4	156
Tabel 4.65	Ketidakberaturan berat (massa) Model 4	157
Tabel 4.66	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 4	158
Tabel 4.67	Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 4	158
Tabel 4.68	Perhitungan P-Delta arah x Model 4	158
Tabel 4.69	Perhitungan P-Delta arah y Model 4	159
Tabel 4.70	Perhitungan tulangan memanjang balok Model 4	160
Tabel 4.71	Perhitungan tulangan geser dan pinggang balok Model 4	160
Tabel 4.72	Perhitungan tulangan memanjang kolom Model 4	167
Tabel 4.73	Perhitungan tulangan geser kolom Model 4	167
Tabel 4.74	Rekapitulasi tulangan pelat	171
Tabel 4.75	Dimensi penampang balok	171
Tabel 4.76	Rekapitulasi tulangan balok	172
Tabel 4.77	Dimensi penampang kolom	175
Tabel 4.78	Rekapitulasi tulangan kolom	176

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Jenis-jenis pelat (Setiawan, 2016)	7
Gambar 2.2	Koefisien untuk balok dan pelat menerus (Setiawan, 2016)	9
Gambar 2.3	Detail penulangan pelat satu arah (Setiawan, 2016)	11
Gambar 2.4	Lajur kolom dan lajur tengah (Setiawan, 2016)	13
Gambar 2.5	Distribusi momen pelat ke lajur kolom dan lajur tengah (Setiawan, 2016)	14
Gambar 2.6	Detail tulangan pada pelat tanpa balok (SNI 2847:2013)	15
Gambar 2.7	Balok beton tertumpu sederhana (Setiawan, 2016)	16
Gambar 2.8	Balok beton kantilever (Setiawan, 2016)	17
Gambar 2.9	Balok beton menerus (Setiawan, 2016)	18
Gambar 2.10	Syarat jarak tulangan (Setiawan, 2016)	19
Gambar 2.11	Diagram momen lentur dan gaya lintang pada balok tertumpu sederhana (SNI 2847:2013)	21
Gambar 2.12	Jenis-jenis tulangan geser (Setiawan, 2016)	22
Gambar 2.13	Analogi rangka pada balok beton dengan tulangan geser (Setiawan, 2016)	23
Gambar 2.14	Lokasi penampang kritis untuk penentuan gaya geser terfaktor (Setiawan, 2016)	24
Gambar 2.15	Jenis-jenis kolom (Setiawan, 2016)	27
Gambar 2.16	Persyaratan *detailing* kolom (Setiawan, 2016)	28
Gambar 2.17	Bangunan ketidakberaturan vertikal dan horizontal	31
Gambar 2.18	Denah bangunan sederhana dan simetri (Pawirodikromo, 2012)	32
Gambar 2.19	Bangunan tidak beraturan (Pawirodikromo, 2012)	34
Gambar 2.20	Perilaku portal yang terkekang (Pawirodikromo, 2012)	35
Gambar 2.21	Sistem struktur penahan gaya lateral (Marques, 2014)	38
Gambar 2.22	Konsep kolom kuat – balok lemah (*strong column – weak beam*)	41

Gambar 2.23	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan *divergen*; b) pertemuan *konvergen*; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2013)	43
Gambar 2.24	Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar sb untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%). Kementrian PU tahun 2010	48
Gambar 2.25	Peta respon spektrum percepatan 1 detik di batuan dasar sb untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%)	48
Gambar 2.26	Bentuk tipikal respon spectra desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012)	58
Gambar 2.27	Simpangan antar tingkar (Pawirodikromo, 2012)	67
Gambar 2.28	Kontinuitas struktur bangunan (Ismanto, 2009)	69
Gambar 2.29	Dimensi balok dan kolom (Ismanto, 2009)	70
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	71
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah keras	80
Gambar 3.3	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah sedang	81
Gambar 3.4	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah lunak	81
Gambar 3.5	Denah struktur bangunan lantai 1 – 3	82
Gambar 3.6	Denah struktur bangunan lantai 4 – 5	83
Gambar 3.7	Tampak samping portal struktur bangunan	83
Gambar 3.8	Bentuk tipikal model struktur portal dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	84
Gambar 3.9	Dimensi pelat lantai	86
Gambar 3.10	Metode perhitungan beban dinding	88
Gambar 3.11	Denah lift (2 *cars*).	90
Gambar 3.12	Tampak potongan samping lift	90
Gambar 4.1	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 2	112
Gambar 4.2	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 2	112

Gambar 4.3	Diagram interaksi kolom tipe B_1a	126
Gambar 4.4	Diagram interaksi kolom tipe B_2a	128
Gambar 4.5	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 3	134
Gambar 4.6	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3	135
Gambar 4.7	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 4	155
Gambar 4.8	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 4	155
Gambar 4.9	*Output* luas tulangan utama daerah tumpuan bagian atas balok dari perhitungan program analisis struktur	172
Gambar 4.10	*Output* luas tulangan utama daerah tumpuan bagian bawah balok dari perhitungan program analisis struktur	173
Gambar 4.11	*Output* luas tulangan utama daerah lapangan bagian atas balok dari perhitungan program analisis struktur	173
Gambar 4.12	*Output* luas tulangan utama daerah lapangan bagian bawah balok dari perhitungan program analisis struktur	174
Gambar 4.13	*Output* luas tulangan geser daerah tumpuan balok dari perhitungan program analisis struktur	174
Gambar 4.14	*Output* luas tulangan geser daerah lapangan balok dari perhitungan program analisis struktur	175
Gambar 4.15	*Output* luas tulangan memanjang kolom dari perhitungan program analisis struktur	176
Gambar 4.16	*Output* luas tulangan geser kolom dari perhitungan program analisis struktur	177

DAFTAR NOTASI

A_g	=	Luas penampang bruto kolom, in^2 (mm^2)
A_s	=	Luas tulangan
A_T	=	Luas tributari
b	=	Lebar penampang
C_d	=	Faktor kuat lebih sistem
C_{vx}	=	Faktor distribusi vertikal
Cs	=	Koefisien respon seismik yang ditentukan
d	=	Tinggi efektif
DL	=	Beban mati, termasuk SI DL
E	=	Modulus elastisitas
E_h		Pengaruh beban seismik horizontal
E_v		Pengaruh beban seismik vertikal
Ex	=	Beban gempa arah x
Ey	=	Beban gempa arah y
f	=	Frekuensi Struktur
f'_c	=	Kuat tekan beton
f_y	=	Kuat leleh baja tulangan
F_a	=	Koefisien perioda pendek
F_v	=	Koefisien perioda 1,0 detik
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
h	=	Tinggi penampang
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
Ie	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur
K_{LL}	=	Faktor elemen beban hidup
LL	=	Beban hidup
L	=	Beban hidup desain tereduksi

L_0	=	Beban hidup desain tanpa reduksi
P	=	Gaya aksial
M_n	=	Momen nominal
PGA	=	Nilai PGA dibatuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
PGA_M	=	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
P_{uc}	=	kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
S	=	Jarak antar tulangan
S_S	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_1	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
S_{D1}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
S_{MS}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
T	=	Perioda getar fundamental struktur
$T_{a\ minimum}$	=	Nilai batas bawah perioda bangunan
$T_{a\ maksimum}$	=	Nilai batas atas perioda bangunan
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_1	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen
w_i	=	Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat-i
Wt	=	Berat total gedung
Z_c	=	modulus panampang plastis kolom, mm^3
Z_b	=	modulus panampang plastis balok, mm^3

δ_x	=	Defleksi pusat massa ditingkat x
δ_{xe}	=	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
Δ	=	Simpangan antar lantai tingkat desain
Δ_a	=	Simpangan antar lantai yang diijinkan
ρ	=	Faktor redudansi
ρ_b	=	Rasio tulangan

DAFTAR SINGKATAN

CQC = *Complete Quadratic Combination*

HBK = Hubungan Balok Kolom

PPURG = Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung

SRPMK = Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

SRSS = *Square Root of the Sum of Squar*

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Masalah

Ilmu pengetahuan dan penerapan teknologi dalam bidang pembangunan konstruksi teknik sipil mengalami perkembangan yang pesat, membuat kita dituntut untuk lebih produktif, kreatif dan inovatif, terutama dalam perancangan struktur. Salah satu kriteria dalam merencanakan struktur bangunan bertingkat adalah kekuatan, kekakuan serta perilaku bangunan tinggi. Indonesia merupakan negara yang terus berkembang pesat, ini berdampak kepada pembangunan di berbagai wilayah khususnya Kota Medan. Dengan adanya perkembangan teknologi konstruksi saat ini, banyak struktur banguan konstruksi yang telah mengalami perubahan. Sekarang telah banyak dibuat bangunan-bangunan bertingkat tinggi dengan model struktur rumit dan arsitektur yang indah. Tentu saja untuk mendesain dan membuat struktur bangunan seperti itu tidaklah mudah. Dalam perencanaan, perencana selalu mencoba berbagai jenis metoda, material serta dimensi bangunan yang akan dibangun untuk mendapatkan hasil yang masuk dalam kategori aman. Pada umumnya bangunan yang ada di Indonesia telah dibangun dengan acuan pedoman SNI 1726:2012.

Bangunan kombinasi berbentuk huruf L dan *setback* dalam satu atau dua-arah termasuk bangunan *irregular*. *Setback* adalah apabila bagian atas bangunan yang bersangkutan menjorok kedalam. Bangunan *Setback* termasuk bangunan *irregular* karena pusat massa dan pusat kekakuan tidak berimpit secara vertikal. Begitupun dengan bangunan berbentuk huruf L. Massa dan kekakuan baik arah horizontal maupun kearah vertikal tidak terdistribusi secara merata. Masalah akan terjadi pada daerah peralihan kekakuan dari kekakuan yang besar pada bagian bawah kekekakuan yang relatif kecil pada bagian atas. Seberapa besar masalah yang ditimbulkan akan bergantung pada banyak hal, yang diantaranya adalah rasio luasan atas terhadap bawah, arah panjang terhadap arah melintang, rasio tinggi bagian *Setback* terhadap bagian bawah, rasio bentang panjang terhadap bentang pendek.

Dilihat dari geografinya, Indonesia merupakan salah satu negara dengan aktivitas gempa yang tinggi. Hal ini disebabkan lokasi Indonesia yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yaitu lempeng Eurasia, Indo-Australia, Pasifik, dan Filipina. Pertemuan lempeng-lempeng tersebut mengakibatkan mekanisme tektonik dan kondisi geologi Indonesia mengakibatkan seringnya terjadi gempa. Pada umumnya, Indonesia juga memiliki beberapa jenis tanah yang juga harus ditinjau oleh perencana dalam merencanakan suatu bangunan. Dalam hal ini, penelitian hanya meninjau pada 3 kondisi tanah yaitu tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC).

Pada Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk merencanakan suatu dimensi elemen penampang ideal bangunan beton bertulang 5 lantai yang akan difungsikan sebagai gedung perkantoran khususnya di Kota Medan terhadap kelas situs tanah.

1.2. Rumusan Masalah

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

1. Berapakah nilai perbandingan dimensi pelat, balok dan kolom pada bangunan yang didapat untuk kelas situs tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC)?
2. Bagaimana pengaruh struktur bangunan tidak beraturan horizontal dan vertikal terhadap kelas situs tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC) apabila mengalami gempa?

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Untuk menghindari timbulnya penyimpangan permasalahan yang semakin meluas dalam Tugas Akhir ini, maka diperlukan ruang lingkup/pembatasan masalah yang diantaranya sebagai berikut:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan struktur beton bertulang dengan perbandingan dimensi bangunan struktur gedung berbentuk L dengan *setback* yang berfungsi sebagai gedung perkantoran terhadap kondisi kelas situs tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC) yang berada di kota Medan dengan ketinggian 18,5 meter (5 lantai).

2. Struktur dimodelkan 3D dengan tinggi *base* dan lantai 1 masing-masing 4 meter, serta lantai 2 dan seterusnya masing-masing 3,5 meter.
3. Struktur bangunan direncanakan menggunakan standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012.
4. Pembebanan struktur menggunakan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung tahun1983.
5. Pembebanan struktur menggunakan standar pembebanan bangunan gedung dan struktur lain SNI 1727:2013 untuk beban hidup.
6. Penelitian yang dilakukan mencari dimensi yang ideal dan aman terhadap ketidakberaturan struktur untuk gedung 5 lantai dengan spasi antar kolom adalah 5 m.
7. Jenis struktur bangunan merupakan bangunan berbentuk L yang memiliki *setback* pada lantai 4 – 5.
8. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
9. Analisis struktur gedung terhadap beban gempa menggunakan analisis desain *response spectra*.
10. Perhitungan dan analisis struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan program analisis struktur.
11. Struktur dianalisis dengan menggunakan metode desain kekuatan (*strength design method*).
12. Parameter yang ditinjau adalah:
    a. Dimensi pelat, balok dan kolom.
    b. Penulangan pelat, balok dan kolom.

1.4. Tujuan Penelitian

Dari Tugas Akhir ini penulis ingin mendapatkan beberapa tujuan akhir, diantaranya:

1. Untuk mengetahui nilai dimensi pelat, balok dan kolom pada bangunan untuk kelas situs tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC).
2. Untuk mengetahui pengaruh struktur bangunan tidak beraturan horizontal dan vertikal terhadap kelas situs tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC) apabila mengalami gempa.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini diharapkan dapat menyumbangkan pikiran dan menjadi referensi dalam perencanaan bangunan 5 lantai yang difungsikan untuk gedung perkantoran yang khususnya berada di kota Medan.

1.6. Sistematika Penulisan

BAB 1: Pendahuluan berisi tentang latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan penelitian dan manfaat penulisan, sistematika penulisan.

BAB 2: Dasar teori terdiri dari teori tentang penelitian hingga teori gempa berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

BAB 3: Metodologi penelitian akan membahas bagaimana memodelkan struktur dengan menggunakan program analisis struktur.

BAB 4: Hasil dan pembahasan akan memuat hasil yang diperoleh dan akan disajikan dalam bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.

BAB 5: Hasil berisikan kesimpulan dan saran.

BAB 2

STUDI PUSTAKA

2.1. Umum

Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisis, seperti konfigurasi bangunan, teori gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 untuk persyaratan struktur beton bertulang pada gedung, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisis data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2. Beton Bertulang

Beton adalah suatu campuran yang terdiri dari pasir, kerikil, batu pecah, atau agregat-agregat lain yang dicampur menjadi satu dengan suatu pasta yang terbuat dari semen dan air membentuk suatu massa mirip batuan. Terkadang, satu atau lebih bahan aditif ditambahkan untuk menghasilkan beton dengan karakteristik tertentu, seperti kemudahan pengerjaan (*workability*), durabilitas dan waktu pengerasan (Mc Cormac, 2004).

Beton didapat dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu, batu pecah, atau bahan semacam lainnya dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan beton berlangsung (Dipohusodo, 1999).

Beton bertulang adalah gabungan logis dari dua jenis bahan beton polos yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi akan tetapi kekuatan tarik yang rendah dan batang-batang baja yang ditanamkan didalam beton dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan (Wang, 1993). Beton tidak dapat menahan gaya tarik melebihi nilai tertentu tanpa mengalami retak-retak. Untuk itu, agar beton dapat bekerja dengan baik dalam suatu sistem struktur, perlu dibantu dengan memberinya

perkuatan penulangan yang terutama akan mengemban tugas menahan gaya tarik yang bakal timbul didalam sistem.

Tulangan memanjang yang diletakkan dalam beton dan berfungsi memikul gaya tarik ataupun tekan yang terjadi, dinamakan sebagai tulangan pokok. Pada elemen pelat, terkadang diberikan tulangan dalam arah tegak lurus tulangan utama yang disebut sebagai tulangan sekunder atau tulangan pembagi. Pada elemen balok, terdapat tulangan dalam arah melintang dari tulangan utama yang berfungsi untuk memikul gaya geser, tulangan ini disebut dengan tulangan geser atau tulangan sengkang.

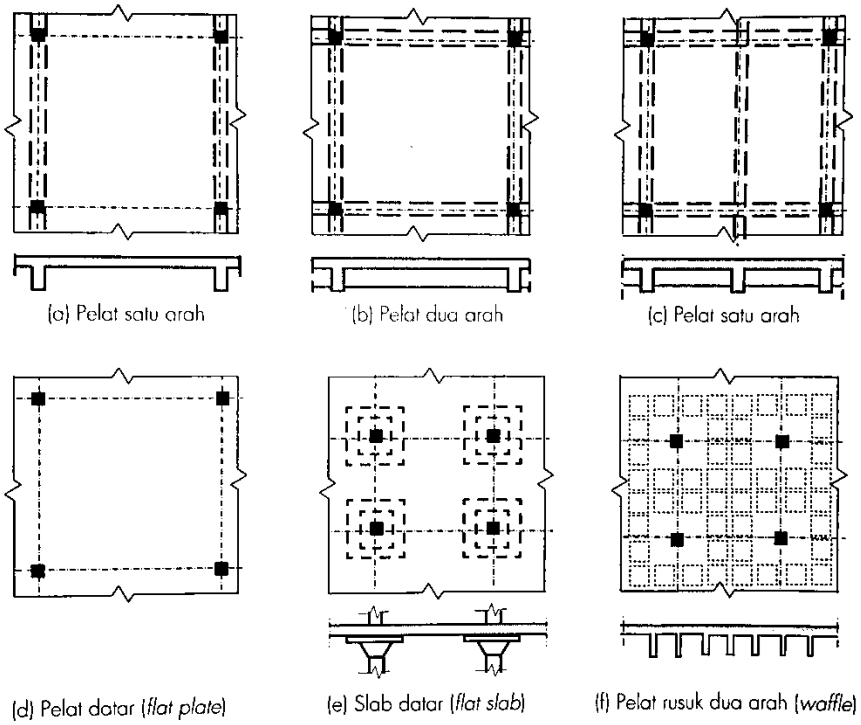
2.3. Elemen Struktur Beton Bertulang

Dalam setiap perencanaan struktur bangunan beton bertulang, para ahli teknik sipil dituntut harus mendesain bangunan sedemikian rupa agar bangunan dapat beroperasi dengan baik pada saat bangunan digunakan. Agar dapat beroperasi dengan baik, perencana struktur wajib mendesain elemen-elemen strukturnya dengan benar dan tepat.

Pada suatu struktur beton bertulang, dikenal beberapa jenis elemen yang sering digunakan yaitu pelat lantai, balok, kolom, dinding, dan pondasi.

2.3.1. Pelat Lantai

Pelat beton dibuat untuk menyediakan suatu permukaan horizontal yang rata pada lantai bangunan, atap, jembatan atau jenis struktur lainnya. Pelat beton dapat ditumpu oleh dinding, kolom atau dapat juga terletak langsung di atas tanah (*slab on* ground). Pelat lantai adalah suatu elemen horizontal yang berfungsi sebagai penyalur beban hidup yang bergerak ke elemen struktur penahan beban vertikal yaitu balok, kolom maupun dinding (Setiawan, 2016). Pelat lantai dapat direncanakan sehingga dapat menyalurkan beban dalam satu arah yang disebut pelat satu arah (*one way slab*) atau dapat pula direncanakan untuk menyalurkan beban dalam dua arah yang disebut pelat dua arah (*two way slab*).



Gambar 2.1: Jenis-jenis pelat (Setiawan, 2016).

Gambar 2.1.a dan 2.1.c: Pelat satu arah (*one way slab*) ditumpu oleh balok anak yang ditempatkan sejajar satu dengan lainnya, dan perhitungan pelat dapat dianggap sebagai balok tipis yang ditumpu oleh banyak tumpuan. Pelat rusuk satu arah (*one way rib/joist slab*) ditumpu oleh rusuk, anak balok yang jarak satu dengan lainnya sangat berdekatan, sehingga secara visual hampir sama dengan pelat satu arah. Pelat yang keempat sisinya ditumpu oleh balok dengan perbandingan, $I_x/I_y \leq 2$ disebut pelat dua arah seperti pada Gambar 2.1.b. Sehingga perhitungan pelat perlu dilakukan dengan menggunakan pendekatan dua arah, biasanya dengan menggunakan tabel tertentu.

Pelat dua arah yang tidak ditumpu oleh balok, tetapi langsung oleh kolom. Gambar 2.1.d: Pelat lantai ditumpu langsung oleh kolom tanpa penebalan di sekeliling kolom (*drop panel*) dan/atau kepala kolom (*column capita*), sehingga beban vertikal langsung dipikul oleh kolom dari segala arah (*flat plate*). Sedangkan Gambar 2.1.e. Pada puncak kolom terdapat penebalan pelat lantai dan/atau kepala

kolom (*flat slab*), sehingga dapat memikul gaya geser atau momen lentur yang lebih besar.

Pelat wafel (*waffle* slab) adalah pelat dua arah yang ditumpu oleh rusuk dua arah seperti pada Gambar 2.1.f. Pelat ini memberikan kekakuan yang cukup besar, sehingga dapat memikul beban vertikal atau dapat digunakan untuk bentang lantai yang besar (Marcelo Marques, 2014).

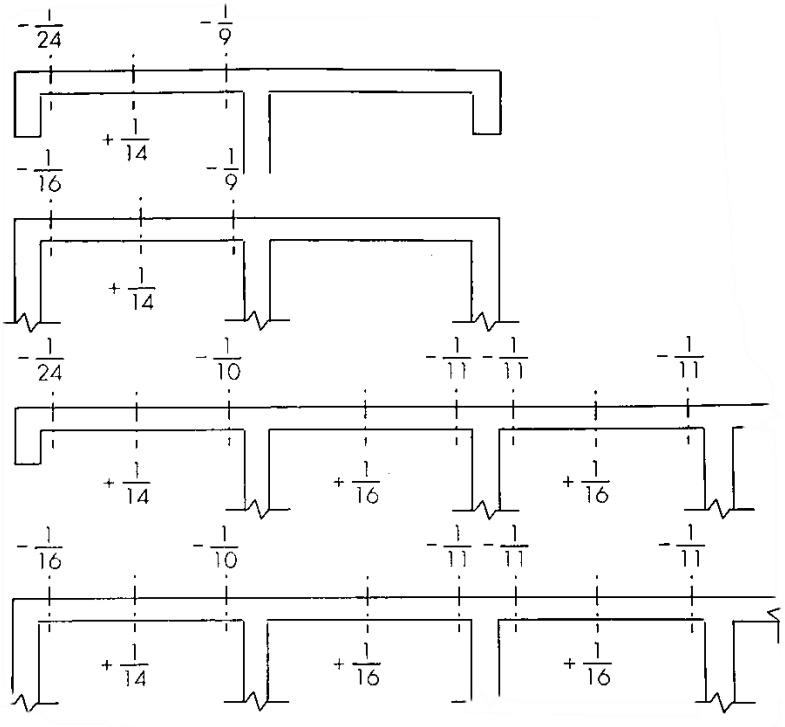
2.3.1.1. Desain Pelat Satu Arah

Pelat beton yang memiliki perbandingan panjang antara bentang panjang terhadap bentang pendek lebih atau sama dengan 2 dikategorikan sebagai pelat satu arah. Pada pelat satu arah hampir seluruh beban dilimpahkan dalam arah pendek.

Dalam mendesain pelat satu arah harus diperhatikan beberapa kondisi tumpuan yang apabila pelat hanya terdiri dari satu bentangan saja dan dianggap tertumpu sederhana di kedua sisinya, maka momen lentur yang timbul akibat beban q yang terdistribusi merata adalah $M = qL^2/8$, dengan L adalah panjang bentang antara kedua tumpan. Jika pelat yang sama tertumpu pada beberapa tumpuan, maka akan timbul momen positif dan momen negatif pada pelat yang dapat dihitung melalui prosedur analisis struktur, atau dapat juga menggunakan koefisien momen yang diberikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3. Nilai koefisien tersebut dapat digunakan jika:

1. Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, dengan batasan panjang bentang tidak boleh melebihi 20% dari bentang terpendek.
2. Beban yang bekerja adalah beban merata.
3. Beban hidup tidak melebihi 3 kali beban mati.

   Bila kondisi diatas tidak dipenuhi, maka harus dilakukan analisis struktur untuk menentukan momen-momen yang timbul pada struktur pelat menerus tersebut. Nilai koefisien momen seperti diisyaratkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3 diperlihatkan pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Koefisien untuk balok dan pelat menerus. (Setiawan, 2016)

Peraturan SNI memberikan beberapa peraturan dalam hal desain pelat satu arah yaiu:

1. Desain dilakukan dengan menggunakan asumsi lebar 1 meter.
2. Ketebalan pelat minimum pelat satu arah yang menggunakan f_y = 400 MPa sesuai SNI 2847:2013 Tabel 9.5a harus ditentukan sebagaimana dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Tebal minimum pelat (SNI 2847:2013).

Jenis Komponen Struktur	Tertumpu Sederhana	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
Pelat satu arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Pelat rusuk	L/16	L/18,5	L/21	L/8

3. Lendutan harus diperiksa apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan yang besar. Batas lendutan ditentukan sesuai Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Batasan lendutan pelat (Setiawan, 2016).

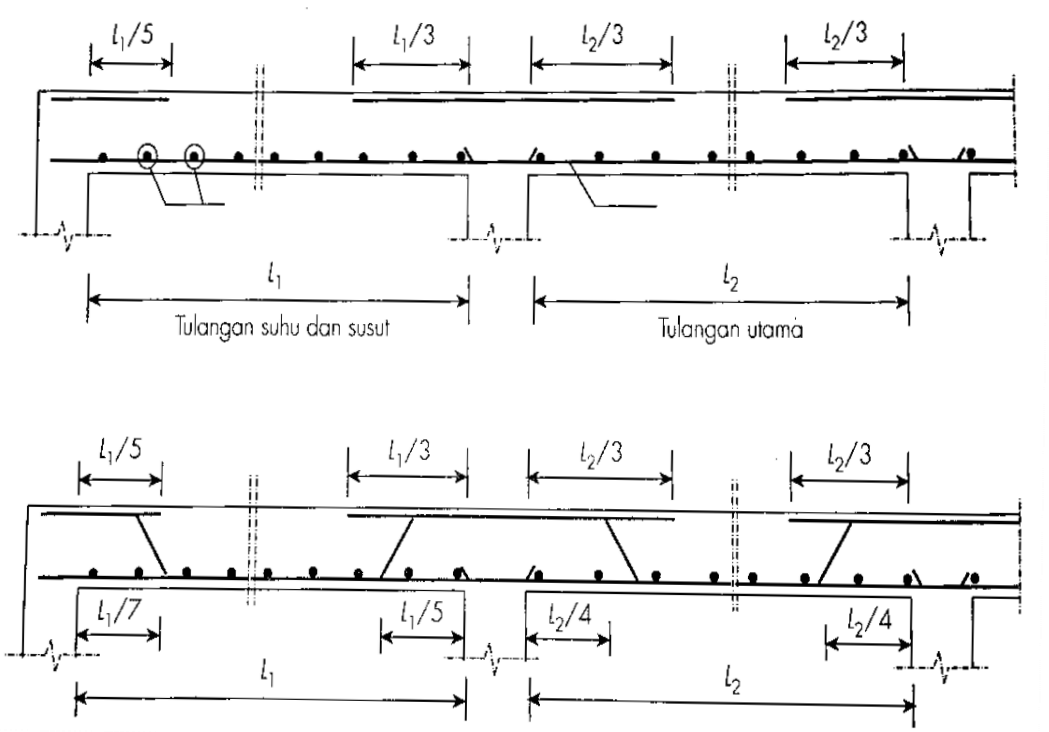
Jenis Struktur Pelat	Lendutan yang diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan sesaat akibat beban hidup (L)	L/180
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan sesaat akibat beban hidup (L)	L/360
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban yang bekerja, dan lendutan sesaat akibat beban hidup)	L/480
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar		L/240

4. Selimut beton untuk pelat tidak boleh kurang dari 20 mm, untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca dan tanah.
5. Struktur pelat satu arah, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang memiliki arah tegak lurus terhadap tulangan lentur. Seperti yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 7.12. Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit harus memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.3, namun tidak kurang dari 0,0014.
6. Kecuali untuk pelat rusuk, maka jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat atau tidak lebih dari 450 mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5).

Tabel 2.3: Persyaratan tulangan susut dan suhu untuk pelat (SNI 2847:2013)

Pelat yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu f_y = 280 atau 350 MPa	0,0020
Pelat yang menggunakan tulangan ulir atau jarring kawat las dengan mutu f_y = 420 MPa	0,0018
Pelat yang menggunakan tulanhan dengan tegangan luluh melebihi 420 MPa yang diukur pada tegangan leleh sebesar 0,35%	0,0018 x 420/f_y

Pada sistem pelat satu arah menerus, luas tulangan lentur dihitung pada setiap lokasi penampang kritis, pada tengah bentang maupun daerah tumpuan. Pemilihan diameter tulangan serta detail tulangan sangat ditentukan oleh luas tulangan yang diperlukan, persyaratan jarak serta persyaratan panjang penyaluran. Dalam melakukan pendetailan tulangan, tulangan dapat dibuat berupa tulangan lurus menerus atau dapat juga dilakukan pembengkokan beberapa tulangan bawah untuk disediakan pada tulangan tarik pada bagian tumpuan seperti ditunjukkan pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Detail penulangan pelat satu arah (Setiawan, 2016).

2.3.1.2. Desain Pelat Dua Arah

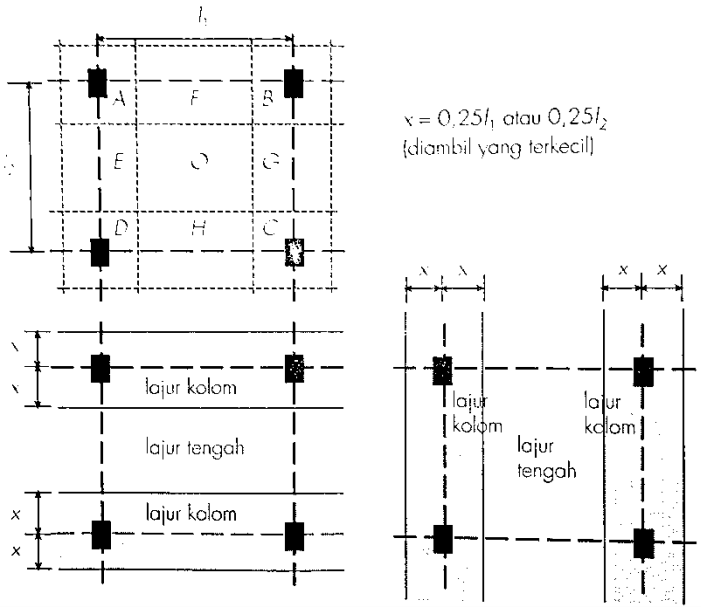
Peraturan SNI 2847:2013 memberikan dua buah metode pendekatan dalam melakukan analisis dan desain suatu sistem struktur pelat dua arah, yaitu:

a. Metode perencanaan langsung (*Direct Design Method*, DDM), dirumuskan dalam SNI 2847:2013 Pasal 13.6, merupakan prosedur pendekatan untuk analisis dan desain pelat dua arah. Metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban terdistribusi merata, serta tertumpu oleh kolom-kolom dalam jarak yang sama atau hampir sama.
b. Metode Rangka Ekuivalen (*Equivalent Frame Method*, EFM), dirumuskan dalam SNI 2847:2013 Pasal 13.7. Struktur Bangunan 3 dimensi dibagi-bagi menjadi beberapa rangka ekuivalen 2 dimensi, pembagian tersebut dilakukan dengan cara membuat potongan sepanjang garis tengah di antara dua kolom. Struktur rangka dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang.

Dalam hal analisis maka boleh diasumsikan bahwa pelat merupakan balok lebar dan pendek, yang bersama-sama dengan kolom di atas dan bawahnya membentuk suatu portal kaku.

1. Lajur kolom dan lajur tengah.

   Gambar 2.4 merupakan bagian dalam dari suatu pelat dua arah yang ditopang oleh kolom *A, B, C* dan *D*. Apabila pelat dibebani secara merata, maka pelat akan mengalami lendutan dalam dua arah dengan lendutan terbesar terjadi di tengah pelat. Pelat pada bagian lajur kolom akan mengalami momen negatif, sedangkan lajur yang terbentuk antara dua kolom yang didefinisikan sebagai daerah lajur tengah akan mengalami momen positif. Lebar lajur kolom ditentukan dalam SNI 2847:2013 Pasal 12.3.1, yang menyatakan bahwa lajur kolom adalah suatu lajur rencana dengan lebar pada masing-masing sisi sumbu kolom sebesar nilai yang terkecil antara $0{,}25l_1$ dan $0{,}25l_2$, termasuk balok di dalamnya jika ada.



Gambar 2.4: Lajur kolom dan lajur tengan (Setiawan, 2016).

Lebar lajur kolom ditentukan dalam SNI 2847:2013 Pasal 13.2.1, yang menyatakan bahwa lajur kolom adalah suatu lajur rencana dengan lebar pada masing-masing sumbu kolom sebesar nilai yang terkecil antara 0,25l_1 dan 0,*25*l_2, termasuk balok di dalamnya jika ada.

2. Ketebalan minimum pelat.

   SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3 menentukan ketebalan minimum pelat dua arah untuk mencegah terjadinya lendutan berlebih. Untuk mencegah lendutan yang lebih besar, maka ketebalan pelat dapat ditentukan menggunakan rumus empiris seperti pada Pers 2.1.

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \tag{2.1}$$

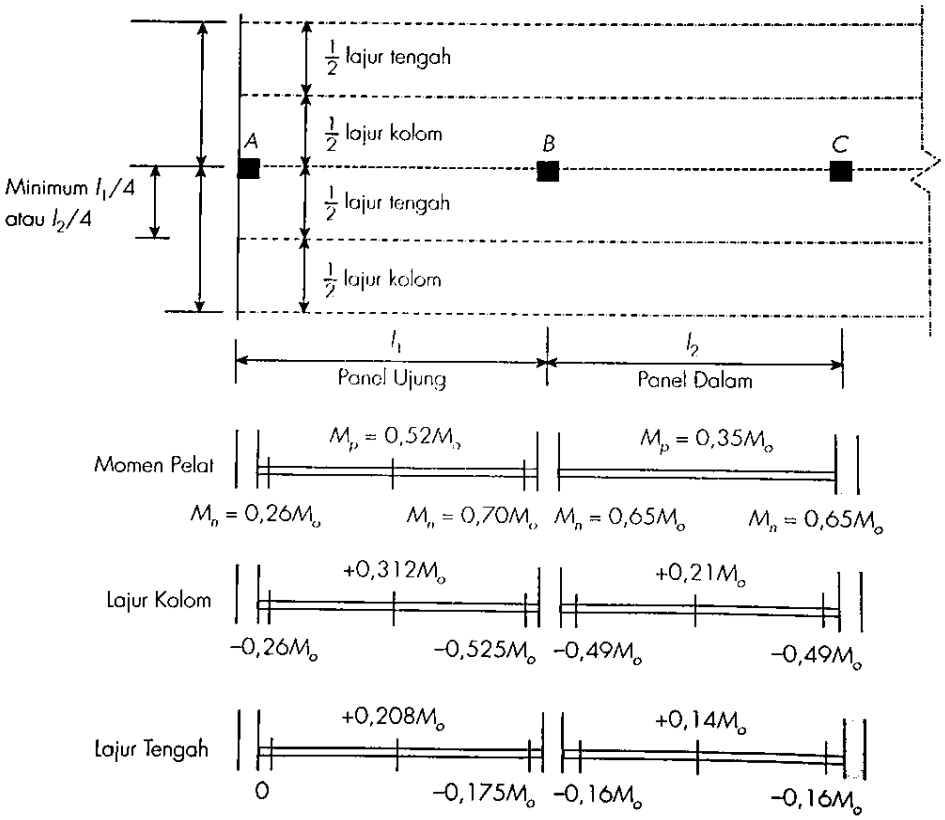
dimana:

l_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah.

β = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat dua arah.

Distribusi momen pada bentang ujung sangat dipengaruhi oleh jenis tumpuan ujung, apakah tak terkekang (pelat hanya ditumpu sederhana pada dinding batu atau

dinding beton) atau terkekang penuh (pelat dicor monolit dengan dinding beton bertulang yang kaku, sehingga hanya memungkinan terjadinya rotasi kecil). Distribusi momen pada pelat ujung ditunjukkan pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5: Distribusi momen pelat ke lajur kolom dan laur tengah (Setiawan, 2016).

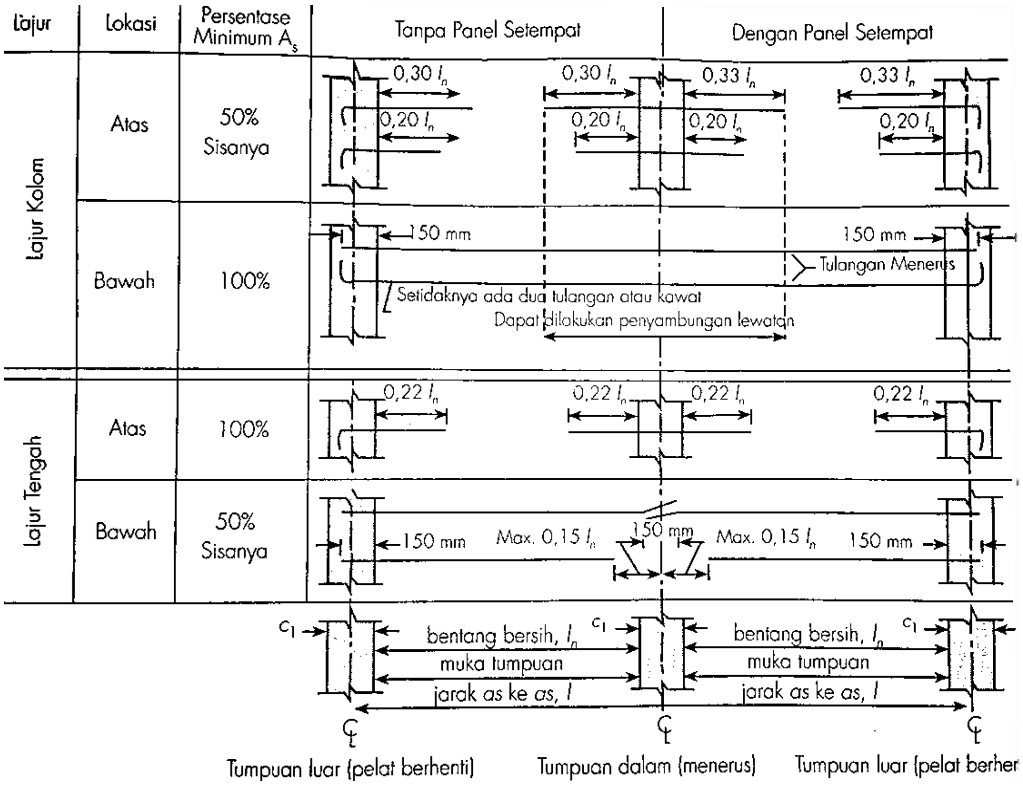
Setelah semua momen statik didistribusikan ke lajur tengah dan lajur kolom, maka luas tulangan lentur untuk setiap momen positif dan negatif dapat dihitung dengan menggunakan rumus pada Pers 2.2.

$$M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = R_u b d^2 \tag{2.2}$$

Setelah nilai R_u diperoleh, maka selanjutnya dapat dihitung rasio tulangan ρ, dengan menggunakan rumus pada Pers 2.3 atau dapat juga diperoleh menggunakan tabel apendiks.

$$R_u = \emptyset \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1{,}7 f'_c}\right) \tag{2.3}$$

Dengan nilai Ø = 0,90. Luas tulangan lentur yang dibutuhkan adalah $A_s = \rho bd$. Untuk menunjukkan panjang minimum tulangan serta detail penulangan pada pelat tanpa balok akan ditunjukkan pada Gambar 2.6. jarak antar tulangan tidak boleh melebihi batasan maksimum yang dipilih dari nilai terkecil antara 450 mm atau dua kali ketebalan pelat.



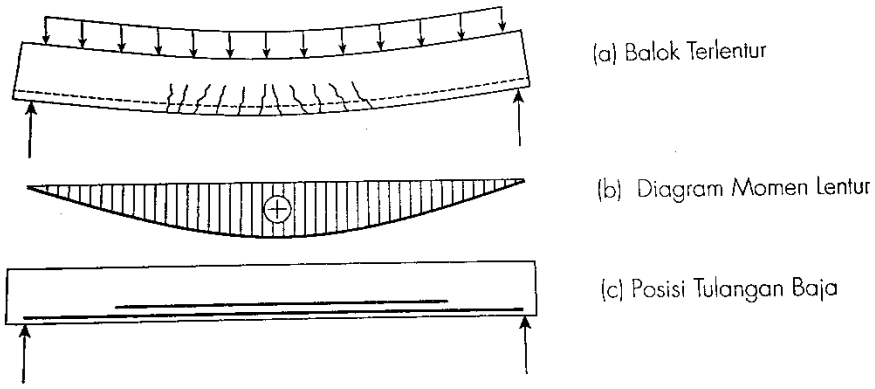
Gambar 2.6: Detail tulangan pada pelat tanpa balok (SNI 2847:2013).

2.3.2. Balok

Dalam mendesain komponen balok, perencana memiliki tugas dalam menentukan baik dalam hal jenis material, bentuk penampang hingga ukuran sehingga struktur tersebut dapat berfungsi sebagaimana mestinya dan dapan menahan segala beban-beban yang bekerja pada struktur selama umur rencananya.

2.3.2.1. Perilaku Balok Beton Bertulang

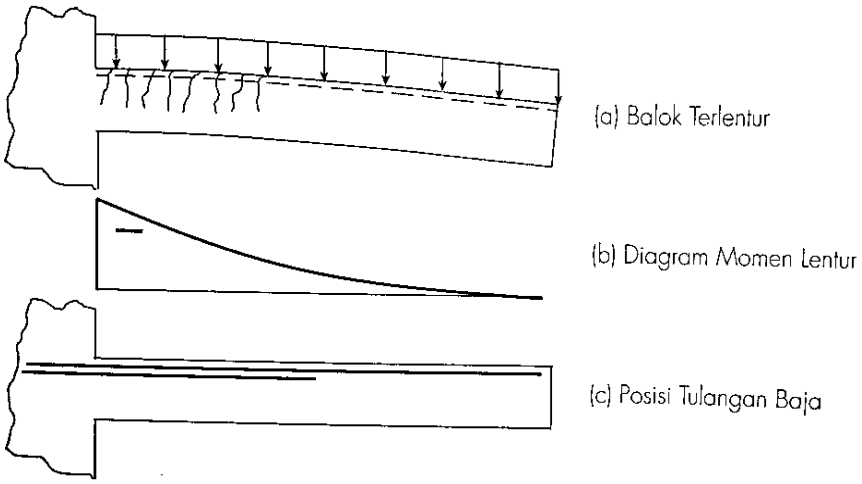
Balok beton polos pada umumnya tidak efisien digunakan sebagai komponen lentur karena kuat tariknya jauh lebih kecil daripada kuat tekannya. Hal tersebut dikarenakan balok beton polos tanpa tulangan akan mengalami kegagalan tarik pada tingkat beban yang rendah, jauh sebelum beton mencapai kuat tekannya. Untuk alasan inilah maka tulangan baja diperlukan yang diletakkan di bagian penampang yang mengalami tegangan tarik. Pada suatu balok beton bertulang, gaya tarik yang timbul akibat momen lentur akan ditahan oleh tulangan baja, sedangkan gaya tekan akan ditahan oleh beton itu sendiri. Perilaku tersebut dapat teradi dengan anggapan bahwa antara tulangan baja dan beton terdapat lekatan yang cukup untuk mencegah terjadinya slip antara tulangan baja dan beton. Suatu balok yang tertumpu sederhana memikul beban merata yang menimbulkan suatu lentur pada balok, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Balok beton tertumpu sederhana (Setiawan, 2016).

Karena momen lentur yang timbul adalah momen positif, maka pada posisi bawah balok akan timbul tegangan lentur tarik serta retak-retak minor. Tulangan memanjang dibutuhkan untuk memikul tegangan tarik dan harus diletakkan pada posisi di bawah bagian penampang balok seperti pada Gambar 2.7. Karena momen di tengah bentang lebih besar daripada di daerah sekitar tumpuan, maka di daerah tengah bentang dibutuhkan tulangan lebih banyak.

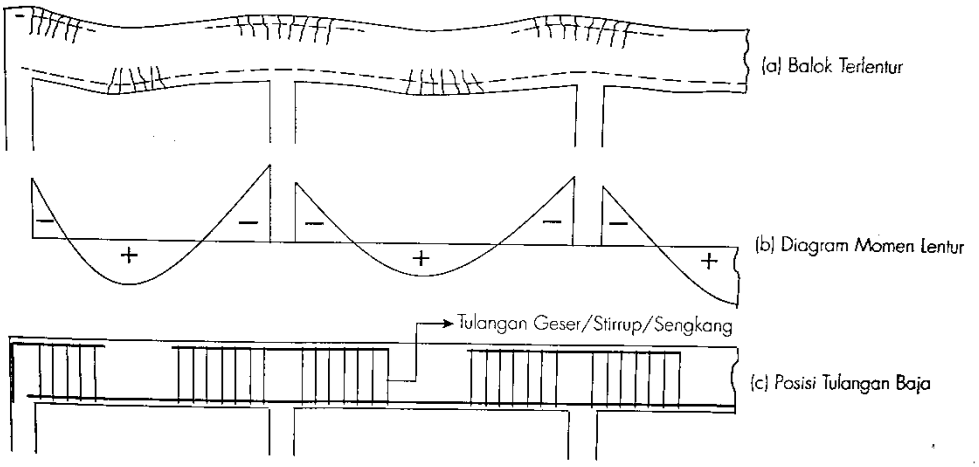
Pada sebuah balok kantilever yang memikul beban merata akan timbul momen negatif pada seluruh bentang balok. Balok akan melengkung ke sisi atas, sehingga tegangan lentur tarik dan retak akan muncul di sisi atas balok. Pada kasus ini tulangan baja diletakan di sisi sebelah atas balok seperti pada Gambar 2.8. Karena momen lentur negatif terbesar terjadi pada daerah tumpuan, maka pada daerah tumpuan diletakkan tulangan lebih banyak daripada daerah lainnya.



Gambar 2.8: Balok beton kantilever (Setiawan, 2016).

Balok beton bertulang berupa balok menerus di atas beberapa tumpuan yang memikul beban gravitasi. Dengan konsep yang sama seperti balok tertumpu sederhana dan balok kantilever, maka tulangan baja dibutuhkan pada sisi tarik dari balok. Atau dengan kata lain tulangan diletakkan di sisi atas balok pada daerah momen negatif (daerah tumpuan) dan diletakkan pada sisi bawah balok pada daerah momen positif (daerah tengah bentang) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.9.

Selain tulangan memanjang yang berfungsi untuk memikul momen lentur balok, hendaknya dipasang pula tulangan dalam arah transversal (sering disebut dengan istilah sengkang atau tulangan geser, atau dalam istilah asing disebut *stirrup*). Tulangan geser dipasang untuk memikul gaya geser yang terjadi pada balok. Selain itu tulangan geser juga dapat berfungsi untuk mengikat tulangan memanjang agar tidak bergeser dari posisinya pada saat pengecoran dimasa kontruksi.



Gambar 2.9: Balok beton menerus (Setiawan, 2016).

2.3.2.2. Spasi Tulangan dan Selimut Beton

Untuk menghindari korosi pada suatu tulangan baja maka diperlukan selimut beton. Selain menghindari korosi, selimut beton juga berfungsi untuk mencegah tulangan baja agar tidak terlepas dari penampang yang diakibatkan gaya tekan aksial. Dalam meletakkan tulangan baja juga harus diperhatikan agar jarak antar poros tulangan dalam satu lapis tidak kurang dari ukuran diameter tulangan (d_b), namun juga tidak kurang dari 25 mm. jika kebutuhan tulangan cukup banyak dan harus disusun lebih dari satu lapis, maka jarak tulangan dalam arah vertikal tidak boleh kurang dari 25 mm seperti yang tercantum pada SNI 2847:2013 Pasal 7.6.

Untuk menentukan jumlah tulangan serta posisi penempatan tulangan, maka perencana struktur harus memperhatikan lebar penampang balok yang digunakan serta ketebalan selimut beton. Dalam SNI 2847:2013 Pasal 7.7 disebutkan bahwa untuk penampang balok dan kolom dianjurkan mengambil selimut beton setebal minimal 40 mm, sedangkan untuk pelat yang berhubungan langsung dengan tanah dapat diambil selimut beton setebal 20 mm. Ukuran atau diameter tulangan geser (sengkang) juga turut menentukan lebar penampang balok, dalam uraian berikut diameter tulangan geser diambil sebesar 10 mm. Secara umum lebar minimum dari suatu penampang balok dapat dituliskan dalam Pers 2.4.

$$b_{min} = nd_b + (n - 1)s + 2d_s + 2p \tag{2.4}$$

dimana:

n = jumlah tulangan baa dalam satu lapis

d_b = diameter tulangan baja yang digunakan

d_s = diameter sengkang yang digunakan

s = jarak antar tulangan baja (diambil nilai terbesar antara d_b atau 25 mm)

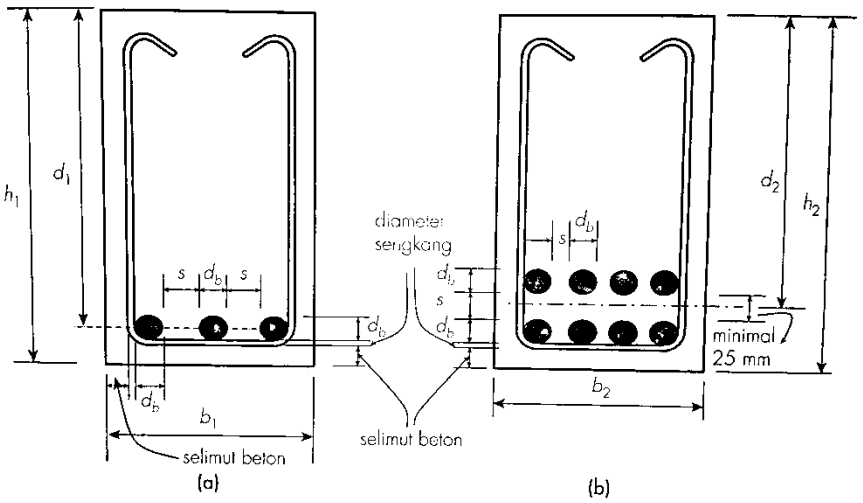
p = selimut beton

Selain lebar penampang, hal lain yang perlu diperhatikan daam perencanaan adalah tinggi penampang yang selanjutnya dapat diperoleh tinggi efektif (d) sebagaimana didefinisikan sebagai jarak dari serat tekan terluar penampang ke titik berat tulangan tarik.

Dengan memperhitungkan ketebalan selimut beton, ukuran diameter sengkang serta diameter tulangan tarik, maka tinggi minimum penampang balok dalam Gambar 2.10, dapat dihitung dengan menggunakan Pers 2.5 dan 2.6.

$$h_1 = d_1 + d_b/2 + d_s + p \tag{2.5}$$

$$h_2 = d_2 + s/2 + d_b + d_s + p \tag{2.6}$$



Gambar 2.10: Syarat jarak tulangan (Setiawan, 2016).

Kemudian dalam mendesain tulangan beton, beberapa hal harus diperhatikan termasuk persentase tulangan baja, ρ. Maka dari itu diturunkan rumus persamaan-persamaan seperti Pers. 2.7 dan 2.8.

$$\rho_b = 0{,}85 \times \beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \tag{2.7}$$

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0{,}003 + \frac{f_y}{E_s}}{0{,}009}\right)\rho_b \tag{2.8}$$

Untuk f_y = 400 MPa, maka ρ_{maks} = 0,625ρ_b. Nilai β dalam persamaan untuk ρ_b adalah 0,85 untuk nilai f'_c kurang dari atau sama dengan 28 MPa, dan berkurang sebesar 0,05 untuk tiap kenaikan mutu beton sebesar 7 MPa. Nilai ρ_b dan ρ_{maks} untuk berbagai nilai f'_c dan f_y ditunjukkan dalam Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Nilai ρ untuk berbagai mutu beton dan mutu baja. (Setiawan, 2016).

f'_c (MPa)	β_1	f_y (MPa)	ρ_b	ρ_{maks}	$R_{u\ maks}$
20	0,85	240	0,04301	0,02258	4,09962
		400	0,02168	0,01355	4,09962
25	0,85	240	0,05376	0,02822	5,12453
		400	0,02709	0,01693	5,12453
30	0,84	240	0,06342	0,03330	6,06535
		400	0,03197	0,01998	6,06535
35	0,80	240	0,07083	0,03719	6,82763
		400	0,03570	0,02231	6,82763
40	0,76	240	0,07734	0,04060	7,51338
		400	0,03898	0,02436	7,51338

Suatu balok beton penampang persegi yang didesain memiliki rasio tulangan sebesar ρ_{maks}. Dengan demikian proses desain balok beton bertulang adalah:

1. Hitung rasio tulangan seimbang, ρ_b, dan rasio tulangan maksimum, ρ_{maks}, dengan menggunakan Pers. 2.7 dan 2.8. Kemudian hitung $A_{s\ maks} = A_{s1} = \rho_{maks}bd$ (luas tulangan tunggal maksimum).

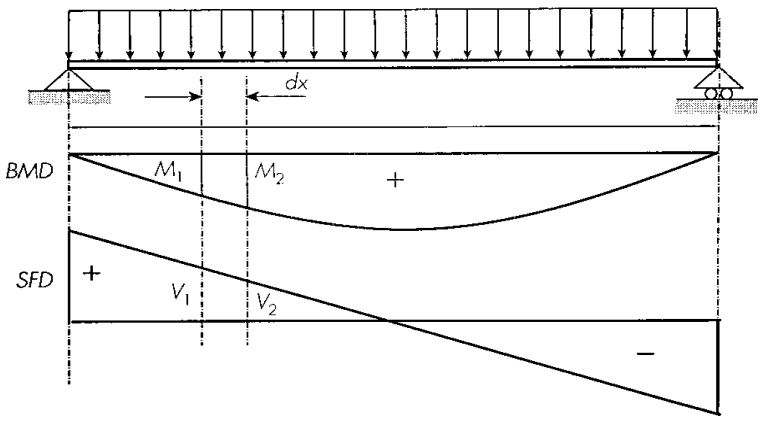
2. Hitung $R_{u\,maks}$ menggunakan ρ_{maks} (Ø = 0,90) dengan Pers. 2.2. Nilai $R_{u\,maks}$ juga dapat dilihat pada Tabel 2.4.
3. Hitung kuat momen rencana balok bertulangan tunggal, M_{u1} dengan menggunakan Pers. 2.3. Dan gunakan Pers. 2.9 untuk menghitung ρ, dan $A_s = \rho bd$.

$$\rho = \frac{0{,}85f'_c}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1{,}7\emptyset f'_c bd^2}}\right] = \frac{0{,}85f'_c}{f_y}\left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0{,}85f'_c}}\right] \qquad (2.9)$$

Nilai ρ juga dapat juga dilihat pada tabel apendiks.

2.3.2.3. Balok dengan Tulangan Geser

Apabila balok terdistribusi oleh beban baik beban terpusat maupun beban merata, maka akan muncul momen lentur dan gaya geser secara bersamaan seperti pada Gambar 2.11. Untuk dapat memikul beban tersebut dengan aman, maka balok harus didesain untuk menahan kedua macam gaya tersebut (momen lentur dan geser). Apabila tulangan geser tidak dipasang, maka kegagalan geser akan terjadi. Kegagalan geser ditandai dengan lendutan kecil, kurangnya daktalitas yang akan mengakibatkan keruntuhan struktur secara tiba-tiba. Desain terhadap lentur dilakukan terlebih dahulu untuk menentukan ukuran penampang balok serta kebutuhan tulangan utama dan tulangan lenturnya.

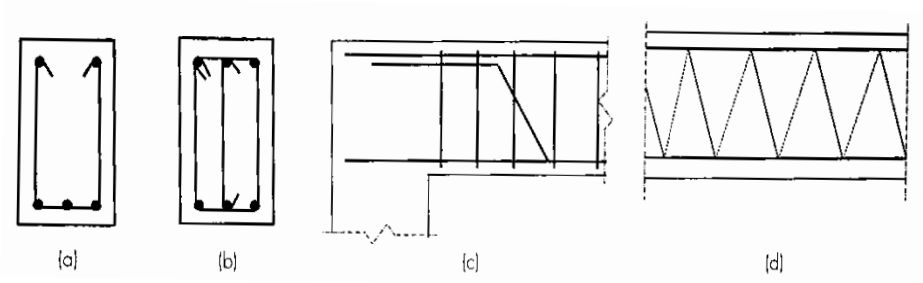


Gambar 2.11: Diagram momen lentur dan gaya lintang pada balok tertumpu sederhana (SNI 2847:2013).

Kuat geser balok beton bertulang akan bertambah dengan dipasangnya tulangan geser. Bila luas tulangan geser kecil, maka kegagalan yang terjadi diakibatkan oleh lelehnya tulangan geser. Sedangkan bila luas tulangan geser yang digunakan cukup besar, maka ada kemungkinan terjadinya kegagalan geser-tekan yang tidak bersifat daktail dan harus dihindari.

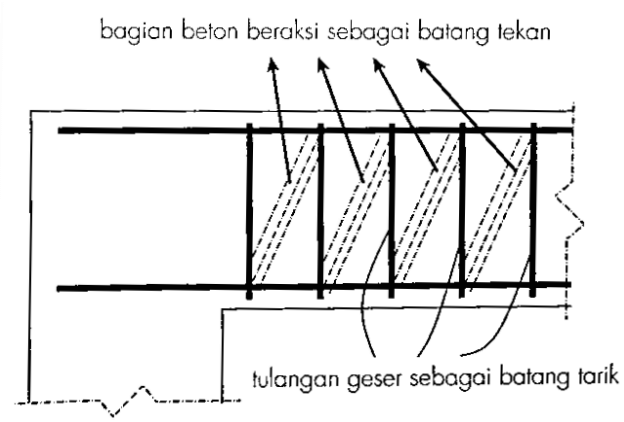
Dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.4.1.1 dan 11.4.1.2 disebutkan jenis-jenis tulangan geser yang dapat digunakan untuk balok non-prategang, yaitu:

1. Sengkang yang tegak lurus terhadap sumbu elemen struktur atau sengkang vertikal, sejauh ini tulangan geser jenis inilah yang paling banyak digunakan di lapangan. Sengkang dapat terdiri dari dua kaki tulangan atau lebih seperti ditunjukkan pada Gambar 2.12a dan b.
2. Jarring kawat baja las dengan kawat-kawat yang dipasang tegak lurus dengan sumbu aksial komponen struktur
3. Sengkang yang membentuk sudut 45° atau lebih terhadap tulangan tarik longitudinal. Kemiringan ini dimaksudkan agar sengkang memotong daerah yang potensial terbentuk retak diagonal. Sengkang miring ini sedikit sulit dalam pemasangannya terutama pada daerah dekat tumpuan dan jarang digunakan. Disamping itu untuk kemiringan yang kurang dari 45°, akan terjadi slip antara sengkang dan tulangan utama pada intensitas beban yang tinggi
4. Tulangan longitudinal dengan bagian yang ditekuk untuk mendapatkan sudut 30° atau lebih terhadap tulangan tarik memanjang. Jenis ini sudah jarang digunakan karena membutuhkan biaya tambahan untuk membengkokkan tulangannya.
5. Kombinasi dari spiral, sengkang ikat bundar (*circular ties*) atau persegi (*hoop*)



Gambar 2.12: Jenis-jenis tulangan geser (Setiawan, 2016).

Tulangan geser disusun dalam arah vertikal terhadap sumbu memanjang balok dengan jarak tertentu. Diameter yang digunakan biasanya tidak terlalu besar, umumnya digunakan tulangan dengan diameter 10 mm atau 13 mm.



Gambar 2.13: Analogi rangka batang pada balok beton dengan tulangan geser (Setiawan, 2016).

Gaya geser V_u yang dihasilkan oleh beban terfaktor harus kurang atau sama dengan kuat geser nominal dikalikan dengan faktor reduksi Ø, atau seperti pada Pers. 2.10.

$$V_u < \emptyset V_n = \emptyset(V_c + V_s) \tag{2.10}$$

Dengan besarnya faktor reduksi, Ø, untuk gaya geser adalah sebesar 0,75.

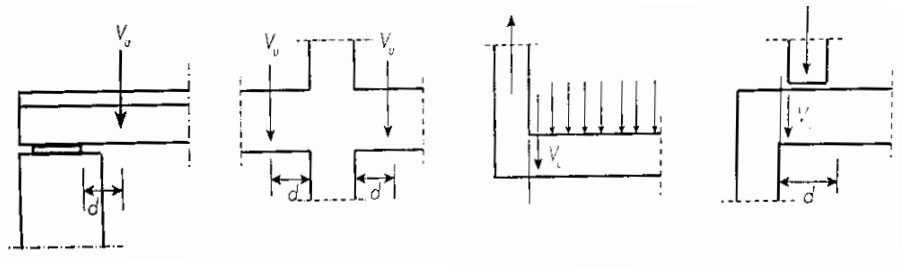
2.3.2.4. Persyaratan Desain Balok Terhadap Gaya Geser

Dalam perencanaan tulangan geser terdapat beberapa hal yang disyaratkan dalam perencanaan diantaranya adalah:

1. Penampang kritis untuk perhitungan gaya geser terfaktor

   SNI 2847:2013 Pasal 11.1.3.1 mengizinkan untuk mengambil penampang kritis guna perhitungan kuat geser nominal pada jarak *d* dari muka tumpuan. Lokasi penampang kritis ini diambil dengan syarat reaksi tumpuan dalam arah bekerjanya gaya geser, menimbulkan tekan pada daerah ujung komponen struktur, beban bekerja pada atau dekat permukaan atas komponen struktur dan

tidak ada beban terpusat bekerja diantara muka tumpuan dan lokasi penampang kritis.



Gambar 2.14: Lokasi penampang kritis untuk penentuan gaya geser terfaktor (Setiawan, 2016).

2. Luas minimum tulangan geser

   SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.1 menyebutkan bahwa pada suatu komponen struktur lentur (prategang atau non-prategang), harus disediakan tulangan geser minimum A_{vmin}, apabila V_u melebihi $0{,}5\emptyset V_c$, kecuali pada:

   a. Pelat dan pondasi telapak.
   b. Elemen dengan inti berlubang (*hollow-core*), dengan tinggi tanpa toping atas tidak lebih dari 300 mm, serta elemen inti berlubang dengan V_u tidak lebih dari $0{,}5\emptyset V_{cw}$.
   c. Konstruksi pelat rusuk (*joist*).
   d. Balok dengan tinggi *h* tidak lebih dari 250 mm.
   e. Balok yang menyatu dengan pelat, dengan *h* tidak lebih dari 600 mm, dan tidak lebih besar dari 2,5 kali tebal sayap atau 0,5 kali lebar badan balok.
   f. Balok yang terbuat dari beton normal dengan serat baja dan f'_c tidak lebih dari 40 MPa, *h* tidak lebih dari 600 mm, serta V_u tidak lebih besar dari $\emptyset 0{,}17\sqrt{f'_c}b_w d$.

   Apabila $0{,}062\sqrt{f'_c} = 0{,}035$, maka $f'_c = 31{,}87$ MPa. Hal ini berarti bahwa apabila $f'_c < 30$ MPa, maka luas tulangan geser minimum ditentukan oleh $A_{vmin} = 0{,}35 b_w s/f_{yt}$, sedangkan bila $f'_c > 30$ MPa, sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 luas tulangan geser minimum ditentukan dengan Pers 2.11.

$$A_{vmin} = 0{,}062\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_w s}{f_{yt}}\right) \geq \frac{0{,}35 b_w s}{f_{yt}} \quad (2.11)$$

3. Gaya geser maksimum yang dipikul tulangan geser

   Guna mencegah terjadinya keruntuhan geser-tekan (hancurnya beton akibat beban geser yang besar dan tegangan tekan pada daerah kritis di atas retak diagonal), SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.9 memberikan batasan untuk nilai V_s, yang tidak boleh diambil melebihi $0{,}66\sqrt{f'_c}b_w d$. jika nilai V_s yang terjadi melebihi batasan ini, maka ukuran penampang harus diperbesar.

4. Jarak maksimum tulangan geser

   SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5 mensyaratkan bahwa jarak maksimum antar tulangan sengkang vertikal tidak lebih daripada $d/2$ atau 600 mm, asalkan $V_s \leq 0{,}33\sqrt{f'_c}b_w d$. batasan ini diambil berdasarkan asumsi bahwa retak diagonal terjadi pada sudut 45° dan menjalar dalam arah horizontal sejarak d. sedangkan pada daerah gaya geser yang tinggi, sehingga V_s melebihi $0{,}33\sqrt{f'_c}b_w d$, jarak antar tulangan sengkang vertikal dibatasi tidak lebih dari $d/4$ atau 300 mm. batasan ini dilakukan agar retak diagonal memotong minimal 3 buah tulangan sengkang. Jika V_s melebihi $0{,}66\sqrt{f'_c}b_w d$, maka batasan jarak ini tidak berlaku lagi dan penampang beton harus diperbesar. Batasan dan jarak tulangan geser juga dapat ditentukan berdasarkan kebutuhan minimum tulangan geser, yaitu seperti pada Pers 2.12 dan 2.13.

   $$s_{maks} = \frac{A_v f_{yt}}{0{,}062\sqrt{f'_c}b_w}, \text{ untuk } f'_c \geq 30 \text{ MPa} \quad (2.12)$$

   $$s_{maks} = \frac{A_v f_{yt}}{0{,}35 b_w}, \text{ untuk } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \quad (2.13)$$

5. Kuat luluh tulangan geser

   Pada SNI 2847:2013 Pasal 11.4.2 mensyaratkan bahwa kuat luluh tulangan baja yang digunakan sebagai tulangan geser tidak lebih dari 420 MPa, dan tidak lebih dari 550 MPa untuk tulangan geser terbuat dari jaring kawat baja.

2.3.3. Kolom

Kolom merupakan salah satu komponen struktur vertikal yang secara khusus difungsikan untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur) dan memiliki rasio tinggi/panjang terhadap dimensi terkecilnya sebesar 3 atau lebih. Kolom memikul beban vertikal yang berasal dari pelat lantai atau atap dan juga balok yang kemudian menyalurkannya ke pondasi.

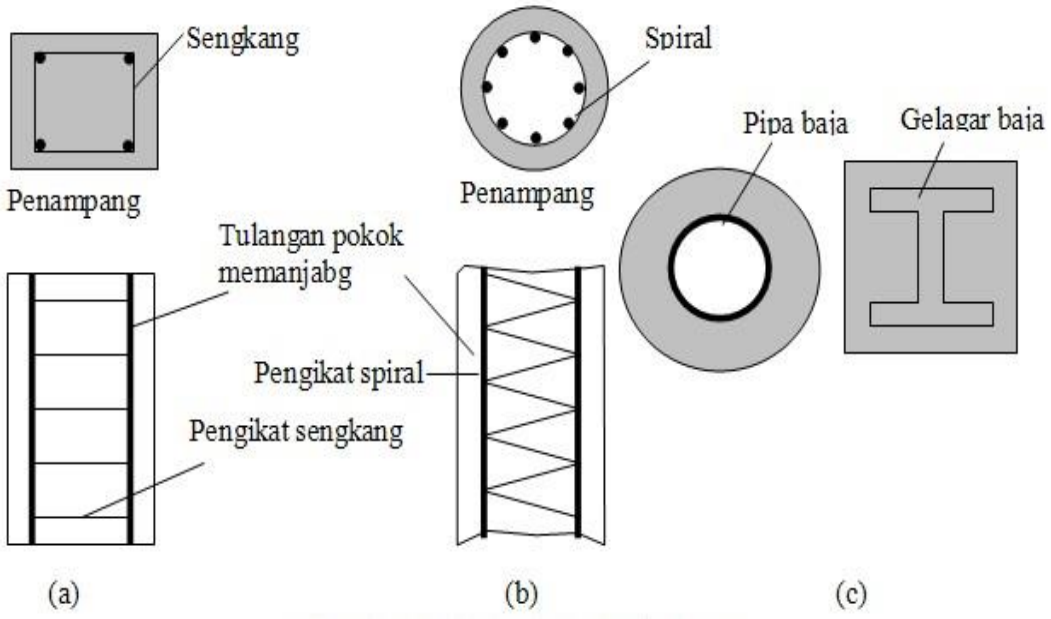
Secara umum kolom dapat diklasifikasikan menjadi beberapa kategori sebagai berikut:

1. Berdasarkan beban yang bekerja:
    a. Kolom dengan beban aksial dimana beban kolom dianggap bekerja melalui pusat penampang kolom.
    b. Kolom dengan beban eksentris dimana beban kolom bekerja sejarak *e* dari pusat penampang kolom.
    c. Kolom dengan beban biaksial dimana beban bekerja pada sembarang titik pada penampang kolom sehingga menimbulkan momen terhadap sumbu *x* dan sumbu *y* secara simultan.
2. Berdasarkan panjangnya
    a. Kolom pendek yaitu jenis kolom yang keruntuhannya diakibatkan oleh hancurnya beton atau uluhnya tulangan baja di bawah kapasitas ultimit dari kolom tersebut.
    b. Kolom panjang yaitu jenis kolom yang dalam perencanaannya harus memperhitungkan rasio kelangsingan dan efek tekuk, sehingga kapasitasnya berkurang dibandingkan kolom pendek.
3. Berdasarkan bentuk penampangnya kolom dapat berbentuk bujur sangkar, persegi panjang, lingkaran, bentuk L, segi delapan dan bentuk lainnya sesuai sisi yang mencukupi.
4. Berdasarkan jenis tulangan sengkang yang digunakan
    a. Kolom dengan sengkang persegi (dapat juga ditambahkan sengkang ikat/kait) yang mengikat tulangan memanjang/vertikal dari kolom, dan

disusun dengan jarak tertentu sepanjang tinggi kolom seperti terlihat pada Gambar 2.15a.

b. Kolom dengan sengkang spiral untuk mengikat tulangan memanjang dan meningkatkan daktilitas kolom seperti terlihat pada Gambar 2.15b.

5. Berdasarkan kekangan dalam arah lateral, kolom dapat menjadi bagian dari suatu portal yang dikekang terhadap goyangan ataupun juga dapan menjadi bagian dari suatu portal yang bergoyang.
6. Berdasarkan materialnya, kolom dapat berupa kolom beton bertulang biasa, kolom beton prategang, atau kolom komposit (terdiri dari beton atau profil baja) seperti terlihat pada Gambar 2.15c.



Gambar 2.15: Jenis-jenis kolom (Setiawan, 2016).

2.3.3.1. Perilaku Kolom dengan Beban Aksial

Kolom dengan sengkang persegi dan sengkang spiral menunjukkan prilaku yang sedikit berbeda pada saat terjadi keruntuhan. Pada kolom dengan sengkang persegi, pada saat beban ultimit tercapai selimut beton akan pecah dan mengelupas. Peristiwa ini akan mengakibatkan tertekuknya tulangan memanjang kolom ke arah luar dari

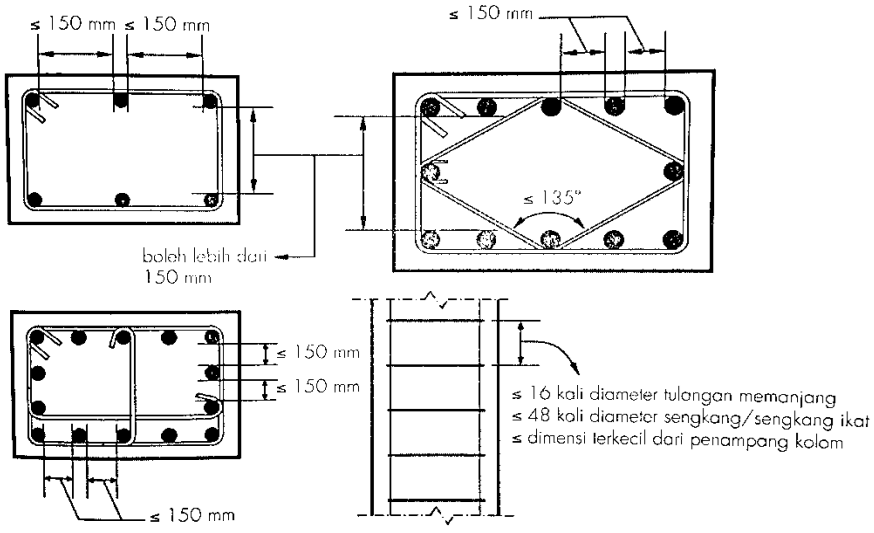
penampang kolom apabila tidak disediakan tulangan sengkang pada jarak yang cukup rapat.

Sedangkan pada kolom dengan sengkang spiral akan menunjukan prilaku daktail. Pada saat beban ultimit tercapai, seperti halnya pada sengkang persegi, selimut beton juga akan mengelupas dan pecah, namun inti beton akan tetap berdiri. Apabila jarak lilitan sengkang dibuat cukup rapat, maka kolom ini masih akan mampu memikul beban tambahan yang cukup besar di atass beban yang menimbulkan pecah pada selimut beton.

2.3.3.2. Persyaratan untuk Kolom

SNI 2847:2013 memberikan banyak batasan untuk dimensi, tulangan, kekangan lateral dan beberapa hal lain yang berhubungan dengan kolom beton. Pasal 7.10.4 menyatakan bahwa sengkang spiral harus memiliki diameter minimum 10 mm dan jarak bersihnya tidak lebih dari 75 mm, namun tidak kurang dari 25 mm untuk penyambungan batang spiral ulir tanpa lapisan dapat digunakan sambungan lewatan sepanjang $48d_b$ atau tidak kurang dari 300 mm. Sedangkan sengkang spiral polos diambil sepanjang $72d_b$ atau 300 mm.

Persyaratan kolom persegi maupun persegi panjang dapat dilihat seperti pada Gambar 2.16.



Gambar 2.16: Persyaratan *detailing* kolom (Setiawan, 2016).

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 7.10.5.1, tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk mengikat tulangan memanjang dengan diameter 32 mm atau kurang, sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter di atas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.

2.3.3.3. Persamaan Desain Kolom dengan Beban Aksial

Kuat nominal untuk suatu kolom yang dibebani oleh beban aksial dapat dituliskan dengan Pers. 2.14.

$$P_0 = 0{,}85f'_cA_g + A_{st}\left(f_y - 0{,}85f'_c\right) \tag{2.14}$$

Karena kolom yang vertikal sempurna jarang dijumpai dalam praktek nyata, serta dengan mengasumsikan adanya sedikit eksentrisitas, maka P_0 harus direduksi. Dalam SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6 dinyatakan oleh Pers. 2.15 untuk kolom sengkang persegi dan Pers. 2.16 untuk kolom sengkang spiral.

$$\emptyset P_n = \emptyset(0{,}80)\left[0{,}85f'_cA_g + A_{st}\left(f_y - 0{,}85f'_c\right)\right] \tag{2.15}$$

$$\emptyset P_n = \emptyset(0{,}85)\left[0{,}85f'_cA_g + A_{st}\left(f_y - 0{,}85f'_c\right)\right] \tag{2.16}$$

Dengan:

Ø = 0,65 untuk sengkang persegi
= 0,75 untuk sengkang spiral

A_g = luas total penampang kolom

A_{st} = luas total tulangan tekan memanjang

Secara praktis pada praktek di lapangan dapat digunakan rasio tulangan memanjang, ρ_g, sebesar 1% hingga maksimum 8% terhadap luas penampang kolom beton.

2.4. Standar Perencanaan

Proses perencanaan dan kontruksi struktur bangunan pada umumnya diatur oleh suatu aturan tertentu, sesuai dengan lokasi struktur tersebut berada. Pada umumnya tiap negara memiliki aturan masing-masing. Amerika Serikat memiliki standar

perencanaan yaitu *International Building Code* (IBC) yang selalu diperbaharui setiap 3 tahun. Sedangkan peraturan desain yang lebbih spesifik untuk beton bertulang diatur dalam *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-11). Di Indonesia sendiri peraturan desain struktur beton diatur dalam SNI 2847:2013 "Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung", yang disusun dengan mengacu pada aturan ACI. Konsep perencanaan yang dianut oleh SNI adalah berbasis kekuatan, atau yang lebih dikenal sebaga metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Dengan menggunakan konsep ini, maka persyaratan dasar yang harus dipenuhi dalam desain adalah dimana kuat rencana harus lebih besar atau sama dengan kuat perlu seperti pada yang ditunjukkan Pers 2.17.

$$Ø \text{ (Kuat Nominal)} \geq U \tag{2.17}$$

Kuat nominal menggambarkan tingkat kekuatan elemen struktur yang dapat dihitung dengan metode-metode konservatif yang telah distandarkan dalam peraturan, sedangkan kuat perlu U dihitung dengan mempertimbangkan *factor* beban sesuai jenis beban yang bersangkutan, seperti beban mati D, beban hidup L, beban angin W, atau beban gempa E.

2.5. Konfigurasi Bangunan

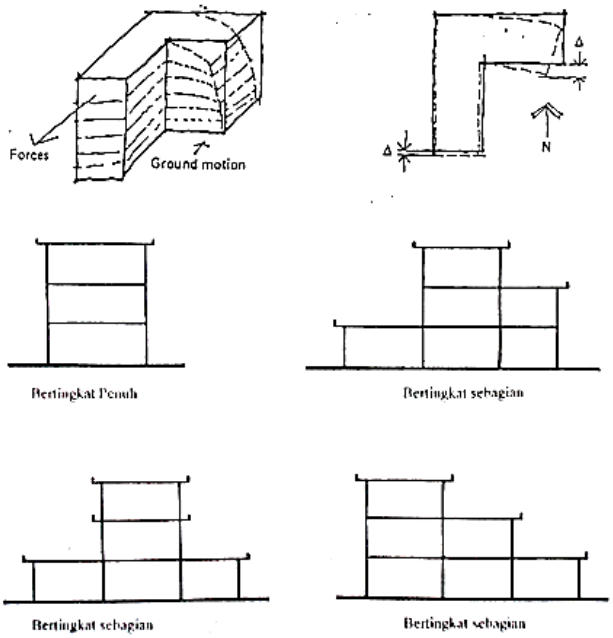
Konfigurasi bangunan pada hakikatnya adalah sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan, serta macam dan penempatan bagian pengisi atau nonstruktural *element.* Dalam merancang bangunan tahan gempa, ada tiga hal penting yang harus dilakukan:

a. Tersusun dengan baik
b. Dirancang dengan baik
c. Dibangun dengan baik

Ketiga unsur diatas sangatlah penting, apabila susunan maupun bentuk bangunan tidak tepat, maka kinerja struktur bangunan menjadi tidak stabil. Oleh karna itu bangunan dalam bentuk simetris lebih dianjurkan. Akan tetapi, dilihat dari konsep arsitektural, bangunan dengan beragam bentuk meningkatkan daya tarik

tersendiri, mulai dari bentuk leter U, L, H, O dan lain sebagainya membuat bangunan terlihat lebih menawan dan elegan, sebagaimana tampak pada Gambar 2.17.

Bangunan tidak beraturan dengan bentuk leter L dan bertingkat sebagian merupakan pilihan yang atraktif bagi arsitek karena memiliki nilai estetika yang lebih dibandingkan bangunan beraturan.



Gambar 2.17: Bangunan ketidakberaturan vertikal dan horizontal.

Secara rinci jenis konfigurasi bangunan yang berhubungan dengan bentuk/bangun, ukuran dan proporsi bangunan terdiri dari:

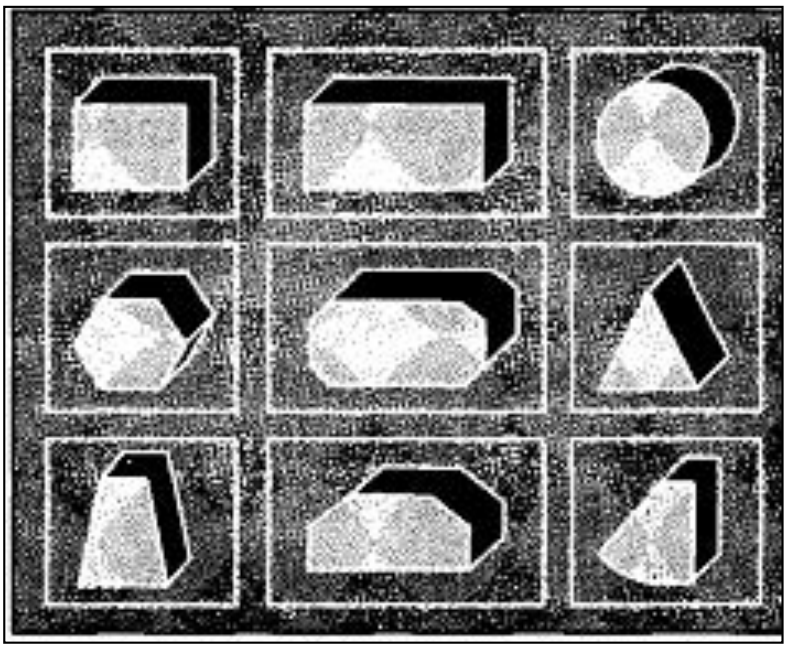
1. Berdasarkan bangun bangunannya, terdiri dari:
   - Bangunan beraturan (*regular building*)
   - Bangunan tidak beraturan (*irregular building*)
2. Berdasarkan ukuran bangunannya, terdari dari:
   - Ukuran horizontal
   - Ukuran vertikal
3. Berdasarkan macam struktur utamanya, terdiri dari:
   - Portal/Rangka pemikul momen
   - Portal dengan *bracing*

- Kombinasi portal dengan *structural wall*
- *Structural wall*
- *Tube building*

4. Berdasarkan bahan/material, terdiri dari
   - Bangunan beton bertulang
   - Bangunan baja

2.5.1. Bangungan Beraturan (*Regular Building*)

Menurut Pawirodikromo (2012), bangunan beraturan adalah bangunan yang umumnya hanya mempunyai satu massa/gatra dengan denah bangunan sederhana dan simetri baik simetri 1-arah maupun 2-arah. Simetri adalah apabila bagian-bagian gatra/blok yang berada di kiri dan kanan atau di atas dan di bawah sumbu-sumbu koordinat mempunyai bangunan, ukuran dan proporsi yang sama. Pada umumnya bangunan dengan model seperti ini lebih dianjurkan karena memiliki faktor keamanan yang lebih baik daripada bangunan tidakberaturan terhadap perilaku struktur. Contoh bangunan beraturan dapat dilihat pada Gambar 2.18.



Gambar 2.18: Denah bangunan sederhana dan simetri (Pawirodikromo, 2012).

Menurut kajian yang telah dilakukan sejak lama oleh para ahli menunjukkan bahwa konfigurasi yang simetri dan sederhana ternyata mempunyai perilaku/ ketahanan yang lebih baik terhadap beban gempa.

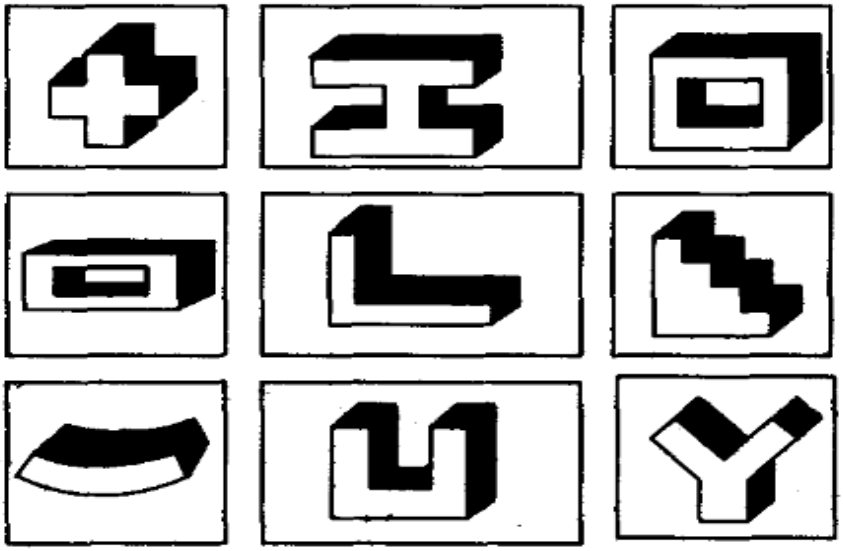
Terdapat beberapa alasan mengapa perilaku bangunan *regular*/sederhana lebih baik daripada bangunan komplek, antara lain sebagai berikut:

1. Jenis struktur utama cenderung sama/*regular*.
2. Jarak antar struktur utama cenderung sama/*regular*.
3. Kekakuan struktur cenderung terdistribusi secara merata.
4. Massa cenderung terdistribusi secara merata.
5. Respons struktur cenderung *regular*, karena tidak ada torsi.
6. Secara keseluruhan perilaku struktur cenderung sederhana, *regular* dan mudah untuk dimengerti.

2.5.2. Bangunan Tidak Beraturan (*Irregular Building*)

Bangunan tidak beraturan adalah bangunan yang umumnya mempunyai lebih dari 1-massa/gatra/blok dengan denah tidak sederhana walaupun masih simetri baik simetri 2-arah maupun 1-arah (Pawirodikromo, 2012).

Walaupun denah bangunan sederhana dan simetri telah diketahui mempunyai perilaku yang baik akibat beban gempa, tetapi pada kenyataannya masih banyak bangunan tidak *regular* yang tetap dibangun. Hal ini terjadi karena beberapa alasan misalnya karena tempat (misalnya dipojok jalan), alasan arsitektural, ataupun karena alasan yang belum dimengerti. Bangunan-bangunan yang komplek misalnya bangunan yang mempunyai denah huruf L, T, I, Z, H ataupun kombinasi dari diantaranya, berhubungan satu sama lain tanpa ada pemisah. Contoh bangunan tidak beraturan adalah seperti yang tampak pada Gambar 2.19. Namun pada peraturan SNI 2847:2013 menyatakan bahwa tidak ada bangunan baik yang simetris maupun berbentuk unik masuk dalam kategori bangunan tidak beraturan ataupun tidak. Ketidakberaturan hanyalah standar pengecekan yang apabila struktur memiliki kriteria ketidakberaturan yang telah ditetapkan, maka struktur akan dinyatakan sebagai gedung tidak beraturan meskipun gedung memiliki bentuk yang simetris.



Gambar 2.19: Bangunan tidak beraturan (Pawirodikromo, 2012).

2.6. Sistem Struktur

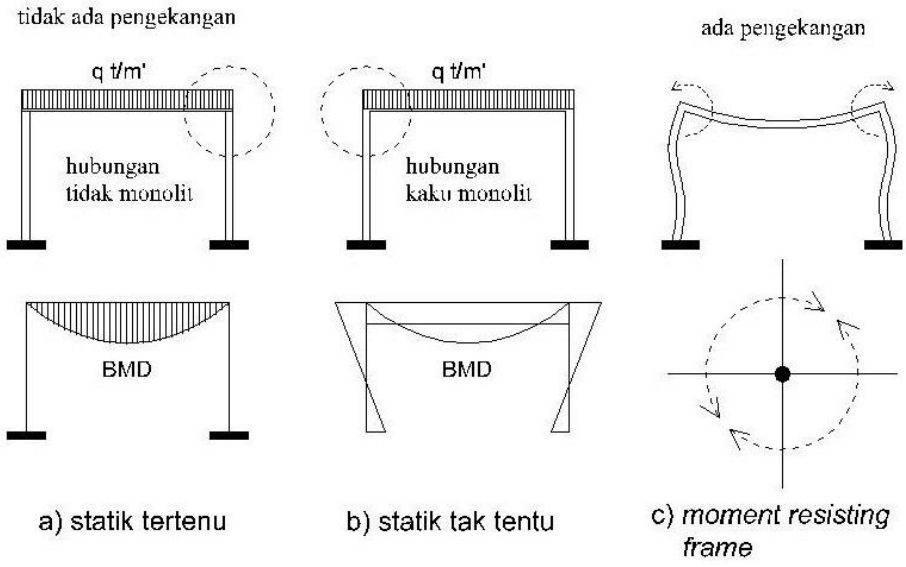
Sistem struktur utama bangunan adalah suatu portal rangka pokok dari bangunan itu sendiri. Sebagai kerangka pokok, maka struktur bangunan mempunyai fungsi utama meneruskan beban baik beban gravitasi maupun beban sementara ke sistem pendukung akhir yaitu tanah dasar. Struktur bangunan, baik beton, baja, mapun kayu sangat baik dalam menahan beban gravitasi, namun perlu di desain secara khusus kalau harus menahan beban yang arahnya horizontal. Beban horizontal yang dimaksud dapat diakibatkan oleh beban angin maupun beban gempa. Dibeberapa tempat terutama pada daerah gempa yang aktifitasnya tinggi, beban horizontal itu justru menentukan pada proses desain. Pada kondisi seperti ini struktur utama bangunan lebih banyak dimaksudkan untuk menahan beban horizontal dari pada hanya menahan beban gravitasi. Oleh karena itu struktur utama bangunan kadang-kadang juga disebut sistem struktur penahan beban horizontal atau *latheral load resisting system.*

Untuk bangunan–bangunan yang tinggi sudah banyak menggunakan sistem tabung/*tube*. Sebagaimana diketahui bahwa sistem struktur ini ingin meniru prilaku tabung yang sangat kuat terhadap puntir dan dapat direkayasa untuk kuat terhadap

momen. Ciri-cirinya adalah adanya struktur tepi yang rapat untuk mendekatkan pada sifat kaku seperti pada tabung. Untuk meningkatkan kekakuan dan kemampuannya terhadap momen, maka struktur tabung besar terdiri atas tabung-tabung penyusun kecil (Pawirodikromo, 2012).

2.6.1. Struktur Portal

Menurut Pawirodikromo (2012), struktur portal merupakan hubungan antara balok dan kolom saling sambung menyambung sedemikian rupa, sehingga membuat bangunan *grids* atau membentuk suatu portal bertingkat. Suatu hal yang sangat penting yang harus diperhatikan pada struktur portal adalah titik kumpul atau titik *joint* yaitu sambungan antar balok-balok dan kolom-kolom harus kaku monolit, sebagaiman ditunjukkan oleh Gambar 2.20 (b). Sebagaimana asumsi yang umum dipakai didalam elastik maupun inelastik analisis struktur bahwa titik *joint* tersebut dapat saja berotasi tetapi antara balok dan kolom tetap siku-siku. Hal ini mengandung pengertian bahwa *joint* harus tetap kaku, siku-siku dan tetap elastik artinya tidak boleh terjadi deformasi inelastik. Walaupun *joint* dapat berotasi tetapi karena *joint* sangat kaku maka akan dapat pengekangan atau perlawanan (*constrain)* pada *joint* seperti yang tampak pada Gambar 2.20 (c).



Gambar 2.20: Perilaku portal yang terkekang (Pawirodikromo, 2012).

Oleh karena itu *frame* yang mempunyai join penahan moment disebut *Momen Resisting Frame* (MRF). Adanya pengekangan adalah sifat-sifat dari struktur statis tak tentu. Dengan asumsi seperti itu maka rotasi *joint* hanya semata-mata karena beban luar atau goyangan akibat beban gempa dan bukan akibat deformasi inelastik pada *joint* itu sendiri. Struktur yang memenuhi dapat memenuhi sifat-sifat itu (*joint* kaku) utamanya adalah struktur beton bertulang cor di tempat (*case in place*).

2.7. Sistem Struktur Bangunan

Pada dasarnya setiap sistem struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi yang cukup rumit. Fungsi utama dari sistem struktur terutama untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui fondasi. Beban yang bekerja pada bangunan terdiri dari beban vertikal, horizontal, perbedaan temperatur, getaran, dan sebagainya.

Sistem struktur dalam proses perancangannya selalu dihadapi oleh beberapa kendala, yaitu persyaratan arsitektural, sistem mekanikal dan elektrikal, metode konstruksi dan aspek ekonomi. Dalam berbagai sistem struktur baik menggunakan bahan beton bertulang, baja maupun komposit, selalu ada komponen sub sistem yang dapat dikelompokkan dalam sistem yang digunakan untuk menahan gaya gravitasi dan sistem untuk menahan gaya lateral.

2.7.1. Sistem Penahan Gaya Gravitasi

Beban gravitasi merupakan beban yang berasal dari beban mati struktur dan beban hidup yang besarnya disesuaikan dengan fungsi bangunan. Struktur lantai yang merupakan bagian terbesar dari struktur bangunan, sehingga pemilihannya perlu dipertimbangkan secara seksama, diantaranya:

a. Pertimbangan terhadap berat sendiri lantai, makin ringan beban lantai makin berkurang dimensi kolom dan fondasi serta makin dimungkinkan menggunakan bentang yang lebih besar.
b. Kapasitas lantai untuk memikul beban pada saat pekerjaan konstruksi.

c. Dapat menyediakan tempat/ruang bagi saluran utilitas yang diperlukan.
d. Memenuhi Persyaratan bagi ketahanan terhadap api.
e. Memungkinkan bagi kesinambungan pekerjaan konstruksi, jika pelaksanaan pembangunannya membutuhkan waktu yang panjang.
f. Dapat mengurangi penggunaan alat bantu pekerjaan dalam pembuatan pelat lantai (perancah – *steiger*).

Sistem struktur lantai biasanya merupakan kombinasi dari pelat dengan balok induk (*girder*) atau anak balok (*beams*) atau rusuk (*ribs* atau *joists*), yang ketebalannya tergantung pada bentang, beban dan kondisi tumpuannya.

2.7.2. Sistem Penahan Gaya Lateral

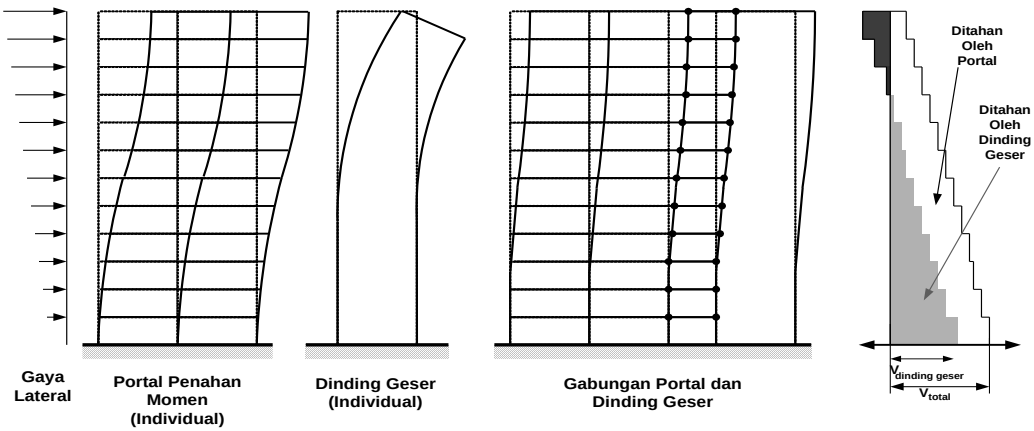
Hal yang penting pada struktur bangunan tinggi adalah stabilitas dan kemampuannya untuk menahan gaya lateral, baik yang disebabkan oleh angin atau gempa bumi. Beban angin lebih terkait pada dimensi ketinggian bangunan, sedang beban gempa lebih terkait pada massa bangunan.

Kolom pada bangunan tinggi perlu diperkokoh dengan sistem pengaku untuk dapat menahan gaya lateral, agar deformasi yang terjadi akibat gaya horizontal tidak melampaui ketentuan yang disyaratkan (*P-Δ Effect*). Pengaku gaya lateral yang lazim digunakan adalah portal penahan momen, dinding geser atau rangka pengaku. Portal penahan momen terdiri dari komponen (sub-sistem) horizontal berupa balok dan komponen (sub-sistem) vertikal berupa kolom yang dihubungkan secara kaku (*rigid joints*). Kekauan portal tergantung pada dimensi balok dan kolom, serta proporsional terhadap jarak lantai ke lantai dan jarak kolom ke kolom.

Rangka pengaku (*braced frame*) terdiri dari balok dan kolom yang ditambahkan pengaku diagonal. Adanya pengaku diagonal ini akan berpengaruh pada fleksibilitas perpanjangan/perpendekan lantai di mana pengaku tersebut ditempatkan. Rangka pengaku banyak digunakan pada bangunan tinggi yang menggunakan struktur baja. Jenis rangka pengaku yang sering digunakan, diantaranya adalah pengaku diagonal tunggal/ganda, pengaku K (horizontal/vertikal), atau rangka pengaku eksentris.

Sedangkan dinding geser (*shearwall*) didefinisikan sebagai komponen struktur vertikal yang relatif sangat kaku. Dinding geser pada umumnya hanya boleh mempunyai bukaan sedikit (sekitar 5%) agar tidak mengurangi kekakuannya. Fungsi dinding geser berubah menjadi dinding penahan beban (*bearing wall*), jika dinding geser menerima beban tegak lurus dinding geser.

Pada bangunan tinggi sering digunakan gabungan antara portal penahan momen dengan dinding geser, terutama pada bangunan tinggi yang dibangun di daerah yang terkena pengaruh gempa bumi. Penggabungan antara portal dan dinding geser, terutama bagi bangunan tinggi dengan struktur beton. Hal ini dapat memberikan hasil yang baik untuk memperoleh kekenyalan/daktilitas (*ductility*) dan kekakuan sistem struktur seperti Gambar 2.21.



Gambar 2.21: Sistem struktur penahan gaya lateral (Marques, 2014).

Dinding geser dapat menahan momen dan gaya lateral akibat gempa. Penempatan dinding geser dapat dilakukan pada sisi luar bangunan atau pada pusat bangunan. Dinding geser yang ditempatkan pada bagian dalam bangunan biasa disebut dengan inti struktural (*structural cored*).

2.7.2.1. Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah suatu sistem struktur yang didesain dan diberi detailing yang cukup guna menahan beban gempa

bumi. Sistem ini pun memiliki kriteria-kriteria yang dimiliki oleh setiap komponen struktur.

2.7.2.1.1 Komponen Lentur pada SRPMK

Komponen lentur (balok) bagian dari SRPMK harus memenuhi kriteria yang diterapkan di dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1.1 hingga 21.5.1.4 sebagai berikut:

a. Syarat dimensi penampang (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1)
   - Gaya tekan aksial terfaktor $P_{u,}$ tidak lebih dari $A_g f'_c/10$. ($Pu \leq A_g f'_c/10$)
   - Panjang bentang bersih l_n, harus lebih besar daripada 4 kali tinggi efektif. ($l_n \geq 4d$)
   - Lebar penampang b_w, tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang namun tidak boleh diambil kurang dari 259 mm. ($b_w \geq 0{,}3h$ atau 250 mm)
   - Lebar penampang b_w, tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau ¾ kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen lentur.

b. Persyaratan tulangan lentur (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2)

   Jumlah tulangan lentur baik di sebelah atas maupun di sebelah bawah penampang (A_s) tidak boleh kurang dari Pers. 2.18.

$$\frac{0{,}25\sqrt{f'_c}}{f_y} bw \times d \; ; \; \frac{1{,}4}{f_y} \; b_w \times d \leq \; A_s \qquad (2.18)$$

   Sedikitnya harus disediakan dua buah tulangan menerus, baik di sisi atas maupun di sisi bawah penampang.

c. Persyaratan tulangan transversal (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3)
   - Sengkang tertutup harus disediakan pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur pada muka tumpuan pada kedua ujung komponen struktur lentur. Selain itu sengkang tertutup juga harus dipasang di sepangjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang pada tempat yang diharapkan dapat terjadi leleh lentur.
   - Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil

antara tinggi efektif dibagi 4 (d/4), 6 kali diameter tulangan memanjang terkecil ($6d_b$) atau 150 mm.

- Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari d/2 di sepanjang bentang komponen struktur lentur.

2.7.2.1.2. Komponen Pemikul Lentur dan Gaya Aksial pada SRPMK

Komponen struktur yang memikul lentur dan gaya aksial (kolom) yang diakibatkan oleh beban gempa bumi serta beban aksial terfaktor yang bekerja melebihi $A_g f'_c/10$, harus memenuhi syarat ukuran penampang sebagai berikut:

1. Persyaratan umum (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1)
   - Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm.
   - Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.
2. Persyaratan tulangan lentur (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2)

   Kuat lentur dari suatu kolom harus memenuhi persyaratan pada Pers. 2.19.

$$\sum M_{mc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \tag{2.19}$$

   dengan:

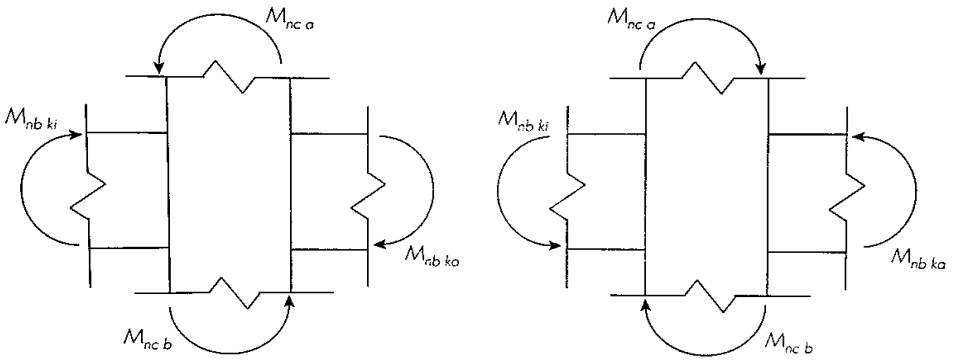
   $\sum M_{nc} =$ jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK). Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang sesuai dengan arah gaya-gaya latheral yang ditinjau yang menghasilkan nilai kuat lentur yang kecil.

   $\sum M_{nb} =$ jumlah kuat lentur nominal balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK).

   Pendekatan ini sering dikenal sebagai konsep kolom kuat – balok lemah (*strong column – weak beam*). Dengan menggunakan konsep ini diharapkan bahwa kolom tidak mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok (Gambar 2.22). Tulangan lentur harus dipilih sedemikian sehingga persyaratan tulangan

terpenuhi. Sedangkan rasio tulangan harus dipilih sehingga terpenuhi syarat Pers. 2.20.

$$0{,}01 \leq \rho_g \leq 0{,}06 \qquad (2.20)$$



$(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 6/5\ (M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$

Gambar 2.22: Konsep kolom kuat – balok lemah (*strong column – weak beam*).

3. Persyaratan tulangan transversal (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4)

   Kolom harus didetailkan dengan baik untuk menghasilkan tingkat daktilitas yang cukup, terutama pada saat mulai terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa. Pada daerah sendi plastis kolom (daerah sempanjan l_o dari muka hubungan balok-kolom, di kedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencukupi. Panjang l_o daerah sendi plastis kolom, diambil tidak kurang dari:

   - Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang memiliki potensi terjadi leleh lentur.
   - 1/6 dari bentang bersih komponen lentur.
   - 450 mm

2.8. Teori Gempa

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi (permukaan tanah) akibat pelepasan energi dari dalam secara tiba-tiba yang

menciptakan gelombang seismik. Energi yang dilepaskan tersebut merambat melalui tanah dalam bentuk getaran. Gelombang getaran yang sampai ke permukaan bumi disebut gempa bumi. Menurut Budiono dan Supriatna (2011), secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa bumi vulkanik

   Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa bumi.

2. Gempa bumi tektonik

   Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang-gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi atau kerak bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lainnya seperti tsunami.

3. Gempa bumi runtuhan

   Gempa bumi yang disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

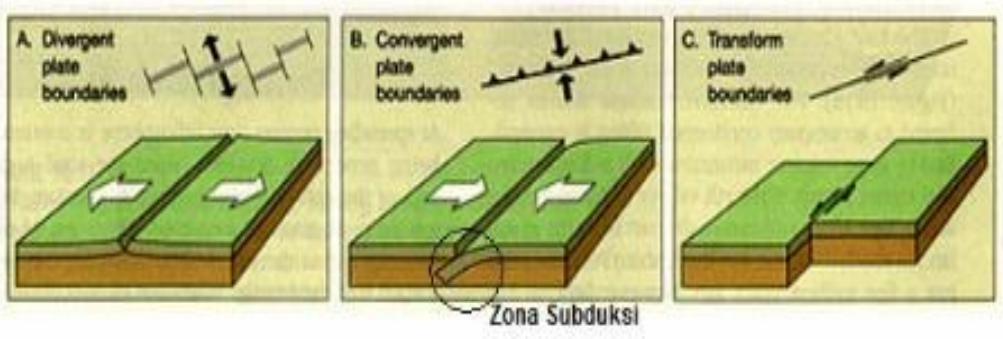
4. Gempa bumi buatan

   Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.

2.8.1. Mekanisme Gempa Bumi

Gempa bumi tektonik lebih sering terjadi dibandingkan semua jenis gempa lainnya. Gempa bumi ini disebabkan oleh pergerakan lempeng bumi (kerak bumi). Walaupun kelihatannya diam, akan tetapi lapisan-lapisan pada bagian permukaan bumi (*litosfer*) yang materialnya bersifat padat, keras dan dingin selalu bergerak. Ini diakibatkan oleh sejumlah energi yang menekan dan menarik lapisan tersebut sebagai hasil dari proses konveksi yang terjadi pada lapisan di bawahnya (*astenosfer*) yang sifat materialnya lebih cair, lemah dan jauh lebih panas. Lapisan terluar bumi

ini bergerak melalui lempeng-lempengnya, sehingga menimbulkan tekanan, tarikan dan geseran pada lempeng-lempeng itu sendiri. Artinya lempeng-lempeng itu dapat saling bertubrukan (*konvergen*), saling menjauh (*divergen*), dan saling bergeser horizontal (*transform*) seperti yang diilustrasikan Gambar 2.23 (Faisal, 2013).



Gambar 2.23: Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan *divergen*; b) pertemuan *konvergen*; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2013).

Secara geologis, Indonesia terletak di antara tiga lempeng utama dunia yaitu Australia, Eurasia, dan Pasifik sehingga menyebabkan Indonesia menjadi salah satu negara yang rawan gempa bumi terutama pada Indonesia bagian selatan. Selain itu, gempa bumi tektonik biasanya jauh lebih kuat getarannya dibandingkan dengan gempa bumi vulkanik, gempa bumi runtuhan, maupun gempa bumi buatan. Oleh karena itu, getaran gempa bumi tektonik merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan terhadap benda atau bangunan di permukaan bumi dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa.

2.9. 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 perioda ulang 2500 tahun.

2.9.1. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013, beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup dan beban gempa selain itu ada pula beban dari lift dan tangga.

1. Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, kalding gedung dan komponen arsitektural dan struktural lain serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati terdiri dari:

a. Berat bahan konstruksi:
- Berat sesungguhnya bahan.
- Data berat jenis dan berat bahan pada standar sebelumnya bisa digunakan.

b. Berat peralatan layan tetap:
- Peralatan/mesin yang menyatu dan selalu ada selama masa layan bangunan seperti : peralatan plambing, ME, alat pemanas, ventilasi, sistem pengkodisisan udara dan lain-lain.

2. Beban hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk bahan konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati.

Beban hidup atap merupakan beban pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, perlatan dan material dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

a. Beban merata:
- Minimum sesuai Tabel 2.5.

b. Beban terpusat:
- Untuk lantai, atap dan sejenisnya.
- Bekerja merata di area 762 mm x 762 mm.

- Minimum sesuai Tabel 2.5.
- Penempatan pada lokasi yang menghasilkan efek beban maksimum.

c. Beban partisi:

- Minimal 0,72 kN/m^2.

d. Beban impak:

- Tangga berjalan: mengacu pada ASME A17.1.
- Mesin ringan berat harus ditingkatkan 20% sedangkan mesin yang bergerak maju mundur beratnya harus ditingkatkan 50%.

Tabel 2.5: Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum berdasarkan SNI 1727:2012.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m^2)	Terpusat Lb (kN)
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 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,90)

3. Beban gempa

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakkan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 cara analisis, yaitu analisis gaya lateral ekivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respons seismik.

4. Kombinasi beban

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

SNI 2847:2013 Pasal 9.2 menetapkan kombinasi dasar pada perhitungan struktur gedung dapat dirangkum sebagai berikut:

1. 1,4*DL*
2. 1,2*DL* + 1,6*LL* + 0,5(L_r atau *R*)
3. 1,2*DL* + 1,6(L_r atau *R*) + (*L* atau 0,5*W*)
4. 1,2*DL* + 1,0*W* + *LL* + 0,5(L_r atau *R*)
5. 1,2*DL* + 1,0*E* + *LL*
6. 0,9*DL* + 1,0*W*
7. 0,9*DL* + 1,0*E*

Beban gempa *E* dianggap bekerja 100% pada sumbu utama bersamaan dengan 30% pada daerah tegak lurus sumbu utama. Maka kombinasi beban diatas dapat dijabarkan menjadi 18 kombinasi sebagai berikut:

1. 1,4*DL*
2. 1,2*DL* + 1,6*LL*
3. 1,2*DL* + *LL* + 0,3*Ex* + *Ey*
4. 1,2*DL* + *LL* – 0,3*Ex* - *Ey*
5. 1,2*DL* + *LL* + 0,3*Ex* - *Ey*
6. 1,2*DL* + *LL* – 0,3*Ex* + *Ey*
7. 1,2*DL* + *LL* + *Ex* + 0,3*Ey*
8. 1,2*DL* + *LL* - *Ex* - 0,3*Ey*
9. 1,2*DL* + *LL* + *Ex* - 0,3*Ey*
10. 1,2*DL* + *LL* - *Ex* + 0,3*Ey*
11. 0,9*DL* + *LL* + 0,3*Ex* + *Ey*
12. 0,9*DL* + *LL* – 0,3*Ex* - *Ey*
13. 0,9*DL* + *LL* + 0,3*Ex* - *Ey*
14. 0,9*DL* + *LL* – 0,3*Ex* + *Ey*
15. 0,9*DL* + *LL* + *Ex* + 0,3*Ey*
16. 0,9*DL* + *LL* - *Ex* - 0,3*Ey*
17. 0,9*DL* + *LL* + *Ex* - 0,3*Ey*
18. 0,9*DL* + *LL* - *Ex* + 0,3*Ey*

2.9.2. Arah Pembebanan Gempa

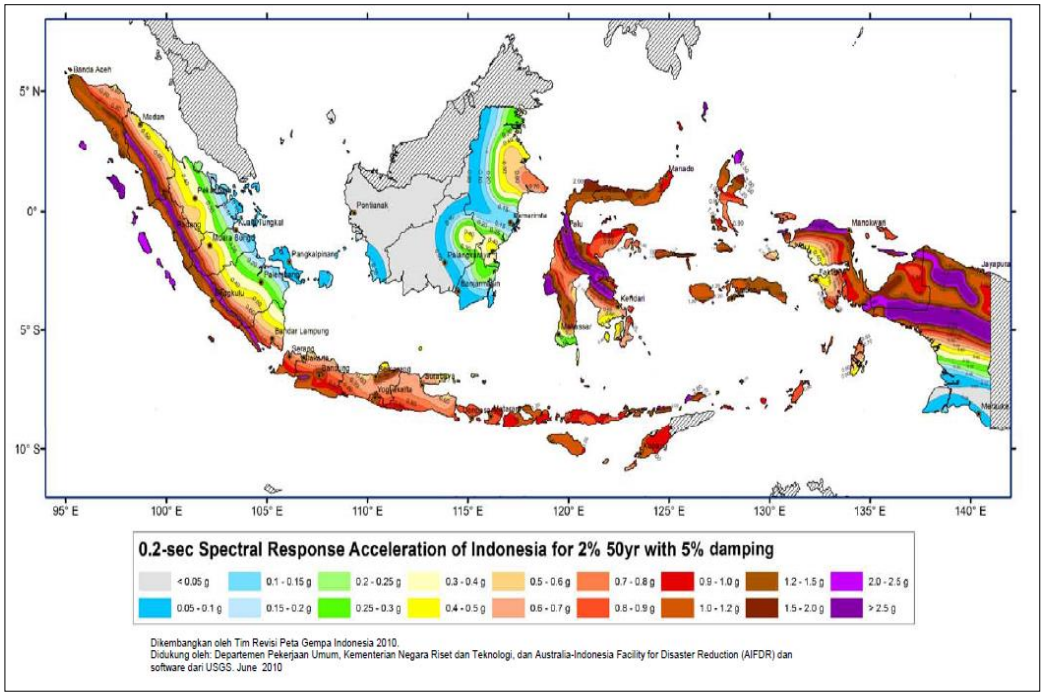
Gempa menyebabkan guncangan pada tanah. Tingkat keparahan beban gempa tergantung pada lokasi (sesuai dengan peraturan mengenai standar bangunan). Guncangan tanah dapat menambah beban pada unsur-unsur bangunan, guncangan tanah yang lebih kuat atau unsur-unsur bangunan yang lebih besar dapat menambah beban 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/objek yang tiba-tiba bergerak cepat, mengerem/berhenti mendadak, dan bergerak lagi berulang kali. Pasti akan sangat sulit untuk mempertahankan posisi agar tetap berdiri dan apabila tidak mampu bertahan dari guncangan, maka anda akan terjatuh.

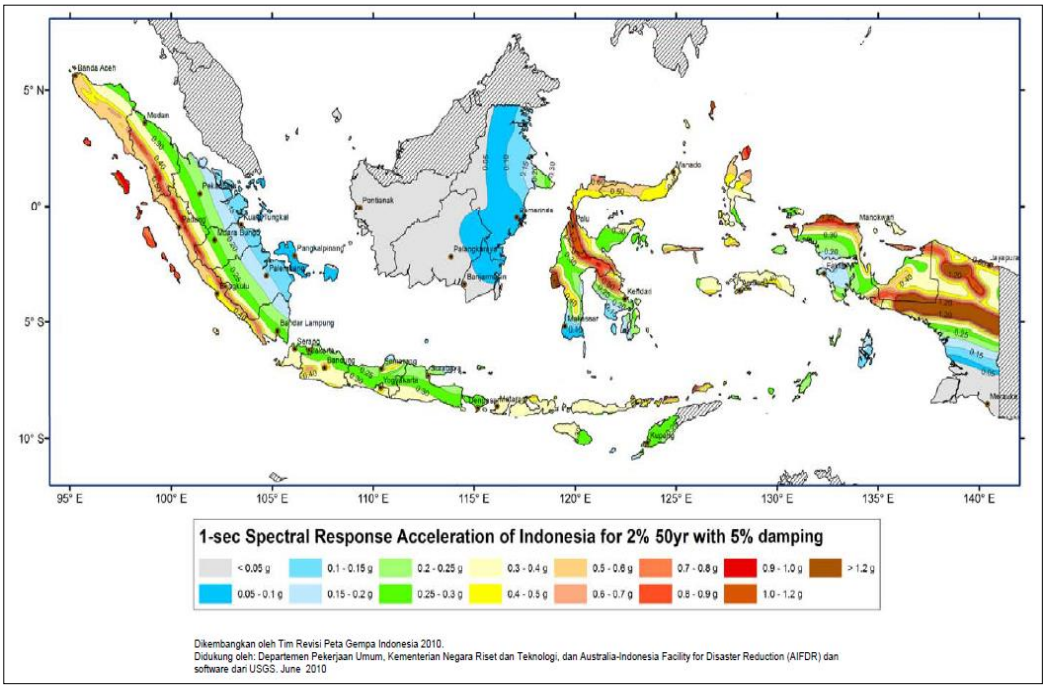
Menurut Budiono dan Supriatna (2011), dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberikan pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

2.9.3. Wilayah Gempa

SNI 1726:2012 Pasal 14 memberikan peta-peta gerak tanah *seismic* dan kategori risiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan. Oleh karena itu wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter *Ss* (percepatan batuan dasar pada perioda pendek 0,2 detik) dan S_1 (percepatan batuan tanah dasar pada perioda 1 detik). Gambar 2.24 dan 2.25 menunjukkan peta gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) parameter-parameter gerak tanah S_S dan S_1. S_S adalah parameter nilai percepatan respon spectral gempa MCE_R risiko-tertarget pada perioda pendek, terendam 5 persen. Sedangkan S_1 adalah parameter nilai percepatan respon spectral gempa MCE_R risiko-tertarget pada perioda 1 detik, terendam 5 persen.



Gambar 2.24: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%). Kementrian PU tahun 2010.



Gambar 2.25: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%).

2.9.4. 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 struktural dan elemen non struktural 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 struktural dan nonstruktural, 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 direncanakan dengan tahanan yang sesuai untuk menahan perpindahan yang terjadi 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 daripada analisis statik. Dengan analisis *responce spectrum* atau *time history* dapat diketahui respons struktur akibat gempa seperti deformasi, kecepatan dan percepatan.

2.10. Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.2 ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakberaturan horizontal (Tabel 2.6) dan vertikal (Tabel 2.7).

Tabel 2.6: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No.	Tipe dan penjelasn ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain *seismic*
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	D, E dan F B,C, D, E, dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu ebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Per-syaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F
3	Ketidakberaturan diskontinutas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinutas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F

Tabel 2.6: *Lanjutan*.

	Diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya		
4	Ketidakberaturan pergeseran melintang bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinutas dalam lintasan tanahan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa	7.5.3 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.7: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No.	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain *seismic*
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan leteral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya	Tabel 13	D, E dan F
1b.	Ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
2.	Ketidakberaturan berat (Massa) didefinisi-kan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 13	D, E dan F
3.	Ketidakberaturan geometri vertical dide-finisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya lateral di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.	Tabel 13	D, E dan F

Tabel 2.7: *Lanjutan*.

4.	Diskontinutas arah bidang dalam ketidak-beraturan elemen penahan gaya lateral vertical didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F
5a.	Diskontinutas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
5b.	Diskontinutas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefinisi-kan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E dan F B dan C D, E dan F

2.10.1. Faktor Keutamaan (I_e) dan Katagori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI Gempa 1762:2012 Pasal 4.1.2, tentang faktor keutamaan dan ketegori risiko struktur bangunan dimana untuk kategori risiko dijelaskan sesuai Tabel 2.8, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e sesuai Tabel 2.9.

Tabel 2.8: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara	I

Tabel 2.8: *Lanjutan*.

- Gedung penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam katagori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industry - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam katagori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/gangguan missal terhadap kehidupsn masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam katagori risiko IV (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan-	III

Tabel 2.8: *Lanjutan*.

cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran. Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran ,ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan gempa bumi, angin badai dan tempat perlindungan lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap 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 beroperasi pada saat keadaan darurat. Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam katagori risiko IV.	IV

Tabel 2.9: Faktor keutamaan (*Ie*), berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, *Ie*
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

2.10.2. Klasifikasi Situs Tanah untuk Desain Seismik

Percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai Tabel 2.10, berdasarkan profil tanah lapisan 30 meter paling

atas. Penetapan kelas situs harusmelalui penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium, yang dilakuakan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 meter, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat. Penetapan kelas situs SA, dan SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 meter lapisan tanah antara dasar telapak, atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 2.10: Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

Klasifikasisitus	$\bar{v}_s$ *(m/dt)*	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ *(kPa)*
SA (Batuan Keras)	$\bar{v}_s > 1500$	N/A	N/A
SB (Batuan)	$750 < \bar{v}_s < 1500$	N/A	N/A
SC (Tanah Sangat Padatdan Batuan Lunak)	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
SD (Tanah Sedang)	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} <$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
SE (Tanah Lunak)	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas PI > 20, 2. Kadar air (w) > 40%, dan 3. Kuat geser tak terdrainase `e $\bar{S}_u$ < 25 kPa		
SF (Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon spesifik *(Site-Specific Response Analysis)*)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m dengan S_u< 50 Kpa		

2.10.3. 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*), kecapatan (*v*), perpindahan (*d*) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons *spectra* adalah perioda alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d) (Budiono dan Supriatna, 2011).

Untuk penetuan perameter respon spektra percepatan di permukaan tanah. Di perlukan faktor amplifikasi terkait spectra percepatan untuk perioda pendek (F_a) dan perioda 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_1) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gampa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai dengan Pers. 2.21 dan 2.22.

$$S_{MS} = F_a \, x \, S_S \tag{2.21}$$

$$S_{M1} = F_v \, x \, S_1 \tag{2.22}$$

Dimana:

S_s = Nilai spektra percepatan untuk perioda pendek 0.2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.24).

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk perioda 1.0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.25).

F_a = Koefisien perioda pendek 0,2 detik (Tabel 2.11).

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik (Tabel 2.12).

Tabel 2.11: Koefisien perioda pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spectral MCE_R terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S_s				
Klasifikasi *Site*	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$

Tabel 2.11: *Lanjutan*.

Kelas situs	Parameter respons spectral MCE_R terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S_s				
Klasifikasi *Site*	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS[b]				

Tabel 2.12: Koefisien perioda 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI1726:2012.

Klasifikasi *Site* (Sesuai Tabel 2.10)	Parameter respons spectral MCE_R terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
Klasifikasi *Site*	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (S_D)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (S_E)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (S_F)	SS[b]				

Selanjutnya, untuk mendapatkan parameter respon spektra desain, spektra percepatan desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1.0 detik, S_{D1} dapat diperoleh melalui Pers. 2.23 dan 2.24.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \tag{2.23}$$

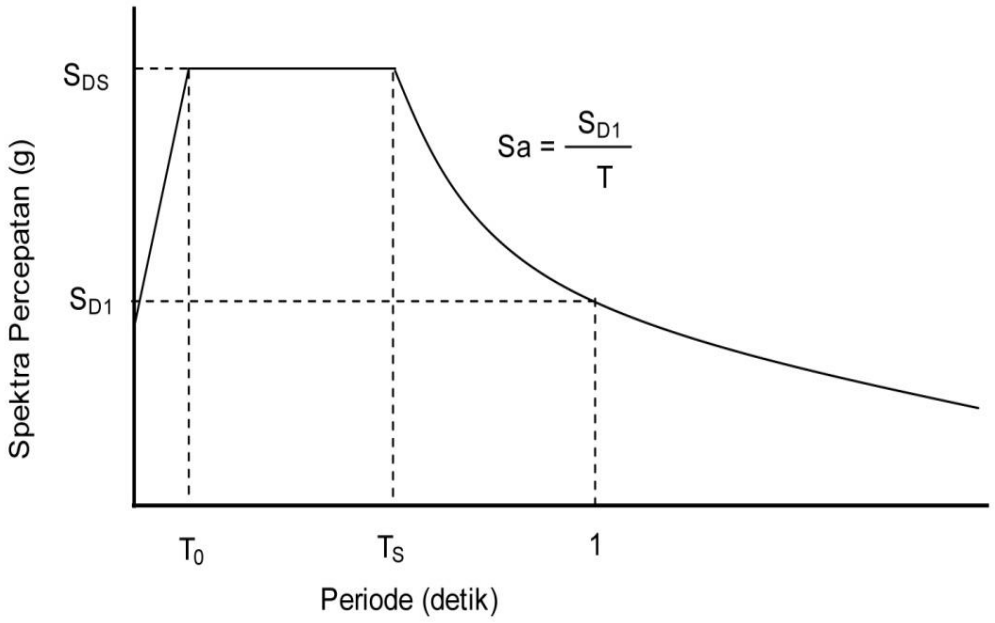
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \tag{2.24}$$

dimana:

S_{DS} = parameter respon spektra percepatan desain pada perioda pendek.

S_{D1} = parameter respon spektra percepatan desain pada perioda 1.0 detik.

Selanjutnya respon spektra desain di permukaan tanah yang dapat ditetapkan sesuai dengan Gambar 2.26.



Gambar 2.26: Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012).

dimana:

1. Untuk perioda lebih kecil dari T_0, respon spektra percepatan desain, *Sa* harus diambil dari Pers. 2.25.

$$Sa = S_{DS}\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \tag{2.25}$$

2. Untuk perioda 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 perioda lebih besar dari T_S, respon spektra percepatan, S_a didapatkan dari Pers. 2.26.

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \tag{2.26}$$

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.27 dan 2.28.

$$T_0 = 0.2\ T_s \tag{2.27}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{2.28}$$

Keterangan:
T adalah perioda getar fundamental struktur.

2.10.4. Katagori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu katagori desain seismik mengikuti pada Tabel 2.8 dan 2.9. Struktur dengan katagori risiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respon spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, $S_{1,}$ lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan katagori desain seismik E berikut pengertian dari tiap-tiap kategori desain seismik.

2.10.4.1. Kategori Desain Seismik A

Bangunan gedung dan non gedung dengan kategori desain seismik elemen nonstruktural dalam kategori desain seismik A dibebaskan dari ketentuan-ketentuan seismik.

2.10.4.2. Kategori Desain Seismik B

Untuk bangunan yang dirancang dengan kategori desain seismik B, gaya gempa desain diijinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dari dua arah orthogonal dan pengaruh interaksi orthogonal diijinkan untuk diabaikan.

2.10.4.3. Kategori desain seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang unuk kategori desain seismik C harus minimum sesuai dengan arah masing-masing orthogonal. Struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal harus menggunakan salah satu prosedur berikut:

1. Prosedur kombinasi orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya lateral ekivalen, prosedur analisis respon spektrum, atau prosedur riwayat respon linear, dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua arah orthogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan.

2. Penerapan serentak gerak tanah orthogonal

   Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur riwayat respons linear atau prosedur riwayat respons non linear dengan pasangan orthogonal percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

2.10.4.4. Kategori desain seismik D sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F harus minimum sesuai dengan Persyaratan kategori desain seismik pada Tabel 2.13 dan 2.14. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang berbentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahan gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20 Persen kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa kesemua arah.

Tabel 2.13: Ketegori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.14: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.10.5. Faktor Reduksi Gempa (R)

Faktor reduksi gempa yang mengacu kepada SNI Gempa 1726-2012 Pasal 7.2 Tabel 9, sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. sistem struktur memiliki penahan gaya *seismic* yang mana masing-masing nilai-nilai ekivalen untuk koefisien modifikasi respon *R*, faktor amplifikasi defleksi C_d dan koefisien kuat-lebih sistem Ω_o ditentukan oleh parameter-parameter yang ditunjukkan oleh Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI 1726-2012.

No	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 (m)[c]				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D[d]	E[d]	F[e]
1	Sistem rangka pemikul momen : ➢ Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB

Catatan: TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diijinkan.

2.10.6. Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1, gaya geser dasar (*V*) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.29.

$$V = C_s \, . \, W \tag{2.29}$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat total gedung

Untuk nilai C_s menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, Pers. 2.30 sampai Pers. 2.31 yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah

- Koefisien respon seismik, C_s

Untuk koefisien respon seismik C_s ditentukan berdasarkan Pers 2.30.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \tag{2.30}$$

dimana :

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

R = faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.15.

I = faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.9.

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi C_s hitungan berdasarkan Pers 2.31.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \tag{2.31}$$

C_S harus tidak kurang Pers 2.32.

$$C_S = 0{,}044 \, S_{DS} I_e \geq 0{,}01 \tag{2.32}$$

dimana :

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

T = perioda 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 0,6g maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.33.

$$C_s = \frac{0{,}5\, S_1}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \tag{2.33}$$

2.10.7. Perioda Fundamental

Budiono dan Supriatna (2011), menyatakan bahwa perioda struktur fundamental (*T*) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karateristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental struktur, *T*, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.17 dan perioda fundamental pendekatan, T_a, yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2013 Pasal 7.8.2.1. Perioda fundamental memiliki batas minimum dan batas maksimum yang dapat ditentukan sebagai dengan Pers 2.34 dan 2.35.

1. Perioda fundamental pendekatan minimum (T_a *minimum*).

   $$Ta_{\ minimum} = C_t \,.\, h_n^{\,x} \tag{2.34}$$

   dimana:

   $Ta_{\ minimum}$ = Nilai batas bawah perioda bangunan.

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

   C_t = Ditentukan dari Tabel 2.16.

   x = Ditentukan dari Tabel 2.16.

2. Perioda fundamental pendekatan maksimum (T_a *maksimum*).

   $$Ta_{\ maksimum} = C_u \,.\, Ta_{\ minimum} \tag{2.35}$$

   dimana:

   $Ta_{\ maksimum}$ = Nilai batas atas perioda bangunan.

   C_u = Ditentukan dari Tabel 2.17.

Tabel 2.16: Nilai parameter perioda pendekatan C_t, dan ^{x} berdasarkan SNI 1726:2012.

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 dikenaigaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724[a]	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466[a]	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731[a]	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731[a]	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488[a]	0,75

Tabel 2.17: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.10.8. Parameter Respon Terkombinasi

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), respons 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*).

2.11. Desain 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)

2.11.1. 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 beban 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).

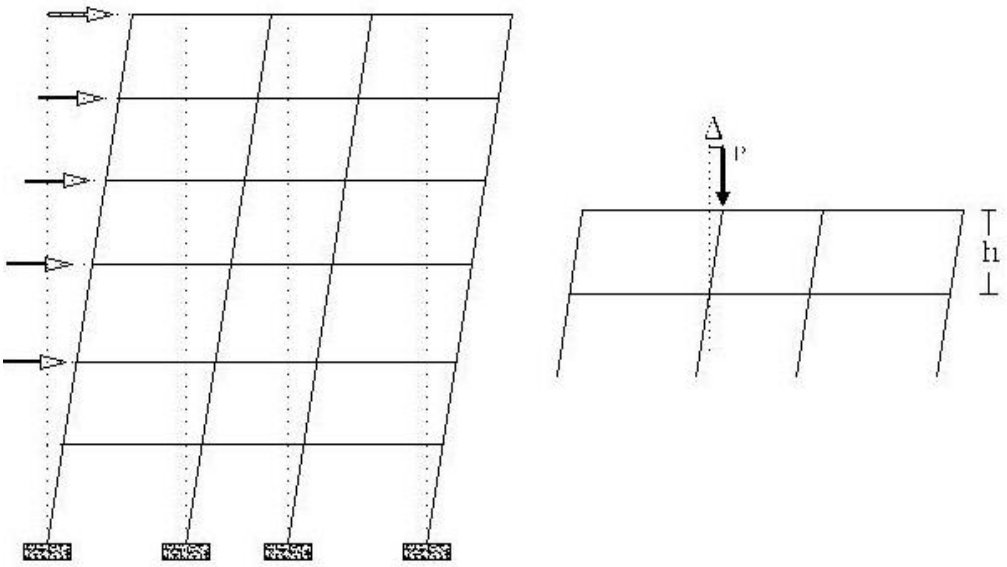
2.11.2. Kekakuan (*stiffness*)

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

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.

Menurut Pawirodikromo (2012), kriteria desain tidak cukup hanya kekuatan bangunan, tetapi ada kemungkinan kriteria lain harus dipenuhi. Sebagaimana disampaikan sebelumnaya, 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 sehinggan sudah tidak nyaman untuk ditempati.



Gambar 2.27: 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*) seperti Gambar 2.27. 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. 2.36.

$$Drift\ ratio = \frac{\Delta}{hn} \tag{2.36}$$

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 kesetabilan 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

desain kriteria, maka struktur bangunan hendaknya jangan terlalu fleksibel. Sistem pengaku dapat dipakai untuk mengurangi/mengendalikan lendutan/simpangan (Pawirodikromo, 2012).

2.11.2.1. 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 2.6, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik diatas dan dibawah tingkat yang diperhatikan letaknya segaris vertikal disepanjang salah satu bagian struktur.

Simpangan antar lantai, nilainya harus diperbesar dengan menggunakan Pers. 2.37.

$$\frac{\mathrm{cd} \,.\, \delta \mathrm{xe}}{Ie} \qquad (2.37)$$

Dimana :

Δi = Simpangan antar tingkat

Cd = Faktor pembesaran defleksi

Ie = Faktor keutamaan gedung

Berdasarkan nilai simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a), sesuai dengan peraturan yang diberlakukan SNI 1726:2012, bahwa struktur gedung harus berada dalam simpangan yang diizinkan (Tabel 2.18).

Tabel 2.18: Simpangan antarlantai izin berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori risiko		
	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 antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}[c]	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata[d]	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}

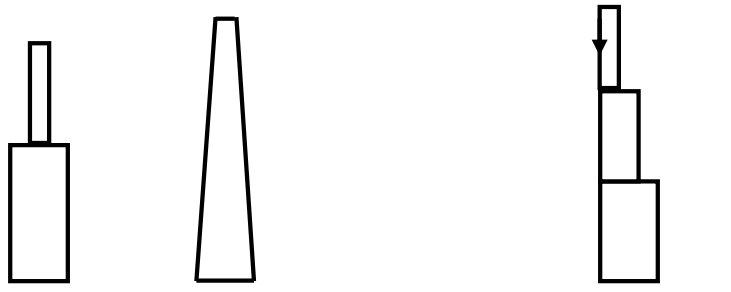
Catatan: h_{sx} = Tinggi tingkat yang bersangkutan

2.11.3. Kontinuitas Struktur Gedung

Dalam sistem struktur harus diberikan kesinambungan (kontinuitas) kekakuan dan kekuatan yang merata pada massa bangunan seperti pada Gambar 2.28. Hindari tonjolan-tonjolan, lekukan-lekukan, atau *setback* pada massa bangunan yang dirancang.

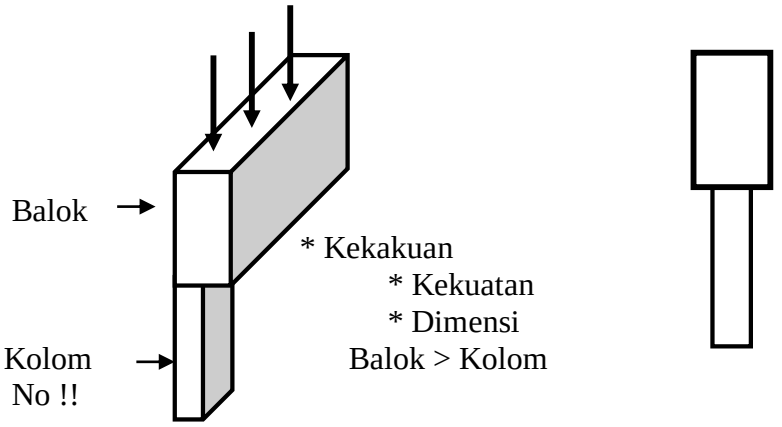
Pada pasal ini butir pokok yang dapat dirumuskan adalah sebagai berikut :

1. Unsur pemikul beban kolom dan dinding harus tersebar merata, modulair dan beraturan dan seragam.
2. Semua kolom dan dinding harus menerus (kontinu) dan sentris dari atap hingga ke pondasi serta hindari eksentrisitas dalam pembebanan.



Gambar 2.28: Kontinuitas struktur bangunan (Ismanto, 2009).

3. Kolom dan balok struktur diletakkan sebidang (sentris) pada sumbu-sumbu modul bangunan yang dirancang sehingga bidang-bidang masif dapat berfungsi sebagi pengisi dan pengaku sistem rangka.
4. Harus dihindarkan adanya balok struktur yang lebih besar dari dimensi kolom. Hal ini untuk menghindarkan terjadinya penyaluran beban yang tidak menyeluruh. Dimensi, kekuatan dan kekakuan balok lebih besar dari kolom harus dihindarkan karena sendi plastis dapat terjadi pada kolom (lihat Gambar 2.29).



Gambar 2.29: Dimensi balok dan kolom (Ismanto, 2009).

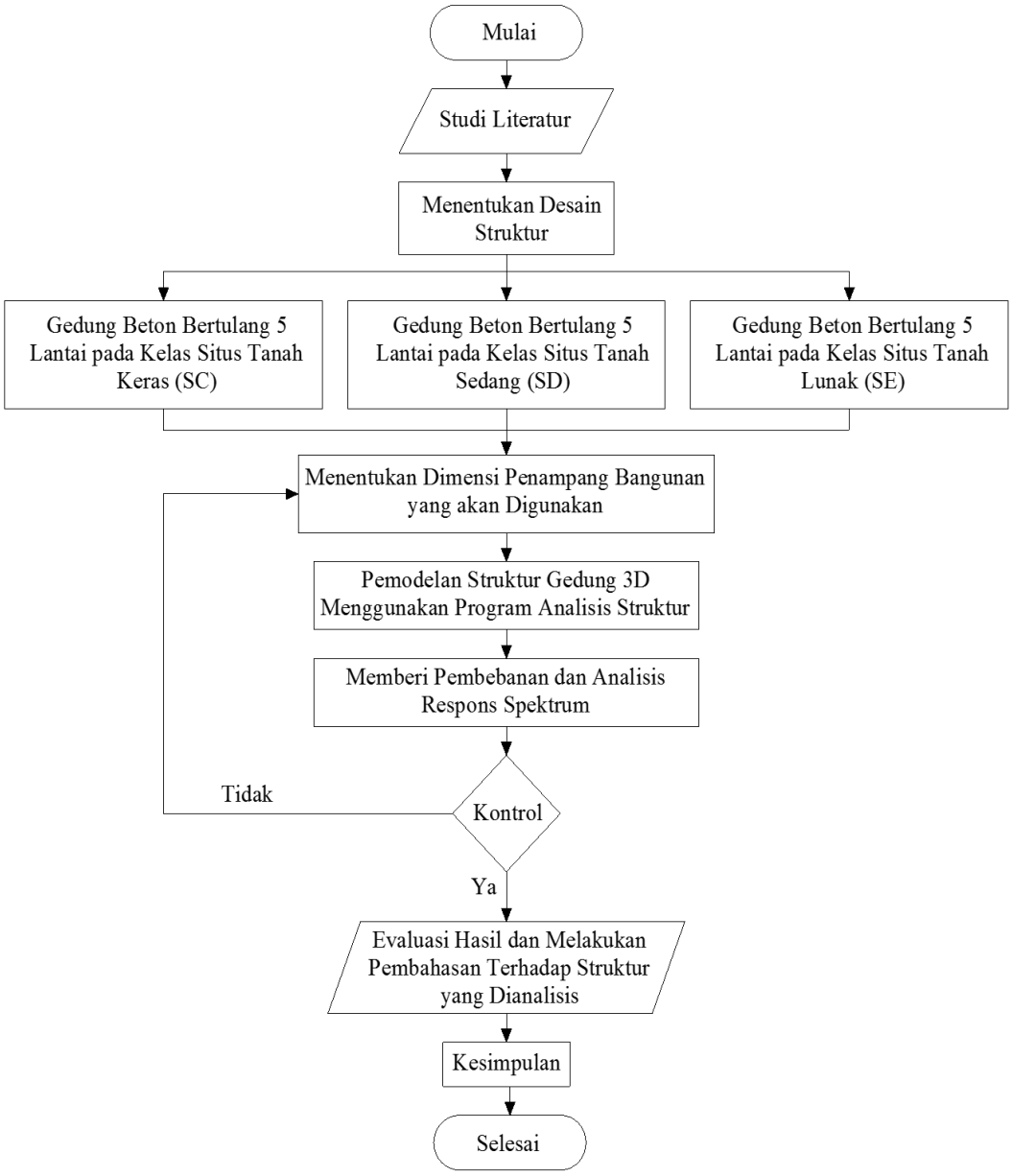
5. Unsur-unsur atau elemen-elemen pokok struktur tidak berubah penampang secara mendadak. Hal ini dapat menimbulkan efek lantai lemah *soft storey*.
6. Unsur-unsur penahan beban lateral harus diletakkan atau sedekat mungkin pada batas keliling bangunan. Hal ini untuk merespons beban/gaya lateral pada sisi kulit atau perimeter bangunan sehingga komponen struktur yang ada ditengah massa bangunan tidak terlalu dibebani.

BAB 3

METODOLOGI

3.1. Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur gedung dilakukan dengan beberapa tahapan. Adapun tahapan-tahapan tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

3.2. Tinjaun Umum

Pada tugas akhir ini terdapat 4 pemodelan struktur gedung berbentuk L dengan *setback*, dimana keempat model tersebut akan didesain di berbagai kelas situs tanah yaitu tanah keras (SC), tanah sedang (SD) dan tanah lunak (SE). Bangunan gedung akan difungsikan sebagai gedung perkantoran, dengan kategori risiko II berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai jenis pemanfaatan struktur gedung pada Tabel 2.8. Struktur gedung di desain 5 lantai. Perbedaan pada setiap Model terdapat pada penempatan struktur pada kelas situs tanah. Pada Model 1 dan 2 bangunan ditempatkan pada kelas situs tanah keras (SC), Model 3 bangunan ditempatkan pada kelas situs tanah sedang (SD), dan Model 4 bangunan di tempatkan pada kelas situs tanah lunak (SE). Struktur yang direncanakan menggunakan sistem struktur pemikul momen khusus. Penulis meninjau standarisasi dimensi penampang pelat, balok dan kolom pada setiap jenis kelas situs tanah.

3.3. Faktor Respon (C)

Rencananya berdirinya bangunan dalam Pemodelan strruktur gedung tidakberaturan ini berada di kota Medan dengan nilai PGA (*Peak Ground Acceleration*) Ss = 0,600 g dan S_1 = 0,400 g.

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Pada peta gempa *Hazard* SNI 1726:2012 atau dapat dilihat pada Gambar 2.24 dan 2.25. 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 2.11. Maka diperoleh nilai F_a di bawah ini.

F_a = 1,160 (berdasarkan kelas situs tanah keras)

F_a = 1,320 (berdasarkan kelas situs tanah sedang)

F_a = 1,500 (berdasarkan kelas situs tanah lunak)

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang terdapat pada Tabel 2.12. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini.

F_v = 1,400 (berdasarkan kelas situs tanah keras)

F_v = 1,600 (berdasarkan kelas situs tanah sedang)

F_v = 2,400 (berdasarkan kelas situs tanah lunak)

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

- Kelas situs tanah keras

$S_{MS} = F_a \,.\, S_s$

S_{MS} = 1,160 . 0,600

S_{MS} = 0,696

$S_{M1} = F_v \,.\, S_1$

S_{M1} = 1,400 . 0,400

S_{M1} = 0,560

- Kelas situs tanah sedang

$S_{MS} = F_a \,.\, S_s$

S_{MS} = 1,320 . 0,600

S_{MS} = 0,792

$S_{M1} = F_v \,.\, S_1$

S_{M1} = 1,600 . 0,400

S_{M1} = 0,640

- Kelas situs tanah lunak

$S_{MS} = F_a \,.\, S_s$

S_{MS} = 1,500 . 0,600

S_{MS} = 0,900

$S_{M1} = F_v \,.\, S_1$

S_{M1} = 2,400 . 0,400

S_{M1} = 0,960

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

Nilai μ = 2/3

- Kelas situs tanah keras

$S_{DS} = \mu \, . \, S_{MS}$

S_{DS} = (2/3) . 0,696

S_{DS} = 0,464

$S_{D1} = \mu \, . \, S_{M1}$

S_{D1} = (2/3) . 0,560

S_{D1} = 0,373

- Kelas situs tanah sedang

$S_{DS} = \mu \, . \, S_{MS}$

S_{DS} = (2/3) . 0,792

S_{DS} = 0,528

$S_{D1} = \mu \, . \, S_{M1}$

S_{D1} = (2/3) . 0,640

S_{D1} = 0,427

- Kelas situs tanah lunak

$S_{DS} = \mu \, . \, S_{MS}$

S_{DS} = (2/3) . 0,900

S_{DS} = 0,600

$S_{D1} = \mu \, . \, S_{M1}$

S_{D1} = (2/3) . 0,960

S_{D1} = 0,640

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

- Kelas situs tanah keras

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

$$T_s = \frac{0,373}{0,464}$$

T_s = 0,805

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

T_0 = 0,2 . 0,805

T_0 = 0,161

- Kelas situs tanah sedang

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

$T_s = \frac{0,427}{0,528}$

T_s = 0,808

T_0 = 0,2 . T_s

T_0 = 0,2 . 0,808

T_0 = 0,162

- Kelas situs tanah lunak

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

$T_s = \frac{0,640}{0,600}$

T_s = 1,067

T_0 = 0,2 . T_s

T_0 = 0,2 . 1,067

T_0 = 0,213

e. Penentuan nilai S_a

- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0, spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari Pers. 2.25.
- Untuk perioda 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 perioda lebih besar dari T_s, spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.26.

Berdasarkan nilai respons spektrum yang telah ditentukan, maka selanjutnya nilai spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 – 3.3.

Tabel 3.1: Respon spektrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan kelas situs tanah keras.

Respon Spektrum Tanah Keras	
Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
0,000	0,186
0,161	0,464
0,2	0,464
0,3	0,464
0,4	0,464
0,5	0,464
0,6	0,464
0,805	0,464
0,905	0,413
1,005	0,372
1,105	0,338
1,205	0,310
1,305	0,286
1,405	0,266
1,505	0,248
1,605	0,233
1,705	0,219
1,805	0,207
1,905	0,196
2,005	0,186
2,105	0,177
2,205	0,169
2,305	0,162
2,405	0,155
2,505	0,149
2,605	0,143
2,705	0,138
2,805	0,133
2,905	0,129
3,005	0,124
3,105	0,120

Tabel 3.1: *Lanjutan*.

Respon Spektrum Tanah Keras	
Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
3,205	0,116
3,305	0,113
3,405	0,110
3,505	0,107
3,605	0,104
3,705	0,101
3,805	0,098
3,905	0,096
4,005	0,093

Tabel 3.2: Respon spektrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan kelas situs tanah sedang.

Respon Spektrum Tanah Sedang	
Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
0,000	0,211
0,162	0,528
0,2	0,528
0,3	0,528
0,4	0,528
0,5	0,528
0,6	0,528
0,808	0,528
0,908	0,470
1,008	0,423
1,108	0,385
1,208	0,353
1,308	0,326
1,408	0,303
1,508	0,283
1,608	0,265

Tabel 3.2: *Lanjutan*.

Respon Spektrum Tanah Sedang	
Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
1,708	0,250
1,808	0,236
1,908	0,224
2,008	0,212
2,108	0,202
2,208	0,193
2,308	0,185
2,408	0,177
2,508	0,170
2,608	0,164
2,708	0,158
2,808	0,152
2,908	0,147
3,008	0,142
3,108	0,137
3,208	0,133
3,308	0,129
3,408	0,125
3,508	0,122
3,608	0,118
3,708	0,115
3,808	0,112
3,908	0,109
4,008	0,106

Tabel 3.3: Respon spektrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan kelas situs tanah lunak.

Respon Spektrum Tanah Lunak	
Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
0,000	0,240

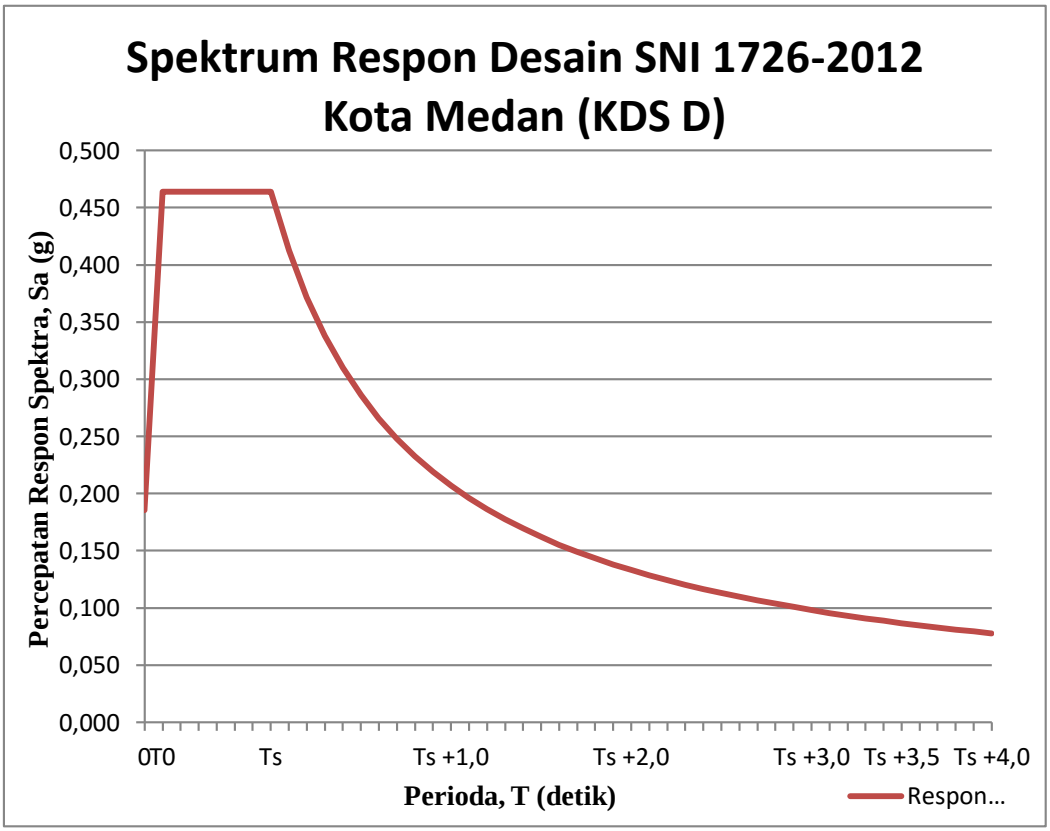
Tabel 3.3: *Lanjutan*.

Respon Spektrum Tanah Lunak	
Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
0,213	0,600
0,2	0,600
0,3	0,600
0,4	0,600
0,5	0,600
0,6	0,600
1,067	0,600
1,167	0,549
1,267	0,505
1,367	0,468
1,467	0,436
1,567	0,409
1,667	0,384
1,767	0,362
1,867	0,343
1,967	0,325
2,067	0,310
2,167	0,295
2,267	0,282
2,367	0,270
2,467	0,259
2,567	0,249
2,667	0,240
2,767	0,231
2,867	0,223
2,967	0,216
3,067	0,209
3,167	0,202
3,267	0,196
3,367	0,190
3,467	0,185

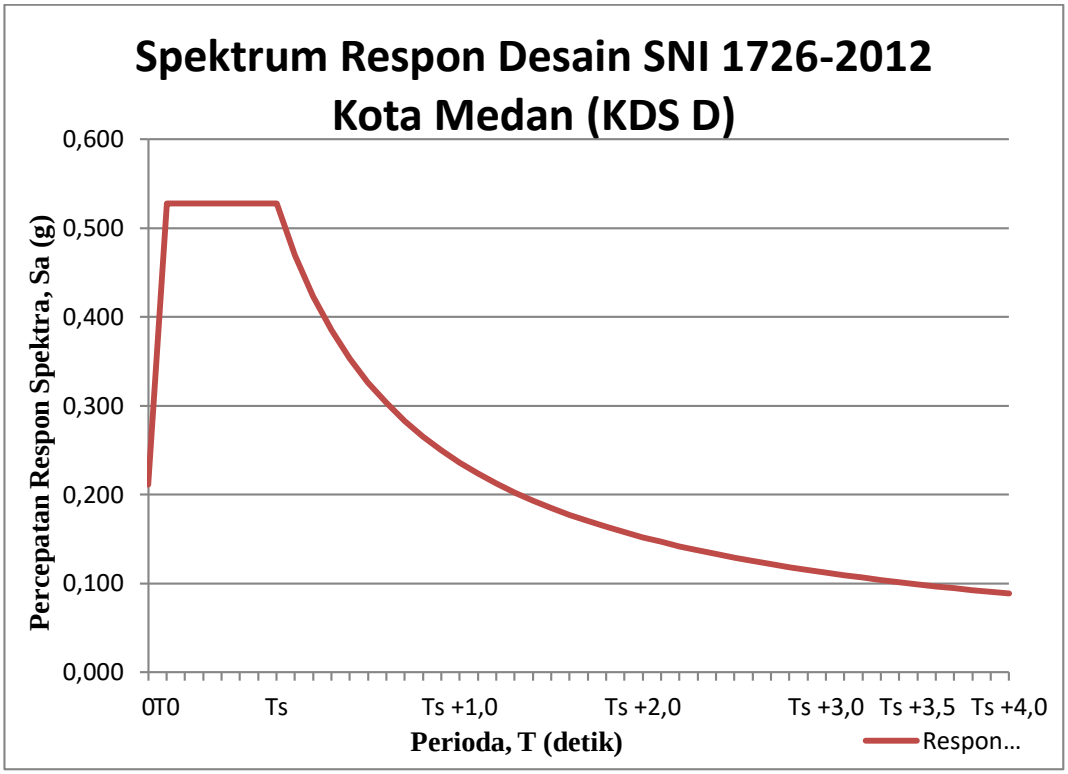
Tabel 3.3:*Lanjutan*.

Respon Spektrum Tanah Lunak	
Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
3,567	0,179
3,667	0,175
3,767	0,170
3,867	0,166
3,967	0,161
4,067	0,157

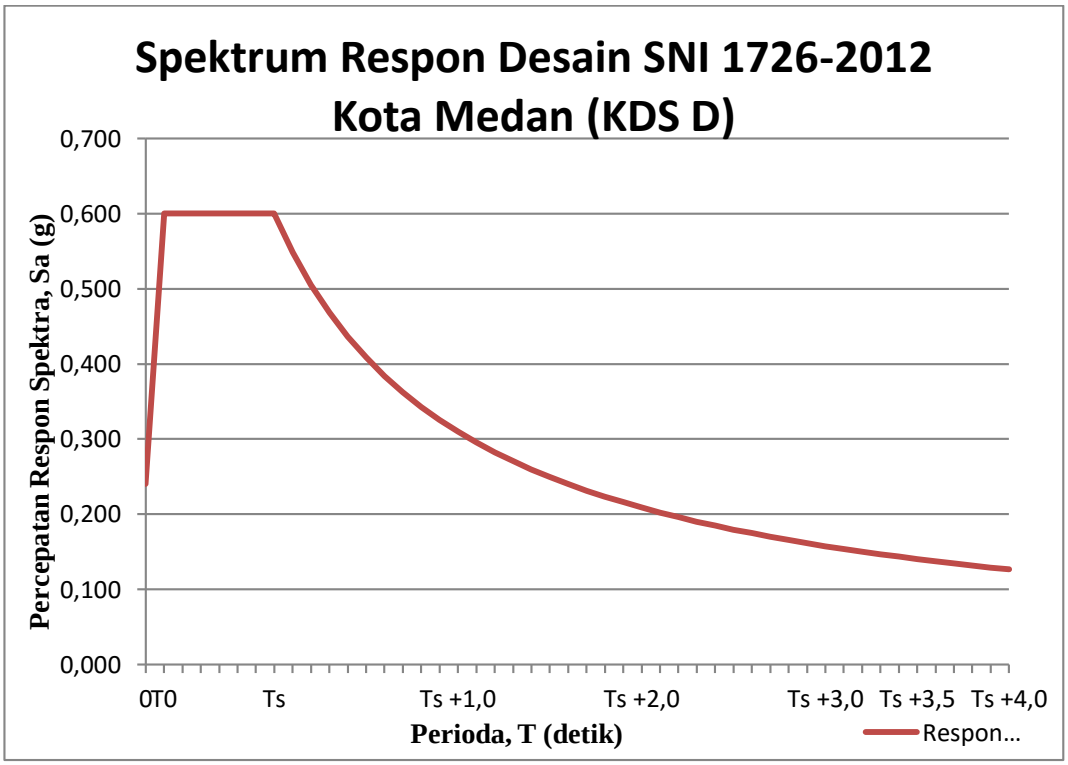
Berdasarkan data pada Tabel 3.1 – 3.3, selanjutnya grafik spektrum respon ditunjukkan seperti pada Gambar 3.2 – 3.4.



Gambar 3.2: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah keras.



Gambar 3.3: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah sedang.



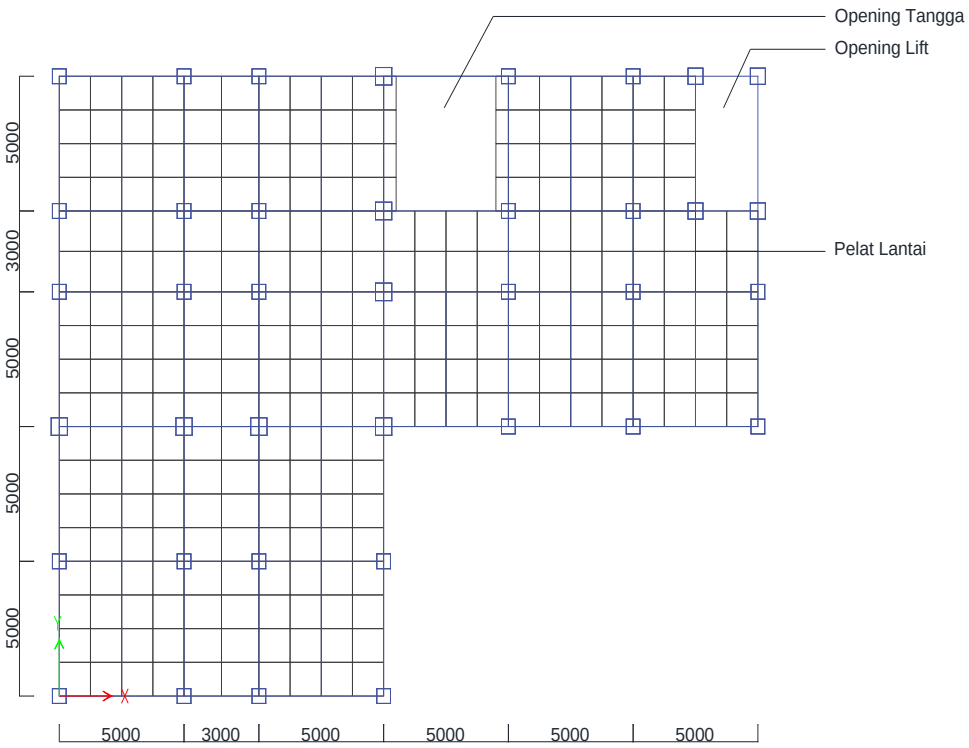
Gambar 3.4: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah lunak.

3.4. Pemodelan Struktur

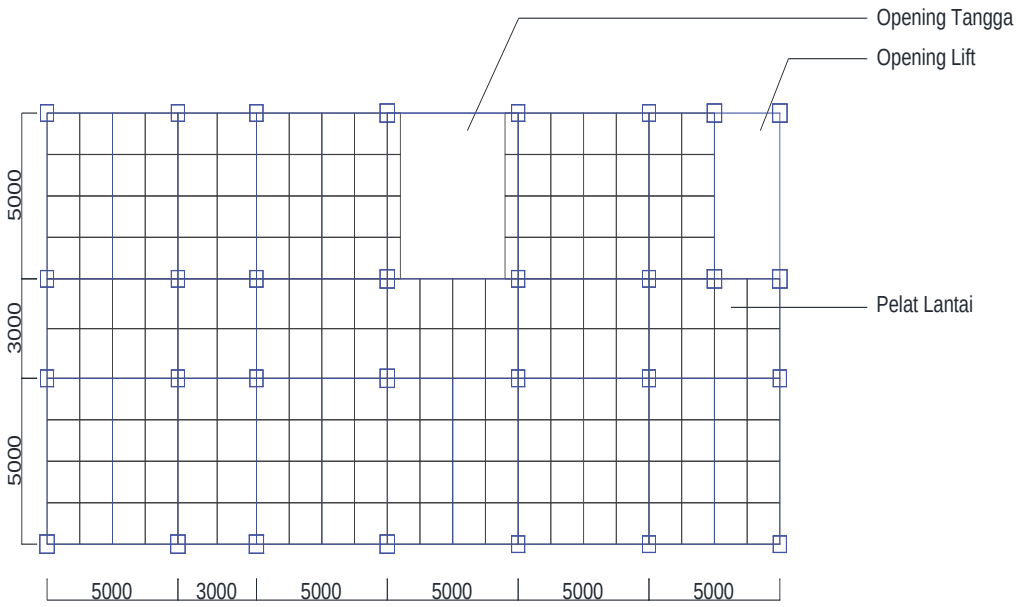
Pada tugas akhir ini pemilihan jenis analisis yang digunakan yaitu prosedur analisis respon spektrum. Struktur gedung memiliki tinggi 18,5 meter, dan gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Respon spektrum yang digunakan pada daerah Medan mengacu pada SNI 1726:2012.

3.4.1. Pemodelan Gedung

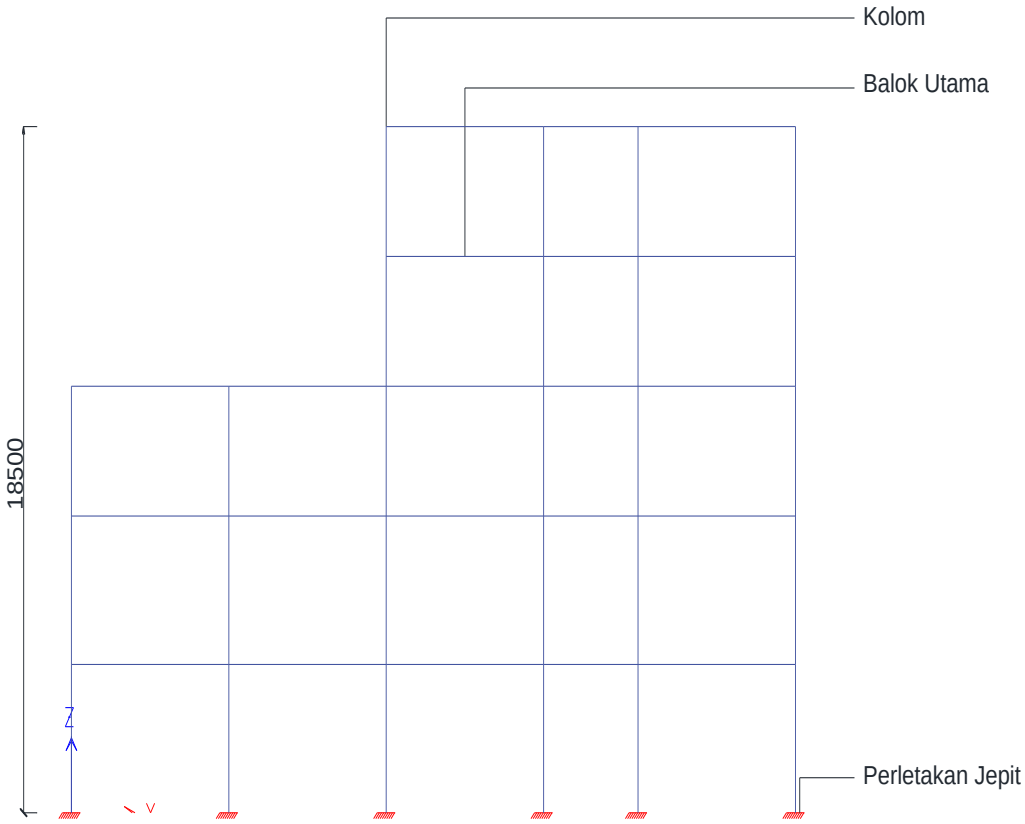
Bangunan dimodelkan dengan ketidakberaturan vertikal dan horizontal dengan ketinggian gedung 18,5 meter. Tinggi dari lantai dasar sampai lantai 2 adalah 4 meter, sedangkan lantai 3 sampai lantai 5 adalah 3,5 meter, dengan jumlah lantai sebanyak 5 lantai. Gedung yang direncanakan memiliki bentuk dan ketinggian yang sama yang kemudian akan ditinjau dimensi penampang gedung sesuai dengan analisis jenis kelas situs tanahnya. Model 1 dan 2 dimodelkan dengan kelas situs tanah keras, Model 3 dengan kelas situs tanah sedang, dan Model 4 dengan kelas situs tanah lunak. Berdasarkan data di atas dapat dilihat Gambar 3.5 – 3.8.



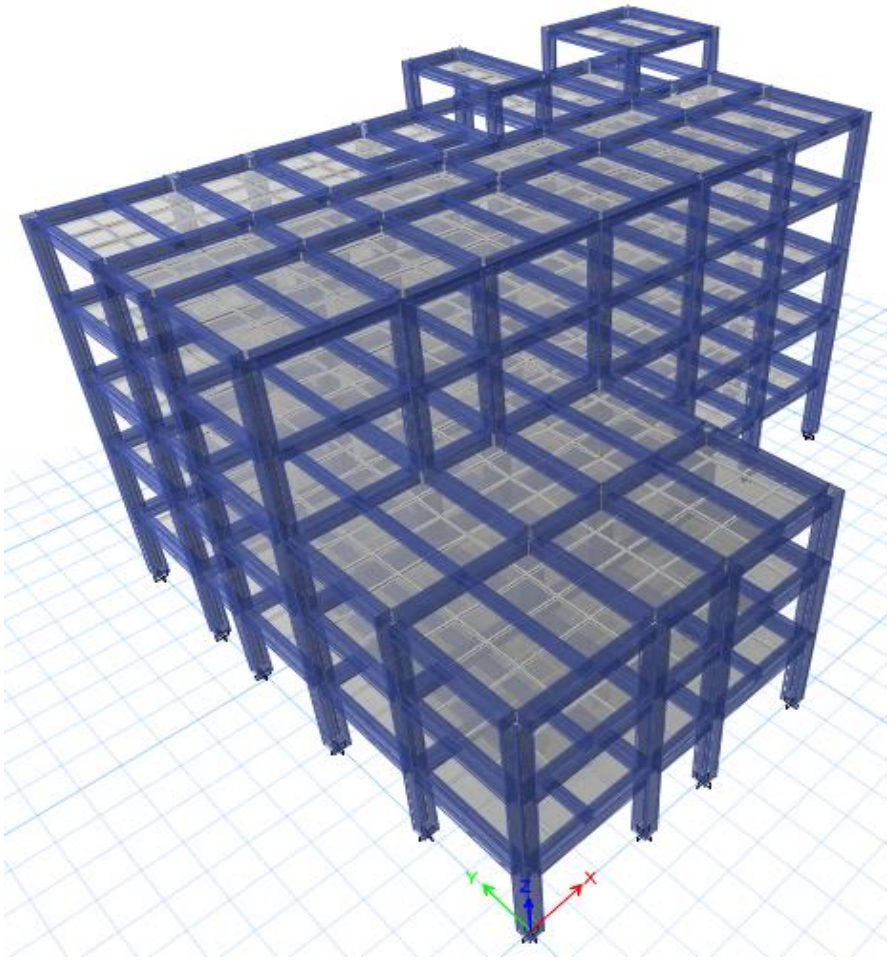
Gambar 3.5: Denah struktur bangunan lantai 1-3.



Gambar 3.6: Denah struktur bangunan lantai 4-5.



Gambar 3.7: Tampak samping portal struktur bangunan.



Gambar 3.8: Bentuk tipikal model struktur portal dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

3.4.1.1.Data Perencanaan Struktur

Pada pemodelan struktur, gedung yang direncanakan adalah:

1. Jenis portal struktur gedung beton bertulang.
2. Fungsi gedung perkantoran
3. Gedung terletak di kota Medan
4. Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus)
5. Kuat tekan beton yang digunakan f'_c = 25 MPa untuk pelat lantai dan f'_c = 30 Mpa untuk balok dan kolom
6. Baja tulangan Bj.TD 40, fy = 392 MPa.
7. Direncanakan pada kelas situs tanah keras, sedang dan lunak.

3.4.2. Faktor Keutamaan Struktur (I_e)

Berdasarkan SNI 1726:2012, digunakan untuk nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori risiko yang sesuai Tabel 2.8 dengan fungsi gedung perkantoran pada kategori risiko II, berdasarkan ketentuan itu didapat nilai faktor keutamaan (*Ie*) = II, pada Tabel 2.9.

3.4.3. Properti Penampang

Struktur gedung yang di tempatkan pada kelas situs keras, tanah sedang dan tanah lunak direncanakan dengan dimensi penampang yang sama dengan detail sebagai berikut:

a. Balok utama:
   - Lantai 1 – 3 = 550 mm x 400 mm
   - Lantai 4 – 5 = 500 mm x 350 mm

b. Balok anak:
   - Lantai 1 – 3 = 400 mm x 300 mm
   - Lantai 4 – 5 = 350 mm x 250 mm

c. Balok lintell:
   - Lantai 1 – 3 = 500 mm x 300 mm
   - Lantai 4 – 5 = 450 mm x 300 mm

d. Kolom lantai 1 – 3 = 550 mm x 550 mm

e. Kolom lantai 4 – 5 = 500 mm x 500 mm

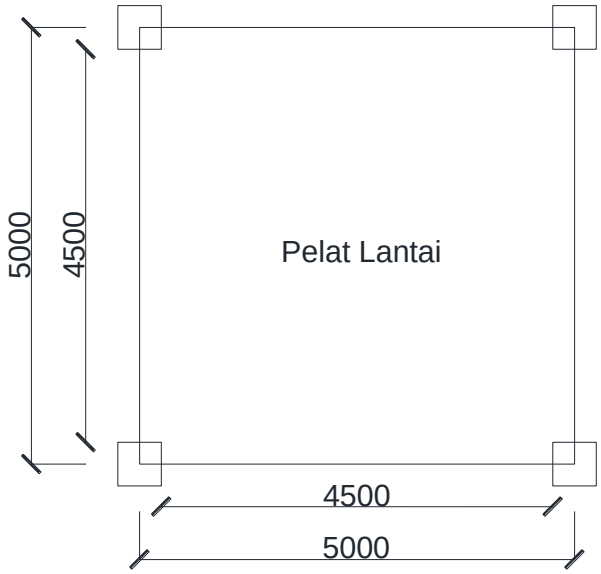
3.4.4. Penentuan Tebal Pelat Lantai

Dalam menetapkan ketebalan pelat, hal pertama yang harus diketahui adalah batasan minimum dan maksimum pelat sehingga ketebaan pelat yang ditentukan tidak melebihi batas syarat ketebalan dan aman untuk digunakan. Penentuan tebal pelat lantai dapat dilihat pada Pers 2.1. Data dimensi pelat adalah:

Ly = 5000 mm

Lx = 5000 mm

Detail pelat dapat dilihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9: Dimensi pelat lantai.

Dikarenakan luasan pelat terlalu besar seperti pada Gambar 3.9, maka pada pemodelan dipasang balok anak pada tengah bentang sehingga dimensi Lx adalah 2500 mm, maka ketebalan pelat yang digunakan adalah 110 mm. Perhitungan ketebalan pelat dapat dilihat pada Lampiran.

3.4.5. 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:

1. 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 3.4 dan 3.5.

Tabel 3.4: Berat material struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya
Beton Bertulang	2400 kg/m³
Baja Tulangan	7850 kg/m^3

Tabel 3.5: Berat tambahan komponen struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafond dan penggantung	18 kg/m^2
Adukan 2,5 cm dari semen	53 kg/m^2
Dinding bata merah	250 kg/m^2
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m^2
Mekanikal elektrikal	60 kg/m^2

2. Beban Hidup (*Live Load*)

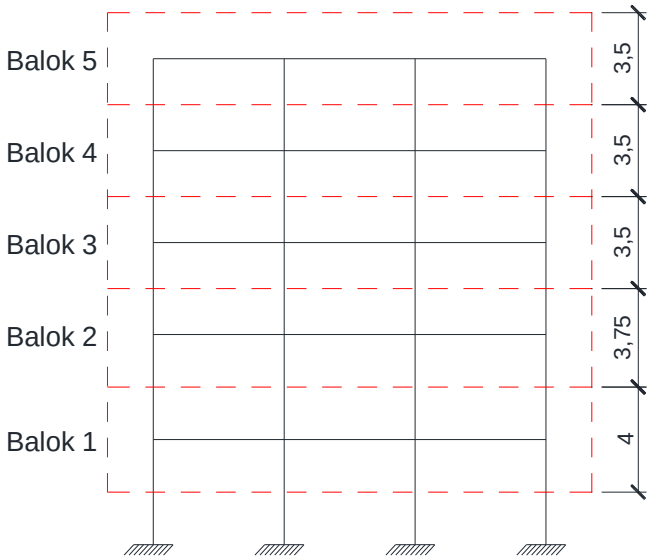
Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga arah horizontal. Beban hidup untuk bangunan gedung dari SNI 1727:2013 diberikan pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Beban hidup pada lantai struktur.

Beban Hidup	Besarnya	Faktor Reduksi
Lantai sekolah, perkantoran, apartemen, hotel, asrama, pasar, rumah sakit	240 kg/m^2	0,51
Beban terpusat minimum	100 kg/m^2	
Beban hidup pada tangga dan bordes	479 kg/m^2	

3.4.6. Pembebanan pada Dinding

Pembebanan dinding dijadikan sebagai beban terbagi merata yang ditumpu pada balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai.



Gambar 3.10: Metode perhitungan beban dinding.

Untuk memasukkan berat dinding bata pada balok digunakan metode perhitungan beban dinding berdasarkan level lantai. Metode perhitungan dapat dilihat pada Gambar 3.10.

Berat dinding = Tinggi level lantai x BJ Pasangan 1/2 Bata. Sebagai contoh, beban pada balok 1 = 4 x 250 = 1000 kg/m. Adapun hasil perhitungan berat dinding disajikan pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Beban dinding bata pada balok.

Balok penerima beban	Beban (kg/m')	Level lantai (meter)
Balok Lantai 1	1000	4
Balok Lantai 2	9,375	3,75
Balok Lantai 3	8,75	3,5
Balok Lantai 4	8,75	3,5
Balok Lantai 5	4,375	3,5

Untuk beban tangga sendiri dilakukan analisis struktur dengan bantuan program *software* program analisis struktur dan hasil reaksi perletakan dari analisis struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk, maka nilai beban tangga disajikan dalam Tabel 3.8.

Tabel 3.8: Beban tangga akibat reaksi perletakkan di balok lintel dan balok induk.

Beban Mati				
1. Untuk *Base* ke Lt 2	Z	Satuan	Momen	Satuan
Reaksi di balok lintell	0,181	kN	0,225	kN.m
Reaksi di balok induk	53,563	kN	14,593	kN.m
2. Untuk Lt 2 ke Lt 5	Z	Satuan	Momen	Satuan
Reaksi di balok lintell	0,848	kN	0,286	kN.m
Reaksi di balok induk	52,034	kN	14,515	kN.m
Beban Hidup				
1. Untuk *Base* ke Lt 2	Z	Satuan	Momen	Satuan
Reaksi di balok lintell	2,565	kN	0,591	kN.m
Reaksi di balok induk	52,052	kN	13,366	kN.m
2. Untuk Lt 2 ke Lt 5	Z	Satuan	Momen	Satuan
Reaksi di balok lintell	3,252	kN	1,105	kN.m
Reaksi di balok induk	50,291	kN	13,207	kN.m

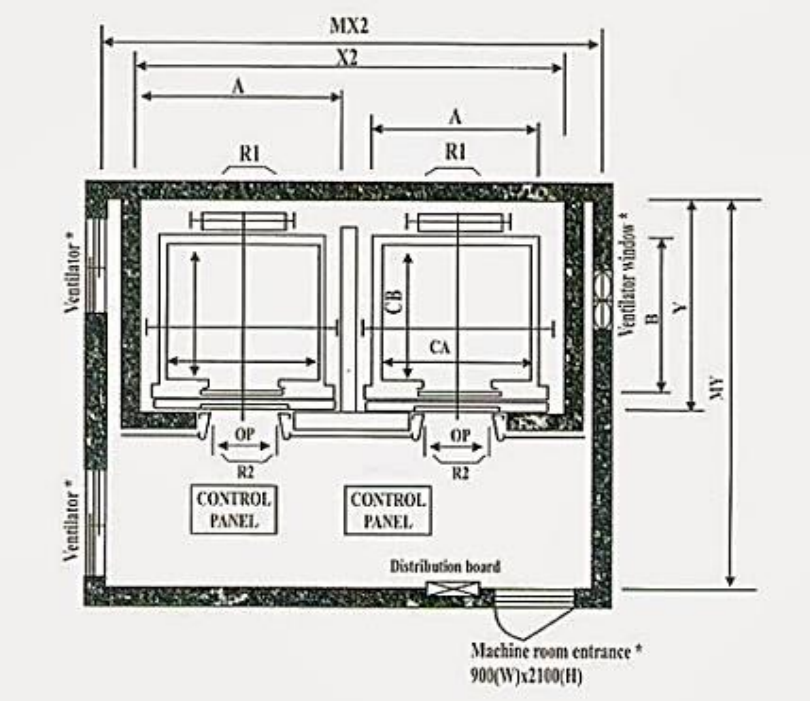
Selanjutnya untuk pembebanan balok akibat lift, terdapat 2 poin yang harus dipenuhi dalam perhitungan pembebanan yaitu:

a. Beban yang bekerja pada balok penumpu
b. Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta + perlengkapan (R1) dan berat bandul pemberat + perlengkapan (R2).

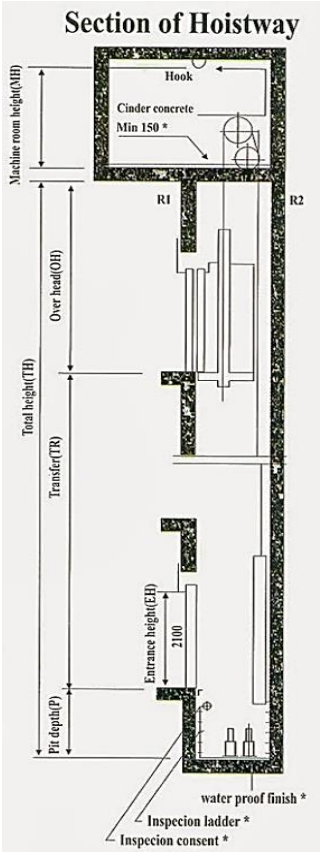
Tabel 3.9: Data teknis lift (CV. Pribumi Jaya Abadi).

KAPASITAS		*OPENING*		*CAR SIZE*		*TYPE*
PERSON	*LOAD (Kg)*	*widht*	*height*	*widht*	*length*	
10	680	800	2100	2100	1400	2 *Cars*
HOISTWAY		*MACHINE ROOM*			*REACTION*	*SPEED (m/s)*
widht	*length*	*widht*	*length*	*height*	R1	R2	
4000	1850	4000	3600	2200	4200	2700	1

Berdasarkan Tabel 3.9, lift yang digunakan pada struktur adalah lift dengan kapasitas 2 mobil (10 orang/mobil) dengan denah lift seperti yang disajikan pada Gambar 3.11 dan 3.12. Beban yang bekerja pada struktur akibat lift dapat dilihat pada Lampiran.



Gambar 3.11: Denah lift (2 *cars*).



Gambar 3.12: Tampak potongan samping lift.

3.4.7. Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang dimasukkan ke dalam program analisis struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai ρ = 1 yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai S_{DS} = 0,417 untuk kelas situs keras, S_{DS} = 0,484 untuk kelas situs sedang, dan S_{DS} = 0,578 untuk kelas situs lunak diperoleh dari sub bab 3.3, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.10 – 3.12.

Tabel 3.10: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai ρ = 1 dan S_{DS} = 0,464.

Kombinasi	**Koefisien**		**Koefisien**		**Koefisien**		**Koefisien**	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,32	DL	1	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	1,08	DL	1	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,14	DL	1	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,26	DL	1	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,32	DL	1	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	1,08	DL	1	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,26	DL	1	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,14	DL	1	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,02	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,78	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,84	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	0,96	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,02	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,78	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	0,96	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,84	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

Tabel 3.11: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai ρ = 1 dan S_{DS} = 0,528.

Kombinasi	**Koefisien**		**Koefisien**		**Koefisien**		**Koefisien**	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,34	DL	1	LL	0,3	EX	1	EY

Tabel 3.11: *Lanjutan*.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 4	1,06	DL	1	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,13	DL	1	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,27	DL	1	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,34	DL	1	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	1,06	DL	1	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,27	DL	1	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,13	DL	1	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,04	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,76	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,83	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	0,97	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,04	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,76	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	0,97	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,83	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

Tabel 3.12: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai ρ = 1 dan S_{DS} = 0,600.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,36	DL	1	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	1,04	DL	1	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,12	DL	1	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,28	DL	1	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,36	DL	1	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	1,04	DL	1	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,28	DL	1	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,12	DL	1	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,06	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,74	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,82	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	0,98	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,06	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,74	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	0,98	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,82	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

3.4.8. Analisis Respon Spektrum

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons.

Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan *software* program analisis struktur. Analisis spektrum respons ragam ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*) pada setiap Model dengan input gaya gempa menggunakan respons spektra desain berdasarkan subbab 3.3. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4, faktor redundasi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah ortogonal. Pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismik D, E, atau F nilai ρ dapat diambil sama dengan 1 bila masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau, selain itu nilai ρ harus diambil sama dengan 1,3. Perhitungan analisis modal partisipasi massa pada model dapat dilihat pada Bab 4.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas tentang hasil studi dan perbandingan perencanaan dimensi penampang hasil perhitungan oleh program analisis struktur berdasarkan tiga kelas situs tanah, gedung beton bertulang berbentuk L dengan *setback* pada kelas situs tanah keras (SC), pada kelas situs tanah sedang (SD) dan pada kelas situs tanah lunak (SE).

4.2. Perhitungan Beban Gravitasi pada Struktur Bangunan

Perhitungan beban mati dan beban hidup hanya dilakukan untuk beban yang bekerja di pelat lantai dan pelat atap, sedangkan untuk berat sendiri struktur dihitung otomatis oleh program analisis struktur dan telah disajikan pada Tabel 4.1 – 4.4.

Tabel 4.1: Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 1.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity			
Story	*Diaphragm*	*Mass X*	*Mass Y*
		kg	kg
Story 1	D1	465597,91	465597,91
Story 2	D2	451641,11	451641,11
Story 3	D3	416529,01	416529,01
Story 4	D4	297737,19	297737,19
Story 5	D5	264869,81	264869,81
Summary		1896375,03	1896375,03

Tabel 4.2: Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 2.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity			
Story	*Diaphragm*	*Mass X*	*Mass Y*
		kg	kg
Story 1	D1	474512,71	474512,71

Tabel 4.2: *Lanjutan*.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity			
Story	*Diaphragm*	*Mass X*	*Mass Y*
		kg	kg
Story 2	D2	459948,41	459948,41
Story 3	D3	422181,31	422181,31
Story 4	D4	301821,69	301821,69
Story 5	D5	266749,31	266749,31
Summary		1925213,43	1925213,43

Tabel 4.3: Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 3.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity			
Story	*Diaphragm*	*Mass X*	*Mass Y*
		kg	kg
Story 1	D1	474512,71	474512,71
Story 2	D2	459944,62	459944,62
Story 3	D3	422173,72	422173,72
Story 4	D4	301814,10	301814,10
Story 5	D5	267595,53	267595,53
Summary		1926040,68	1926040,68

Tabel 4.4: Rekapitulasi berat sendiri dari hasil *output* program analisis struktur Model 4.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity			
Story	*Diaphragm*	*Mass X*	*Mass Y*
		kg	kg
Story 1	D1	474512,71	474512,71
Story 2	D2	459944,62	459944,62
Story 3	D3	433869,76	433869,76
Story 4	D4	301814,10	301814,10
Story 5	D5	266745,52	266745,52
Summary		1936886,71	1936886,71

Adapun beban-beban mati tambahan dan beban hidup yang bekerja pada masing-masing lantai adalah:

a. Beban gravitasi pada pelat Lantai 1-4

Beban Mati

- Spesi lantai keramik (t = 2 cm)	=	53	kg/m^2
- Penutup lantai keramik	=	24	kg/m^2
- Plafon + penggantung	=	18	kg/m^2
- ME	=	60	kg/m^2
Total beban mati	=	155	kg/m^2

Beban Hidup

- Beban hidup perkantoran	=	240	kg/m^2
Total beban hidup	=	240	kg/m^2

b. Beban gravitasi pada lantai 5 (atap)

Beban Mati

- Plafon + penggantung	=	18	kg/m^2
- Waterproof		4	kg/m^2
- Plester		53	kg/m^2
- ME	=	60	kg/m^2
Total beban mati	=	135	kg/m^2

Beban Hidup

- Beban hidup perkantoran	=	100	kg/m^2
Total beban hidup	=	100	kg/m^2

4.2.1. Perhitungan Penulangan Pelat

Besar beban terfaktor yang digunakan dalam menghitung penulangan pelat yaitu dengan menghitung menggunakan kombinasi beban terbesar yang dipikul oleh pelat. Dalam hal ini, kombinasi beban terfaktor yang menghasilkan momen terbesar pada pelat adalah kombinasi 2 yaitu 1,2DL + 1,6LL, sehingga:

a. Perhitungan pelat lantai 5 (atap)
   - Beban terfaktor, Qu:

Beban mati , QD yaitu 1,35 kN/m^2, beban hidup, QL yaitu 1,00 kN/m^2.

Qu = 1,2(1,35) + 1,6(1,00)

Qu = 3,22 kN/m^2

- Momen statik (Mol): QuLxLny/8

  Arah panjang

  $$\text{Mol} = \frac{3,22 \,.\, 2,5(5 - 0,5)^2}{8} = 20,3766 \text{ kN.m}$$

  Arah pendek

  $$\text{Mol} = \frac{3,22 \,.\, 5(2,5 - 0,5)^2}{8} = 8,0500 \text{ kN.m}$$

- Momen rencana, Mol x Koef. momen:

  Arah panjang

  Negatif = 20,3766(0,525) = 10,698 kN.m

  Positif = 20,3766(0,312) = 6,357 kN.m

  Arah pendek

  Negatif = 8,0500(0,49) = 4,226 kN.m

  Positif = 8,0500(0,21) = 2,512 kN.m

- Perhitungan penulangan pelat ditunjukkan dalam Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Penulangan pelat lantai 5 (atap).

Detail	Arah Panjang			Arah Pendek		
	Negatif	Positif	Sat	Negatif	Positif	Sat
Lebar strip (b)	1000	1000	mm	1000	1000	mm
Tul dipasang D	10	10	mm	10	10	mm
Tinggi efektif	85	85	mm	75	75	mm
Ru	1,481	0,880	Mpa	0,751	0,447	Mpa
ρ min (f'c 25)	0,0040	0,0040	%	0,0040	0,0040	%
ρ	0,0043	0,0040	%	0,0040	0,0040	%
ρ max (f'c 25)	0,0169	0,0169	%	0,0169	0,0169	%
As	364,454	340	mm^2	300	300	mm^2
Jarak (s)	215,587	231,092	mm	261,905	261,905	mm
Jarak Max	220	220	mm	220	220	mm
s dipasang	200	200	mm	200	200	mm

Selanjutnya untuk perhitungan penulangan pelat lantai 1 – 4 ditunjukkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6: Perhitungan penulangan pelat lantai 1 – 4.

Detail	Arah Panjang			Arah Pendek		
	Negatif	Positif	Sat	Negatif	Positif	Sat
Pelat Lantai 4 (Qu = 7,99 kN)						
Momen Rencana	26,5383	15,7713	kN.m	10,4843	6,2306	kN.m
Lebar strip (b)	1000	1000	mm	1000	1000	mm
Tul dipasang D	10	10	mm	10	10	mm
Tinggi efektif	85	85	mm	75	75	mm
Ru	2,621	1,558	Mpa	1,330	0,790	Mpa
ρ min (f'c 25)	0,0040	0,0040	%	0,0040	0,0040	%
ρ	0,0079	0,0045	%	0,0040	0,0040	%
ρ max (f'c 25)	0,0169	0,0169	%	0,0169	0,0169	%
As	668,454	384,344	mm^2	300	300	mm^2
Jarak (s)	117,542	204,43	mm	261,905	261,905	mm
Jarak Max	220	220	mm	220	220	mm
s dipasang	100	200	mm	200	200	mm
Pelat Lantai 1 – 3 (Qu = 7,99 kN)						
Momen Rencana	25,9518	15,4228	kN.m	9,9666	5,9230	kN.m
Lebar strip (b)	1000	1000	mm	1000	1000	mm
Tul dipasang D	10	10	mm	10	10	mm
Tinggi efektif	85	85	mm	75	75	mm
Ru	2,563	1,523	Mpa	1,264	0,751	Mpa
ρ min (f'c 25)	0,0040	0,0040	%	0,0040	0,0040	%
ρ	0,0077	0,0044	%	0,0040	0,0040	%
ρ max (f'c 25)	0,0169	0,0169	%	0,0169	0,0169	%
As	652,521	375,451	mm^2	300	300	mm^2
Jarak (s)	120,412	209,272	mm	261,905	261,905	mm
Jarak Max	220	220	mm	220	220	mm
s dipasang	100	200	mm	200	200	mm

b. Tulangan susut

ρ = 0,0018

Ash = ρbd

Ash = 0,0018 x 1000 x 110 = 198 mm^2

Direncanakan D10

$$S = \frac{1/4\pi D^2 b}{Ash}$$

$$S = \frac{1/4.\pi.10^2.1000}{198} = 396{,}825 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan susut D10 – 200 mm.

4.3. Hasil Analisis Model 1 (Kelas Situs Tanah Keras)

4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Sesuai SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada Model 1, kombinasi ragam model partisipasi massa telah mencapai 90% (*Sum* UX dan *Sum* UY) pada *mode* , sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data model partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Data perioda *output software* program analisis struktur Model 1.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	***Mode***	***Period*** *sec*	***Sum UX***	***Sum UY***	***Sum UZ***
Modal	1	0,800	0,055	0,678	0,000
Modal	2	0,769	0,748	0,766	0,000
Modal	3	0,657	0,816	0,812	0,000
Modal	4	0,285	0,824	0,907	0,000
Modal	5	0,280	0,896	0,915	0,000
Modal	6	0,255	0,918	0,915	0,000
Modal	7	0,148	0,919	0,970	0,000
Modal	8	0,145	0,972	0,972	0,000
Modal	9	0,135	0,973	0,973	0,000
Modal	10	0,110	0,982	0,975	0,000
Modal	11	0,103	0,983	0,982	0,000
Modal	12	0,100	0,983	0,992	0,000

Dapat dilihat pada Tabel 4.8 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.8: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	4%	OKE	NOT OKE
T2-T3	15%	OKE	NOT OKE
T3-T4	57%	NOT OKE	OKE
T4-T5	2%	OKE	NOT OKE
T5-T6	9%	OKE	NOT OKE
T6-T7	42%	NOT OKE	OKE
T7-T8	2%	OKE	NOT OKE
T8-T9	7%	OKE	NOT OKE
T9-T10	19%	NOT OKE	OKE
T10-T11	6%	OKE	NOT OKE
T11-T12	3%	OKE	NOT OKE

Berdasarkan pada Tabel 4.8, analisis yang digunakan adalah 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%.

4.3.2. Koreksi Gaya Geser Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, kombinasi respon dinamik untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala. Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 1.

Arah Gempa	V_1 (kN)
Gempa X	1078,999
Gempa Y	1078,999

Untuk analisis perhitungan V_1 dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 4.10: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output software* program analisis struktur Model 1.

Base Reaction				
Output Case	*Case Type*	*Step Type*	*Global* F_X	*Global* F_Y
Text	*Text*	*Text*	kN	kN
Gempa X	*LinRespSpec*	*Max*	1815,51	620,27
Gempa Y	*LinRespSpec*	*Max*	616,98	1827,93

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 respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

Syarat : $V_t \geq 0{,}85\ V_1$

Gempa X : $1815{,}51 \geq 0{,}85 \times 1078{,}999$

: $1815{,}51 \geq 917{,}150$ (OK)

Gempa Y : $1827{,}93 \geq 0{,}85 \times 1078{,}999$

: $1827{,}93 \geq 917{,}150$ (OK)

Berdasarkan hasil analisis di atas, dapat diketahui bahwa gaya geser akibat gempa x dan gempa y respons spektrum lebih besar dari 0,85 kali gaya geser statik ekivalen. Sesuai dengan persyaratan SNI 1726:2012 bahwa nilai gaya geser respons spektrum minimum adalah 0,85 kali gaya geser statik ekivalen, sehingga gaya geser respons spektrum yang telah dianalisis dapat digunakan tanpa adanya perkalian dengan faktor skala. Pada Tabel 4.11 tertera hasil perbandingan gaya geser dasar statik ekivalen dan dinamik respons spektrum dan nilai faktor skala pada masing-masing arah.

Tabel 4.11: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik (kN) Model 1.

Vt (CQC)	Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala	
(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	Arah X	Arah Y
1815,514	1827,935	917,150	917,150	0,505	0,502

4.3.3. Koreksi Faktor Redundasi

Berdasarkan SNI 1726:2012 gaya geser dengan redundasi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundasi 1 pada masing-masing arah. Jika nilai gaya geser dengan redundasi 1 pada suatu lantai tertentu terdapat nilainya yang lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar pada redundasi 1, maka gaya geser lantai tersebut harus diganti dengan gaya geser pada lantai yang sama dengan redundasi 1,3. Berikut ini merupakan hasil pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya untuk redundasi 1 dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundasi 1 Model 1.

Lantai	V_x	V_y	35 % Vx	35 % Vy	Kontrol	
	(kN)	kN	*Base Shear*	*Base Shear*	X	Y
5	150,706	150,706	92,721	92,721	OKE	OKE
4	169,407	169,407	92,721	92,721	OKE	OKE
3	236,997	236,997	92,721	92,721	OKE	OKE
2	256,975	256,975	92,721	92,721	OKE	OKE
1	264,916	264,916	92,721	92,721	OKE	OKE
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	OKE	OKE

Berdasarkan Tabel 4.12, gaya geser dengan redundasi 1 telah memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar baik dalam arah x maupun dalam arah y, maka nilai redundasi 1 dapat digunakan pada kombinasi pembebanan untuk pemodelan struktur.

4.3.4. Gaya Geser Per Lantai

Gaya geser per lantai pada gempa x maupun gempa y akibat gaya gempa dinamik respons spektrum didapat melalui hasil pemodelan struktur yang dianalisis dengan menggunakan *software* program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13: Nilai gaya geser struktur per lantai Model 1.

Lantai	Tinggi	*Location*	Vx	Vy
	m		kN	kN
5	18,5	*Top*	463,866	475,426
		Bottom	463,866	475,426
4	15	*Top*	876,228	880,480
		Bottom	876,228	880,480
3	11,5	*Top*	1323,449	1317,399
		Bottom	1323,449	1317,399
2	8	*Top*	1671,221	1660,244
		Bottom	1671,221	1660,244
1	4	*Top*	1830,505	1818,271
		Bottom	1830,505	1818,271
Base	0	*Top*	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

4.3.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai gaya geser dasar nominal respons ragam pertama (V_1) dan nilai gaya geser dasar yang didapat dari hasil analisis ragam respons spektrum yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 4.10 dan 4.11.

Berdasarkan pada sub bab 4.3.2, yang tertera pada Tabel 4.12 dapat diketahui bahwa nilai simpangan antar lantai akibat Gempa X dan Gempa Y dapat digunakan tanpa adanya dikalikan dengan faktor skala.

4.3.6. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Extreme Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap lantai. Perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dianalisis dengan mempertimbangkan gaya lateral akibat gempa x dan gempa y. Hasil analisis ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 1.

Lt	*Load Case*	*Stiffness*	R1	R2	*Soft Story*		*Extreme Soft Story*	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
5	Gempa X	132387,41	-	-	-	-	-	-
4	Gempa X	196510,10	148,44	148,44	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	299984,45	152,66	182,42	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	271712,34	90,58	129,62	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	452444,47	166,52	200,95	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa Y	126799,19	-	-	-	-	-	-
4	Gempa Y	176784,64	147,13	147,13	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	254852,26	133,63	159,12	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	236050,29	91,80	122,02	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	402417,48	167,66	193,91	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.14 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak didefinisikan sebagai ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.3.7. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa)

Pemerikasaan ketidakberaturan berat (massa) dilakukan dengan cara menghitung berat gedung per lantai. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15: Ketidakberaturan berat (massa) Model 1.

Lantai	Wx (Kg)	Wy (Kg)	%Wx ±1	%Wy ±1
Lantai 5	264869,81	264869,81	88,96%	88,96%
Lantai 4	297737,19	297737,19	71,48%	71,48%

Tabel 4.15: *Lanjutan*.

Lantai	Wx (Kg)	Wy (Kg)	%Wx ±1	%Wy ±1
Lantai 3	416529,01	416529,01	139,90%	139,90%
Lantai 2	451641,11	451641,11	108,43%	108,43%
Lantai 1	465597,91	465597,91	103,09%	103,09%

Berdasarkan Tabel 4.15 didapat nilai $\%W_{\pm 1}$ lebih kecil dari 150%. Sesuai SNI 1726:2012 gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan berat (massa).

4.3.8. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih

Pemerikasaan ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih dilakukan dengan cara menghitung simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi dan 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi berlebih. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih dapat dilihat pada Tabel 4.16 dan 4.17.

Tabel 4.16: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 1.

Story	Elev	(h_i)	Δx_{min}	Δx_{max}	1,2(Δx avg)	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,0028	0,0032	0,0036	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,0042	0,0049	0,0054	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,0044	0,0056	0,0060	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 2	8	4	0,0063	0,0079	0,0085	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,0043	0,0053	0,0058	Tidak Ada	Tidak Ada

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan torsi pada sumbu x (Tabel 4.16), struktur tidak dinyatakan sebagai gedung ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih. Hal ini dikarenakan simpangan antar lantai maksimun tidak melebihi 1,2 kali simpangan antar lantai rata-rata di kedua ujung struktur maupun 1,4 kali simpangan antar lantai rata-rata di kedua ujung struktur.

Tabel 4.17: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 1.

Story	Elev	(h_i)	Δy_{min}	Δy_{max}	1,2(Δy avg)	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,0027	0,0043	0,0042	Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,0040	0,0062	0,0061	Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,0042	0,0069	0,0066	Ada	Tidak Ada
Story 2	8	4	0,0061	0,0094	0,0093	Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,0041	0,0061	0,0061	Tidak Ada	Tidak Ada

Berdasarkan Tabel 4.17 didapat nilai simpangan antar lantai pada sumbu y lebih besar dari 1,2 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata dan lebih kecil dari 1,4 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata. Sesuai SNI 1726:2012 gedung didefinisikan sebagai gedung yang memiliki ketidakberaturan torsi. Sesuai dengan tujuan dari pada penelitian ini adalah mencari dimensi ideal yang mampu menahan ketidakberaturan struktur. Oleh karena itu, maka pada penelitian ini Model 1 dinyatakan *bad design*.

4.4. Hasil Analisis Model 2 (Kelas Situs Tanah Keras)

4.4.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Berdasarkan hasil pada Model 1, untuk menghindari ketidakberaturan pada struktur, maka pada Model 2 ini dimensi penampang diperbesar dan dibedakan dalam beberapa tipe yang ditempatkan di posisi yang berbeda sesuai dengan kebutuhan dimensi penampang untuk menahan ketidakberaturan pada struktur. Berdasarkan SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons spektrum yang ditinjau oleh modal. Pada Model 2, kombinasi ragam modal rasio partisipasi massa telah mencapai 90% (*Sum* UX dan *Sum* UY) pada *mode*, sehingga rasio partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal rasio partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18: Data perioda *output software* program analisis struktur Model 2.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	***Mode***	***Period*** *sec*	***Sum UX***	***Sum UY***	***Sum UZ***
Modal	1	0,781	0,052	0,668	0,000
Modal	2	0,749	0,739	0,753	0,000
Modal	3	0,645	0,808	0,803	0,000
Modal	4	0,276	0,814	0,904	0,000
Modal	5	0,272	0,888	0,911	0,000
Modal	6	0,248	0,913	0,911	0,000
Modal	7	0,142	0,915	0,964	0,000
Modal	8	0,139	0,968	0,968	0,000
Modal	9	0,131	0,969	0,970	0,000
Modal	10	0,107	0,978	0,971	0,000
Modal	11	0,100	0,978	0,974	0,000
Modal	12	0,096	0,978	0,988	0,000

Dapat dilihat pada Tabel 4.19 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.19: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	4%	OKE	NOT OKE
T2-T3	14%	OKE	NOT OKE
T3-T4	57%	NOT OKE	OKE
T4-T5	1%	OKE	NOT OKE
T5-T6	9%	OKE	NOT OKE
T6-T7	43%	NOT OKE	OKE
T7-T8	2%	OKE	NOT OKE
T8-T9	6%	OKE	NOT OKE
T9-T10	18%	NOT OKE	OKE
T10-T11	7%	OKE	NOT OKE
T11-T12	4%	OKE	NOT OKE

Berdasarkan pada Tabel 4.19, analisis yang digunakan adalah 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%.

4.4.2. Koreksi Gaya Geser Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, kombinasi respon dinamik untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala. Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.20 dan 4.21.

Tabel 4.20: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 2.

Arah Gempa	V_1 (kN)
Gempa X	1095,408
Gempa Y	1095,408

Untuk analisis perhitungan V_1 dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 4.21: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output software* program analisis struktur Model 2.

Base Reaction				
Output Case	*Case Type*	*Step Type*	*Global* F_X	*Global* F_Y
Text	*Text*	*Text*	kN	kN
Gempa X	*LinRespSpec*	*Max*	1827,70	626,70
Gempa Y	*LinRespSpec*	*Max*	626,01	1830,33

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 respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

Syarat : $V_t \geq 0{,}85\ V_1$

Gempa X : $1827{,}70 \geq 0{,}85$ x 1095,408

: 1827,70 ≥ 931,097 (OK)

Gempa Y : 1830,33 ≥ 0,85 x 1095,408

: 1830,33 ≥ 931,097 (OK)

Berdasarkan hasil analisis di atas, dapat diketahui bahwa gaya geser akibat gempa x dan gempa y dapat digunakan tanpa adanya perkalian dengan faktor skala. Pada Tabel 4.22 tertera hasil perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik nilai faktor skala pada masing-masing arah.

Tabel 4.22: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik (kN) Model 2.

Vt (CQC)	Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala	
(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	Arah X	Arah Y
1827,701	1830,327	931,097	931,097	0,509	0,509

4.4.3. Koreksi Faktor Redundasi

Berdasarkan SNI 1726:2012 gaya geser dengan redundasi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundasi 1 pada masing-masing arah. Jika nilai gaya geser dengan redundasi 1 pada suatu lantai tertentu terdapat nilainya yang lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar pada redundasi 1, maka gaya geser lantai tersebut harus diganti dengan gaya geser pada lantai yang sama dengan redundasi 1,3. Berikut ini merupakan hasil pengecekan untuk setiap gaya geser pada pasing-masing lantainya untuk redundasi 1 dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundasi 1 Model 2.

Lantai	V_x	V_y	35 % Vx	35 % Vy	Kontrol	
	(kN)	kN	*Base Shear*	*Base Shear*	X	Y
5	151,775	151,775	94,496	94,496	OKE	OKE
4	171,731	171,731	94,496	94,496	OKE	OKE
3	240,213	240,213	94,496	94,496	OKE	OKE
2	261,701	261,701	94,496	94,496	OKE	OKE

Tabel 4.23: *Lanjutan*.

Lantai	V_x	V_y	35 % Vx	35 % Vy	Kontrol	
	(kN)	kN	*Base Shear*	*Base Shear*	X	Y
1	269,988	269,988	94,496	94,496	OKE	OKE
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	OKE	OKE

Berdasarkan Tabel 4.23, gaya geser dengan redundasi 1 telah memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundasi yang digunakan pada pemodelan struktur adalah redundasi 1.

4.4.4. Gaya Geser Per Lantai

Gaya geser per lantai didapat melalui hasil pemodelan struktur dengan menggunakan *software* program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24: Nilai gaya geser struktur per lantai Model 2.

Lantai	Tinggi	*Location*	Vx	Vy
	m		kN	kN
5	18,5	*Top*	473,124	486,883
		Bottom	473,124	486,883
4	15	*Top*	892,935	902,140
		Bottom	892,935	902,140
3	11,5	*Top*	1332,114	1335,689
		Bottom	1332,114	1335,689
2	8	*Top*	1672,576	1674,953
		Bottom	1672,576	1674,953
1	4	*Top*	1827,701	1830,327
		Bottom	1827,701	1830,327
Base	0	*Top*	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

4.4.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai gaya geser dasar nominal respons ragam pertama (V_1) dan nilai gaya geser dasar yang didapat dari hasil analisis ragam respons spektrum yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 4.20 dan 4.21.

Berdasarkan pada sub bab 4.4.2, yang tertera pada Tabel 4.22 dapat diketahui bahwa nilai simpangan antar lantai akibat Gempa X dan Gempa Y dapat digunakan tanpa adanya dikalikan dengan faktor skala.

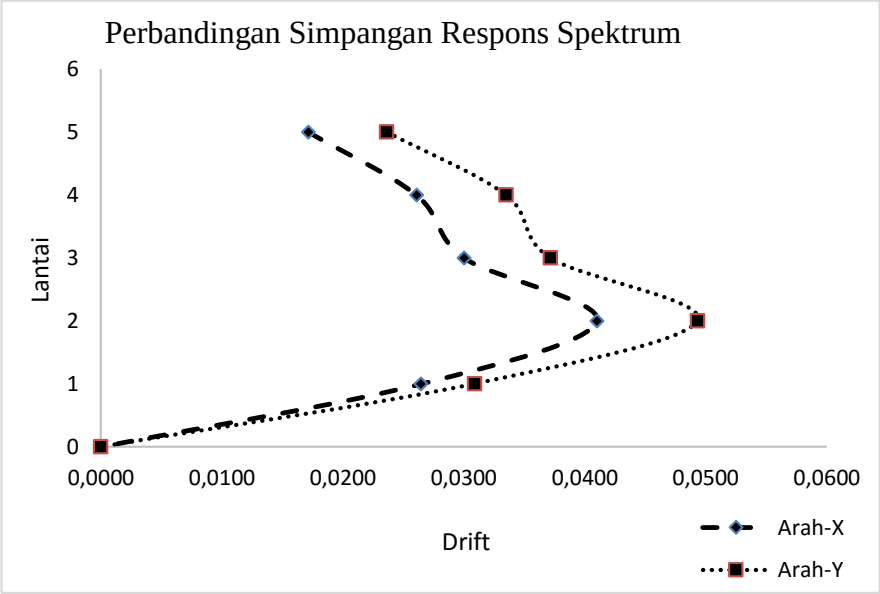
4.4.6. Nilai Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.25, tertera hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 2.

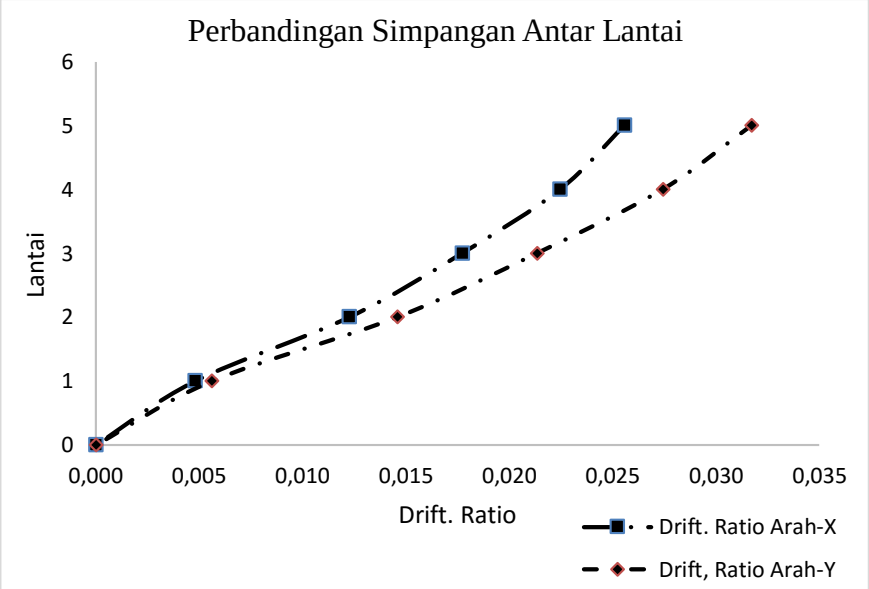
Tabel 4.25: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 Model 2.

Story	h_x (m)	Beban latheral arah-X			Beban latheral arah-Y			Δ_a (m)	Cek	
		δ_{xe}	δ_x	Δ	δ_{xe}	δ_x	Δ			
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		X	Y
5	3,5	0,026	0,141	0,017	0,032	0,174	0,024	0,070	OKE	OKE
4	3,5	0,022	0,124	0,026	0,027	0,151	0,033	0,070	OKE	OKE
3	3,5	0,018	0,097	0,030	0,021	0,117	0,037	0,070	OKE	OKE
2	3,5	0,012	0,067	0,041	0,015	0,080	0,049	0,070	OKE	OKE
1	4	0,005	0,026	0,026	0,006	0,031	0,031	0,080	OKE	OKE
Base	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,080	OKE	OKE

Berdasarkan Tabel 4.25 maka dapat terlihat dari grafik bahwa perbandingan simpangan antar lantai arah x dan arah y yang terjadi pada tingkat atas mengalami simpangan yang cukup besar dibandingkan simpangan yang terjadi dibawahnya. Sedangkan *drift ratio* arah x dan arah y mengalami pembesaran pada tingkat 2. Adapaun grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* arah x dan arah y disajikan pada Gambar 4.1 dan 4.2.



Gambar 4.1: Perbandingan simpangan respons spektrum Model 2.



Gambar 4.2: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 2.

4.4.7. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Extreme Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap lantai. Perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan

dianalisis dengan mempertimbangkan gaya lateral akibat gempa x dan gempa y. Hasil analisis ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dapat dilihat pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 2.

Lt	*Load Case*	*Stiffness*	R1	R2	*Soft Story*		*Extreme Soft Story*	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
5	Gempa X	132387,41	-	-	-	-	-	-
4	Gempa X	196510,10	143,38	143,38	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	299984,45	149,22	175,81	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	271712,34	90,96	127,66	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	452444,47	168,25	200,91	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa Y	126799,19	-	-	-	-	-	-
4	Gempa Y	176784,64	142,26	142,26	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	254852,26	132,40	155,50	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	236050,29	92,16	120,93	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	402417,48	169,04	194,26	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.26 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak didefinisikan sebagai ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.4.8. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa)

Pemerikasaan ketidakberaturan berat (massa) dilakukan dengan cara menghitung berat gedung per lantai. Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada apabila massa efektif pada semua tingkat lebih dari 150% tingkat di dekatnya. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan berat (massa) dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27: Ketidakberaturan berat (massa) Model 2.

Lantai	Wx (Kg)	Wy (Kg)	%Wx ±1	%Wy ±1
Lantai 5	266749,31	266749,31	88,38%	88,38%
Lantai 4	301821,69	301821,69	71,49%	71,49%
Lantai 3	422181,31	422181,31	139,88%	139,88%
Lantai 2	459948,41	459948,41	108,95%	108,95%
Lantai 1	474512,71	474512,71	103,17%	103,17%

Berdasarkan Tabel 4.27 didapat nilai $\%W_{\pm 1}$ lebih kecil dari 150%. Sesuai SNI 1726:2012 gedung tidak didefinisikan sebagai ketidakberaturan berat (massa).

4.4.9. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih

Pemerikasaan ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih dilakukan dengan cara menghitung simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi dan lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi berlebih. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih dapat dilihat pada Tabel 4.28 dan 4.29.

Tabel 4.28: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 2.

Story	Elev	(h_i)	Δx_{min}	Δx_{max}	1,2(Δx avg)	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,003119	0,003124	0,0037	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,004734	0,004741	0,0057	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,005458	0,005462	0,0066	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 2	8	4	0,007452	0,007452	0,0089	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,004806	0,004811	0,0058	Tidak Ada	Tidak Ada

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan torsi pada sumbu x (Tabel 4.28), struktur tidak dinyatakan sebagai gedung ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih.

Hal ini dikarenakan simpangan antar lantai maksimun tidak melebihi 1,2 kali simpangan antar lantai rata-rata di kedua ujung struktur maupun 1,4 kali simpangan antar lantai rata-rata di kedua ujung struktur.

Tabel 4.29: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 2.

Story	Elev	(h_i)	Δy_{min}	Δy_{max}	1,2(Δy avg)	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,001716	0,001718	0,0021	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,002409	0,002412	0,0029	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,002759	0,002761	0,0033	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 2	8	4	0,003675	0,003678	0,0044	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,002318	0,002325	0,0028	Tidak Ada	Tidak Ada

Berdasarkan Tabel 4.29 didapat nilai simpangan antar lantai pada sumbu y lebih kecil dari 1,2 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata dan lebih kecil dari 1,4 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata. Sesuai SNI 1726:2012 gedung didefinisikan sebagai gedung yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi maupun torsi berlebih.

4.4.10. Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai koefisen stabilitas. Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta yang disajikan pada Tabel 4.30 dan 4.31.

Tabel 4.30: Perhitungan P-Delta Arah x Model 2.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-X			
			Δ	V_x	θ	Cek
			(m)	(kN)		
5	3,5	2616,81	0,0172	473,12	0,0049	OK
4	3,5	5577,68	0,0261	892,94	0,0085	OK
3	3,5	9719,28	0,0300	1332,11	0,0114	OK

Tabel 4.30: *Lanjutan*.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-X			
			Δ (m)	V_x (kN)	θ	Cek
2	3,5	14231,37	0,0410	1672,58	0,0181	OK
1	4	18886,34	0,0265	1827,70	0,0124	OK

Tabel 4.31: Perhitungan P-Delta Arah y Model 2.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-Y			
			Δ (m)	V_x (kN)	θ	Cek
5	3,5	2616,81	0,0236	486,88	0,0066	OK
4	3,5	5577,68	0,0335	902,14	0,0108	OK
3	3,5	9719,28	0,0372	1335,69	0,0140	OK
2	3,5	14231,37	0,0493	1674,95	0,0218	OK
1	4	18886,34	0,0309	1830,33	0,0145	OK

Berdasarkan Tabel 4.30 dan 4.31, stabilitas rasio (θ) untuk masing-masing arah baik arah x dan arah y. Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

4.4.11. Penulangan Balok

Luas tulangan memanjang balok yang dibutuhkan telah dihitung melalui *software* program analisis struktur. Dalam hal ini, luasan yang dipakai dalam menganalisis tulangan balok adalah diambil yang terbesar pada setiap tipe penampang balok. Untuk tulangan memanjang balok digunakan tulangan D19 dan untuk tulangan geser balok digunakan tulangan D10 serta untuk tulangan pinggang pada balok digunakan tulangan D13. Jumlah tulangan yang dibutuhkan didapat dengan cara membagi luas tulangan yang dibutuhkan dengan luas per buah tulangan. Perhitungan tulangan balok dapat dilihat pada Tabel 4.32 dan 4.33.

Tabel 4.32: Perhitungan tulangan memanjang balok Model 2.

Tipe Balok	Dimensi		Tulangan Utama				
			As perlu		As	Jumlah Tul.	
	b	h			D19	As perlu/As	Pasang
	mm	mm		mm^2	mm^2	buah	buah
B_1a	400	550	TA	929	283,64	3,28	4
			TB	704	283,64	2,48	3
			LA	380	283,64	1,34	2
			LB	704	283,64	2,48	3
B_1b	300	400	TA	289	283,64	1,02	2
			TB	143	283,64	0,50	2
			LA	75	283,64	0,26	2
			LB	171	283,64	0,60	2
B_2a	350	500	TA	795	283,64	2,80	3
			TB	551	283,64	1,94	2
			LA	257	283,64	0,91	2
			LB	592	283,64	2,09	3
B_2b	400	550	TA	178	283,64	0,63	2
			TB	88	283,64	0,31	2
			LA	44	283,64	0,16	2
			LB	129	283,64	0,45	2
$Lintel_1$	400	550	TA	475	283,64	1,67	2
			TB	442	283,64	1,56	2
			LA	189	283,64	0,67	2
			LB	240	283,64	0,85	2
$Lintel_2$	400	550	TA	422	283,64	1,49	2
			TB	243	283,64	0,86	2
			LA	107	283,64	0,38	2
			LB	170	283,64	0,60	2

Catatan: T adalah tumpuan, L adalah lapangan, A adalah bagian atas dan B adalah bagian bawah.

Hasil rekapitulasi tulangan memanjang pada balok dapat dilihat pada Tabel 4.76.

Tabel 4.33: Perhitungan tulangan geser dan pinggang balok Model 2.

Tipe Balok	Dimensi		Tulangan Geser				Tulangan Pinggang		
			As perlu		As D10	Jarak	h > 400		
	b	h					d	Jarak	Pasang
	mm	mm		mm^2	mm^2	mm	mm	mm	buah/sisi
B_1a	400	550	T	1334,10	78,57	100	480,5	300	D13 2
			L	977,65	78,57	150			
B_1b	300	400	T	244,65	78,57	80	330,5	300	h < 400 -
			L	209,66	78,57	150			
B_2a	350	500	T	911,93	78,57	100	430,5	300	D13 1
			L	901,94	78,57	150			
B_2b	400	550	T	159,30	78,57	70	280,5	300	h < 400 -
			L	129,53	78,57	120			
$Lintel_1$	400	550	T	411,59	78,57	100	430,5	300	D13 1
			L	365,16	78,57	150			
$Lintel_2$	400	550	T	356,71	78,57	80	380,5	300	D13 1
			L	309,70	78,57	120			

Catatan: T adalah tumpuan, L adalah lapangan.

Hasil rekapitulasi tulangan geser dan pinggang balok dapat dilihat pada Tabel 4.76.

4.4.11.1. Kontrol Persyaratan Balok pada SRPMK (SNI 2847:2013)

Berdasarkan SNI 2847:2013, komponen struktur lentur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

1. Balok utama tipe B_1a

- $Pu \leq Ag.f'_c/10$

  Nilai Pu yang didapat dari program analisis struktur adalah, Pu = 21,264 kN

  $Ag.f'_c/10 = \dfrac{\dfrac{(550 \times 400) \times 30}{10}}{1000} = 660$ kN/m^2 **(OKE)**

- $Ln \geq 4d$

  Ln = 4450 mm

  4(480,5) = 1922 mm **(OKE)**

- $bw \geq 0,3\ h$ atau 250 mm

  bw = 400 mm

  0,3(550) = 165 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\dfrac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)400 \times 480,5 = 671,379$ mm^2

  $As_{min} = \left(\dfrac{1,4}{392}\right)400 \times 480,5 = 686,429$ mm^2

  $As_{total} = 2(283,643) + 3(283,643) = 1418,21$ mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

  $\rho = \dfrac{1418,21}{550 \times 480,5} = 0,005$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 480,5/4 = 120,125 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 100 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 480,5/2 = 240,25 mm **(OKE)**

2. Balok utama tipe B_2a

- $Pu \leq Ag.f'_c/10$

  Nilai Pu yang didapat dari program analisis struktur adalah, Pu = 35,430 kN

  $Ag.f'_c/10 = \dfrac{\dfrac{(500 \times 350) \times 30}{10}}{1000} = 525 \text{ kN/m}^2$ **(OKE)**

- $Ln \geq 4d$

  Ln = 4500 mm

  4(430,5) = 1722 mm **(OKE)**

- $bw \geq 0{,}3\ h$ atau 250 mm

  bw = 350 mm

  0,3(500) = 150 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\dfrac{0{,}25\sqrt{30}}{392}\right) 350 \times 430{,}5 = 526{,}327 \text{ mm}^2$

  $As_{min} = \left(\dfrac{1{,}4}{392}\right) 350 \times 430{,}5 = 538{,}125 \text{ mm}^2$

  As_{total} = 2(283,643) + 3(283,643) = 1418,21 mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $\rho = \dfrac{1418{,}23}{500 \times 430{,}5} = 0{,}007$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 430,5/4 = 107,625 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 100 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 430,5/2 = 215,25 mm **(OKE)**

3. Balok anak tipe B_1b

- Cek dimensi balok anak ($h \geq 1/15Ly$ dan $b \geq 1/2h$)

  h = 400 mm

  b = 300 mm

  1/15(5000) = 333,33 mm **(OKE)**

  ½(400) = 200 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)300 \times 330,5 = 346,344 \text{ mm}^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)300 \times 330,5 = 354,107 \text{ mm}^2$

  As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $\rho = \frac{1134,57}{400 \times 330,5} = 0,009$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 330,5/4 = 82,625 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 80 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 330,5/2 = 165,25 mm **(OKE)**

4. Balok anak tipe B_2b

- Cek dimensi balok anak ($h \geq 1/15Ly$ dan $b \geq 1/2h$)

  h = 350 mm

  b = 250 mm

  1/15(5000) = 333,33 mm **(OKE)**

  ½(350) = 170 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right) 250 \times 280,5 = 244,956 \text{ mm}^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right) 250 \times 280,5 = 250,446 \text{ mm}^2$

  $As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 \text{ mm}^2$ **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

  $\rho = \frac{1134,57}{350 \times 280,5} = 0,0162$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  $S_1 = 280,5/4 = 70,125$ mm

  $S_2 = 8(19) = 152$ mm

  $S_3 = 300$ mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 70 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  $s_{max} = 280,5/2 = 140,25$ mm **(OKE)**

5. Balok Lintel$_1$

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right) 300 \times 430,5 = 451,138 \text{ mm}^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right) 300 \times 430,5 = 461,250 \text{ mm}^2$

  $As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 \text{ mm}^2$ **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

$\rho = \frac{1134,57}{500 \times 430,5} = 0,021$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 430,5/4 = 87,612 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 80 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 430,5/2 = 175,23 mm **(OKE)**

6. Balok $Lintel_2$

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right) 300 \times 380,5 = 398,741 \text{ mm}^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right) 300 \times 380,5 = 407,679 \text{ mm}^2$

  As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $\rho = \frac{1134,57}{450 \times 380,5} = 0,025$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 380,5/4 = 71,490 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 70 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 380,5/2 = 146,47 mm **(OKE)**

Berdasarkan hasil analisis dari butir 1 – 6, sesuai SNI 2847:2013, balok yang digunakan pada Model 2 telah memenuhi persyaratan SRPMK.

4.4.12. Penulangan Kolom

Luas tulangan kolom yang dibutuhkan telah dihitung melalui program analisis struktur. Dalam hal ini, luasan yang dipakai dalam menganalisis tulangan kolom adalah diambil yang terbesar pada setiap jenis penampang kolom. Perhitungan penulangan kolom akan disajikan pada Tabel 4.34 dan 4.35.

Tabel 4.34: Perhitungan tulangan memanjang kolom Model 2.

Tipe Kolom	Dimensi		Tulangan Utama				
			As perlu	As	Jumlah Tul.		Jarak
	b	h		D22	As perlu/As	Pasang	≤ 150
	mm	mm	mm^2	mm^2	buah	buah/sisi	mm
K_1A	550	550	3025	380,29	12	4	120,67
K_1B	650	650	4225	380,29	16	5	110,00
K_1C	600	600	3600	380,29	16	5	97,50
K_2A	500	500	2500	380,29	12	4	104,00
K_2B	550	550	3025	380,29	12	4	120,67
K_2C	550	550	3025	380,29	12	4	120,67

Tabel 4.35: Perhitungan tulangan geser kolom Model 2.

Tipe Kolom	Dimensi		Tulangan Geser				Kontrol Kolom	
			As perlu	As	Jarak	Cek	b ≥ 300 mm	Rasio ≥ 0,4
	b	h		D10		As ≥ As perlu		
	mm	mm	mm^2	mm^2	mm			
K_1A	550	550	826,52	78,57	200	1375	550	1
K_1B	650	650	764,80	78,57	200	1375	650	1
K_1C	600	600	686,24	78,57	200	1375	600	1
K_2A	500	500	606,93	78,57	200	1375	500	1
K_2B	550	550	743,44	78,57	200	1375	550	1
K_2C	550	550	743,44	78,57	200	1375	550	1

Hasil rekappitulasi tulangan kolom dapat dilihat pada Tabel 4.78.

4.4.13. Kolom Kuat Balok Lemah

Dikarenakan dimensi penampang kolom pada *base* sampai lantai 2, dan lantai 3 sampai lantai 5 sama, maka diambil satu perwakilan pada setiap lantai.

1. *Base* – lantai 2
   - Momen nominal pada balok:
     a. Luas tulangan pada balok yang telah didesain:

        Balok kiri = 4(283,643) + 3(283,643) = 1985,50 mm^2

        Balok kanan = 4(283,643) + 3(283,643) = 1985,50 mm^2

     b. Tinggi blok regangan (a):

        Balok kiri $= \dfrac{1985,50 \times 392}{0,85 \times 30 \times 400}$ = 76,305 mm

        Balok kanan $= \dfrac{1985,50 \times 392}{0,85 \times 30 \times 400}$ = 76,305 mm

     c. Momen nominal

        Balok kiri $= 0,8 \times 1985,50 \times 392 \left(480,5 - \dfrac{76,305}{2} \right)$

        Momen nominal = 275,429 kN.m

        Balok kanan $= 0,8 \times 1985,50 \times 392 \left(480,5 - \dfrac{76,305}{2} \right)$

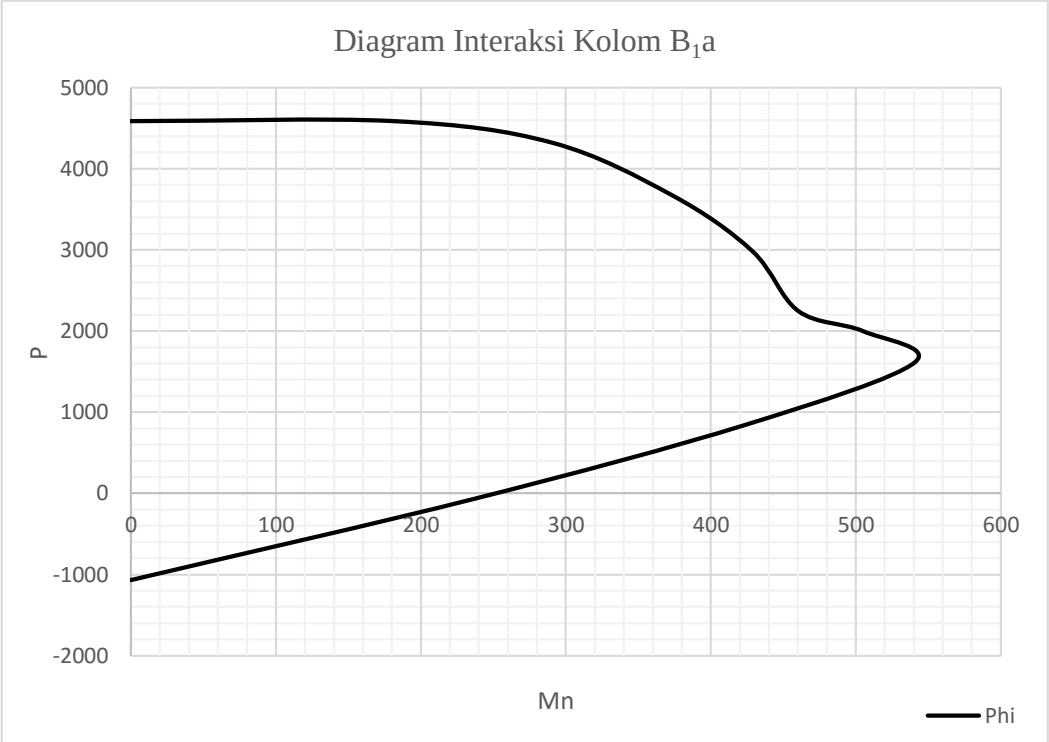
        Momen nominal = 275,429 kN.m

     d. ΣM_g = 275,429 + 275,429 = 550,858 kN.m

     Maka, $6/5 M_{nb}$ = 6/5(550,858) = 661,029 kN.m

   - Momen nominal pada kolom:

     Besarnya momen nominal pada kolom yang ditinjau dapat dilihat melalui diagram interaksi yang dihitung dari hasil program analisis struktur dengan data seperti yang disajikan pada Tabel 4.36 atau pada Gambar 4.3. Selanjutnya, dalam menghitung hubungan kolom kuat – balok lemah, besarnya momen nominal balok dapat dihitung dengan cara interpolasi linier akibat hubungan gaya aksial terpusat nominal kolom yang didapat melalui program analisis struktur.



Gambar 4.3: Diagram interaksi kolom tipe B_1a.

Perhitungan momen nominal kolom adalah:

a. Kolom yang didesain

P = 1467,814 kN

$$Mn = 424{,}138 + (1467{,}814 - 846{,}406)\frac{540{,}717 - 424{,}138}{1613{,}830 - 846{,}406}$$

Mn = 518,536 kN.m

b. Kolom diatasnya

P = 1865,875 kN

$$Mn = 540{,}717 + (1865{,}875 - 1613{,}830)\frac{505{,}116 - 540{,}717}{1999{,}909 - 1613{,}830}$$

Mn = 517,476 kN.m

Maka,

$$\text{ØMn} = \frac{518{,}536 + 517{,}476}{0{,}65}$$

ØMn= 1593,864 kN.m

Jadi, $\Sigma M_{nc} \geq 6/5\ \Sigma M_{nb}$

1593,864 > 661,029 **(OKE)**

Tabel 4.36: Data desain diagram interaksi kolom B_1a.

Point	P (kN)	Mn (kN-m)
1	4587,445	0
2	4587,445	181,459
3	4323,031	290,426
4	3673,629	373,470
5	2986,428	428,738
6	2246,042	460,587
7	1999,909	505,116
8	1613,830	540,717
9	846,406	424,138
10	-64,707	237,149
11	-1067,220	0

2. Lantai 3 – lantai 5

- Momen nominal pada balok:

a. Luas tulangan pada balok yang telah didesain:

Balok kiri = 3(283,643) + 2(283,643) = 1418,214 mm^2

Balok kanan = 3(283,643) + 2(283,643) = 1418,214 mm^2

b. Tinggi blok regangan (a):

Balok kiri $= \dfrac{1418,214 \times 392}{0,85 \times 30 \times 350}$ = 62,290 mm

Balok kanan $= \dfrac{1418,214 \times 392}{0,85 \times 30 \times 350}$ = 62,290 mm

c. Momen nominal

Balok kiri $= 0,8 \times 1418,214 \times 392\left(430,5 - \dfrac{62,290}{2}\right)$

Momen nominal = 177,614 kN.m

Balok kanan $= 0,8 \times 1418,214 \times 392\left(430,5 - \dfrac{62,290}{2}\right)$

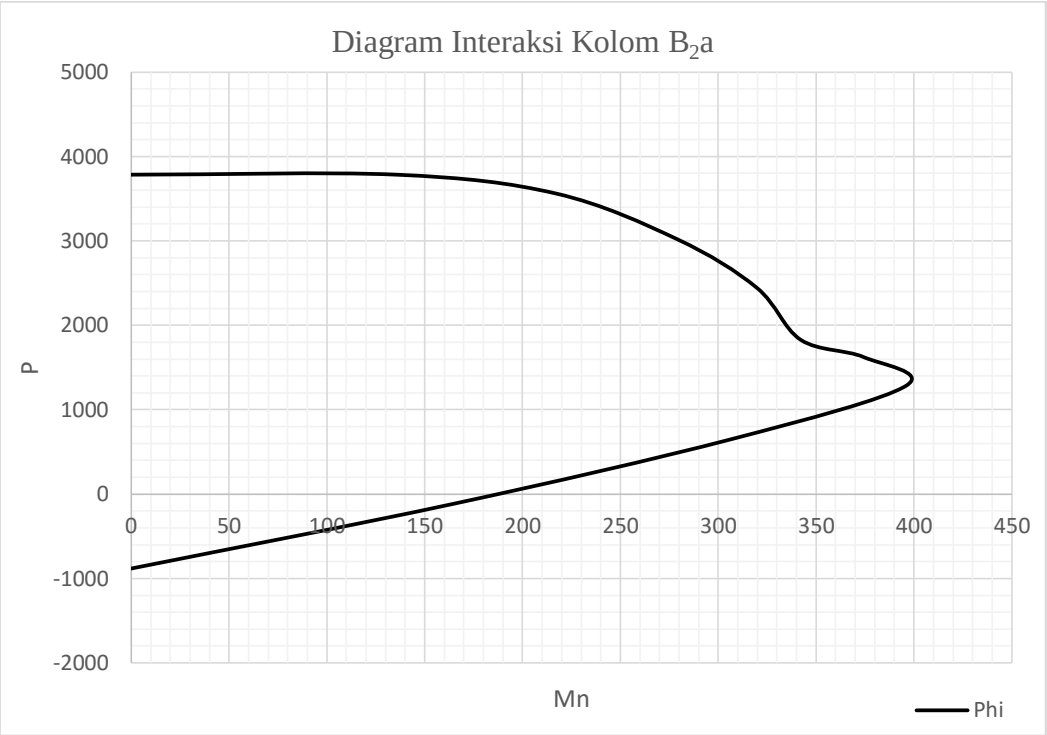
Momen nominal = 177,614 kN.m

d. ΣM_g = 177,614 + 177,614 = 355,228 kN.m

Maka, $6/5M_{nb}$ = 6/5(355,228) = 426,273 kN.m

- Momen nominal pada kolom:

Besarnya momen nominal pada kolom yang ditinjau dapat dilihat dari diagram interaksi yang dihitung dari hasil program analisis struktur dengan data seperti yang disajikan pada Tabel 4.37 atau pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4: Diagram interaksi kolom tipe B_2a.

Selanjutnya, dalam menghitung hubungan kolom kuat – balok lemah, besarnya momen nominal balok dapat dihitung dengan cara interpolasi linier akibat hubungan gaya aksial terpusat nominal kolom yang didapat melalui program analisis struktur, yaitu:

a. Kolom yang didesain

P = 391,445 kN

$$Mn = 163{,}874 + [391{,}445 - (-119{,}334)]\frac{307{,}047 - 163{,}874}{652{,}428 - (-119{,}334)}$$

Mn = 258,631 kN.m

b. Kolom diatasnya

P = 726,019 kN

$$Mn = 307{,}047 + (726{,}019 - 652{,}528)\frac{396{,}117 - 307{,}047}{1284{,}935 - 652{,}428}$$

Mn =317,410 kN.m

Maka,

$$\text{ØMn} = \frac{258{,}631 + 317{,}410}{0{,}65}$$

ØMn= 886,217 kN.m

Jadi, $\Sigma M_{nc} \geq 6/5\ \Sigma M_{nb}$

886,217 > 426,273 **(OKE)**

Tabel 4.37: Data desain diagram interaksi kolom B_2a.

Point	P (kN)	M3 (kN-m)
1	3784,279	0
2	3784,279	135,603
3	3561,003	217,099
4	3018,979	279,104
5	2444,864	319,702
6	1826,953	342,225
7	1623,468	374,276
8	1284,935	396,117
9	652,428	307,047
10	-119,334	163,874
11	-882,000	0

4.5. Hasil Analisis Model 3 (Kelas Situs Tanah Sedang)

4.5.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Dengan menggunakan dimensi penampang yang sama seperti Model 2, berdasarkan SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada Model 2, kombinasi ragam model partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum* UX dan *Sum* UY) pada *mode* , sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data model partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.38.

Tabel 4.38: Data perioda *output software* program analisis struktur Model 3.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	*Mode*	*Period*	*Sum UX*	*Sum UY*	*Sum UZ*
		sec			
Modal	1	0,783	0,043	0,683	0,000
Modal	2	0,751	0,744	0,756	0,000
Modal	3	0,650	0,810	0,805	0,000
Modal	4	0,277	0,816	0,904	0,000
Modal	5	0,273	0,887	0,911	0,000
Modal	6	0,248	0,913	0,911	0,000
Modal	7	0,142	0,915	0,965	0,000
Modal	8	0,139	0,967	0,968	0,000
Modal	9	0,131	0,969	0,970	0,000
Modal	10	0,107	0,978	0,972	0,000
Modal	11	0,100	0,978	0,974	0,000
Modal	12	0,096	0,979	0,988	0,000

Dapat dilihat pada Tabel 4.39 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.39: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	4%	OKE	NOT OKE
T2-T3	13%	OKE	NOT OKE
T3-T4	57%	NOT OKE	OKE
T4-T5	1%	OKE	NOT OKE
T5-T6	9%	OKE	NOT OKE
T6-T7	43%	NOT OKE	OKE
T7-T8	2%	OKE	NOT OKE
T8-T9	6%	OKE	NOT OKE
T9-T10	18%	NOT OKE	OKE
T10-T11	7%	OKE	NOT OKE
T11-T12	4%	OKE	NOT OKE

Berdasarkan pada Tabel 4.39, analisis yang digunakan adalah 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%.

4.5.2. Koreksi Gaya Geser Nominal

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.40 dan 4.41.

Tabel 4.40: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 3.

Arah Gempa	V_1 (kN)
Gempa X	1247,034
Gempa Y	1247,034

Untuk analisis perhitungan V_1 dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 4.41: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output software* program analisis struktur Model 3.

Base Reaction				
Output Case	*Case Type*	*Step Type*	*Global* F_X	*Global* F_Y
Text	*Text*	*Text*	kN	kN
Gempa X	*LinRespSpec*	*Max*	1852,81	621,48
Gempa Y	*LinRespSpec*	*Max*	621,91	1851,22

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 respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

Syarat : $V_t \geq 0{,}85\ V_1$

Gempa X : $1852{,}81 \geq 0{,}85 \times 1247{,}034$

: $1852{,}81 \geq 1059{,}979$ (OK)

Gempa Y : $1851{,}22 \geq 0{,}85 \times 1247{,}034$

: $1851{,}22 \geq 1059{,}979$ (OK)

Dari hasi analisis di atas, dapat diketahui bahwa gaya geser akibat gempa x dan gempa y dapat digunakan tanpa adanya perkalian dengan faktor skala. Pada Tabel

4.42 tertera hasil perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik nilai faktor skala dari masing-masing arah.

Tabel 4.42: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik (kN) Model 3.

Vt (CQC)	Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala	
(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	Arah X	Arah Y
1852,812	1851,219	1059,979	1059,979	0,572	0,573

4.5.3. Koreksi Faktor Redundasi

Berdasarkan SNI 1726:2012 gaya geser dengan redundasi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundasi 1 pada masing-masing arah. Jika nilai gaya geser dengan redundasi 1 pada suatu lantai tertentu terdapat nilainya yang lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar pada redundasi 1, maka gaya geser lantai tersebut harus diganti dengan gaya geser pada lantai yang sama dengan redundasi 1,3. Hasil pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya untuk redundasi 1 dapat dilihat pada Tabel 4.43.

Tabel 4.43: Koreksi *story shear* dengan 35% *Base shear* redundasi 1 Model 3.

Lantai	V_x	V_y	35 % Vx	35 % Vy	Kontrol	
	(kN)	kN	*Base Shear*	*Base Shear*	X	Y
5	173,257	173,257	107,530	107,530	OKE	OKE
4	195,413	195,413	107,530	107,530	OKE	OKE
3	273,341	273,341	107,530	107,530	OKE	OKE
2	297,796	297,796	107,530	107,530	OKE	OKE
1	307,228	307,228	107,530	107,530	OKE	OKE
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	OKE	OKE

Berdasarkan Tabel 4.43, gaya geser dengan redundasi 1 telah memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundasi pada pemodelan struktur dapat digunakan nilai redundasi 1.

4.5.4. Gaya Geser Per Lantai

Gaya geser per lantai didapat dari hasil pemodelan struktur dengan menggunakan *software* Program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.44.

Tabel 4.44: Nilai gaya geser struktur per lantai Model 3.

Lantai	Tinggi	*Location*	Vx	Vy
	m		kN	kN
5	18,5	*Top*	475,016	488,344
		Bottom	475,016	488,344
4	15	*Top*	897,984	905,830
		Bottom	897,984	905,830
3	11,5	*Top*	1352,992	1353,906
		Bottom	1352,992	1353,906
2	8	*Top*	1696,792	1695,269
		Bottom	1696,792	1695,269
1	4	*Top*	1852,812	1851,219
		Bottom	1852,812	1851,219
Base	0	*Top*	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

4.5.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai gaya geser dasar nominal respons ragam pertama (V_1) dan nilai gaya geser dasar yang didapat dari hasil analisis ragam respons spektrum yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 4.40 dan 4.41.

Berdasarkan pada sub bab 4.5.2, yang tertera pada Tabel 4.42 dapat diketahui bahwa nilai simpangan antar lantai akibat Gempa X dan Gempa Y dapat digunakan tanpa adanya dikalikan dengan faktor skala.

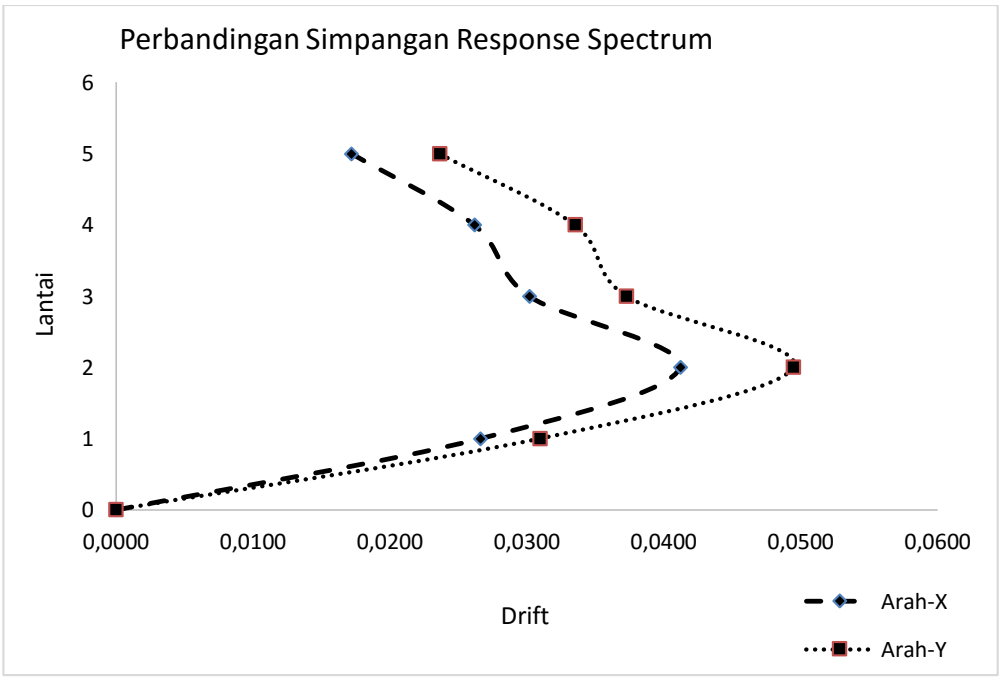
4.5.6. Nilai Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.45, tertera hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

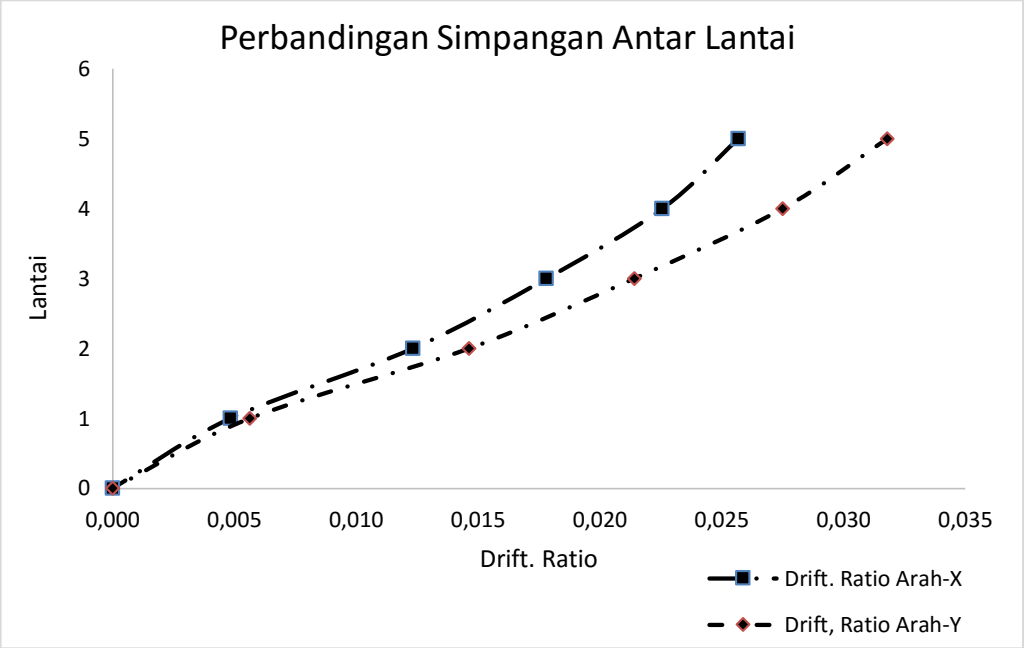
Tabel 4.45: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 Model 3.

Story	h_x (m)	Beban latheral arah-X			Beban latheral arah-Y			Δ_a (m)	Cek	
		δ_{xe}	δ_x	Δ	δ_{xe}	δ_x	Δ			
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		X	Y
5	3,5	0,026	0,141	0,017	0,032	0,175	0,024	0,070	OKE	OKE
4	3,5	0,023	0,124	0,026	0,028	0,151	0,034	0,070	OKE	OKE
3	3,5	0,018	0,098	0,030	0,021	0,118	0,037	0,070	OKE	OKE
2	3,5	0,012	0,068	0,041	0,015	0,080	0,049	0,070	OKE	OKE
1	4	0,005	0,027	0,027	0,006	0,031	0,031	0,080	OKE	OKE
Base	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,080	OKE	OKE

Berdasarkan Tabel 4.45 maka dapat terlihat dari grafik bahwa perbandingan simpangan antar lantai arah x dan arah y yang terjadi pada tingkat atas mengalami simpangan yang cukup besar dibandingkan simpangan yang terjadi dibawahnya. Sedangkan *drift ratio* arah x dan arah y mengalami pembesaran pada tingkat 2. Adapaun grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* arah x dan arah y disajikan pada Gambar 4.5 dan 4.6.



Gambar 4.5: Perbandingan simpangan respons spektrum Model 3.



Gambar 4.6: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3.

4.5.7. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Extreme Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap lantai. Perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dapat dilihat pada Tabel 4.46.

Tabel 4.46: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 3.

Lt	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft *Story*		Extreme Soft *Story*	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
5	Gempa X	134025,01	-	-	-	-	-	-
4	Gempa X	191950,55	143,22	143,22	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	287713,07	149,89	176,52	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	261331,14	90,83	127,75	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	439655,59	168,24	200,98	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Tabel 4.46: *Lanjutan*

Lt	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft *Story*		Extreme Soft *Story*	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
5	Gempa Y	128694,62	-	-	-	-	-	-
4	Gempa Y	175969,79	142,10	142,10	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	246899,64	132,65	155,72	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	229091,20	92,01	120,84	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	394172,44	169,20	194,33	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.46 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak didefinisikan sebagai ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.5.8. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa)

Pemerikasaan ketidakberaturan berat (massa) dilakukan dengan cara menghitung berat gedung per lantai. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.47.

Tabel 4.47: Ketidakberaturan berat (massa) Model 3.

Lantai	Wx (Kg)	Wy (Kg)	%Wx ±1	%Wy ±1
Lantai 5	267595,53	267595,53	88,66%	88,66%
Lantai 4	301814,10	301814,10	71,49%	71,49%
Lantai 3	422173,72	422173,72	139,88%	139,88%
Lantai 2	459944,62	459944,62	108,95%	108,95%
Lantai 1	474512,71	474512,71	103,17%	103,17%

Berdasarkan Tabel 4.48 didapat nilai $\%W_{\pm 1}$ lebih kecil dari 150%. Sesuai SNI 1726:2012 gedung tidak didefinisikan sebagai ketidakberaturan berat (massa).

4.5.9. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih

Pemerikasaan ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih dilakukan dengan cara menghitung simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi dan 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi berlebih. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih dapat dilihat pada Tabel 4.48 dan 4.49.

Tabel 4.48: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 3.

Story	Elev	(h_i)	Δx_{min}	Δx_{max}	1,2(Δx_{avg})	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,003125	0,003130	0,00375	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,004748	0,004755	0,00570	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,005485	0,005489	0,00658	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 2	8	4	0,007490	0,007490	0,00899	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,004829	0,004834	0,00580	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 4.49: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 3.

Story	Elev	(h_i)	Δy_{min}	Δy_{max}	1,2(Δy_{avg})	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,004298	0,004303	0,00516	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,006091	0,006195	0,00731	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,006778	0,006782	0,00814	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 2	8	4	0,008996	0,008999	0,01080	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,005616	0,005631	0,00675	Tidak Ada	Tidak Ada

Berdasarkan Tabel 4.48 dan 4.49 didapat nilai simpangan antar lantai lebih kecil dari 1,2 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata maupun 1,4 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata. Sesuai SNI 1726:2012 gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan torsi maupun ketidakberaturan torsi berlebih.

4.5.10. Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai koefisen stabilitas. Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta yang disajikan pada Tabel 4.50 dan 4.51.

Tabel 4.50: Perhitungan P-Delta Arah x Model 3.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-X			
			Δ (m)	V_x (kN)	θ	Cek
5	3,5	2625,11	0,0172	475,02	0,0049	OK
4	3,5	5585,91	0,0262	897,98	0,0085	OK
3	3,5	9727,43	0,0302	1352,99	0,0113	OK
2	3,5	14239,49	0,0412	1696,79	0,0180	OK
1	4	18894,46	0,0266	1852,81	0,0123	OK

Tabel 4.51: Perhitungan P-Delta Arah y Model 3.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-Y			
			Δ (m)	V_x (kN)	θ	Cek
5	3,5	2625,11	0,0236	488,34	0,0066	OK
4	3,5	5585,91	0,0335	905,83	0,0107	OK
3	3,5	9727,43	0,0373	1353,91	0,0139	OK
2	3,5	14239,49	0,0495	1695,27	0,0216	OK
1	4	18894,46	0,0310	1851,22	0,0144	OK

Berdasarkan Tabel 4.50 dan Tabel 4.51, stabilitas rasio (θ) untuk masing-masing arah naik arah x dan arah y. Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

4.5.11. Penulangan Balok

Luas tulangan utama balok yang dibutuhkan telah dihitung melalui program analisis struktur. Dalam hal ini, luasan yang dipakai dalam menganalisis tulangan

balok adalah diambil yang terbesar pada setiap jenis penampang balok. Perhitungan tulangan balok disajikan pada Tabel 4.52 dan 4.53.

Tabel 4.52: Perhitungan tulangan memanjang balok Model 3.

Tipe Balok	Dimensi		Tulangan Utama				
			As perlu		As	Jumlah Tul.	
	b	h			D19	As perlu/As	Pasang
	mm	mm		mm^2	mm^2	buah	buah
B_1a	400	550	TA	936	283,64	3,30	4
			TB	704	283,64	2,48	3
			LA	384	283,64	1,35	2
			LB	704	283,64	2,48	3
B_1b	300	400	TA	286	283,64	1,01	2
			TB	142	283,64	0,50	2
			LA	77	283,64	0,27	2
			LB	168	283,64	0,59	2
B_2a	350	500	TA	800	283,64	2,82	3
			TB	549	283,64	1,94	2
			LA	259	283,64	0,91	2
			LB	590	283,64	2,08	3
B_2b	400	550	TA	176	283,64	0,62	2
			TB	88	283,64	0,31	2
			LA	44	283,64	0,16	2
			LB	122	283,64	0,43	2
$Lintel_1$	400	550	TA	475	283,64	1,67	2
			TB	444	283,64	1,57	2
			LA	189	283,64	0,67	2
			LB	241	283,64	0,85	2
$Lintel_2$	400	550	TA	422	283,64	1,49	2
			TB	245	283,64	0,86	2
			LA	107	283,64	0,38	2
			LB	171	283,64	0,60	2

Catatan: T adalah tumpuan, L adalah lapangan, A adalah bagian atas dan B adalah bagian bawah.

Tabel 4.53: Perhitungan tulangan geser dan pinggang balok Model 3.

Tipe Balok	Dimensi		Tulangan Geser				Tulangan Pinggang		
			As perlu		As	Jarak	h > 400		
	b	h			D10		d	Jarak	Pasang
	mm	mm		mm^2	mm^2	mm	mm	mm	buah/sisi
B_1a	400	550	T	1333,98	78,57	100	480,5	300	D13
			L	988,20	78,57	150			2
B_1b	300	400	T	242,41	78,57	80	330,5	300	h < 400
			L	206,73	78,57	150			-
B_2a	350	500	T	920,07	78,57	100	430,5	300	D13
			L	911,67	78,57	150			1
B_2b	400	550	T	157,19	78,57	70	280,5	300	h < 400
			L	126,84	78,57	120			-
$Lintel_1$	400	550	T	412,61	78,57	100	430,5	300	D13
			L	366,12	78,57	150			1
$Lintel_2$	400	550	T	356,56	78,57	80	380,5	300	D13
			L	309,55	78,57	120			1

4.5.11.1. Kontrol Persyaratan Balok Pada SRPMK (SNI 2847:2013)

Berdasarkan SNI 2847:2013, komponen struktur lentur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

1. Balok utama tipe B_1a

- $Pu \leq Ag.f'_c/10$

  Nilai Pu yang didapat dari program analisis struktur adalah, Pu = 21,396 kN

  $Ag.f'_c/10 = \frac{\frac{(550 \times 400) \times 30}{10}}{1000} = 660$ kN/m^2 **(OKE)**

- $Ln \geq 4d$

  Ln = 4450 mm

  4(480,5) = 1922 mm **(OKE)**

- $bw \geq 0,3$ h atau 250 mm

  bw = 450 mm

  0,3(550) = 165 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)450 \times 480,5 = 755,302$ mm^2

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)450 \times 480,5 = 772,232$ mm^2

  $As_{total} = 2(283,643) + 3(283,643) = 1418,21$ mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

  $\rho = \frac{1418,21}{550 \times 480,5} = 0,005$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 480,5/4 = 120,125 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 100 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 480,5/2 = 240,25 mm **(OKE)**

2. Balok utama tipe B_2a

- $Pu \leq Ag.f'_c/10$

  Nilai Pu yang didapat dari program analisis struktur adalah, Pu = 31,071 kN

  $Ag.f'_c/10 = \frac{\frac{(500 \times 350) \times 30}{10}}{1000} = 525 \text{ kN/m}^2$ **(OKE)**

- $Ln \geq 4d$

  Ln = 4500 mm

  4(430,5) = 1722 mm **(OKE)**

- $bw \geq 0,3\ h$ atau 250 mm

  bw = 350 mm

  0,3(500) = 150 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right) 350 \times 430,5 = 526,327 \text{ mm}^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right) 350 \times 430,5 = 538,125 \text{ mm}^2$

  $As_{total} = 2(283,643) + 3(283,643) = 1418,21 \text{ mm}^2$ **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

  $\rho = \frac{1418,23}{500 \times 430,5} = 0,007$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 430,5/4 = 107,625 mm

  S_2 = 8(19) = 151 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 100 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 430,5/2 = 215,25 mm **(OKE)**

3. Balok anak tipe B_1b

- Cek dimensi balok anak (h ≥ 1/15Ly dan b ≥ 1/2h)

  h = 400 mm

  b = 300 mm

  1/15(5000) = 333,33 mm **(OKE)**

  ½(400) = 200 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)300 \times 330,5 = 346,344\ mm^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)300 \times 330,5 = 354,107\ mm^2$

  As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $\rho = \frac{1134,57}{400 \times 330,5} = 0,009$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 330,5/4 = 82,625 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 80 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 330,5/2 = 165,25 mm **(OKE)**

4. Balok anak tipe B_2b

- Cek dimensi balok anak (h ≥ 1/15Ly dan b ≥ 1/2h)

  h = 350 mm

  b = 250 mm

  1/15(5000) = 333,33 mm **(OKE)**

  ½(350) = 170 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

$As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)250 \times 280,5 = 244,956\ mm^2$

$As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)250 \times 280,5 = 250,446\ mm^2$

$As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57\ mm^2$ **(OKE)**

Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

$\rho_{max} = 0,025$

$\rho = \frac{1134,57}{350 \times 280,5} = 0,0162$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 280,5/4 = 70,125 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 70 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 280,5/2 = 140,25 mm **(OKE)**

5. Balok $Lintel_1$

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)300 \times 430,5 = 451,138\ mm^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)300 \times 430,5 = 461,250\ mm^2$

  $As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57\ mm^2$ **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

$\rho = \frac{1134,57}{500 \times 430,5} = 0,021$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 430,5/4 = 87,785 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 80 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 430,5/2 = 175,23 mm **(OKE)**

6. Balok $Lintel_2$

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right) 300 \times 380,5 = 398,741 \text{ mm}^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right) 300 \times 380,5 = 407,679 \text{ mm}^2$

  As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $\rho = \frac{1134,57}{450 \times 380,5} = 0,025$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 380,5/4 = 73,337 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 70 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 380,5/2 = 146,47 mm **(OKE)**

4.5.11.2. Penulangan Kolom

Luas tulangan kolom yang dibutuhkan telah dihitung melalui program analisis struktur. Dalam hal ini, luasan yang dipakai dalam menganalisis tulangan kolom adalah diambil yang terbesar pada setiap jenis penampang kolom. Perhitungan penulangan kolom akan disajikan pada Tabel 4.54 dan 4.55.

Tabel 4.54: Perhitungan tulangan memanjang kolom Model 3.

Tipe Kolom	Dimensi		Tulangan Utama				
			As perlu	As	Jumlah Tul.		Jarak
	b	h		D22	As perlu/As	Pasang	≤ 150
	mm	mm	mm^2	mm^2	buah	buah/sisi	mm
K_1A	550	550	3025	380,29	12	4	120,67
K_1B	650	650	4225	380,29	16	5	110,00
K_1C	600	600	3600	380,29	16	5	97,50
K_2A	500	500	2500	380,29	12	4	104,00
K_2B	550	550	3025	380,29	12	4	120,67
K_2C	550	550	3025	380,29	12	4	120,67

Tabel 4.55: Perhitungan tulangan geser kolom Model 3.

Tipe Kolom	Dimensi		Tulangan Geser				Kontrol Kolom	
			As perlu	As	Jarak	Cek	b ≥ 300 mm	Rasio ≥ 0,4
	b	h		D10		As ≥ As perlu		
	mm	mm	mm^2	mm^2	mm			
K_1A	550	550	871,06	78,57	200	1375	550	1
K_1B	650	650	767,31	78,57	200	1375	650	1
K_1C	600	600	688,29	78,57	200	1375	600	1
K_2A	500	500	606,73	78,57	200	1375	500	1
K_2B	550	550	753,80	78,57	200	1375	550	1
K_2C	550	550	753,80	78,57	200	1375	550	1

Hasil rekapitulasi tulangan kolom dapat dilihat pada Tabel 4.78.

4.5.11.3. Kolom Kuat Balok Lemah

Dikarenakan dimensi penampang kolom pada *base* sampai lantai 2, dan lantai 3 sampai lantai 5 sama, maka diambil satu perwakilan pada setiap lantai. Pada Model 3 yang berada di kelas situs tanah sedang memiliki dimensi penampang kolom dan jumlah tulangan yang sama dengan Model 2, maka kurva interaksi kolom juga sama dengan Model 2. Sehingga:

1. *Base* – lantai 2
   - Momen nominal pada balok:
     a. Luas tulangan pada balok yang telah didesain:

        Balok kiri = 4(283,643) + 3(283,643) = 1985,50 mm^2

        Balok kanan = 4(283,643) + 3(283,643) = 1985,50 mm^2

     b. Tinggi blok regangan (a):

        Balok kiri $= \dfrac{1985,50 \times 392}{0,85 \times 30 \times 400}$ = 76,305 mm

        Balok kanan $= \dfrac{1985,50 \times 392}{0,85 \times 30 \times 400}$ = 76,305 mm

     c. Momen nominal

        Balok kiri $= 0,8 \times 1985,50 \times 392\left(480,5 - \dfrac{76,305}{2}\right)$

        Momen nominal = 275,429 kN.m

        Balok kanan $= 0,8 \times 1985,50 \times 392\left(480,5 - \dfrac{76,305}{2}\right)$

        Momen nominal = 275,429 kN.m

     d. ΣM_g = 275,429 + 275,429 = 550,858 kN.m

     Maka, $6/5 M_{nb}$ = 6/5(550,858) = 661,029 kN.m

   - Momen nominal pada kolom:

     Besarnya momen nominal pada kolom yang ditinjau dapat dilihat dari diagram interaksi yang dihitung dari hasil program analisis struktur dengan data seperti yang disajikan pada Tabel 4.36. atau pada Gambar 4.3. Selanjutnya, dalam menghitung hubungan kolom kuat – balok lemah, besarnya momen nominal balok dapat dihitung dengan cara interpolasi

linier akibat hubungan gaya aksial terpusat nominal kolom yang didapat melalui program analisis struktur, yaitu:

a. Kolom yang didesain

P = 1469,610 kN

$$Mn = 424{,}138 + (1469{,}610 - 846{,}406)\frac{540{,}717 - 424{,}138}{1613{,}830 - 846{,}406}$$

Mn = 518,809 kN.m

b. Kolom diatasnya

P = 1867,797 kN

$$Mn = 540{,}717 + (1867{,}797 - 1613{,}830)\frac{505{,}116 - 540{,}717}{1999{,}909 - 1613{,}830}$$

Mn = 517,299 kN.m

Maka,

$$\text{ØMn} = \frac{518{,}809 + 517{,}299}{0{,}65}$$

ØMn= 1594,011 kN.m

Jadi, $\Sigma M_{nc} \geq 6/5\ \Sigma M_{nb}$

1594,011 > 661,029 **(OKE)**

2. Lantai 3 – lantai 5

- Momen nominal pada balok:

a. Luas tulangan pada balok yang telah didesain:

Balok kiri = 3(283,643) + 2(283,643) = 1418,214 mm^2

Balok kanan = 3(283,643) + 2(283,643) = 1418,214 mm^2

b. Tinggi blok regangan (a):

$$\text{Balok kiri} = \frac{1418{,}214 \times 392}{0{,}85 \times 30 \times 350} = 62{,}290 \text{ mm}$$

$$\text{Balok kanan} = \frac{1418{,}214 \times 392}{0{,}85 \times 30 \times 350} = 62{,}290 \text{ mm}$$

c. Momen nominal

$$\text{Balok kiri} = 0{,}8 \times 1418{,}214 \times 392\left(430{,}5 - \frac{62{,}290}{2}\right)$$

Momen nominal = 177,614 kN.m

Balok kanan $= 0{,}8 \times 1418{,}214 \times 392\left(430{,}5 - \frac{62{,}290}{2}\right)$

Momen nominal = 177,614 kN.m

d. ΣM_g = 177,614 + 177,614 = 355,228 kN.m

Maka, $6/5 M_{nb}$ = 6/5(355,228) = 426,273 kN.m

- Momen nominal pada kolom:

  Besarnya momen nominal pada kolom yang ditinjau dapat dilihat dari diagram interaksi yang dihitung dari hasil program analisis struktur dengan data seperti yang disajikan pada Tabel 4.37. atau pada Gambar 4.4. Selanjutnya, dalam menghitung hubungan kolom kuat – balok lemah, besarnya momen nominal balok dapat dihitung dengan cara interpolasi linier akibat hubungan gaya aksial terpusat nominal kolom yang didapat melalui program analisis struktur, yaitu:

  a. Kolom yang didesain

     P = 394,442 kN

     $Mn = 163{,}874 + [394{,}442 - (-199{,}334)]\frac{307{,}047 - 163{,}874}{652{,}428 - (-199{,}334)}$

     Mn = 259,187 kN.m

  b. Kolom diatasnya

     P = 723,540 kN

     $Mn = 307{,}047 + (723{,}540 - 652{,}428)\frac{396{,}117 - 407{,}047}{1284{,}935 - 652{,}428}$

     Mn =317,061 kN.m

     Maka,

     $\text{ØMn} = \frac{259{,}187 + 317{,}061}{0{,}65}$

     ØMn= 886,536 kN.m

  Jadi, $\Sigma M_{nc} \geq 6/5\ \Sigma M_{nb}$

  886,536 > 426,273 **(OKE)**

Berdasarkan hasil analisis kolom kuat – balok lemah pada butir 1 dan 2, sesuai SNI 2847:2013 bahwa hubungan balok – kolom telah memenuhi persyaratan kolom kuat – balok lemah.

4.6. Hasil Analisis Model 4 (Kelas Situs Tanah Lunak)

4.6.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Dengan menggunakan dimensi penampang struktur yang sama seperti Model 3 baik dimensi penampang pelat, balok dan kolom, pada Model 4 yang berada pada kelas situs tanah lunak. Berdasarkan SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan adalah untuk menentukan ragam getar alami pada struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh modal rasio pastisipasi massa. Pada Model 4, kombinasi ragam modal rasio partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum* UX dan *Sum* UY) pada *mode*, sehingga rasio partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal rasio partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.56.

Tabel 4.56: Data perioda *output software* program analisis struktur Model 4.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	*Mode*	*Period*	*Sum UX*	*Sum UY*	*Sum UZ*
		sec			
Modal	1	0,787	0,052	0,679	0,000
Modal	2	0,756	0,736	0,766	0,000
Modal	3	0,652	0,813	0,808	0,000
Modal	4	0,278	0,816	0,912	0,000
Modal	5	0,273	0,893	0,915	0,000
Modal	6	0,250	0,917	0,915	0,000
Modal	7	0,143	0,917	0,971	0,000
Modal	8	0,140	0,972	0,972	0,000
Modal	9	0,103	0,983	0,978	0,000
Modal	10	0,096	0,989	0,991	0,000
Modal	11	0,077	0,998	0,995	0,000
Modal	12	0,073	1,000	1,000	0,000

Berdasarkan Tabel 4.56, perioda getar alami pada arah x adalah 0,787 detik dan pada arah y adalah 0,756 detik. Dapat dilihat pada Tabel 4.57 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.57: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 4.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	4%	OKE	NOT OKE
T2-T3	14%	OKE	NOT OKE
T3-T4	57%	NOT OKE	OKE
T4-T5	2%	OKE	NOT OKE
T5-T6	8%	OKE	NOT OKE
T6-T7	43%	NOT OKE	OKE
T7-T8	2%	OKE	NOT OKE
T8-T9	26%	NOT OKE	OKE
T9-T10	7%	OKE	NOT OKE
T10-T11	20%	NOT OKE	OKE
T11-T12	5%	OKE	NOT OKE

Berdasarkan hasil pada Tabel 4.57, analisis yang digunakan adalah Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*), karena nilai perioda yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan rata-rata yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.6.2. Koreksi Gaya Geser Nominal

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.58 dan 4.59.

Tabel 4.58: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 4.

Arah Gempa	V_1 (kN)
Gempa X	1425,064
Gempa Y	1425,064

Untuk analisis perhitungan V_1 dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 4.59: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output software* program analisis struktur Model 4.

Base Reaction				
Output Case	*Case Type*	*Step Type*	*Global* F_X	*Global* F_Y
Text	*Text*	*Text*	kN	kN
Gempa X	*LinRespSpec*	*Max*	1831,86	627,37
Gempa Y	*LinRespSpec*	*Max*	620,25	1858,61

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 respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

Syarat : $V_t \geq 0{,}85\ V_1$

Gempa X : $1831{,}86 \geq 0{,}85 \times 1336{,}440$

: $1831{,}86 \geq 1211{,}305$ (OK)

Gempa Y : $1858{,}61 \geq 0{,}85 \times 1336{,}440$

: $1858{,}61 \geq 1211{,}305$ (OK)

Dari hasi analisis di atas, dapat diketahui bahwa gaya geser akibat gempa x dan gempa y dapat digunakan tanpa adanya perkalian dengan faktor skala. Pada Tabel 4.60 tertera hasil perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik nilai faktor skala dari masing-masing arah.

Tabel 4.60: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik (kN) Model 4.

Vt (CQC)	Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala	
(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	(Y-Dir) - (kN)	Arah X	Arah Y
1831,859	1858,605	1211,305	1211,305	0,661	0,652

4.6.3. Koreksi Faktor Redundasi

Berdasarkan SNI 1726:2012 gaya geser dengan redundasi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundasi 1 pada masing-masing arah. Jika nilai gaya geser dengan redundasi 1 pada suatu lantai tertentu

terdapat nilainya yang lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar pada redundasi 1, maka gaya geser lantai tersebut harus diganti dengan gaya geser pada lantai yang sama dengan redundasi 1,3. Hasil pengecekan untuk setiap gaya geser pada pasing-masing lantainya untuk redundasi 1 dapat dilihat pada Tabel 4.61.

Tabel 4.61: koreksi *story shear* dengan 35% *Base shear* redundasi 1 Model 4.

Lantai	V_x	V_y	35 % Vx	35 % Vy	Kontrol	
	(kN)	kN	*Base Shear*	*Base Shear*	X	Y
5	196,258	196,258	122,193	122,193	OKE	OKE
4	222,060	222,060	122,193	122,193	OKE	OKE
3	319,220	319,220	122,193	122,193	OKE	OKE
2	338,404	338,404	122,193	122,193	OKE	OKE
1	349,123	349,123	122,193	122,193	OKE	OKE
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	OKE	OKE

Berdasarkan Tabel 4.61, gaya geser dengan redundasi 1 telah memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundasi pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundasi 1.

4.6.4. Gaya Geser Per Lantai

Gaya geser per lantai didapat dari hasil pemodelan struktur dengan menggunakan *software* program analisis struktur dapat disajikan pada Tabel 4.62.

Tabel 4.62: Nilai gaya geser struktur per lantai Model 4.

Lantai	Tinggi	*Location*	Vx	Vy
	m		kN	kN
5	18,5	*Top*	473,6936	490,7408
		Bottom	473,6936	490,7408
4	15	*Top*	892,6985	910,3016
		Bottom	892,6985	910,3016
3	11,5	*Top*	1330,661	1350,848
		Bottom	1330,661	1350,848
2	8	*Top*	1672,69	1697,226
		Bottom	1672,69	1697,226

Tabel 4.62: *Lanjutan*.

Lantai	Tinggi	*Location*	Vx	Vy
	m		kN	kN
1	4	*Top*	1831,859	1858,605
		Bottom	1831,859	1858,605
Base	0	*Top*	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

4.6.5. Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai gaya geser dasar nominal respons ragam pertama (V_1) dan nilai gaya geser dasar yang didapat dari hasil analisis ragam respons spektrum yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 4.58 dan 4.59.

Berdasarkan pada sub bab 4.6.2, yang tertera pada Tabel 4.60 dapat diketahui bahwa nilai simpangan antar lantai akibat Gempa X dan Gempa Y dapat digunakan tanpa adanya dikalikan dengan faktor skala.

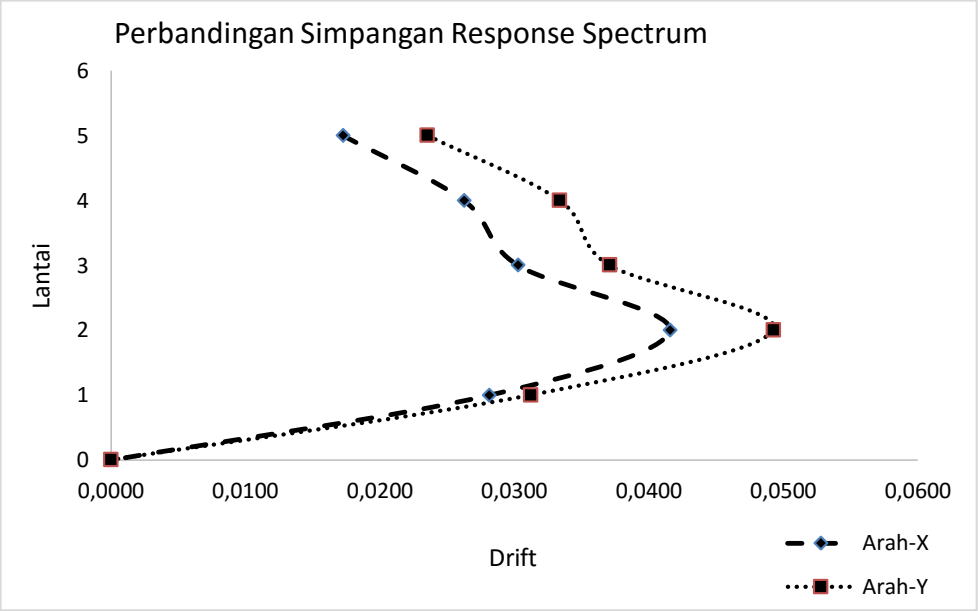
4.6.6. Nilai Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.63, tertera hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 4.

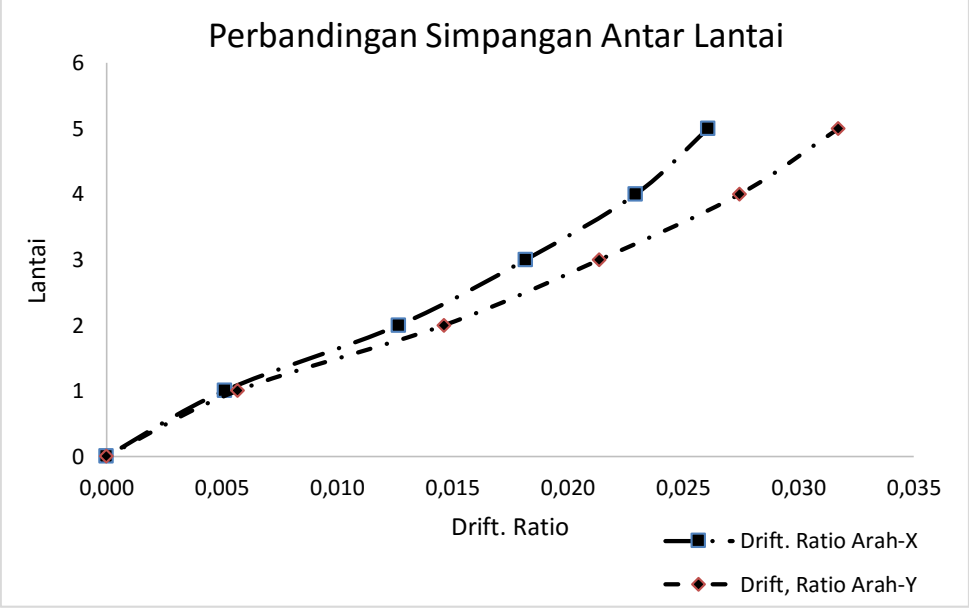
Tabel 4.63: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 Model 4.

Story	h_x (m)	Beban latheral arah-X			Beban latheral arah-Y			Δ_a (m)	Cek	
		δ_{xe}	δ_x	Δ	δ_{xe}	δ_x	Δ			
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		X	Y
5	3,5	0,026	0,143	0,017	0,032	0,174	0,024	0,070	OKE	OKE
4	3,5	0,023	0,126	0,026	0,027	0,151	0,033	0,070	OKE	OKE
3	3,5	0,018	0,100	0,030	0,021	0,118	0,037	0,070	OKE	OKE
2	3,5	0,013	0,070	0,042	0,015	0,080	0,049	0,070	OKE	OKE
1	4	0,005	0,028	0,028	0,006	0,031	0,031	0,080	OKE	OKE
Base	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,080	OKE	OKE

Berdasarkan Tabel 4.63 maka dapat terlihat dari grafik bahwa perbandingan simpangan antar lantai arah x dan arah y yang terjadi pada tingkat atas mengalami simpangan yang cukup besar dibandingkan simpangan yang terjadi dibawahnya. Sedangkan *drift ratio* arah x dan arah y mengalami pembesaran pada tingkat 2. Adapaun grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* arah x dan arah y disajikan pada Gambar 4.7 dan 4.8.



Gambar 4.7: Perbandingan simpangan respons spektrum Model 4.



Gambar 4.8: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 4.

4.6.7. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft Story and Sxtreme Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap lantai. Ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dinyatakan ada apabila kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan lateral rata-rata tiga tingkat di atasnya Perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dapat dilihat pada Tabel 4.64.

Tabel 4.64: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 4.

Lt	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft *Story*		Extreme Soft *Story*	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
5	Gempa X	133864,13	-	-	-	-	-	-
4	Gempa X	191987,29	143,42	143,42	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	285505,94	148,71	175,24	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	258800,04	90,65	127,00	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	419703,26	162,17	192,93	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa Y	128466,35	-	-	-	-	-	-
4	Gempa Y	176587,89	142,28	142,28	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	246464,65	133,51	156,81	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	228526,25	92,32	121,71	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	379793,88	167,48	193,35	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.64 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekauan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak didefinisikan sebagai ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.6.8. Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa)

Pemerikasaan ketidakberaturan berat (massa) dilakukan dengan cara menghitung berat gedung per lantai. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.65.

Tabel 4.67: Ketidakberaturan berat (massa) Model 4.

Lantai	Wx (Kg)	Wy (Kg)	%Wx ±1	%Wy ±1
Lantai 5	266745,52	266745,52	88,38%	88,38%
Lantai 4	301814,10	301814,10	69,56%	69,56%
Lantai 3	433869,76	433869,76	143,75%	143,75%
Lantai 2	459944,62	459944,62	106,01%	106,01%
Lantai 1	474512,71	474512,71	103,17%	103,17%

Berdasarkan Tabel 4.65 didapat nilai $\%W_{\pm 1}$ lebih kecil dari 150%. Sesuai SNI 1726:2012 gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan berat (massa).

4.6.9. Kontrol Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebih

Pemerikasaan ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih dilakukan dengan cara menghitung simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi dan 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata untuk ketidakberaturan torsi berlebih. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih dapat dilihat pada Tabel 4.66 dan 4.67.

Tabel 4.66: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah x Model 4.

Story	Elev	(h_i)	Δx_{min}	Δx_{max}	1,2(Δx avg)	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,003139	0,003144	0,0038	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,004764	0,004771	0,0057	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,005505	0,005508	0,0066	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 4.66: *Lanjutan*.

Story	Elev	(h_i)	Δx_{min}	Δx_{max}	1,2(Δx avg)	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 2	8	4	0,007555	0,007559	0,0091	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,005108	0,005116	0,0061	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 4.67: Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebih arah y Model 4.

Story	Elev	(h_i)	Δy_{min}	Δy_{max}	1,2(Δy avg)	Ketidakberaturan Torsi	
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
Story 5	18,5	3,5	0,004279	0,004283	0,0051	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 4	15	3,5	0,006063	0,006067	0,0073	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 3	11,5	3,5	0,006741	0,006744	0,0081	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 2	8	4	0,008955	0,008960	0,0107	Tidak Ada	Tidak Ada
Story 1	4	4	0,005663	0,005679	0,0068	Tidak Ada	Tidak Ada

Berdasarkan Tabel 4.66 dan 4.67 didapat nilai simpangan antar lantai lebih kecil dari 1,2 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata maupun 1,4 kali rata-rata simpangan antar tingkat rata-rata. Sesuai SNI 1726:2012 gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan torsi maupun ketidakberaturan torsi berlebih.

4.6.10. Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai koefisen stabilitas. Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta yang disajikan pada Tabel 4.68 dan 4.69.

Tabel 4.68: Perhitungan P-Delta Arah x Model 4.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-X			
			Δ	V_x	θ	Cek
			(m)	(kN)		
5	3,5	2616,77	0,0173	473,69	0,0050	OK

Tabel 4.68: *Lanjutan*.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-X			
			Δ (m)	V_x (kN)	θ	Cek
4	3,5	5577,57	0,0262	892,70	0,0085	OK
3	3,5	9833,83	0,0303	1330,66	0,0116	OK
2	3,5	14345,89	0,0416	1672,69	0,0185	OK
1	4	19000,86	0,0281	1831,86	0,0133	OK

Tabel 4.69: Perhitungan P-Delta Arah y Model 4.

Lantai	h_{sx} (m)	P_x (kN)	Arah-Y			
			Δ (m)	V_x (kN)	θ	Cek
5	3,5	2616,77	0,0235	490,74	0,0065	OK
4	3,5	5577,57	0,0334	910,30	0,0106	OK
3	3,5	9833,83	0,0371	1350,85	0,0140	OK
2	3,5	14345,89	0,0493	1697,23	0,0216	OK
1	4	19000,86	0,0312	1858,61	0,0145	OK

Berdasarkan Tabel 4.68 dan Tabel 4.69, stabilitas rasio (θ) untuk masing-masing arah naik Arah x dan Arah y. Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

4.6.11. Penulangan Balok

Luas tulangan memanjang balok yang dibutuhkan telah dihitung melalui *software* program analisis struktur. Dalam hal ini, luasan yang dipakai dalam menganalisis tulangan balok adalah diambil yang terbesar pada setiap tipe penampang balok. Untuk tulangan memanjang balok digunakan tulangan D19 dan untuk tulangan geser balok digunakan tulangan D10 serta untuk tulangan pinggang pada balok digunakan tulangan D13. Jumlah tulangan yang dibutuhkan didapat dengan cara membagi luas tulangan yang dibutuhkan dengan luas per buah tulangan. Perhitungan tulangan balok dapat dilihat pada Tabel 4.70 dan 4.71.

Tabel 4.70: Perhitungan tulangan memanjang balok Model 4.

Tipe Balok	Dimensi		Tulangan Utama				
			As perlu		As	Jumlah Tul.	
	b	h			D19	As perlu/As	Pasang
	mm	mm		mm^2	mm^2	buah	buah
B_1a	400	550	TA	944	283,64	3,33	4
			TB	704	283,64	2,48	3
			LA	429	283,64	1,51	2
			LB	704	283,64	2,48	3
B_1b	300	400	TA	290	283,64	1,02	2
			TB	144	283,64	0,51	2
			LA	79	283,64	0,28	2
			LB	168	283,64	0,59	2
B_2a	350	500	TA	787	283,64	2,77	3
			TB	554	283,64	1,95	2
			LA	255	283,64	0,90	2
			LB	581	283,64	2,05	3
B_2b	400	550	TA	169	283,64	0,60	2
			TB	88	283,64	0,31	2
			LA	44	283,64	0,16	2
			LB	127	283,64	0,45	2
$Lintel_1$	400	550	TA	475	283,64	1,67	2
			TB	452	283,64	1,59	2
			LA	192	283,64	0,68	2
			LB	244	283,64	0,86	2
$Lintel_2$	400	550	TA	422	283,64	1,49	2
			TB	246	283,64	0,87	2
			LA	107	283,64	0,38	2
			LB	171	283,64	0,60	2

Catatan: T adalah tumpuan, L adalah lapangan, A adalah bagian atas dan B adalah bagian bawah.

Tabel 4.71: Perhitungan tulangan geser dan pinggang balok Model 4.

Tipe Balok	Dimensi		Tulangan Geser				Tulangan Pinggang		
			As perlu		As	Jarak	h > 400		
	b	h			D10		d	Jarak	Pasang
	mm	mm		mm^2	mm^2	mm	mm	mm	buah/sisi
B_1a	400	550	T	1337,57	78,57	100	480,5	300	D13

Tabel 4.71: *Lanjutan*.

Tipe Balok	Dimensi		Tulangan Geser				Tulangan Pinggang		
			As perlu		As	Jarak	h > 400		
	b	h			D10		d	Jarak	Pasang
	mm	mm		mm^2	mm^2	mm	mm	mm	buah/sisi
B_1a	400	550	L	998,78	78,57	150	480,5	300	2
B_1b	300	400	T	279,41	78,57	80	330,5	300	h < 400
			L	242,67	78,57	150			-
B_2a	350	500	T	889,72	78,57	100	430,5	300	D13
			L	865,35	78,57	150			1
B_2b	400	550	T	158,91	78,57	70	280,5	300	h < 400
			L	127,97	78,57	120			-
$Lintel_1$	400	550	T	414,07	78,57	100	430,5	300	D13
			L	367,64	78,57	150			1
$Lintel_2$	400	550	T	356,12	78,57	80	380,5	300	D13
			L	309,11	78,57	120			1

4.6.11.1. Kontrol Persyaratan Balok Pada SRPMK (SNI 2847:2013)

Berdasarkan SNI 2847:2013, komponen struktur lentur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

1. Balok utama tipe B_1a
   - $Pu \leq Ag.f'_c/10$

     Nilai Pu yang didapat dari Program analisis struktur adalah, Pu = 24,155 kN

$$Ag.f'_c/10 = \frac{\frac{(550 \times 400) \times 30}{10}}{1000} = 660 \text{ kN/m}^2$$ **(OKE)**

- $Ln \geq 4d$

  Ln = 4450 mm

  4(480,5) = 1922 mm **(OKE)**

- $bw \geq 0,3\ h$ atau 250 mm

  bw = 450 mm

  0,3(550) = 165 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $$As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right) 450 \times 480,5 = 755,302 \text{ mm}^2$$

  $$As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right) 450 \times 480,5 = 772,232 \text{ mm}^2$$

  $As_{total} = 2(283,643) + 3(283,643) = 1418,21 \text{ mm}^2$ **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

  $$\rho = \frac{1418,21}{550 \times 480,5} = 0,005$$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 480,5/4 = 120,125 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 100 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 480,5/2 = 240,25 mm **(OKE)**

2. Balok utama tipe B_2a

   - $Pu \leq Ag.f'_c/10$

     Nilai Pu yang didapat dari Program analisis struktur adalah, Pu = 47,227 kN

$$Ag.f'_c/10 = \frac{\frac{(500 \times 350) \times 30}{10}}{1000} = 525 \text{ kN/m}^2$$ **(OKE)**

- Ln ≥ 4d

  Ln = 4500 mm

  4(430,5) = 1722 mm **(OKE)**

- bw ≥ 0,3 h atau 250 mm

  bw = 350 mm

  0,3(500) = 150 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $$As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right) 350 \times 430,5 = 526,327 \text{ mm}^2$$

  $$As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right) 350 \times 430,5 = 538,125 \text{ mm}^2$$

  As_{total} = 2(283,643) + 3(283,643) = 1418,21 mm² **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $$\rho = \frac{1418,23}{500 \times 430,5} = 0,007$$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 430,5/4 = 107,625 mm

  S_2 = 8(19) = 151 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 100 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 430,5/2 = 215,25 mm **(OKE)**

3. Balok anak tipe B_1b

   - Cek dimensi balok anak (h ≥ 1/15Ly dan b ≥ 1/2h)

     h = 400 mm

b = 300 mm

1/15(5000) = 333,33 mm **(OKE)**

½(400) = 200 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)300 \times 330,5 = 346,344\ mm^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)300 \times 330,5 = 354,107\ mm^2$

  As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $\rho = \frac{1134,57}{400 \times 330,5} = 0,009$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 330,5/4 = 82,625 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 80 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 330,5/2 = 165,25 mm **(OKE)**

4. Balok anak tipe B_2b

- Cek dimensi balok anak (h ≥ 1/15Ly dan b ≥ 1/2h)

  h = 350 mm

  b = 250 mm

  1/15(5000) = 333,33 mm **(OKE)**

  ½(350) = 170 mm **(OKE)**

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

$As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)250 \times 280,5 = 244,956\ mm^2$

$As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)250 \times 280,5 = 250,446\ mm^2$

$As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57\ mm^2$ **(OKE)**

Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

$\rho_{max} = 0,025$

$\rho = \frac{1134,57}{350 \times 280,5} = 0,0162$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  $S_1 = 280,5/4 = 70,125$ mm

  $S_2 = 8(19) = 152$ mm

  $S_3 = 300$ mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 70 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  $s_{max} = 280,5/2 = 140,25$ mm **(OKE)**

5. Balok Lintel$_1$

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)300 \times 430,5 = 451,138\ mm^2$

  $As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)300 \times 430,5 = 461,250\ mm^2$

  $As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57\ mm^2$ **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  $\rho_{max} = 0,025$

  $\rho = \frac{1134,57}{500 \times 430,5} = 0,021$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 430,5/4 = 87,785 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 80 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 430,5/2 = 175,23 mm **(OKE)**

6. Balok Lintel$_2$

- Persyaratan tulangan lentur

  Luas tulangan lapangan bagian atas + luas tulangan bagian bawah harus lebih besar dari pada nilai terkecil antara:

  $$As_{min} = \left(\frac{0,25\sqrt{30}}{392}\right)300 \times 380,5 = 398,741 \text{ mm}^2$$

  $$As_{min} = \left(\frac{1,4}{392}\right)300 \times 380,5 = 407,679 \text{ mm}^2$$

  As_{total} = 2(283,643) + 2(283,643) = 1134,57 mm^2 **(OKE)**

  Cek rasio tulangan ($\rho \leq \rho_{max}$)

  ρ_{max} = 0,025

  $$\rho = \frac{1134,57}{450 \times 380,5} = 0,025$$ **(OKE)**

- Persyaratan tulangan sengkang

  Jarak sengkang tumpuan tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara:

  S_1 = 380,5/4 = 73,337 mm

  S_2 = 8(19) = 152 mm

  S_3 = 300 mm

  Jarak sengkang tumpuan adalah 70 mm **(OKE)**

  Jarak sengkang lapangan tidak boleh lebih kecil dari d/2

  s_{max} = 380,5/2 = 146,47 mm **(OKE)**

Berdasarkan hasil analisis butir 1 – 6 bahwa tulangan balok telah memenuhi persyaratan balok SRPMK.

4.6.11.2. Penulangan Kolom

Luas tulangan kolom yang dibutuhkan telah dihitung melalui program analisis struktur. Dalam hal ini, luasan yang dipakai dalam menganalisis tulangan kolom adalah diambil yang terbesar pada setiap jenis penampang kolom. Perhitungan penulangan kolom akan disajikan pada Tabel 4.72 dan 4.73.

Tabel 4.72: Perhitungan tulangan memanjang kolom Model 4.

Tipe Kolom	Dimensi		Tulangan Utama				
			As	As	Jumlah Tul.		Jarak
	b	h	As_{perlu}	D22	As_{perlu}/As	Pasang	≤ 150
	mm	mm	mm^2	mm^2	buah	buah/sisi	mm
K_1A	550	550	3025	380,29	12	4	120,67
K_1B	650	650	4225	380,29	16	5	110,00
K_1C	600	600	3600	380,29	16	5	97,50
K_2A	500	500	2500	380,29	12	4	104,00
K_2B	550	550	3025	380,29	12	4	120,67
K_2C	550	550	3025	380,29	12	4	120,67

Tabel 4.73: Perhitungan tulangan geser kolom Model 4.

Tipe Kolom	Dimensi		Tulangan Geser				Kontrol Kolom	
			As_{perlu}	As	Jarak	Cek	b ≥ 300 mm	Rasio ≥ 0,4
	b	h		D10		$As \geq As_{perlu}$		
	mm	mm	mm^2	mm^2	mm			
K_1A	550	550	1070,53	78,57	200	1375	550	1
K_1B	650	650	731,73	78,57	200	1375	650	1
K_1C	600	600	720,97	78,57	200	1375	600	1
K_2A	500	500	603,41	78,57	200	1375	500	1
K_2B	550	550	724,69	78,57	200	1375	550	1
K_2C	550	550	724,69	78,57	200	1375	550	1

4.6.11.3. Kolom Kuat Balok Lemah

Dikarenakan dimensi penampang kolom pada *base* sampai lantai 2, dan lantai 3 sampai lantai 5 sama, maka diambil satu perwakilan pada setiap lantai. Pada Model 3 yang berada di kelas situs tanah lunak memiliki dimensi penampang kolom

dan jumlah tulangan yang sama dengan Model 3, maka kurva interaksi kolom juga sama dengan Model 3. Sehingga:

1. *Base* – lantai 2

- Momen nominal pada balok:

a. Luas tulangan pada balok yang telah didesain:

Balok kiri = 4(283,643) + 3(283,643) = 1985,50 mm^2

Balok kanan = 4(283,643) + 3(283,643) = 1985,50 mm^2

b. Tinggi blok regangan (a):

Balok kiri $= \dfrac{1985,50 \times 392}{0,85 \times 30 \times 400}$ = 76,305 mm

Balok kanan $= \dfrac{1985,50 \times 392}{0,85 \times 30 \times 400}$ = 76,305 mm

c. Momen nominal

Balok kiri $= 0,8 \times 1985,50 \times 392 \left(480,5 - \dfrac{76,305}{2} \right)$

Momen nominal = 275,429 kN.m

Balok kanan $= 0,8 \times 1985,50 \times 392 \left(480,5 - \dfrac{76,305}{2} \right)$

Momen nominal = 275,429 kN.m

d. ΣM_g = 275,429 + 275,429 = 550,858 kN.m

Maka, $6/5 M_{nb}$ = 6/5(550,858) = 661,029 kN.m

- Momen nominal pada kolom:

Besarnya momen nominal pada kolom yang ditinjau dapat dilihat dari diagram interaksi yang dihitung dari hasil analisis program analisis struktur dengan data seperti yang disajikan pada Tabel 4.36 atau pada Gambar 4.3. Selanjutnya, dalam menghitung hubungan kolom kuat – balok lemah, besarnya momen nominal balok dapat dihitung dengan cara interpolasi linier akibat hubungan gaya aksial terpusat nominal kolom yang didapat melalui analisis program analisis struktur, yaitu:

a. Kolom yang didesain

P = 1485,511 kN

$$Mn = 424{,}138 + (1485{,}511 - 846{,}406)\frac{540{,}717 - 424{,}138}{1613{,}830 - 846{,}406}$$

Mn = 521,224 kN.m

b. Kolom diatasnya

P = 1886,519 kN

$$Mn = 540{,}717 + (1886{,}519 - 1613{,}830)\frac{505{,}116 - 540{,}717}{1999{,}909 - 1613{,}830}$$

Mn = 515,572 kN.m

Maka,

$$\text{ØMn} = \frac{521{,}224 + 515{,}572}{0{,}65}$$

ØMn= 1595,071 kN.m

Jadi, $\Sigma M_{nc} \geq 6/5\ \Sigma M_{nb}$

1595,071 > 661,029 **(OKE)**

2. Lantai 3 – lantai 5

- Momen nominal pada balok:

a. Luas tulangan pada balok yang telah didesain:

Balok kiri = 3(283,643) + 2(283,643) = 1418,214 mm^2

Balok kanan = 3(283,643) + 2(283,643) = 1418,214 mm^2

b. Tinggi blok regangan (a):

Balok kiri $= \frac{1418{,}214 \times 392}{0{,}85 \times 30 \times 350}$ = 62,290 mm

Balok kanan $= \frac{1418{,}214 \times 392}{0{,}85 \times 30 \times 350}$ = 62,290 mm

c. Momen nominal

Balok kiri $= 0{,}8 \times 1418{,}214 \times 392\left(430{,}5 - \frac{62{,}290}{2}\right)$

Momen nominal = 177,614 kN.m

Balok kanan $= 0{,}8 \times 1418{,}214 \times 392\left(430{,}5 - \frac{62{,}290}{2}\right)$

Momen nominal = 177,614 kN.m

d. ΣM_g = 177,614 + 177,614 = 355,228 kN.m

Maka, $6/5M_{nb}$ = 6/5(355,228) = 426,273 kN.m

- Momen nominal pada kolom:

  Besarnya momen nominal pada kolom yang ditinjau dapat dilihat dari diagram interaksi yang dihitung dari hasil program analisis struktur dengan data seperti yang disajikan pada Tabel 4.37. atau pada Gambar 4.4. Selanjutnya, dalam menghitung hubungan kolom kuat – balok lemah, besarnya momen nominal balok dapat dihitung dengan cara interpolasi linier akibat hubungan gaya aksial terpusat nominal kolom yang didapat melalui program analisis struktur, yaitu:

  a. Kolom yang didesain

     P = 396,792 kN

     $$Mn = 163{,}874 + [396{,}792 - (-199{,}334)]\frac{307{,}047 - 163{,}874}{652{,}428 - (-199{,}334)}$$

     Mn = 259,623 kN.m

  b. Kolom diatasnya

     P = 732,018 kN

     $$Mn = 307{,}047 + (732{,}018 - 652{,}428)\frac{396{,}117 - 407{,}047}{1284{,}935 - 652{,}428}$$

     Mn =318,255 kN.m

     Maka,

     $$\text{ØMn} = \frac{259{,}623 + 318{,}255}{0{,}65}$$

     ØMn= 889,043 kN.m

  Jadi, $\Sigma M_{nc} \geq 6/5\ \Sigma M_{nb}$

  889,043 > 426,273 **(OKE)**

Berdasarkan analisis pada butir 1 – 2 bahwa hubungan kolom kuat – balok lemah pada Model 4 telah memenuhi persyaratan SRPMK pada SNI 2847:2013.

4.7. Perbandingan Analisis Model

Berdasarkan analisis dari subbab 4.2 - 4.6, maka didapatkan perbedaan-perbedaan elemen struktur dari setiap Model. Berikut ini hasil perbandingan elemen struktur gedung.

1. Elemen Pelat

Berdasarkan hasil analisis, elemen pelat yang digunakan adalah pelat *rigid*. Sehingga dimensi dan penulangan pelat dapat digunakan pada Model 1 – 4. Dengan penulangan seperti yang disajikan pada Tabel 4.74.

Tabel 4.74: Rekapitulasi tulangan pelat.

Lantai	Arah	Tul. Negatif	Tul. Positif	Tul. Susut
Lantai 5 (Atap)	Panjang	D10 – 200	D10 – 200	D10 – 200
	Pendek	D10 – 200	D10 – 200	D10 – 200
Lantai 4	Panjang	D10 – 100	D10 – 200	D10 – 200
	Pendek	D10 – 200	D10 – 200	D10 – 200
Lantai 1 – 3	Panjang	D10 – 100	D10 – 200	D10 – 200
	Pendek	D10 – 200	D10 – 200	D10 – 200

2. Elemen balok

Berdasarkan hasil analisis pada elemen balok, dimensi penampang balok (Tabel 4.75) juga dapat digunakan pada Model 2 – 4 dan dikategorikan aman terhadap ketidakberaturan struktur.

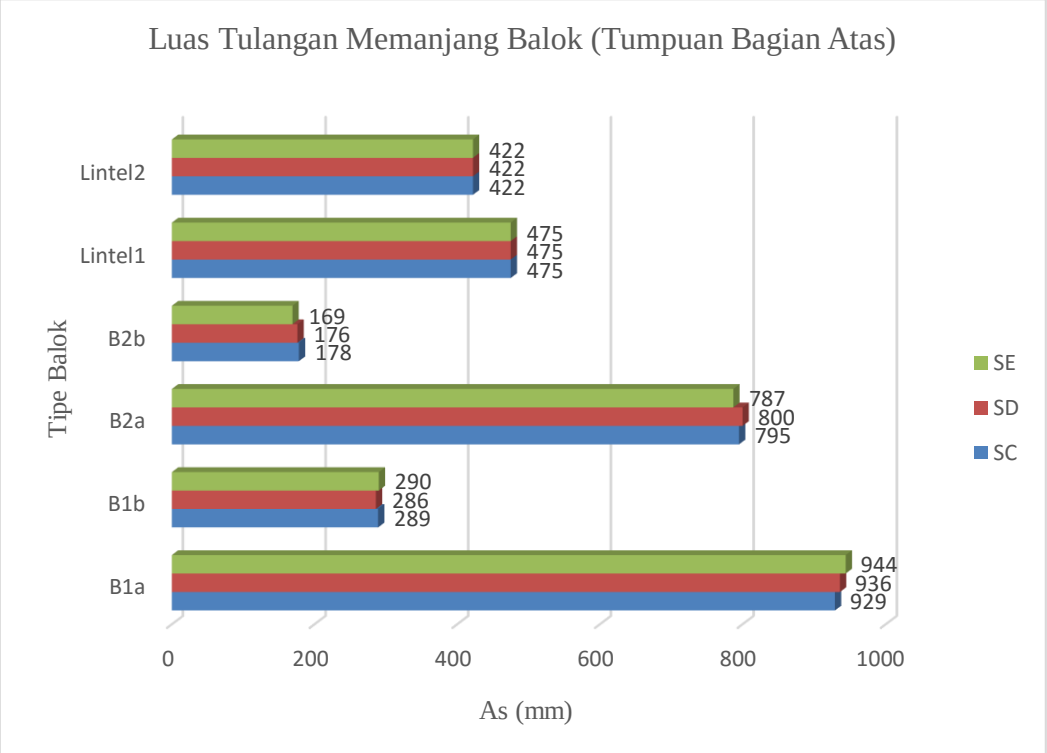
Tabel 4.75: Dimensi penampang balok.

Tipe Balok	Tanah Keras		Tanah Sedang		Tanah Lunak	
	b	h	b	h	b	h
B_1a	400	550	400	550	400	550
B_1b	300	400	300	400	300	400
B_2a	350	500	350	500	350	500
B_2b	250	350	250	350	250	350
$Lintel_1$	300	500	300	500	300	500
$Lintel_2$	300	450	300	450	300	450

Untuk penulangan pada balok dapat dilihat pada Tabel 4.76. Berdasarkan analisis, tulangan yang dipasang pada balok telah memenuhi kebutuhan tulangan balok yang telah dihitung melalui program analisis struktur. Dan setelah dikontrol bahwa balok telah memenuhi persyaratan SRPMK pada SNI 2847:2013.

Tabel 4.76: Rekapitulasi tulangan balok.

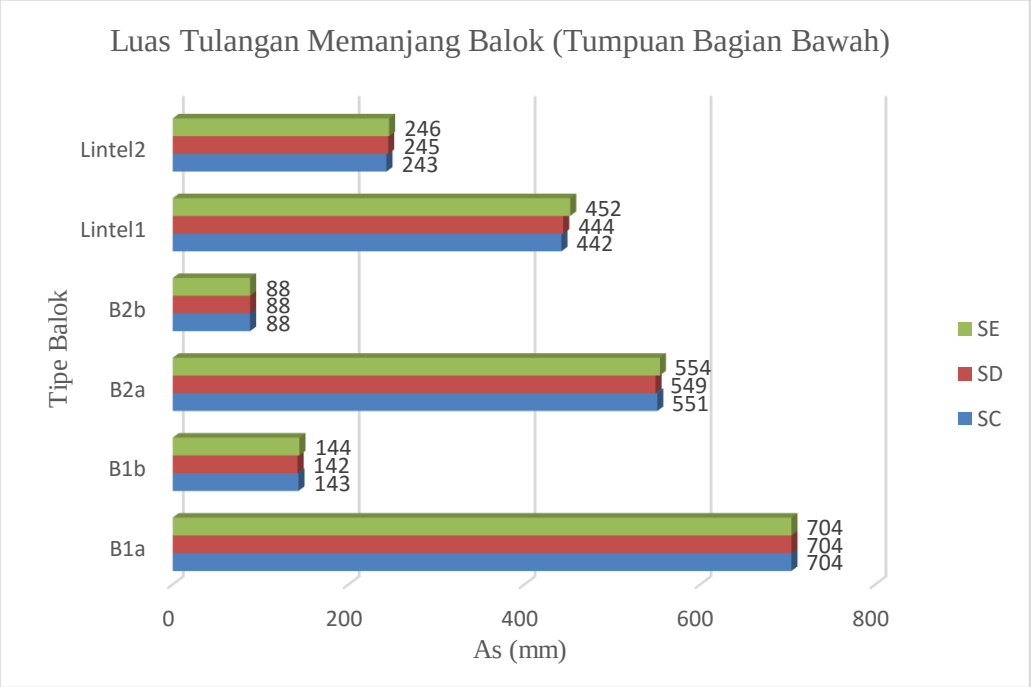
Tipe balok	Tulangan Memanjang				Tulangan Geser		Tulangan Badan
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	lapangan	
	Top	Bot	Top	Bot			
B_1a	4D19	3D19	2D19	3D19	D10-100	D10-150	4D13
B_1b	2D19	2D19	2D19	2D19	D10-80	D10-150	-
B_2a	3D19	2D19	2D19	3D19	D10-100	D10-150	2D13
B_2b	2D19	2D19	2D19	2D19	D10-70	D10-120	-
Lin_1	2D19	2D19	2D19	2D19	D10-100	D10-150	2D13
Lin_2	2D19	2D19	2D19	2D19	D10-80	D10-120	2D13



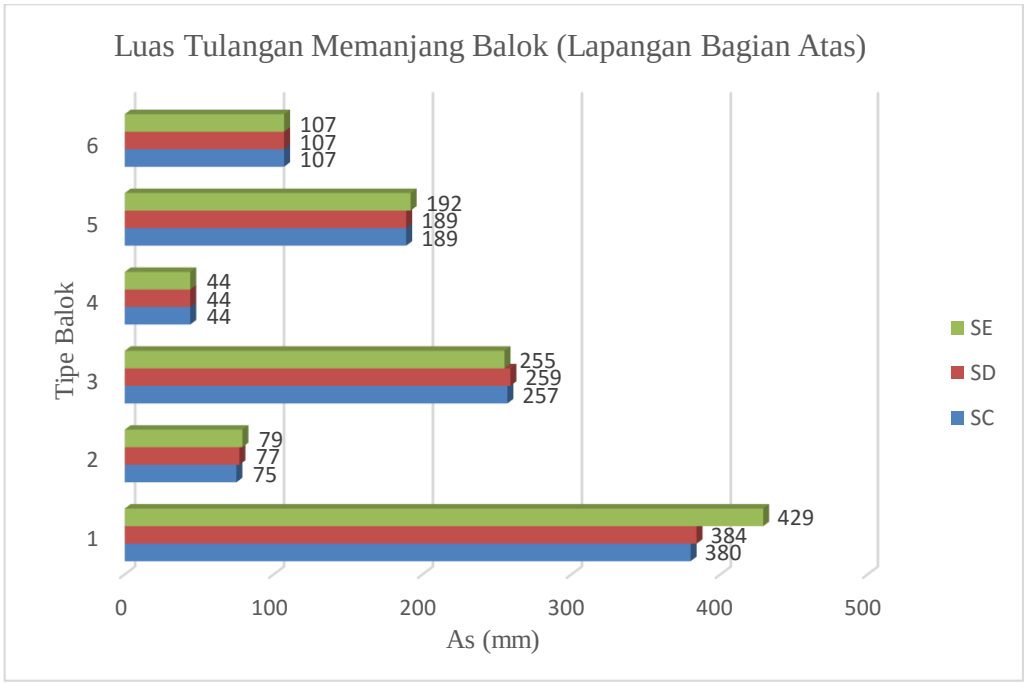
Gambar 4.9: *Output* luas tulangan utama daerah tumpuan bagian atas balok dari perhitungan program analisis struktur.

Berdasarkan Gambar 4.9, grafik menunjukan bahwa kebutuhan tulangan pada balok untuk setiap kondisi kelas situs tanah tidak menunjukkan perbedaan yang signifikan, namun dapat dilihat rata-rata pada kelas situs tanah lunak membutuhkan tulangan yang lebih besar dari pada kelas situs tanah keras dan sedang. Kasus

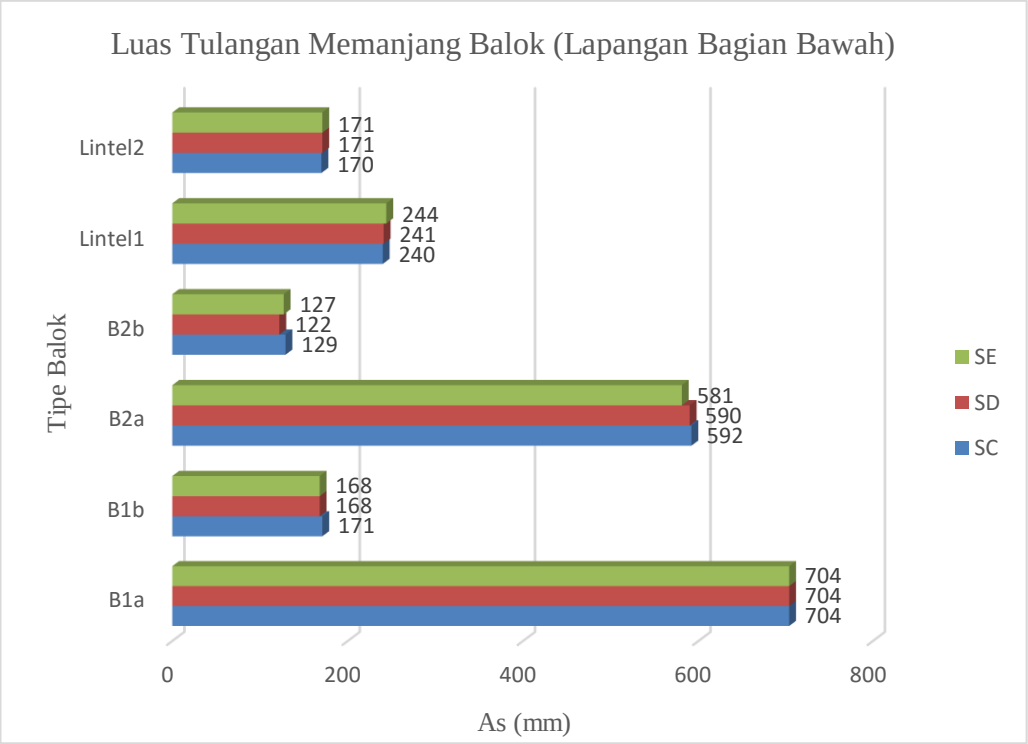
tersebut juga berlaku pada jenis tulangan yang lain seperti yang ditampilkan pada Gambar 4.10 – 4.14.



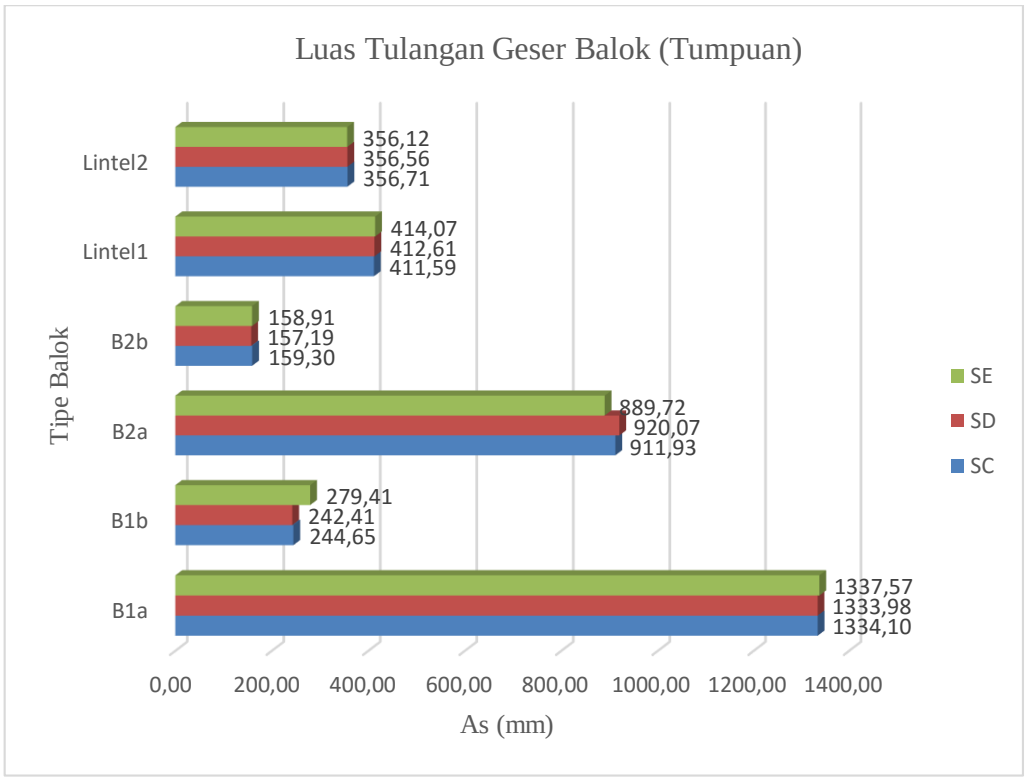
Gambar 4.10: *Output* luas tulangan utama daerah tumpuan bagian bawah balok dari perhitungan program analisis struktur.



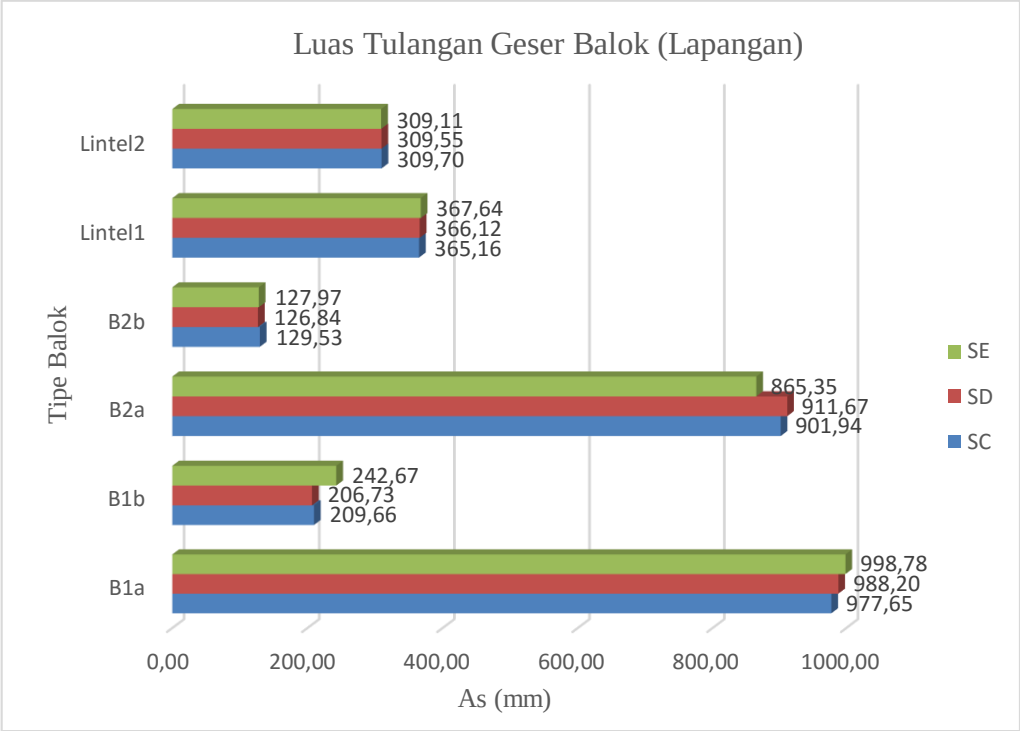
Gambar 4.11: *Output* luas tulangan utama daerah lapangan bagian atas balok dari perhitungan program analisis struktur.



Gambar 4.12: *Output* luas tulangan utama daerah lapangan bagian bawah balok dari perhitungan program analisis struktur.



Gambar 4.13: *Output* luas tulangan geser daerah tumpuan balok dari perhitungan program analisis struktur.



Gambar 4.14: *Output* luas tulangan geser daerah lapangan balok dari perhitungan program analisis struktur.

3. Elemen kolom

Berdasarkan hasil analisis pada elemen kolom, dimensi penampang kolom (Tabel 4.77) juga dapat digunakan pada Model 2 – 4 dan dikategorikan aman terhadap ketidakberaturan struktur.

Tabel 4.77: Dimensi penampang kolom.

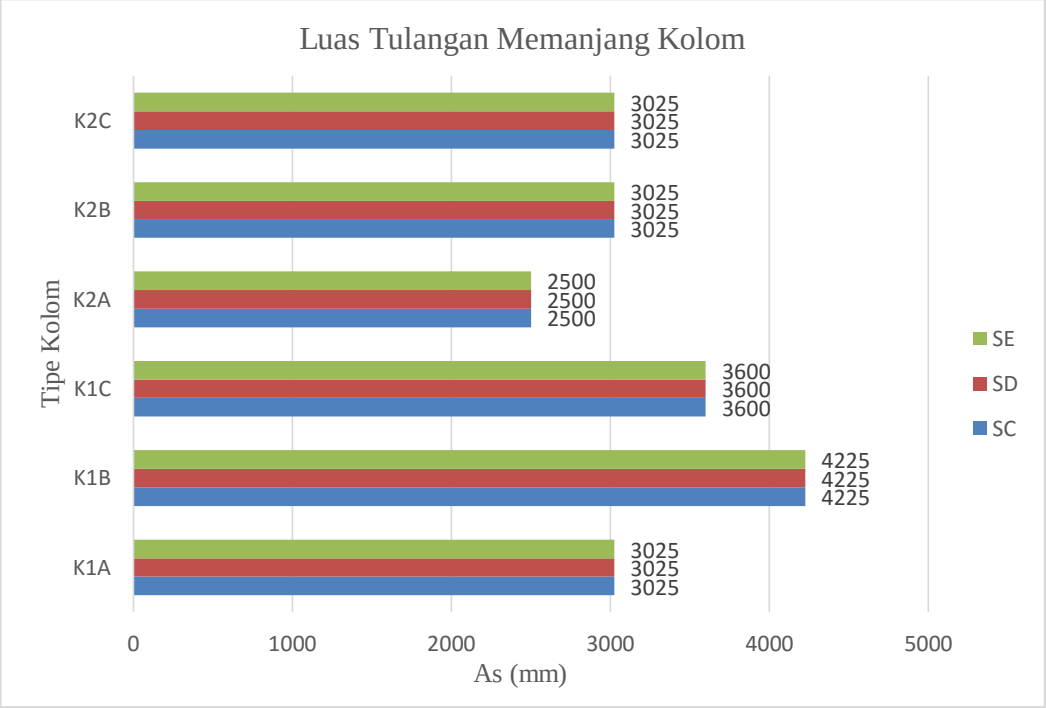
Tipe Kolom	Tanah Keras		Tanah Sedang		Tanah Lunak	
	b	h	b	h	b	h
K_1A	550	550	550	550	550	550
K_1B	650	650	650	650	650	650
K_1C	600	600	600	600	600	600
K_2A	500	500	500	500	500	500
K_2B	550	550	550	550	550	550
K_2C	550	550	550	550	550	550

Untuk penulangan pada kolom dapat dilihat pada Tabel 4.78. Berdasarkan analisis, tulangan yang dipasang pada kolom telah memenuhi kebutuhan tulangan kolom

yang telah dihitung melalui program analisis struktur. Dan setelah dikontrol bahwa kolom telah memenuhi persyaratan SRPMK pada SNI 2847:2013.

Tabel 4.78: Rekapitulasi tulangan kolom.

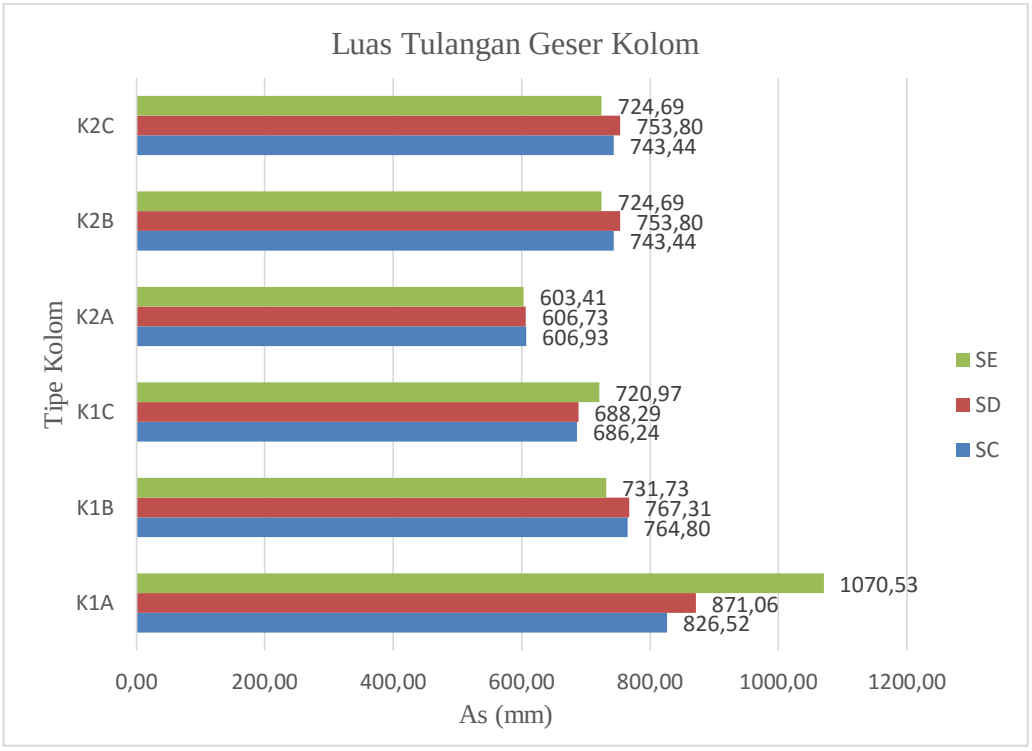
Tipe Kolom	Tulangan Memanjang	Tulangan Geser
K_1A	12D22	D10 - 200
K_1B	16D22	D10 - 200
K_1C	16D22	D10 - 200
K_2A	12D22	D10 - 200
K_2B	12D22	D10 - 200
K_2C	12D22	D10 - 200



Gambar 4.15: *Output* luas tulangan memanjang kolom dari perhitungan program analisis struktur.

Berdasarkan Gambar 4.15, grafik menunjukan bahwa kebutuhan tulangan pada kolom untuk setiap kondisi kelas situs tanah memiliki kebutuhan tulangan yang sama pada tulangan memanjang kolom, namun dapat dilihat pada tulangan geser

kolom rata-rata pada kelas situs tanah lunak membutuhkan tulangan yang lebih besar dari pada kelas situs tanah keras dan sedang. Kasus tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.16.



Gambar 4.16: *Output* luas tulangan geser kolom dari perhitungan program analisis struktur.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisis yang telah dilakukan pada berbagai model struktur, gedung tidak beraturan yang berada pada jenis tanah keras (Model 1 dan 2), jenis tanah sedang (Model 3), jenis tanah lunak (Model 4), maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Dengan desain struktur yang memiliki bentuk, ketinggian dan bentang yang sama untuk setiap jenis kelas situs tanahnya, sehingga dimensi penampang setiap elemen struktur aman untuk digunakan dengan dimensi yang sama yaitu:
   a. Dimensi balok untuk tipe B_1a adalah 400 x 550 mm, tipe B_1b adalah 300 x 400 mm, tipe B_2a adalah 350 x 500 mm, tipe B_2b adalah 250 x 350 mm, tipe $lintel_1$ adalah 300 x 500 mm dan tipe $lintel_2$ adalah 300 x 450 mm dengan denah balok seperti pada Lampiran.
   b. Dimensi kolom untuk tipe K_1A adalah 550 x 550 mm, tipe K_1B adalah 650 x 650 mm, tipe K_1C adalah 600 x 600 mm, tipe K_2A adalah 500 x 500 mm, tipe K_2B adalah 550 x 550 mm dan tipe K_2C adalah 550 x 550 mm dengan denah penampang kolom seperti pada Lampiran.
   c. Dimensi ketebalan pelat adalah 110 mm dengan ukuran bentang Ly adalah 5000 mm dan Lx adalah 2500 mm. Untuk elemen pelat, walaupun struktur berada di jenis kelas situs tanah yang berbeda namun desain penulangan pelat tetap sama pada setiap jenis tanahnya. Hal ini dikarenakan pelat yang didesain merupakan pelat kaku (*rigid floor*) dan dan dibebankan dengan pembebanan yang sama besar pada setiap modelnya sehingga beban ultimit maksimum berada pada kombinasi pembebanan 2 yaitu 1,2DL + 1,6 LL.
   d. Akibat jenis kelas situs tanah yang berbeda dan meskipun dimensi penampang untuk elemen balok dan kolom dapat digunakan dengan dimensi yang sama, namun luas tulangan yang dibutuhkan berbeda dengan luas tulangan untuk keseluruhan penampang pada struktur adalah:

- Pada kelas situs tanah keras membutuhkan tulangan balok sebesar 23666,54 mm^2 dan tulangan kolom sebesar 23771,37 mm^2.
- Pada kelas situs tanah sedang membutuhkan tulangan balok sebesar 23734,85 mm^2 dan tulangan kolom sebesar 23840,99 mm^2.
- Pada kelas situs tanah lunak membutuhkan tulangan balok sebesar 23772,74 mm^2 dan tulangan kolom sebesar 23976,02 mm^2.

Sehingga dapat diketahui bahwa pada kelas situs tanah lunak membutuhkan jumlah tulangan yang lebih besar dari pada kelas situs tanah sedang maupun keras.

2. Deformasi pada struktur untuk setiap model tidak menunjukan perubahan yang signifikan, dapat dilihat bahwa simpangan antar lantai pada struktur yang berada pada jenis tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak memiliki nilai simpangan yang terbesar terjadi pada pada lantai 5 yaitu 0,026 untuk arah x dan 0,032 untuk arah y.

5.2. Saran

Dalam penulisan skripsi ini, penulis hanya dapat memberikan beberapa saran sebagai berikut:

- Pada tugas akhir ini, penulis meninjau zona gempa wilayah Kota Medan. Penulis menyarankan untuk studi selanjutnya dapat ditinjau dengan wilayah zona gempa yang tinggi lainnya. Sehingga dapat diketahui perbedaan gaya gempa yang mempengaruhi simpangan, gaya-gaya yang bekerja pada struktur, bahkan dimensi, kolom dan balok yang digunakan.
- Analisis yang digunakan pada tugas akhir ini dengan analisis respon spektrum, oleh karena itu penulis menyarankan agar dapat membandingkan metode analisis dengan metode-metode yang lain, seperti analisis *time history* misalnya.
- Struktur gedung didesain dengan jarak spasi kolom adalah 5 m dan memiliki ketinggian 18,5 m (5 lantai), sehingga penulis menyarankan apabila dimensi yang didesain penulis ingin digunakan dalam proyek nyata, maka penulis berharap untuk mendesain ulang dimensi penampang struktur untuk jarak spasi kolom dan ketinggian struktur yang berbeda.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Badan Standarisasi Nasional (2015) *Ketentuan Seismik Untuk Struktur Baja Bangunan Gedung SNI 7860:2015*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung: ITB.

Departemen Pekerjaan Umum (1983) *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*, Bandung: Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan.

Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.

Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa.* Medan: UMSU.

Hidayat, F. (2016) *Analisa Perbandingan Simpangan Struktur Gedung Setback Tanpa Dinding Geser dan Pemodelan Letak Dinding Geser Di Zona Gempa Tinggi*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU.

Jack, C. dan Cormac Mc. (2004) *Desain Beton Bertulang Jilid 1*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.

Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

Setiawan, A. (2016) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*, Jakarta: Penerbit Erlangga.

LAMPIRAN

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A1. Perhitungan Ketebalan Pelat

Ly	=	5	m	=	5000	mm	Fy	392	Mpa
Lx	=	2,5	m	=	2500	mm			
Lx2	=	0,5	m	=	500	mm			
Lx3	=	3	m	=	3000	mm			

Tabel A1: Perhitungan ketebalan pelat lantai 1 – 3.

Lt 1 s/d lt 3										
	Lx	Ly	Min		Max					
ha	2500	5000	89,00	mm	133,50	mm	Ln	4450	β	2
hb	500	5000	38,14	mm	133,50	mm	Ln	4450	β	10
hc	3000	5000	94,24	mm	133,50	mm	Ln	4450	β	1,67

Tabel A2: Perhitungan ketebalan pelat lantai 4 – 5.

	Lx	Ly	Min		Max					
ha	2500	5000	90,00	mm	135,00	mm	Ln	4500	β	2
hb	500	5000	38,57	mm	135,00	mm	Ln	4500	β	10
hc	3000	5000	95,29	mm	135,00	mm	Ln	4500	β	1,67

A2. Perhitungan Beban Tambahan Beban Mati

A2.1. Beban Tangga

Berikut ini perhitungan beban tangga dimana beban tangga dibedakan menjadi beban tangga *base* sampai lantai 2 dan beban tangga lantai 2 sampai lantai 5 (atap).

Tabel A3: Data perencanaan tangga dari *base* sampai lantai 2.

Data Perencanaan	**Panjang (m)**	
Tinggi antar lantai ke bordes	2	m
Lebar tangga	1,9	m
Kemiringan (α)	29,745	m

Tabel A3: *Lanjutan*.

Data Perencanaan	**Panjang (m)**	
Panjang Bordes	2	m
Panjang Tangga	3,5	m
Optrade	0,16	m
Antrade	0,3	m

Tabel A4: Data perencanaan tangga dari lantai 1 ke lantai 10 (atap).

Data Perencanaan	**Panjang (m)**	
Tinggi antar lantai ke bordes	1,75	m
Lebar tangga	1,9	m
Kemiringan (α)	26,565	m
Panjang Bordes	2	m
Panjang Tangga	3,5	m
Optrade	0,16	m
Antrade	0,3	m

a. Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga *base* sampai lantai 2

$$H_{min} = \frac{Tinggi\ antar\ lantai/\sin\alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{2/\sin 29{,}745}{27}$$

H_{min} = 0,149 m ,diambil h = 0,15 m

- Tebal pelat tangga lantai 2 sampai lantai 5 (atap)

$$H_{min} = \frac{Tinggi\ antar\ lantai/\sin\alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{2/\sin 26{,}565}{27}$$

H_{min} = 0,145 m ,diambil h = 0,15 m

- Tebal pelat bordes diambil h = 0,15 m (diambil dari interval pelat lantai).

- Tebal ekivalen anak tangga *base* sampai lantai 2

h' = $h + \frac{optrade}{2} \times \cos a$

h' = $0{,}15 + \frac{0{,}16}{2} \times \cos 29{,}745$

h' = 0,2219 m

maka ekivalen anak tangga = $h' - h$

= 0,22 – 0,15 = 0,069 m

- Tebal ekivalen anak tangga lantai 2 sampai lantai 5 (atap)

h' = $h + \frac{optrade}{2} \times \cos a$

h' = $0{,}15 + \frac{0{,}16}{2} \times \cos 26{,}565$

h' = 0,2216 m

maka ekivalen anak tangga = $h' - h$

= 0,22 – 0,15 = 0,072 m

Tabel A5: Material struktur tangga.

1. Berat jenis beton bertulang	2400	Kg/m^3
2. Berat jenis tulangan	7850	Kg/m^3
3. Adukan semen	21	Kg/m^2
4. F'c	30	Mpa
5. Fy	392	Mpa
6. Poison rasio beton	0,2	
7. Poison rasio tulangan	0,3	
8. penutup lantai keramik	24	kg/m2

b. Perhitungan berat sendiri tangga

- Beban tangga *base* ke lantai 2

Pelat tanggga = 1,9 x 0,15 x 2400 = 684 kg/m = 6,840 kN/m

Pelat bordes = 2,0 x 0,15 x 2400 = 720 kg/m = 7,200 kN/m

= 1404 kg/m = 14,040 kN/m

- Beban tangga lantai 2 ke lantai 5

Pelat tanggga	=	1,9 x 0,15 x 2400	=	684	kg/m	=	6,840 kN/m
Pelat bordes	=	2,0 x 0,15 x 2400	=	720	kg/m	=	7,200 kN/m
			=	1404	kg/m	=	14,040 kN/m

c. Perhitungan beban tambahan tangga

- Beban tangga *base* ke lantai 2

Berat anak tangga	=	0,069 x 2400	=	166,70	kg/m^2	=1,667 kN/m^2
Adukan semen (t = 2cm)	=	0,02 x 21	=	0,42	kg/m^2	=0,004 kN/m^2
Penutup lantai			=	24	kg/m^2	=0,240 kN/m^2
			=	191,12	kg/m^2	=1,911 kN/m^2

- Beban tangga lantai 2 ke lantai 5

Berat anak tangga	=	0,072 x 2400	=	175,990	kg/m^2	=1,717 kN/m^2
Adukan semen (t = 2cm)	=	0,02 x 21	=	0,42	kg/m^2	=0,004 kN/m^2
Penutup lantai			=	24	kg/m^2	=0,240 kN/m^2
			=	196,15	kg/m^2	=1,962 kN/m^2

- Beban pelat bordes

Adukan semen (t = 2cm)	=	0,02 x 21	=	0,42	kg/m^2	=0,004 kN/m^2
Penutup lantai			=	24	kg/m^2	=0,240 kN/m^2
			=	24,42	kg/m^2	=0,244 kN/m^2

Perhitungan di atas di ubah menjadi berat per satuan panjang.

- Beban tangga *base* ke lantai 2

Pelat tanggga	=	1,9 x 196,15	=	372,695	kg/m	=	3,727 kN/m
Pelat bordes	=	2,0 x 24,420	=	48,840	kg/m	=	4,215 kN/m

- Beban tangga lantai 2 ke lantai 5

Pelat tanggga	=	1,9 x 191,12	=	363,133	kg/m	=	3,631 kN/m
Pelat bordes	=	2,0 x 24,420	=	48,840	kg/m	=	4,215 kN/m

Tabel A6: Rekapitulasi beban mati pada tangga.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA					
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 1 KE LT 10					
Berat Sendiri =		684	kg/m	6,84	kN/m
Beban Tambahan =		372,69	kg/m	3,73	kN/m
	TOTAL	1056,69	kg/m	10,57	kN/m

Tabel A6: *Lanjutan*.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA					
BEBAN MATI PELAT TANGGA *BASE* KE LT 1					
Berat Sendiri =		684	kg/m	6,84	kN/m
Beban Tambahan =		363,13	kg/m	3,63	kN/m
	TOTAL	1047,13	kg/m	10,47	kN/m
BEBAN MATI PELAT BORDES					
Berat Sendiri =		720	kg/m	7,20	kN/m
Beban Tambahan =		48,84	kg/m	0,49	kN/m
	TOTAL	768,84	kg/m	7,69	kN/m

A2.2. Beban Lift

Beban lift diperhitungkan dengan membuat seluruh beban yang bekerja menjadi beban mati terpusat dan diletakkan yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal. Terdapat 2 point yang harus dipenuhi:

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu:
   Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta + perlengkapan (R1) dan berat bandul pemberat + perlengkapan (R2).
2. Koefisien kejut oleh keran:
   Koefisien kejut ditentukan oleh pasal 3.3.(3) PPIUG 1983.

   $\psi = (1+k1 \,.\, k2 \,.\, v) \geq 1{,}15$

   dimana:
   - ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15
   - v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, tidak perlu diambil lebih dari 1,00m/det.
   - k1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.
   - k2 = Koefisien yang bergantung pada ifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Jadi, beban yang bekerja pada balok penumpu adalah:

P = $\sum$R . Ψ

= (4200 + 2700) x (1+0,6x1,3x1)

= 12282,0 kg

= 122,82 KN

A.2.2.1. Perhitungan Beban Mati Akibat *Pen House* dan *Machine Room*

1. Beban mati pada dinding lantai 5 (atap) akibat *pen house* dan *machine room*

   Dinding bata merah = 250 kg/m^2 = 2,500 kN/m^2

   Beban garis = 250 x ½(2,2+3,5) = 712 kg/m^2 = 7,125 kN/m^2

2. Beban mati pada dinding atap *pen house* dan *machine room*

   Dinding bata merah = 250 kg/m^2 = 2,500 kN/m^2

   Beban garis = 250 x ½(2,2) = 275 kg/m^2 = 2,750 kN/m^2

3. Beban mati pada balok tipe B_2C (balok tumpuan lift) akibat *geared machine*

   Digunakan dua buah profil baja H 200 x 200 sebagai tumpuan *geared machine* yang bertumpu pada balok tumpuan lift. Berikut perhitungan pembebanan balok lift yang dijadikan beban terpusat:

   H 200 x 200 = 49,9 kg/m' = 0,499 kN/m'

   2 buah profil 2,5 m = 2 x (49,9 x 2,5) = 249,5 kg/m' = 2,495 kN/m'

   Beban pada balok = $\frac{(49,9 \times 2,5) \times (2,5/2) + (12282,0/2) \times 1,25}{2,5}$

   Sehingga beban pada balok tumpuan lift = 1384,138 kg = 31.33 kN

A3. Perhitungan Beban Hidup

A3.1. Reduksi Beban Hidup Merata

Komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T$ adalah 400 ft^2 (37,16 m^2) atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi. Reduksi beban hidup untuk setiap jenis beban di setiap lantai menggunakan faktor reduksi terbesar (beban dengan reduksi terkecil). Maka A_{TT} diambil yang terkecil sebagai perwakilan untuk setiap jenis beban.

Tabel A7: Beban hidup merata berdasarkan SNI 1727:2013.

BEBAN HIDUP (Lo)					
1. Pelat Lantai	=	**240**	Kg/m^2	2,40	KN/m^2
2. Pelat Atap	=	**100**	Kg/m^2	1,00	KN/m^2
5. Pelat Tangga dan Bordes	=	**479**	Kg/m^2	4,79	KN/m^2

a. Reduksi beban hidup pada lantai 1 sampai lantai 3

Berikut ini perhitungan faktor reduksi beban hidup.

Data-data:

- K_{LL} = 1
- A_T = 312,5 m^2

■ Faktor reduksi $= 0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}$

$= 0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{1 \times 312{,}5}}$

$= 0{,}51 > 0{,}4$

b. Reduksi beban hidup pada lantai 4 sampai lantai 5

Berikut ini perhitungan faktor reduksi beban hidup.

Data-data:

- K_{LL} = 1
- A_T = 212,5 m^2

■ Faktor reduksi $= 0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}$

$= 0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{1 \times 212{,}5}}$

$= 0{,}56 > 0{,}4$

A3.2. Beban Hidup Tangga

Perhitungan beban hidup tangga tidak seperti beban mati tangga. Perhitungan beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian. Karena nilai beban hidup tangga nilainya yaitu 4,79 kN/m^2. Beban hidup tangga dibah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini adalah perhitungan beban hidup tangga.

Data-data:

- Beban hidup tangga = 4,79 kN/m^2

▪ Beban hidup per satuan panjang (keseluruhan)

Pelat tangga = 1,9 x 4,79 = 910,1 kg/m = kN/m

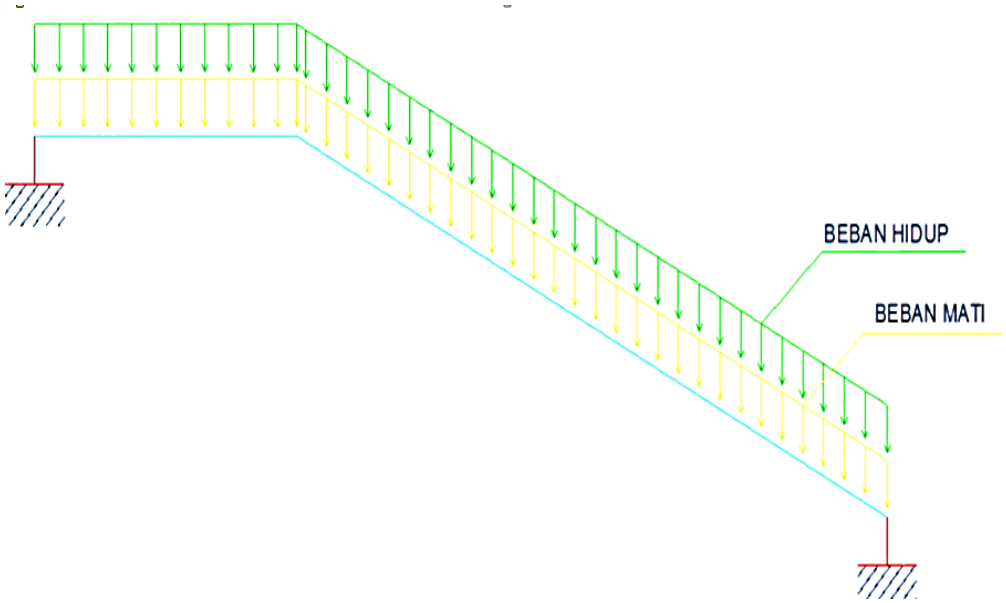
Pelat bordes = 2,0 x 4,79 = 958 kg/m = 9,580 kN/m

▪ Beban pada susuran tangga dan sistem pagar pengaman

P = 0,89 kN

(Beban ini bekerja di setiap titik pegangan tangga atau di sisi atas pegangan tangga)

Beban mati tangga dan beban hidup tangga didistribusikan ke sepanjang pelat tangga dan bordes sebagai beban yang dimasukkan ke program analisis struktur untuk mendapatkan reaksi yang akan dimasukkan ke pemodelan. Skema pembebanan untuk *input* ke program analisis struktur dapat dilihat pada Gambar A1.



Gambar A1: Pembebanan tangga.

B. Perhitungan Analisis

B1. Perioda Alami Struktur

Penentuan perioda fundamental struktur akan diperlukan dalam analisis prosedur gaya latetal ekivalen yang berdarakan SNI 1726:2012.

- Model 1

Data struktur :

- Tinggi Lantai 1-2 = 4 m
- Tinggi Lantai 3-5 = 3,5 m
- h_n = 18,5 m
- C_u = 1,4
- C_t = 0,047
- x = 0,9

Tabel B1: Penentuan perioda fundamental struktur Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda					
Arah	$T_{a\ min}$ $C_t \times h_n^x$	$T_{a\ max}$ $T_{a\ min} \times C_u$	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	Kontrol
X	0,644	0,902	0,800	0,800	OK
Y	0,644	0,902	0,769	0,769	OK

Berdasrakan Tabel A.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah perioda dari hasil analisis program analisis struktur yaitu 0,800 untuk x dan 0,769 untuk arah y. Dikarenakan nilainya berada di interval perioda minimum dan maksimum.

B2. Prosedur Gaya Lateral Ekivalen

Berikut ini adalah perhitungan gaya lateral statik ekivalen dari masing-masing model.

a. Model 1

Data-data:

- S_{DS} = 0,464
- S_{D1} = 0,374
- R = 8
- I_e = 1,0
- T_X = 0,800 detik
- T_Y = 0,769 detik

Dengan menggunakan Pers 2.29 - 2.33 didapatkan nilai C_S yang digunakan yang ditabulasikan pada Tabel B1.

Tabel B4: Perhitungan nilai C_S.

Arah	C_S minimum	C_S minimum Tambahan	C_S hitungan	C_S maksimum	C_S yang digunakan
T1(Arah Y)	0,0204	0,025	0,058	0,058	0,058
T2 (Arah X)	0,0204	0,025	0,058	0,061	0,058

Nilai C_S yang digunakan adalah 0,058 untuk arah x dan y karena nilai C_S hitungan sama dan lebih besar dari C_S maximum. Dengan menggunakan C_S yang digunakan, kemudian menghitung V_1 dengan menggunakan berat total struktur yang dapat dilihat pada Tabel 4.1.

- $V_X = C_S \times W_t$
  $= 0{,}058 \times 465597{,}91$
  $= 27004{,}68$ kg
  $= 264{,}916$ kN

- $V_Y = C_S \times W_t$
  $= 0{,}058 \times 465597{,}91$
  $= 27004{,}68$ kg
  $= 264{,}916$ kN

Distribusi gaya gempa lateral (*F*) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3. Dengan data-data sebagai berikut:

Data-data:

- $V_X = 264{,}916$ kN $T_X = 0{,}800$ detik
- $V_Y = 244{,}916$ kN $T_Y = 0{,}769$ detik
- W_i = Berat perlantai (Tabel 4.1)
- kx dan ky: (interpolasi)

$$kx = 1 + \frac{(2-1)}{(2{,}5 - 0{,}5)}(T_x - 0{,}5) \qquad ky = 1 + \frac{(2-1)}{(2{,}5 - 0{,}5)}(T_y - 0{,}5)$$

$$= 1 + \frac{(2-1)}{(2{,}5 - 0{,}5)}(0{,}800 - 0{,}5) \qquad = 1 + \frac{(2-1)}{(2{,}5 - 0{,}5)}(0{,}769 - 0{,}5)$$

$$= 1{,}150 \qquad = 1{,}135$$

Tabel B5: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah x.

Lantai	h_x	h_x^k	w_x	$w_x h_x^k$	C_{vx}	F_x	V_x
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)		(kN)	kN
5	18,5	28,658	2598,373	74464,445	0,267	40,234	150,706
4	15,0	22,517	2920,802	65766,850	0,236	39,944	169,407
3	11,5	16,588	4086,150	67782,374	0,243	57,593	236,997
2	8,0	10,928	4430,599	48419,016	0,174	44,609	256,975
1	4,0	4,925	4567,515	22493,085	0,081	21,363	264,916
Σ			18603,439	278925,770	1,000	203,742	

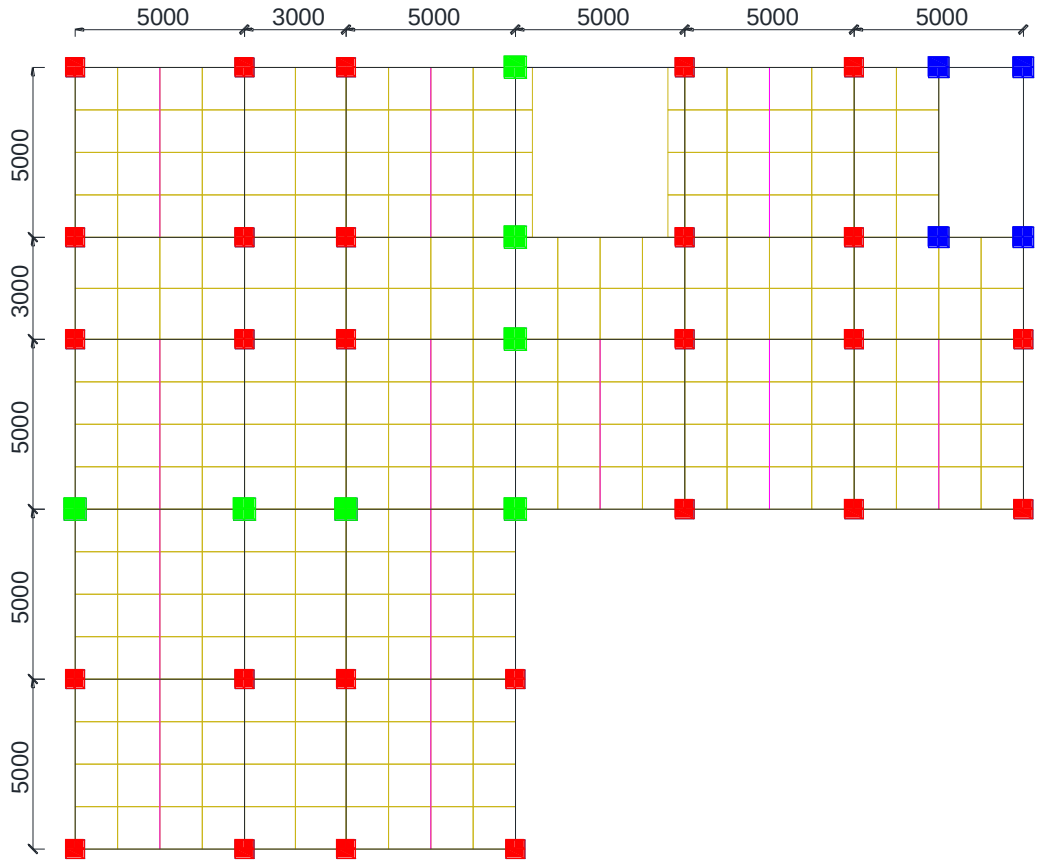
Tabel B6: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah y.

Lantai	h_y	h_y^k	w_y	$w_y h_y^k$	C_{vy}	F_y	V_y
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)		(kN)	kN
5	18,5	27,391	2598,373	71171,774	0,265	39,963	150,706
4	15,0	21,591	2920,802	63063,435	0,235	39,804	169,407
3	11,5	15,972	4086,150	65264,342	0,243	57,629	236,997
2	8,0	10,582	4430,599	46883,288	0,175	44,888	256,975
1	4,0	4,820	4567,515	22014,919	0,082	21,729	264,916
Σ			18603,439	268397,759	1,000	204,013	

C. Gambar Detail Elemen Struktur

C.1. Denah elemen struktur

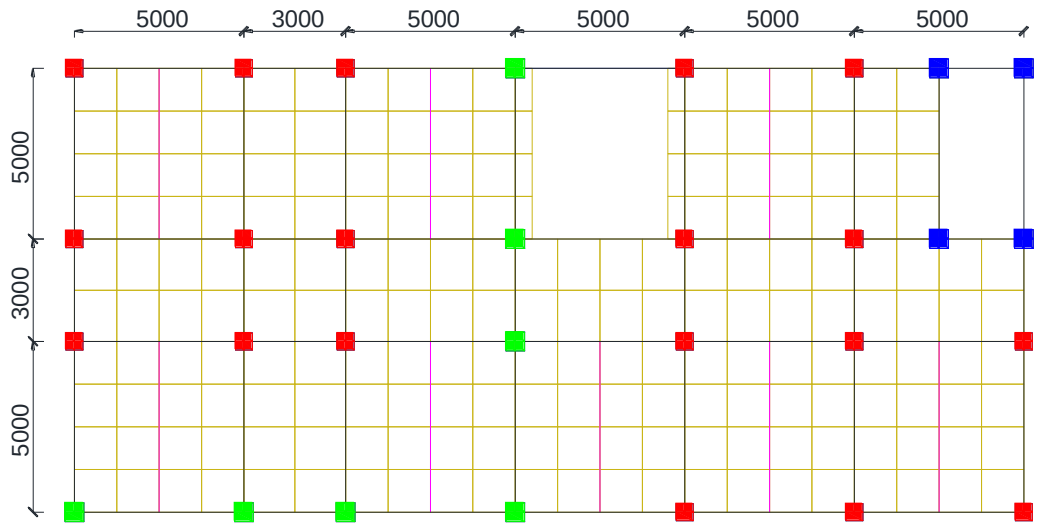
Berikut ini adalah denah elemen struktur pada gedung Model 1, Model 2, Model 3 dan Model 4.



Gambar C1: Denah elemen struktur lantai 1 – lantai 3.

Keterangan:

- Kolom tipe K_1A
- Kolom tipe K_1B
- Kolom tipe K_1C
- Balok tipe B_1a
- Balok tipe B_1b
- Pelat

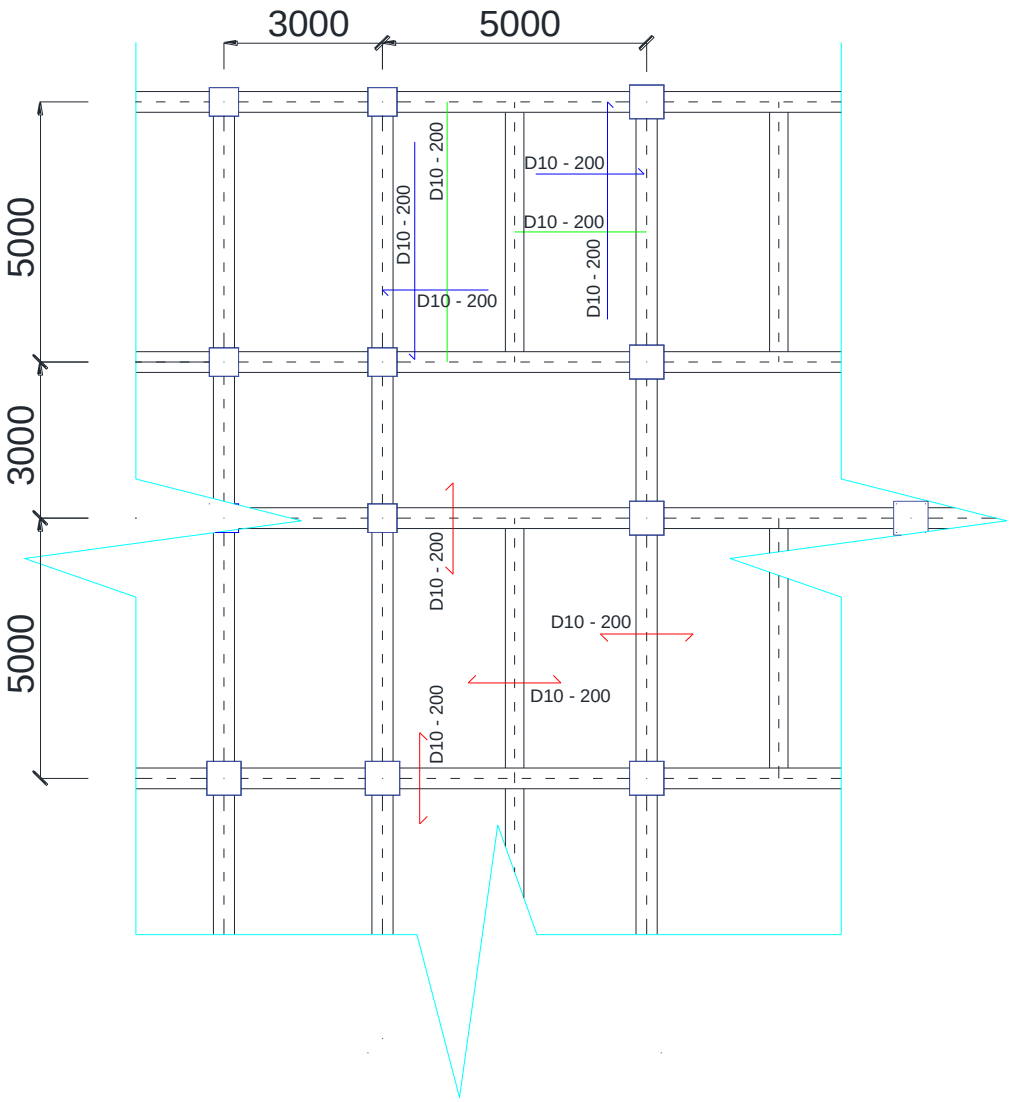


Gambar C2: Denah elemen struktur lantai 4 – lantai 5.

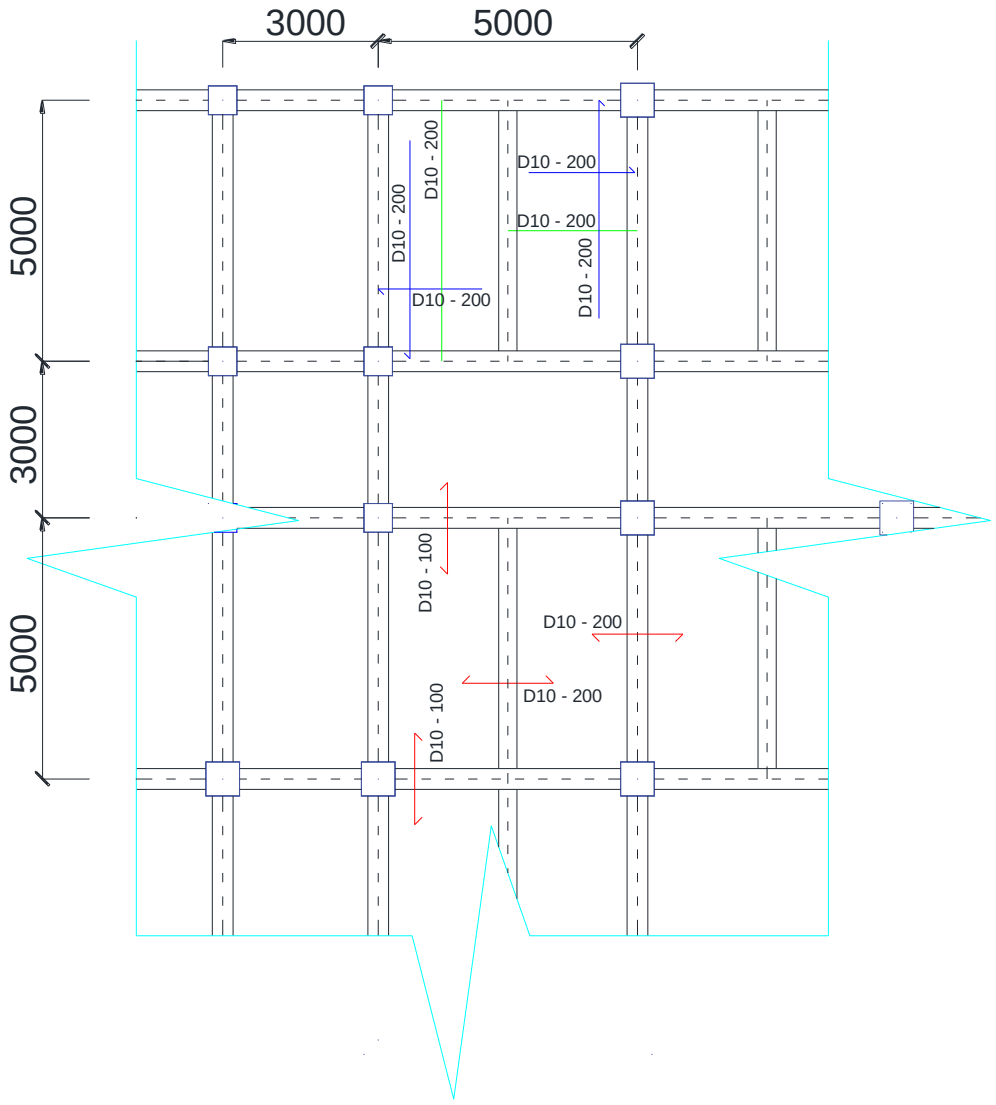
Keterangan:

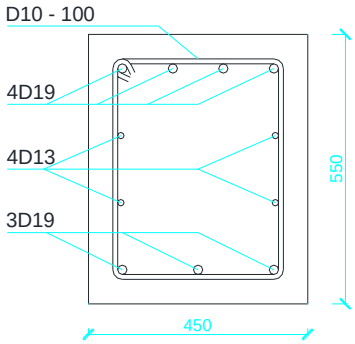
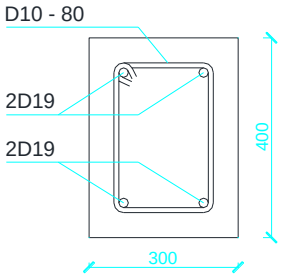
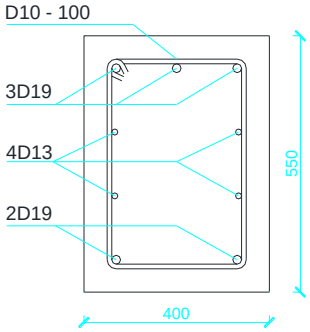
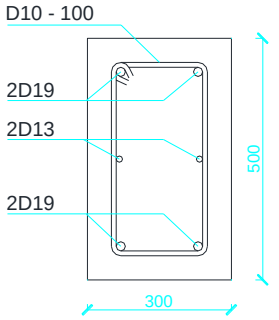
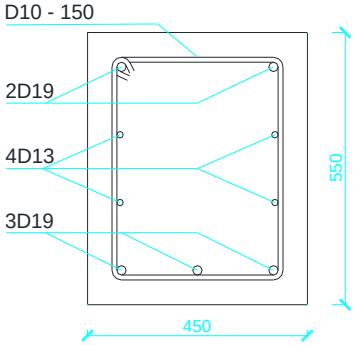
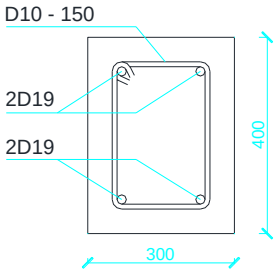
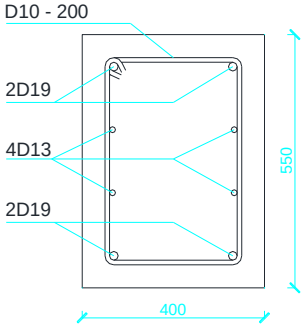
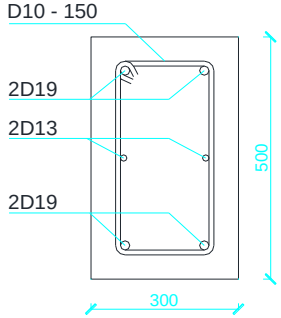
- Kolom tipe K_2A
- Kolom tipe K_2B
- Kolom tipe K_2C
- Balok tipe B_2a
- Balok tipe B_2b
- Pelat

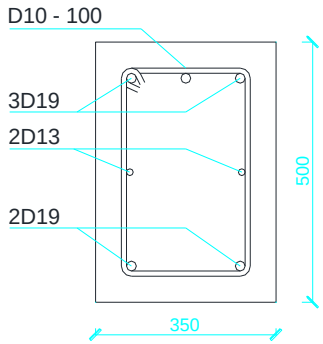
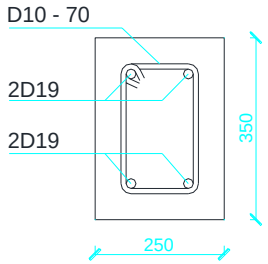
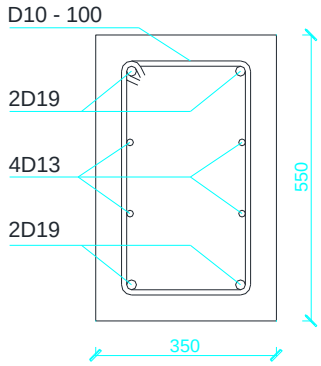
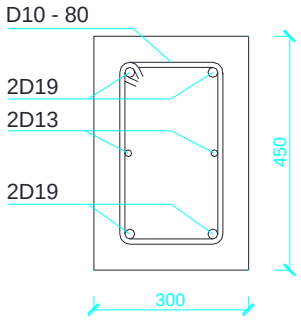
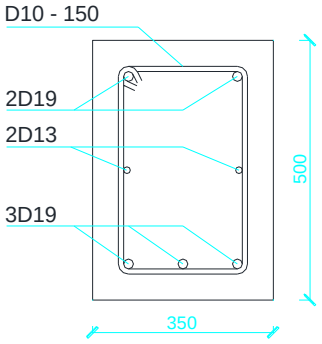
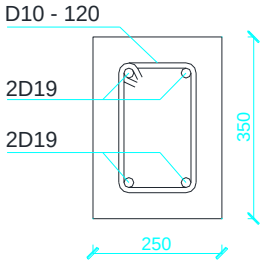
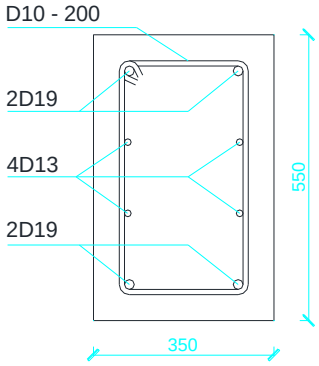
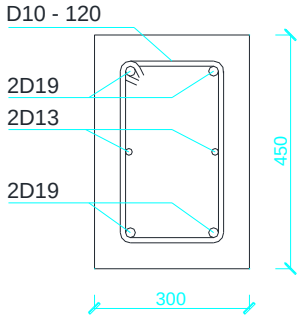
Detail Penulangan Pelat Lantai 5 (Atap)



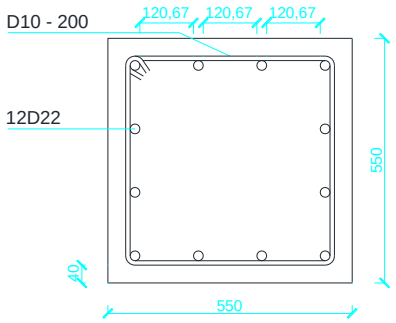
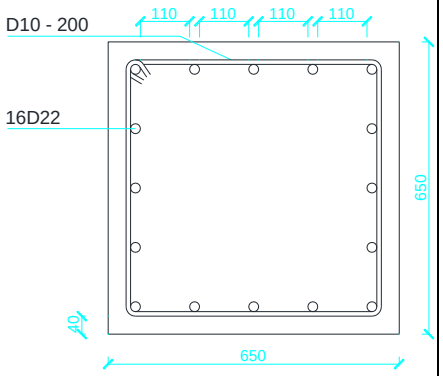
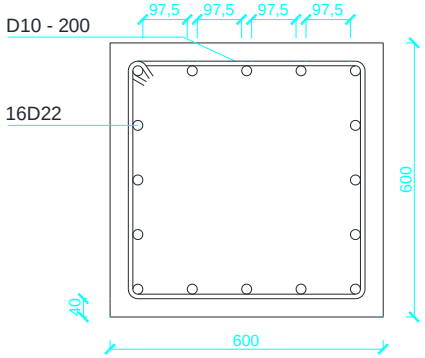
Detail Penulangan Pelat Lantai 1 – 4



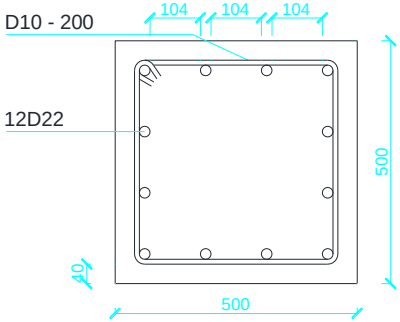
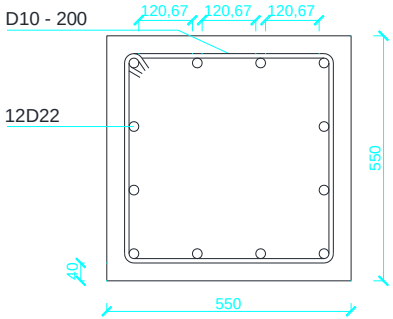
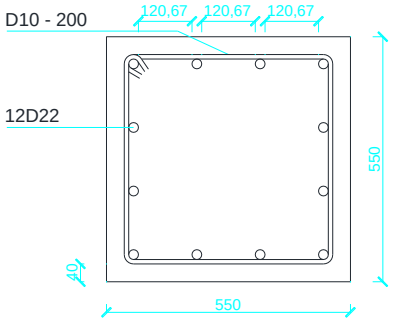
Detail Tulangan Tumpuan Balok Tipe 1			
Balok tipe B_1a	Balok tipe B_1b	Balok tipe B_1c	Balok tipe lintel $_1$
			
Detail Tulangan Lapangan Balok Tipe 1			
Balok tipe B_1a	Balok tipe B_1b	Balok tipe B_1c	Balok tipe lintel $_1$
			

Detail Tulangan Tumpuan Balok Tipe 2			
Balok tipe B_2a	Balok tipe B_2b	Balok tipe B_2c	Balok tipe lintel $_2$
			
Detail Tulangan Lapangan Balok Tipe 2			
Balok tipe B_2a	Balok tipe B_2b	Balok tipe B_2c	Balok tipe lintel $_2$
			

Detail Tulangan Kolom Tipe 1

Kolom tipe K_1A	Kolom tipe K_1B	Kolom tipe K_1C
		

Detail Tulangan Kolom Tipe 2

Kolom tipe K_2A	Kolom tipe K_2B	Kolom tipe K_2C
		

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap	: Dian Ramadhan
Panggilan	: Madhan
Tempat, Tanggal Lahir	: Medan, 24 Januari 1996
Jenis Kelamin	: Laki-laki
Alamat	: Link 1 Kel. Tanah Enam Ratus Kec. Medan Marelan, Medan, Sumatera Utara
Agama	: Islam
Nama Orang Tua	
Ayah	: Budi Purnomo
Ibu	: Zuraidah, S.Ag, S.PdI
No.HP	: 081370612400
E-Mail	: dian.ramadhan24@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa	: 1307210099
Fakultas	: Teknik
Program Studi	: Teknik Sipil
Perguruan Tinggi	: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi	: Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	SDS Bina Taruna 3 Medan	2007
2	SMP	SMPN 43 Medan	2010
3	SMA	SMAN 16 Medan	2013
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai.		