

TUGAS AKHIR

**ANALISA KEKUATAN STRUKTUR PADA GEDUNG RUMAHSAKIT
UMUM DI GUNUNGSITOLI TERHADAP PETA WILAYAH GEMPA
2017**

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

Disusun Oleh:

RATU IRMI BALQIS
1507210171



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Nama : Ratu Irmu Balqis
NPM : 1507210171
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Analisa Kekuatan Struktur Pada Gedung Rumah Sakit Umum
di Gunungsitoli Terhadap Peta Wilayah Gempa 2017.
Bidang ilmu : Struktur

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, September 2019

Pembimbing I

Tondi Amriyah P. Pulungan ST,MT

Pembimbing II

Citra Utami ST,MT

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ratu Irmu Balqis

NPM : 1507210171

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Kekuatan Struktur Pada Gedung Rumahsakit Umum Di Gunungsitoli Terhadap Peta Wilayah Gempa 2017.

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, 16 September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Aningsyah Putera P, ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dr. Ade Faisal

Dosen Pembimbing II / Penguji

Citra Utami, ST, MT

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Fahrizal Zulkarnain

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Ratu Irmu Balqis

Tempat /Tanggal Lahir: Medan / 24 Juli 1998

NPM : 1507210171

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

"Analisa Kekuatan Struktur Pada Gedung Rumah Sakit Umum Di Gunungsitoli Terhadap Peta Wilayah Gempa 2017".

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 orisinal 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, 16 September 2019

Saya yang menyatakan,



Ratu Irmu Balqis

ABSTRAK

ANALISA KEKUATAN STRUKTUR PADA BANGUNAN RUMAHSAKIT UMUM di GUNUNGSITOLI TERHADAP PETA GEMPA 2017

Ratu Irmu Balqis

1507210171

Tondi Amirsyah Putera , ST, MT

Citra Utami , ST, MT

Struktur bangunan rumahsakit yang berlokasi di Gunungsitoli direncanakan sebagai suatu struktur gedung beton bertulang yang terdiri dari 1 model dan terdiri atas 3 lantai. Pada tahap awal desain, struktur direncanakan terhadap beban gempa sesuai dengan SNI-03-1726-2012 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung) yang didasarkan pada Peta Gempa 2017 di kota Gunungsitoli, dan jika struktur gagal menahan beban yang telah ditentukan dari SNI 03-2847-2013 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung) maka struktur perlu di evaluasi untuk retrofit menggunakan FRP (Fiber Reinforced Polymer) pada penampang Balok dan kolom saja. Studi ini bertujuan untuk mengetahui seberapa banyak FRP yang dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan pada struktur yang mengalami *strong column weak beam*. Hasil analisis yang diperoleh dari Program analisa struktur menunjukkan bahwa telah terjadi *strong column weak beam* pada penampang model rumahsakit sebanyak 30 elemen yang terdiri dari kolom dan di retrofit menggunakan produk *Sika Carbodur S* sebanyak 3 lapis pada lantai 3, lantai 2 sebanyak 16 kolom di retrofit menggunakan produk *sika carbodur S* sebanyak 2 lapis, lantai 1 sebanyak 3 kolom dan di retrofit menggunakan produk *sika carbodur S* sebanyak 4 lapis.

Kata kunci: Beton bertulang, Balok, Kolom, system struktur, FRP, Evaluasi.

ABSTRACT

ANALISA KEKUATAN STRUKTUR PADA BANGUNAN RUMAHSAKIT UMUM di GUNUNGSITOLI TERHADAP PETA GEMPA 2017

Ratu Irmu Balqis

1507210171

Tondi Amirsyah Putera , ST, MT

Citra Utami , ST, MT

The structure of hospital located in Gunungsitoli is planned as a reinforced concrete building structure consisting of 1 Model and consist of 3 floors. In the first step of design, the planned structure of the earthquake load is in accordance with SNI-03-1726-2012 (Earthquake Resistance Planning Standards for Structure of Buildings and non-Buildings) based on earthquake Maps in Gunungsitoli, and if the structure fails to hold the load that determined from SNI-03-2847-2013 (Structural Concrete Requirements for Buildings) then structure needs to be evaluated to retrofit using FRP (Fiber Reinforced Polymer) on the cross section of the beam and column only. This study aims to determine the cross sectional requirements for retrofitting and how many FRP is needed to meet of the experiencing structure strong column weak beam. The result obtained from the structural analysis program showed that there were strong column weak beam in the model hospital 30 element and retrofit by using SIKA Carbodur S with 3 plies on the 3rd floor, on the 2nd floor as many 16 columns and retrofit by using SIKA Carbodur S Product with 2 plies, on the 1nd floor as many of 3 consists of the coloumn and retrofit by using SIKA Carbodur S Product with 4 plies.

Keywords: Reinforced Concrete, Beam, Column, Structure system, FRP Retrofit, Evaluation.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisa kekuatan struktur gedung rumahsakit umum di Gunungsitoli terhadap peta wilayah gempa 2017” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Citra Utami, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I sekaligus Wakil Dekan yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing II sekaligus ketua prodi teknik sipil yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Al Fansury Siregar ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilannya kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Papa dan Mama, yang telah menyayangi tiada tara, mendoakan, bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis dan adik adik saya yang telah menyayangi saya.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Kepada IdhoElfa ST, yang telah banyak mengajari, setia membantu, dan memberi semangat selama proses pembuatan tugas akhir ini.
10. Sahabat-sahabat penulis: Inryani, Asi, Tirta, Desi, Azura, Muna, Khalif, Riyadi, Alfrida, Maidah sahabat bizzink Antero, Tata, Lois, Eki, Eldad, Juan sahabat B2 siang sipil 15, sahabat A2 siang sipil 15.

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

Medan, 16 September 2019

Ratu Irmu Balqis

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvi
DAFTAR NOTASI	xviii
DAFTAR SINGKATAN	xxi
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan masalah	2
1.3. Tujuan penelitian	3
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Manfaat Tugas Akhir	3
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Fiber Reinforced Polymer	6
2.1.1. Serat (<i>fiber</i>)	7
2.1.2. <i>Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)</i>	8
2.2. Perkuatan Struktur dengan <i>Fiber Reinforced Polymer</i>	9
2.2.1. Perkuatan lentur dengan FRP	10
2.2.2. Perkuatan geser dengan FRP	14
2.3. Stuktur Balok Beton bertulang	16
2.3.1. Perbandingan tulangan balok	17
2.3.1.1. Perbandingan tulangan seimbang	17
2.3.1.2. Balok <i>Over Reinforced</i>	17
2.3.1.3. Balok <i>Under Reinforced</i>	18
2.3.2. Penurunan rumus balok	18

2.3.3.	Penurunan rumus kolom	20
2.4	Struktur Penahan Beban gempa	21
2.4.1.	Konsep <i>Strong Column Weak Beam</i>	21
2.5.	Sistem Rangka Pemikul Momen	22
2.5.1.	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	24
2.5.2.	Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	24
2.5.3.	Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	24
2.6.	Standar Nasional Indonesia (SNI)	25
2.7.	Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (SNI 1726:2012)	25
2.7.1.	Peta wilayah gempa	26
2.7.2.	Gempa rencana dan factor keutamaan	27
2.7.3.	Klasifikasi situs dan parameter	29
2.7.4.	Parameter percepatan gempa	30
2.7.5.	Parameter percepatan spectral desain	32
2.7.6.	Struktur penahan beban gempa	34
2.7.7.	Perioda alami struktur	35
2.7.8.	Simpangan (<i>Drift</i>) akibat gaya gempa	37
2.7.9.	Metode analisa	38
	2.7.9.1. Metode Analisa respon spectrum ragam	39

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1.	Umum	44
3.2.	Pemodelan Struktur	45
3.2.1.	Data Perencanaan Struktur	45
3.2.2.	Konfigurasi Bangunan	45
3.2.3.	Dimensi Balok Kolom	47
3.2.4.	Pelat	47
3.2.5.	Pusat Massa dan Kekakuan	48
3.2.6.	Faktor Reduksi Gempa	48

3.3.	Analisis Struktur	48
3.3.1.	Analisis Dinamik Struktur Linear	48
3.3.1.1.	Pembebanan	48
3.3.1.2.	Respon Spektrum Desain Gempa	49
3.3.1.3.	Kombinasi Pembebanan	53
3.3.1.4.	Analisa Respon Spektrum Ragam	54
3.4.	Penambahan Fiber Reinforced Polymer	56
3.4.1.	Klasifikasi CFRP yang digunakan untuk perkuatan lentur	57
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1.	Tinjauan umum	58
4.2.	Hasil Analisis Struktur	58
4.2.1.	Analisa Respon Spektrum Ragam	58
4.2.1.1.	Koreksi Gempa Dasar Nominal	60
4.2.1.2.	Koreksi Faktor Redundansi	61
4.2.1.3.	Gaya Geser pada Setiap Lantai	62
4.2.1.4.	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	62
4.2.1.5.	Nilai Simpangan Gedung	63
4.2.1.6.	Kontrol Ketidakberaturan Tingkat Lunak (Soft Story)	63
4.2.1.7.	Pemeriksaan Torsi Tak Terduga	64
4.3.	Pengecekan terhadap <i>strong column weak beam</i>	66
4.4.	Menghitung momen rencana kolom	67
4.4.1.	Menghitung momen rencana kolom 3 ukuran 300x300 mm.	67
4.5.	Menghitung momen rencana balok	75
4.5.1.	Balok induk	75
4.5.2.	Balok anak	75
4.6.	Perhitungan perkuatan dengan CFRP	76
4.6.1.	Penambahan CFRP untuk kolom lantai 3 rumahsakit	76

BAB 5	KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1.	Kesimpulan	86
5.2.	Saran	86
	DAFTAR PUSTAKA	87
	LAMPIRAN	
	DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Karakteristik Fiber(Simonelli, 2005).	7
Tabel 2.2	Karakteristik GFRP(Simonelli, 2005)	9
Tabel 2.3	<i>Enviromental reduction factor (ACI Committee 440)</i>	13
Tabel 2.4	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	27
Tabel 2.5	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	28
Tabel 2.6	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	29
Tabel 2.7	Koefisien periode pendek (F_a)berdasarkan SNI 1726:2012.	31
Tabel 2.8	Koefisien Perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	31
Tabel 2.9	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	35
Tabel 2.10	Nilai parameter Perioda pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.11	Koefisien untuk batas atas pada Perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.12	Prosedur analisa yang boleh digunakan	38
Tabel 2.13	Persyaratan masinig-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % gaya geser dasar.	43
Tabel 3.1	Komponen structural bangunan	47
Tabel 3.2	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	48
Tabel 3.3	Berat material konstruksi berdasarkan PPIUG 1987	49
Tabel 3.4	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013	49
Tabel 3.5	Responspektrum desain gempa berdasarkan SNI 1726:2012 daerah, kota Gunungsitoli dengan jenis tanah bebatuan	51
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{Ds} = 0,8$	53
Tabel 3.7	Data Perioda output program ETABS rumahsakit	55
Tabel 3.8	Hasil selisih persentase nilai periodamodel rumahsakit	56

Tabel 3.9	Klasifikasi CFRP yang digunakan untuk perkuatan lentur	57
Tabel 4.1	Data perioda output program analisa struktur	58
Tabel 4.2	Hasil selisih persentase nilai perioda	59
Tabel 4.3	Nilai gaya geser dasar nominal analisa static ekivalen	60
Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spectrum output program analisa struktur	60
Tabel 4.5	Koreksi story shear dengan 35% base shear dengan redundansi 1.	61
Tabel 4.6	Nilai gaya geser pada setiap lantai	62
Tabel 4.7	Nilai V_1 berdasarkan analisis static ekivalen	62
Tabel 4.8	Nilai Simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	63
Tabel 4.9	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x	64
Tabel 4.10	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y	64
Tabel 4.11	Pemeriksaan ketidakberaturan torsi gempa untuk arah x	65
Tabel 4.12	Pemeriksaan ketidakberaturan torsi gempa untuk arah x	65
Tabel 4.13	Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$	70
Tabel 4.14	Hitungan gaya aksial dan momen lentur pada keadaan seimbang	71
Tabel 4.15	Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$	73
Tabel 4.16	Rekapitulasi nilai M_n dan P_n	74
Tabel 4.17	Jenis FRP yang digunakan yaitu CFRP dari product sika carbodur	77
Tabel 4.18	Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$.	80
Tabel 4.19	Hitungan gaya aksial dan momen lentur pada keadaan seimbang	81
Tabel 4.20	Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$	83
Tabel 4.21	Kapasitas nominal aksial sebelum dan sesudah diperkuat.	84
Tabel 4.22	Perbandingan M_nC dan M_nB pada Struktur Kolom lantai	85

	3.		
Tabel 4.23	Perbandingan MnC dan MnB pada Struktur Kolom lantai		85
	2.		
Tabel 4.24	Perbandingan MnC dan MnB pada Struktur Kolom lantai		85
	1.		

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1a	Tyfo SEH system Uni-directional glass composite	8
Gambar 2.1b	Tyfo SCH system Uni-directional glass composite	8
Gambar 2.2	Perilaku lentur pada beban kecil	11
Gambar 2.3	Perilaku lentur pada beban retak	11
Gambar 2.4	Perilaku lentur pada beban maksimum	12
Gambar 2.5	Penguat geser FRP tipikal tata letak (ACI Committee 440, 2002)	15
Gambar 2.6	Bentuk distribusi tegangan	18
Gambar 2.7	Balok kolom struktur beton bertulang (Murty dkk.,2009)	21
Gambar 2.8	Kerusakan pada balok kolom struktur rangka beton bertulang (Murty dkk.,2009)	22
Gambar 2.9	Histeris di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo,2012)	23
Gambar 2.10	PGA, gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometric (MCEG), kelas situs SB (SNI 1726:2012)	26
Gambar 2.11	S ₁ , peta respon spectrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S _b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	26
Gambar 2.12	S _s , peta respon spectrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S _b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	27
Gambar 2.13	Responspektrum desain	34
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	44
Gambar 3.2	Denah struktur beton model rumahsakit di lapangan	46
Gambar 3.3	Tampak samping bangunan arah X dan Y model rumahsakit di lapangan	46
Gambar 3.4	Tampak 3D struktur bangunan beton model rumahsakit di lapangan	47
Gambar 3.5	Responspektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Gunungsitoli dengan klasifikasi tanah bebatuan keras	53
Gambar 4.1	Diagram nilai simpangan antar tingkat s _{b.x} terhadap ketinggian gedung rumahsakit	65

Gambar 4.2	Diagram nilai simpangan antar tingkat sb.y terhadap ketinggian gedung rumahsakit	66
Gambar 4.3	kolom kuat balok lemah untuk lantai tiga pada elemen C11	66
Gambar 4.4	kolom kuat balok lemah untuk lantai dua pada elemen C20	67
Gambar 4.5	kolom kuat balok lemah untuk lantai satu pada elemen C20	67
Gambar 4.6	Penampang kolom lantai 3	67
Gambar 4.7	Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan	69
Gambar 4.8	Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan	70
Gambar 4.9	Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan	72
Gambar 4.10	Diagram Interaksi Kolom 3	74
Gambar 4.11	Detail balok induk	75
Gambar 4.12	Detail balok anak	75
Gambar 4.13	Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.	79
Gambar 4.14	Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan	80
Gambar 4.15	Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan	82
Gambar 4.16	Diagram interaksi setelah penambahan CFRP	84

DAFTAR NOTASI

A_{fv}	=	Area untuk lekatan CFRP
A_s	=	Luas Penampang Tulangan
a	=	Tinggi Distribusi Tegangan Persegi
b	=	Lebar Balok
C_d	=	Faktor kuat lebih system
CE	=	Faktor Pengurangan Lingkungan
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
d	=	Jarak Serat Tekan terluar terhadap Tulangan
df_v	=	Jarak Serat Tekan terluar terhadap FRP
E	=	Modulus elastisitas
E_f	=	Modulus elastisitas FRP
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
F	=	Frekuensi Struktur
F_a	=	Koefisien Perioda pendek
F_c'	=	Kuat Tekan Beton
F_v	=	Koefisien Perioda 1,0 detik
F_y	=	Kuat Leleh Baja
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
f_{fe}	=	Tegangan tarik efektif FRP
f_{fu}^*	=	Kuat Tarik FRP
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I	=	Momen Inersia Kolom/Balok
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur
k_1	=	Faktor kuat tekan Beton untuk FRP
k_2	=	Faktor Pemasangan FRP

k_v	=	Koefisien Reduksi lekatan FRP
l	=	Panjang Kolom/Balok
L_e	=	Panjang lekatan aktif
LL	=	Beban hidup
M_{column}	=	Momen kapasitas 2 Kolom yang bertemu di <i>joint</i>
M_{beam}	=	Momen kapasitas 2 Balok yang menumpu di Kolom
M_c	=	Momen puncak
M_n	=	Momen Nominal
M_u	=	Momen Ultimit
M_y	=	Momen leleh
n	=	Jumlah lekatan untuk FRP
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
Q_E	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V , yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
S_f	=	Lebar <i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i> (CFRP)
S_S	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_I	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk Periode pendek
S_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk Periode 1,0 detik

T_f	=	Ketebalan FRP
$T_{a \text{ minimum}}$	=	Nilai batas bawah Periodea bangunan
$T_{a \text{ maksimum}}$	=	Nilai batas atas Periodea bangunan
V_f	=	Kapasitas geser FRP
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_f	=	Lebar Properti FRP
ϵ	=	Total tegangan yang terjadi
ϵ_y	=	Tegangan pada saat leleh
ϵ_{fe}	=	Regangan tarik efektif FRP
ϵ_{fu}^*	=	Regangan pada saat leleh
\emptyset	=	Faktor Reduksi kekuatan
θ_y	=	Rotasi pada saat leleh
θ_p	=	Koefisien rotasi plastis
θ_{pc}	=	Koefisien rotasi <i>post-capping</i>
θ_u	=	Rotasi pada batas ultimit
ϕ_y	=	Lengkungan pada saat leleh
θ_y	=	Rotasi pada batas leleh
ϕ_m	=	Lengkungan maksimum yang akan timbul
μ_p	=	Lendutan pada titik plastis
μ_y	=	Lendutan pada titik leleh
ΔV_u	=	Delta Geser Ultimit
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
P	=	Faktor redudansi
Ψ_f	=	Faktor reduksi tambahan

DAFTAR SINGKATAN

ACI	= <i>American Concrete Institute</i>
CFRP	= <i>CarbonFibre Reinforced Polymer</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
FRP	= <i>Fibre Reinforced Polymer</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung
PPIUG	= Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
SRPM	= Sistem Rangka Pemikul Momen
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Negara Indonesia terletak diantara 3 lempeng tektonik besar yaitu IndoAustralia, Eurasia dan lempeng Pasifik, Indonesia berpotensi tinggi mendapatkan bencana alam yang sangat besar. Pergerakan yang aktif dari ketiga lempeng tersebut menyebabkan terjadinya tumbukan dan menghasilkan energi yang besar yang dapat menimbulkan gempa bumi. Gempa bumi menimbulkan banyak efek negatif bagi manusia seperti banyaknya korban jiwa dan menimbulkan kerusakan pada bangunan serta lingkungan.

Menurut SNI 03-1726-2012, Indonesia dibagi menjadi 6 wilayah gempa. Wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan tingkat gempa paling rendah sedangkan wilayah gempa 6 adalah wilayah dengan tingkat gempa paling tinggi. Oleh karena itu, bangunan-bangunan yang berada pada wilayah dengan tingkat gempa tinggi harus memiliki perencanaan struktur beton yang baik, untuk menghindari kerusakan saat terjadinya gempa.

Balok dan kolom sebagai salah satu komponen struktur yang sering menggunakan beton bertulang sebagai material penyusunnya, terkadang dalam membuat desainnya masih sering kali terjadi kesalahan, sehingga hal ini dapat menyebabkan kerusakan pada balok maupun kolom, dan pada akhirnya menjadi kerusakan struktur secara keseluruhan. Selain kesalahan dalam mendesain, kerusakan pada balok dan kolom juga dapat terjadi karena kesalahan saat proses mendesain, kerusakan juga dapat terjadi karena kesalahan saat proses pengerjaannya, perawatan awal yang tidak tepat, penggunaan fungsi struktur yang tidak sesuai rencana, ataupun faktor-faktor alam (Djamaluddin, 2016).

Salah satu kerusakan yang dapat terjadi pada balok dan kolom adalah gagal geser. Kerusakan suatu balok maupun kolom akibat gagal geser ditunjukkan dengan munculnya retak diagonal pada daerah tumpuan atau bidang geser, dan apabila tidak segera diatasi sangat mungkin berlanjut pada keruntuhan struktur (Kati, 2016). Keruntuhan struktur dalam kondisi seperti ini sangat berbahaya

karena dapat terjadi secara tiba-tiba dengan peringatan kecil atau bahkan tanpa peringatan sebelumnya

Kebanyakan struktur yang rusak akan langsung dibongkar tanpa mempertimbangkan adanya kemungkinan perbaikan atau perkuatan. Padahal pada tingkat kerusakan tertentu, pada prinsipnya suatu elemen struktur beton bertulang dapat diperkuat atau diperbaiki. Saat ini telah berkembang berbagai metode perbaikan dan perkuatan struktur, salah satunya adalah menggunakan lembaran FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). Secara umum bahan serat yang digunakan pada FRP ada 3 jenis, yaitu serat karbon (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*), serat gelas (*Glass Fiber Reinforced Polymer*), dan serat aramid (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*). Sistem perkuatan FRP pada balok atau kolom dilakukan dengan cara menempelkannya pada permukaan balok atau kolom dengan menggunakan *epoxy*. FRP merupakan material yang sangat menjanjikan untuk perkuatan struktur beton bertulang. Material ini merupakan pilihan yang sangat baik untuk digunakan sebagai perkuatan eksternal karena merupakan bahan yang ringan, tahan terhadap korosi, memiliki kekuatan yang tinggi, dan dapat dibentuk sesuai dengan bentuk permukaan yang akan dipasang lembaran FRP. Selain itu, FRP juga mudah diaplikasikan pada beton bertulang dan terbukti ekonomis sebagai material yang digunakan untuk perbaikan struktur dan meningkatkan ketahanan struktur (Kati, 2016).

Gedung rumah sakit umum Gunungsitoli adalah salah satu bangunan penting yang dibangun dikawasan kota. Rumah sakit umum Gunungsitoli merupakan kawasan yang termasuk ke dalam wilayah $PGA Ss > 1,25$. Sebagai bangunan yang berada pada wilayah $PGA Ss > 1,25$, gedung rumah sakit umum Gunungsitoli harus sudah memiliki struktur bangunan yang kuat dalam menghadapi ancaman gempa bumi.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada latar belakang diatas, maka timbul permasalahan sebagai berikut :

1. Bagaimana perhitungan perencanaan gedung rumah sakit dengan persyaratan yang berlaku ?

2. Bagaimana ketahanan struktur gedung rumah sakit terhadap kombinasi beban sesuai dengan peraturan baru?
3. Bagaimana pengaruh perencanaan dengan SNI 1726-2012 dan peta gempa 2017 terhadap bangunan gedung rumah sakit di kota Gunungsitoli ?
4. Apakah solusi apabila terdapat elemen struktur yang mengalami *overstress*?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan perumusan masalah diatas, maka tujuan yang akan dicapai pada tugas akhir ini adalah :

1. Untuk mengevaluasi kekuatan struktur balok dan kolom gedung dalam memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 1726:2012.
2. Untuk merekomendasikan metode perkuatan FRP pada struktur balok dan kolom yang kekurangan kekuatannya.

1.4 Batasan masalah

Batasan masalah yang akan dibahas dalam tugas akhir ini antara lain :

1. Struktur yang digunakan adalah struktur beton.
2. Bangunan yang ditinjau bangunan bertingkat 3 lantai yaitu rumah sakit umum di Gunungsitoli.
3. Standart pembebanan gempa yang digunakan berdasarkan tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012, peta gempa 2017.
4. Beban minimum untuk perencanaan gedung dan struktur lain 2013, SNI-1727-2013.
5. Perkuatan struktur menggunakan *Fiber Reinforced Polymer* (FRP).
6. Pada tugas akhir ini hanya membahas aspek struktural dan tidak memasukkan analisis segi biaya dan waktu.

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Dalam penyusunan tugas akhir ini, mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun tugas akhir. Dan dari penyusunan tugas akhir ini manfaat yang dapat diambil :

1. Mahasiswa dapat menganalisis struktur gedung yang memenuhi standart keamanan.
2. Mahasiswa mampu mengaplikasikan keseluruhan ilmu yang telah dipelajari pada pembuatan skripsi ini ke lapangan.
3. Menambah pengetahuan kepada pembaca agar lebih memahami tentang perkuatan struktur.

1.6 Sistematika Penulisan

Untuk memberikan gambaran umum, maka penulisan tugas akhir ini dibagi dalam 5 (lima) bab. Pembagian ini dimaksudkan untuk mempermudah pembahasan serta penelaahannya, dimana uraian yang dibuat dalam penulisan ini dapat dengan mudah dimengerti. Pembagian yang dimaksud dilakukan sebagai berikut :

BAB 1 PENDAHULUAN

Pada bab ini menunjukkan pembahasan tentang latar belakang masalah sehingga dapat dilakukan analisis, dan perumusan masalah, tujuan, batasan masalah, dan manfaat tugas akhir ini serta dapat dikemukakan tentang sistematika pembahasannya.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan tentang teori yang berhubungan dengan tugas akhir ini agar dapat memberikan gambar pada permodelan dan metode analisis yang akan digunakan.

BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini menguraikan tentang metode yang akan digunakan pada tugas akhir ini serta mendeskripsikannya terhadap bangunan kantor yang akan dianalisis.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Menganalisa perencanaan pengembangan dari segala aspek, baik dari segi kekuatan maupun dari segi ketahanan struktur sebelum atau sesudah dianalisa.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Berisi kesimpulan dari analisa yang dilakukan dan saran-saran dari penulis.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. *Fiber Reinforced Polymer*

Fiber Reinforced Polymer (FRP) adalah inovasi perkuatan komposit yang saat ini banyak digunakan sebagai perkuatan eksternal tambahan pada struktur karena sifatnya setelah dipasang pada struktur beton mampu menghilangkan kekurangan beton yang getas menjadi struktur yang *ductile* (Parmo dan Taufikurrahman, 2014).

Menurut Hartomo (2003), FRP memberikan keuntungan antara lain memberikan kuat tarik yang tinggi, sangat ringan, pelaksanaan lebih cepat, tidak memerlukan area kerja yang luas, dan tidak mengalami korosi. Kuat tarik FRP dapat mencapai 7-10 kali lebih tinggi dari baja. FRP dalam bentuk lembaran, plat atau batangan dapat dipasang pada permukaan balok atau plat yang mengalami peregangan sebagai perkuatan lentur. Sebagai perkuatan geser balok, lembaran FRP dapat direkatkan pada sisi balok. Penggunaan pada kolom, lembaran FRP atau pelapisan dapat ditempatkan pada bagian luar kolom untuk meningkatkan daktilitas dan kekuatan. Kerugian yang paling prinsip penggunaan FRP sebagai sistem perkuatan adalah harga material yang relative lebih mahal. Pada situasi tertentu, FRP memberi jalan keluar yang paling ekonomis dalam masalah perkuatan karena secara dramatis dapat menekan biaya tenaga kerja.

Metode perkuatan dan perbaikan struktur beton bertulang seperti ini lebih efisien dibandingkan dengan penggunaan pelat baja eksternal yang dapat berkarat. Perkuatan struktur pada umumnya bertujuan untuk mengembalikan atau meningkatkan kekuatan elemen struktur agar mampu menahan beban sesuai dengan rencana. Umumnya struktur perlu perkuatan bilamana terjadi perubahan fungsi bangunan atau elemen-elemen strukturnya dirancang sesuai tata cara yang lama dimana beban gempa nominalnya lebih rendah dari yang ditetapkan oleh tata cara saat ini. Kemungkinan lain adalah karena struktur tersebut sebelumnya hanya didesain terhadap beban gravitasi saja tanpa memperhatikan beban gempa yang mungkin terjadi (Gangarao dkk, 2007).

2.1.1. Serat (*Fiber*)

Menurut Simonelli (2005), secara spesifik material fiber yang diaplikasikan untuk perkuatan dan perbaikan beton bertulang dapat berupa serat kaca, karbon, dan aramid. Masing-masing mempunyai kemiripan antara yang satu dengan yang lainnya. Nilai karakteristik masing-masing fiber diberikan pada Tabel 2.1. Nilai elastisitasnya bersifat linear untuk semua jenis serat, tetapi nilai lelehnya tidak signifikan.

Fiber diproduksi berbentuk:

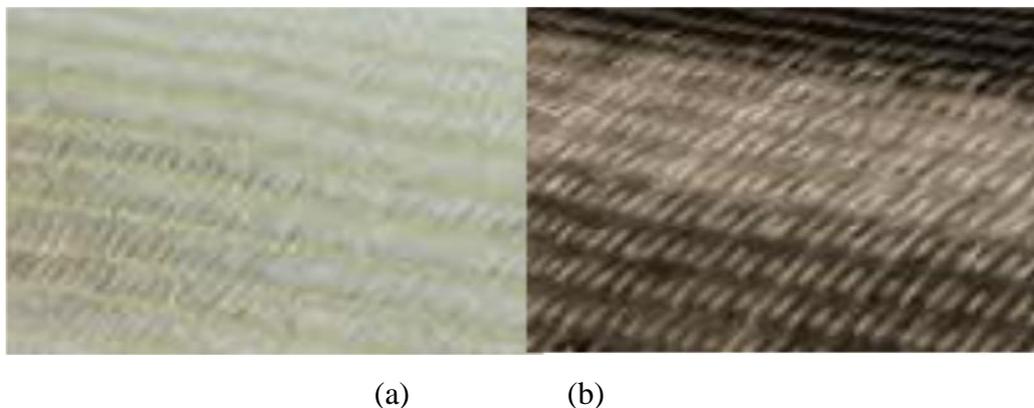
- 1) Lembaran, yang merupakan fiber yang umum digunakan. Pada umumnya fiber dalam bentuk lembaran mempunyai arah serat sembarang meskipun ada yang mempunyai arah serat biaxial dan triaxial, di atas lapisan bagian belakang yang dapat dilepas atau juga berbentuk anyaman.
- 2) Fiber yang sebelumnya dicairkan dengan resin (*“pre-preg material”*), dimana perawatannya dilakukan di site dengan pemanasan atau dengan cara lain.

Fiber produksi pabrik kemungkinan mempunyai perbandingan kekuatan searah serat 70% dan ke arah melintang serat sebesar 30%. Fiber mempunyai ketebalan minimum 0,1 mm dengan lebar 500 mm atau lebih. Pemilihan jenis fiber untuk perkuatan ataupun perbaikan suatu struktur tergantung pada beberapa faktor, seperti: tipe struktur, biaya yang tersedia, beban yang direncanakan, kondisi lingkungan, dan lain-lain.

Tabel 2.1: Karakteristik Fiber(Simonelli, 2005).

Fiber	Tensile strength (N/mm ²)	Modulus of Elasticity (kN/mm)	Elongation (%)	Specific Density
Carbon High Strength	4300-4900	230-240	1,9-2,1	1,8
Carbon high module	2740-5490	294-329	0,7-1,9	1,78-1,81
Carbon ultra high module	2600-4020	510-610	0,4-0,8	1,91-2,12
Aramid	3200-3600	424-430	2,4	1,44
Glass	2400-3500	70-85	3,5-4,7	2,6

Pemilihan jenis fiber untuk perkuatan ataupun perbaikan suatu struktur tergantung pada beberapa faktor, seperti : tipe struktur, biaya yang tersedia, beban yang direncanakan, kondisi lingkungan, dan lain lain. Komposit FRP dapat menjadi alternatif yang murah untuk memulihkan atau meningkatkan kinerja yang ada pada kolom beton (Riad, 2008). Dua jenis serat yang umum digunakan untuk perkuatan struktur adalah: *Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)* dan *Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)*. Gambar 2.1a dan gambar 2.1b menunjukkan bentuk *Uni-directional Glass & Carbon Composite*.



Gambar 2.1a: *Tyfo SEH System Uni-directional glass composite* (Riad, 2008).
2.1b: *Tyfo SCH System Uni-directional carbon composite* (Riad, 2008).

Komposit serat kaca adalah jenis serat yang relatif lebih murah dibanding serat karbon dan serat aramid. Kolom perkuatan *GFRP* memiliki perilaku *ductile* meskipun serat yang digunakan adalah *brittle* (Nguyen, 2010). Serat kaca memiliki regangan yang lebih besar dibandingkan serat karbon.

2.1.2. Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)

GFRP merupakan jenis *FRP* yang menggunakan bahan dari serat kaca. *GFRP* terbuat dari kaca cair yang dipanaskan pada suhu sekitar 2300°F dan dipintal dengan bantuan *Bushing Platinumrhodium* pada kecepatan 200 mph. Material ini memiliki cukup banyak keuntungan yang dapat diberikan, antara lain merupakan material yang tahan korosi, mempunyai kuat tarik tinggi, superior dalam daktilitas, lebih ringan sehingga tidak memerlukan alat berat untuk dibawa ke lokasi, dan

lebih murah dibanding *FRP* dengan bahan lain. (*Fiyfo.Co LLC*) Karakteristik dari material *GFRP* dapat dilihat dari Tabel berikut :

Tabel 2.2: Karakteristik *GFRP* (*Fiyfo.Co LLC*)

Keadaan lepas		Keadaan komposit		
Sifat material	Nilai tes	Sifat material	Nilai test	
			Test	Desain
Tegangan tarik	3,24 GPa	Tegangan Ultimit	575 MPa	460 MPa
Modulus tarik	72,4 GPa	Regangan	2,2 %	1,76 %
Regangan maks.	0,045	Modulus tarik	26,1 GPa	20,9 GPa
Kerapatan	2,55 gr/cm ³	teg. Tarik ultimit	25,8 Gpa	20,7 Gpa
Tebal fiber	0,366 mm	Tebal komposit	1,3 mm	1,3 mm

Beberapa jenis serat kaca yang tersedia di pasaran, antara lain:

1. *E-Glass*, yang memiliki kandungan alkali yang lebih rendah dan merupakan jenis yang paling banyak digunakan. Keuntungannya yaitu memiliki sifat mekanis yang tinggi.
2. *Z-Glass*, digunakan untuk mortar semen dan beton karena memiliki resistensi yang tinggi terhadap alkali.
3. *A-Glass*, yang memiliki kandungan alkali tinggi.
4. *C-Glass*, yang digunakan untuk aplikasi yang memerlukan ketahanan korosi yang besar untuk asam.
5. *S-Glass* atau *R-Glass*, yang diproduksi untuk ekstra kekuatan dan modulus yang tinggi.

2.2. Perkuatan Struktur Dengan *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*

Perkuatan struktur pada umumnya bertujuan untuk mengembalikan atau meningkatkan kekuatan elemen struktur agar mampu menahan beban sesuai dengan rencana. Umumnya struktur perlu perkuatan bilamana terjadi perubahan

fungsi bangunan atau elemen-elemen strukturnya dirancang sesuai tata cara yang lama dimana beban gempa nominalnya lebih rendah dari yang ditetapkan oleh tata cara saat ini. Kemungkinan lain adalah karena struktur tersebut sebelumnya hanya didesain terhadap beban gravitasi saja tanpa memperhatikan beban gempa yang mungkin terjadi. Hal ini akan mengakibatkan kerusakan bahkan kegagalan struktur (Tavio, 2009).

Alasan lainnya perkuatan pada struktur adalah adanya retak mikro pada beton. Retak ini akan mengakibatkan tulangan baja mengalami korosi karena pengaruh lingkungan seperti garam, bahan kimia dan kelembaban. Sehingga struktur mengalami penurunan kekuatan, kekakuan, *service life* serta kegagalan beton yang pada akhirnya dapat mengakibatkan kegagalan struktural (Gangarao dkk, 2007). Saat ini inovasi baru perkuatan struktur adalah dengan perkuatan eksternal FRP, baik dengan serat kaca maupun serat karbon (Gangarao, 2007). Pedoman untuk perkuatan struktur dengan material *FRP* telah dikembangkan oleh Komite *ACI 440 (ACI 440.2R-02)*. Pedoman ini dibuat berdasarkan pada hasil penelitian, analisis dan data dari berbagai bidang aplikasi.

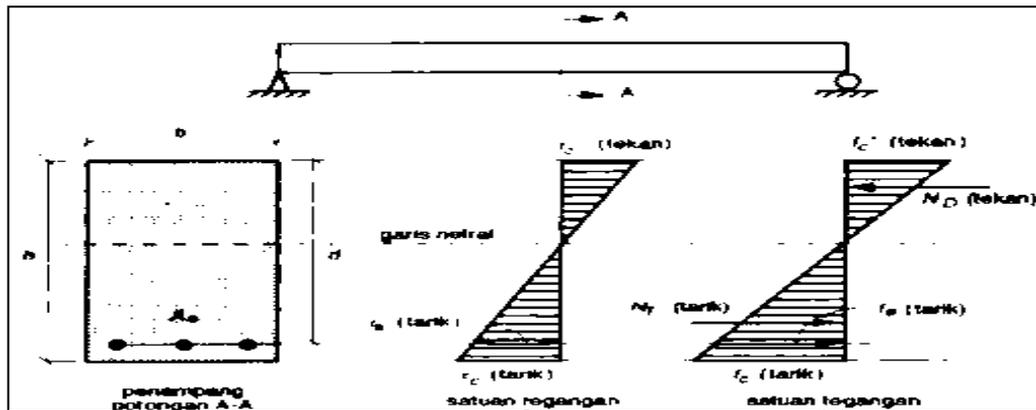
2.2.1. Perkuatan Lentur dengan *FRP*

Tegangan lentur pada balok diakibatkan oleh regangan yang timbul karena adanya beban luar. Apabila beban bertambah maka pada balok akan terjadi deformasi dan regangan tambahan yang mengakibatkan retak lentur di sepanjang bentang balok. Bila beban semakin bertambah, pada akhirnya terjadikeruntuhan elemen struktur. Taraf pembebanan yang demikian disebut keadaan limit dari keruntuhan pada lentur (Nawy, 2008).

Apabila kekuatan tarik beton telah terlampaui, maka beton mengalami retak rambut. Oleh karena itu beton tidak dapat meneruskan gaya tarik pada daerah retak, sehingga seluruh gaya tarik yang timbul ditahan oleh baja tulangan. Pada kondisi tersebut, distribusi tegangan beton tekan masih dianggap sebanding dengan nilai regangannya (Nawy, 2008).

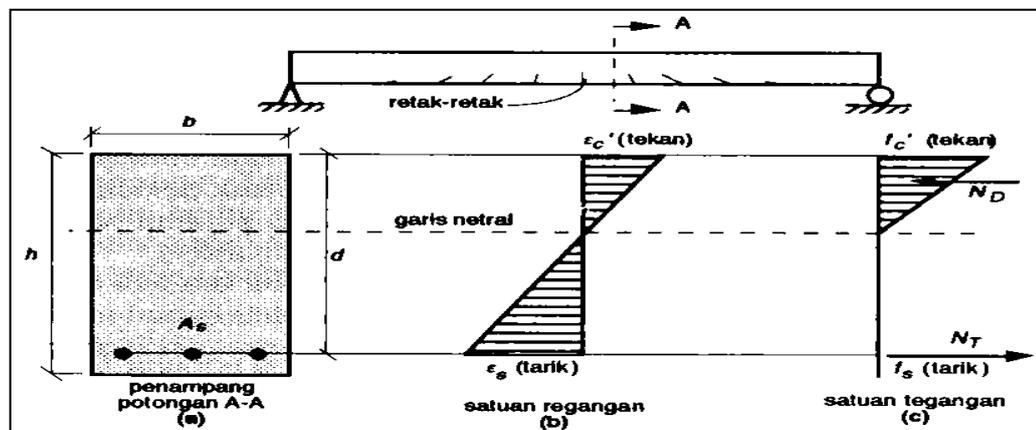
Secara garis besar, perilaku balok beton bertulang dalam menahan lentur dapat dijelaskan pada Gambar 2.2, Gambar 2.3, dan Gambar 2.4. Pada saat balok memikul beban kecil, dimana retak belum terjadi, secara bersama-sama beton dan

baja tulangan bekerja menahan gaya-gaya dimana gaya tekan ditahan oleh beton saja. Distribusi tegangan akan tampak seperti pada Gambar 2.2 dimana distribusi tegangan linier bernilai nol pada garis netral dan sebanding dengan regangan yang terjadi. Kasus demikian ditemui bila tegangan maksimum yang timbul pada serat tarik cukup rendah.



Gambar 2.2: Perilaku lentur pada beban kecil (ACI-440.2R-08,2008).

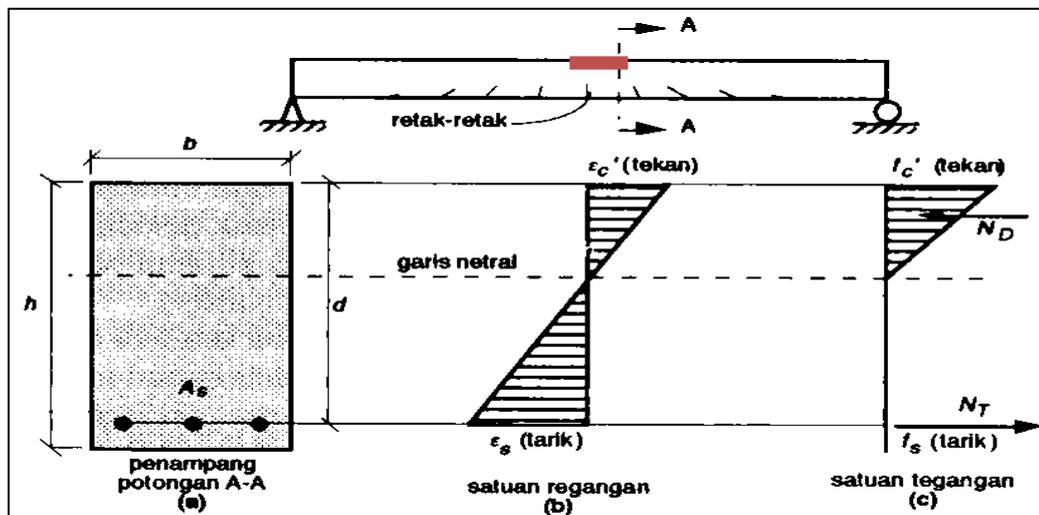
Jika beban yang bekerja terus ditingkatkan, retak akan terjadi pada tepibawah penampang yang mengalami momenmaksimum. Retak terjadi pada saat tegangan tarik pada tepi bawah mencapai kuat tarik beton. Pada saat terjadi retak, gaya tarik pada beton di lokasi retak akan ditransfer ke tulangan baja, sehingga efektifitas penampang beton dalam menahan momen menjadi berkurang (Gambar 2.3).



Gambar 2.3: Perilaku lentur pada beban retak (ACI-440.2R,2002).

Pada keadaan tersebut tegangan beton tekan masih dianggap bernilai sebanding dengan nilai regangannya. Pada beban yang lebih besar lagi, nilai regangan serta tegangan tekan akan meningkat dan cenderung untuk tidak lagi sebanding antara keduanya, dimana tegangan beton tekan akan membentuk kurva nonlinier. Kurva tegangan di atas garis netral (daerah tekan) berbentuk sama dengan tegangan– regangan beton.

Pada Gambar 2.4 dapat dilihat distribusi tegangan dan regangan yang timbul pada keadaan pembebanan maksimum, dimana apabila kapasitas batas kekuatan beton terlampaui dan tulangan baja mencapai luluh, maka balok mengalami hancur (yang digaris merah terdapat beton hancur). Komponen struktur telah retak dan tulangan baja meluluh, terjadi lendutan yang besar dan tidak akan dapat kembali ke panjang semula. Bila komponen lain dari sistem mengalami hal yang sama, mencapai kapasitas maksimumnya, struktur secara keseluruhan akan remuk dalam strata runtuh atau setengah runtuh meskipun belum hancur secara keseluruhan.



Gambar 2.4: Perilaku lentur pada beban maksimum (ACI-440.2R,2002).

Dalam Triwiyono (2006), dasar perhitungan kapasitas lentur balok yang diperkuat dengan *FRP* berdasarkan rekomendasi dari *ACI Committee 440* (2002), dengan asumsi bahwa kerusakan saat mencapai kekuatan lentur tidak terjadi gagal lekat antara beton dengan pelat *FRP*, lepasnya beton disekitar pelat maupun panjang penyaluran yang kurang. Kapasitas lentur balok didasarkan pada limit

state sesuai dengan ACI 318, yang ditentukan oleh batasan kuat tekan beton dan tegangan leleh baja tulangan serta tegangan efektif FRP.

Tabel 2.3: *Environmental reduction factor (ACI Committee 440)*

Exposure condition	Fiber and resin type	Reduction factor C_e
<i>Interior exposure</i>	<i>Carbon/epoxy</i>	<i>0,95</i>
	<i>Glass/epoxy</i>	<i>0,75</i>
	<i>Aramid/epoxy</i>	<i>0,85</i>
<i>Interior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garage)</i>	<i>Carbon/epoxy</i>	<i>0,85</i>
	<i>Glass/epoxy</i>	<i>0,65</i>
	<i>Aramid/epoxy</i>	<i>0,75</i>
<i>Aggressive environment (chemical plants, waste water treatment plants)</i>	<i>Carbon/epoxy</i>	<i>0,85</i>
	<i>Glass/epoxy</i>	<i>0,50</i>
	<i>Aramid/epoxy</i>	<i>0,70</i>

Kuat tarik ultimit f_{fu} yang digunakan sebagai dasar perencanaan dan analisis adalah sama dengan tegangan ultimit dari pabrik f_{fu}^* yang dikalikan dengan faktor reduksi (*reduction factor*) C_e yang nilainya dipengaruhi oleh kondisi lingkungan tempat bangunan berada, demikian pula nilai regangannya, lihat pers. 2.1 dan 2.2 serta Tabel 2.3.

$$f_{fu} = C_e \times f_{fu}^* \quad (2.1)$$

$$\epsilon_{fu} = C_e \times \epsilon_{fu}^* \quad (2.2)$$

dimana:

f_{fu} = kuat tarik FRP

ϵ_{fu} = Regangan pada saat leleh

C_e = Faktor Pengurangan Lingkungan

Karena bahan fiber adalah bahan yang elastic hingga patah, nilai modulus elastisitasnya dihitung berdasarkan hukum Hook :

$$E_f = \frac{f_f u}{\epsilon_f u} \quad (2.3)$$

Agar perkuatan optimal persyaratan minimum kualitas beton harus dipenuhi, yaitu. $f_t \geq 1,4 \text{ Mpa}$

b. $f_c \leq 17 \text{ Mpa}$

c. Sebaiknya tidak digunakan pada beton yang terjadi proses korosi baja tulangan.

Persyaratan kekuatan lentur pada kondisi batas secara umum berlaku :

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.4)$$

Dengan memperhatikan letak titik masing-masing resultan gaya serta ukuran penampang, akan didapatkan kuat lentur nominal M_n .

Atas saran *ACI Committee 440*, kontribusi *FRP* masih perlu dikalikan dengan faktor reduksi $\psi_f = 0,85$, sehingga momen nominal total M_n dapat dicari dengan pers. 2.5 berikut :

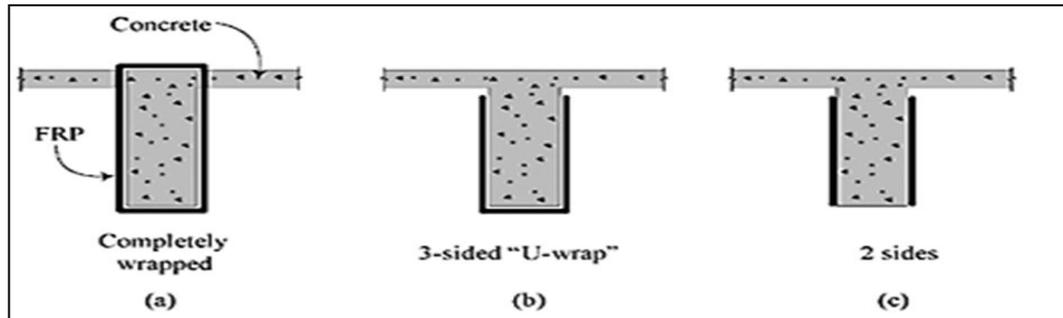
$$M_n = A_s F_s (d - a/2) + A_s F_s (d - d') + \psi_f A_f f_{fe} (h - a/2) \quad (2.5)$$

Karena pertimbangan kompatibilitas regangan *FRP* sebaiknya hanya digunakan untuk menahan gaya tarik (*ACI Committee 440*, 2002). Selain itu dalam Altmann dkk (1998) disarankan bahwa kuat lentur nominal balok setelah diperkuat M_n tidak boleh melebihi dua kali kuat lentur sebelum diperkuat M_{no} , atau :

$$\eta_B = M_n / M_{no} \leq 2 \quad (2.6)$$

2.2.2. Perkuatan Geser Dengan *FRP*

Sistem *FRP* telah terbukti efektif untuk meningkatkan kapasitas geser balok. Secara konseptual, serat dalam *FRP* harus ditempatkan tegak lurus terhadap potensial retak geser. *FRP* dililitkan di web balok, menggunakan tiga sisi *U-wraps* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.5. *FRP* juga dapat ditempatkan hanya di sisi, tetapi skema ini tidak direkomendasikan karena *FRP* mungkin tidak memiliki area ikatan yang cukup untuk mengembangkan tarik penuh kekuatan serat.



Gambar 2.5: Penguat Geser *FRP* tipikal tata letak (ACI Committee 440, 2002).

Kuat geser nominal V_n merupakan gabungan kontribusi beton V_c dan tulangan geser V_s dan *FRP* V_f (ACI Committee 440). Ketahanan geser masih dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan, sehingga dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s + \psi V_f) \quad (2.7)$$

Φ = faktor reduksi kekuatan,

$\Phi = 0,65$ ψ = faktor reduksi tambahan untuk *FRP* ;

$\Psi = 0,95$ untuk komponen yang ditutup lembaran keliling penampang atau keempat sisinya

$\psi = 0,85$ untuk *U-wrap* tiga sisi atau bentuk pelat.

Terdapat dua kemungkinan kegagalan atau kehancuran yang terjadi pada perkuatan geser yang disumbangkan *FRP* pada balok beton bertulang, yaitu kegagalan akibat retak atau patahnya *FRP* dan kegagalan akibat lepasnya rekatan *FRP* dengan balok beton bertulang. Untuk perencanaan perkuatan geser berdasarkan kegagalan akibat retaknya (*fracturemechanisme*) *FRP*, ACI Committee Report 440 memberikan persamaan:

$$V_f = \frac{A_f v f f e (\sin \alpha + \cos \alpha) d f v}{s_f} \quad (2.8)$$

$$\epsilon f e = k v \cdot \epsilon f u \leq 0.004 \quad (2.9)$$

dimana :

$$A_f v = 2n \cdot t_f \cdot W_f \quad (2.10)$$

$$f f e = \epsilon f e \cdot E_f \quad (2.11)$$

Dari persamaan regangan efektif *FRP* (ϵ_{fe}), koefisien reduksi (k_v) dapat dihitung dengan persamaan :

$$k_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \epsilon_{fu}} \quad (2.12)$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (2.13)$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \text{ untuk U wrap} \quad (2.14)$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} \text{ untuk 2 sides bonded} \quad (2.15)$$

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad (2.16)$$

Kuat rekatan *FRP* dengan konstanta (k) adalah:

$$\tau_b = k \cdot E_f \cdot t_f \quad (2.17)$$

Kuat rekatan *FRP* terhadap Beton:

$$\tau_b = k \left(\frac{f'_c}{42} \right)^{2/3} E_f \cdot t_f \quad (2.18)$$

Pengaruh dan tipe pemasangan *FRP* terhadap lebar efektif rekatan *FRP*, untuk Balok yang dibungkus dengan *FRP*:

$$W_{fe} = d_f \quad (2.19)$$

Untuk *FRP* yang dipasang dengan tipe U:

$$W_{fe} = d_f - L_e \quad (2.20)$$

Untuk *FRP* yang dipasang pada bagian samping:

$$W_{fe} = d_f - 2L_e \quad (2.21)$$

2.3. Struktur Balok Beton Bertulang

Balok adalah elemen lentur dan merupakan elemen yang penting dalam konstruksi. Balok mempunyai karakteristik internal yang lebih rumit dalam memikul beban dibandingkan dengan jenis elemen struktur lainnya. Balok beton bertulang akan melendut pada saat beban bekerja. Lendutan pada balok terjadi akibat regangan deformasi yang disebabkan oleh beban eksternal. Pada saat pembebanan ditingkatkan, balok akan menahan regangan dan defleksi tambahan sehingga mengakibatkan retak-retak lentur sepanjang bentang balok. Penambahan

tingkat beban yang terus-menerus akan mengakibatkan kegagalan elemen struktural ketika beban eksternal mencapai kapasitas elemen tersebut (Djamaluddin, 2016).

2.3.1. Perbandingan Tulangan Balok

Banyak jumlah tulangan pada Balok tidaklah menentukan bahwa struktur tersebut akan menjadi semakin aman pula. Ada 3 kondisi penulangan yang berhubungan dengan jumlah tulangan tarik yang akan dipakai pada balok dan bagaimana mode kegagalan balok beton bertulang direncanakan:

2.3.1.1. Perbandingan Tulangan Seimbang(*Balanced Reinforced*)

Sebuah balok yang memiliki perbandingan tulangan yang seimbang adalah balok yang tulangan tariknya secara teoritis akan mulai meleleh dan beton tekannya mencapai regangan maksimal pada tingkat beban yang persis sama. Pada kondisi ini keruntuhan struktur dapat terjadi secara tiba-tiba dan tanpa peringatan.

2.3.1.2. Balok *Over Reinforced*

Balok dalam kondisi ini apabila jumlah tulangan yang dipakai lebih banyak daripada yang diperlukan untuk suatu perbandingan seimbang. Jika sebuah balok berada dalam keadaan *over-reinforced*, tulangan tarik tidak akan meleleh sebelum keruntuhan terjadi. Ketika beban bertambah, tidak akan terjadi lendutan dan retakan meskipun beton tekan telah mengalami kelebihan tegangan sehingga keruntuhan akan terjadi secara tiba-tiba dan tanpa peringatan bagi pengguna struktur. Kondisi seperti ini haruslah dihindari karena akan berbahaya jika kegagalan struktur terjadi.

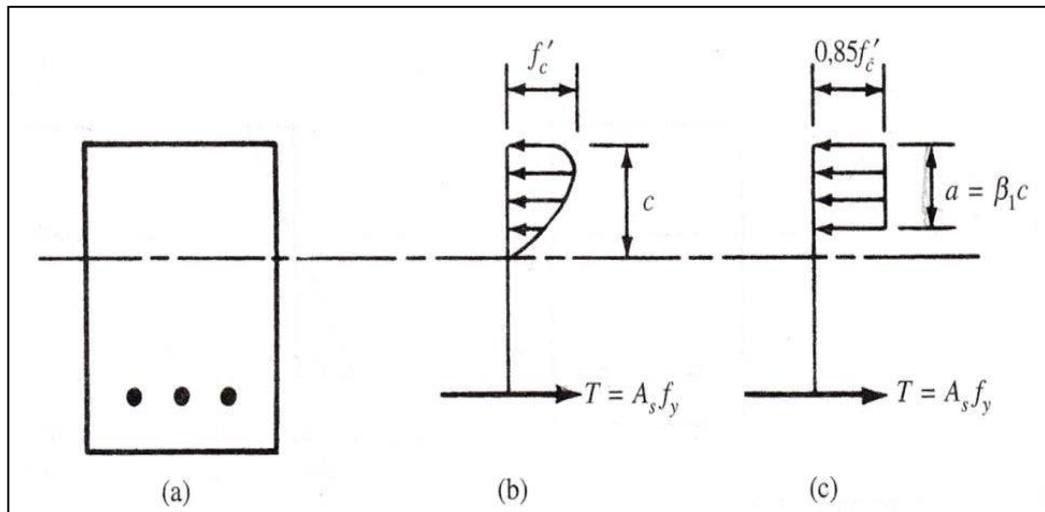
2.3.1.3. Balok *Under Reinforced*

Balok disebut *under-reinforced* jika balok mempunyai lebih sedikit tulangan daripada yang diperlukan untuk suatu perbandingan seimbang. Jika sebuah balok

berada dalam keadaan under-reinforced dan beban ultimit sudah hampir tercapai, baja akan mulai meleleh meskipun tegangan pada beton tekan masih belum mencapai tegangan ultimitnya. Jika beban terus diperbesar, tulangan akan memanjang sehingga terjadi lendutan dan muncul retak besar pada beton tarik. Kondisi ini menjadi peringatan bahwa beban harus dikurangi atau struktur akan rusak dan runtuh. Hal inilah yang menjadi pertimbangan suatu balok harus didesain tetap dalam kondisi under-reinforced.

2.3.2. Penurunan Rumus Balok

Perubahan regangan pada balok beton bertulang berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral bahkan pada daerah tarik dan bahkan pada beban-beban yang hampir mencapai ultimit. Variasi tegangan kira-kira berbentuk garis lurus sampai tegangan maksimumnya, sekitar $0.5 f'_c$. Namun tidak demikian ketika tegangannya lebih dari itu. Tegangan tekan bervariasi mulai dari nol pada sumbu netral sampai pada suatu nilai maksimum pada atau di dekat bagian terluar serat beton (*extreme fiber*) seperti pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Bentuk distribusi tegangan (Jack C. McCormac).

Nilai β_1 diambil sama dengan 0,85 untuk Beton dengan kekuatan lebih kecil dari atau sama dengan 30 MPa, dan nilai ini terus dikurangi sebesar 0,05 untuk setiap kenaikan kekuatan sebesar 7 MPa tetapi tidak boleh lebih kecil dari 0,65.

Untuk Beton dengan $f'c > 30$ MPa, nilai β_1 dapat ditentukan dengan rumus berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - (f'c - 30)(0,05) \leq 0,65 \quad (2.22)$$

Untuk menuliskan persamaan-persamaan balok, dibuat acuan pada Gambar 2.6 dengan menyatakan gaya horizontal C dan T untuk mencari a, diperoleh:

$$0,85 f'c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y \quad (2.23)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'c} \quad (2.24)$$

Sehingga M_n dapat dihitung dengan rumus:

$$M_n = T (d - a/2) = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (2.25)$$

Karena Nilai T dan C sama, persamaannya juga dapat ditulis menjadi:

$$M_n = 0,85 f'c \cdot a \cdot b (d - a/2) \quad (2.26)$$

Untuk menghitung nilai kuat lenturnya (M_u), maka nilai M_n harus dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ), sehingga dapat dituliskan:

$$M_u = \phi M_n \quad (2.27)$$

Dan melakukan cek untuk mengetahui apakah struktur perlu menggunakan perkuatan atau tidak dengan rumus seperti dibawah ini menurut SNI 2847 2013.

$$M_n = M_{nS} + M_{nR} \quad (2.28)$$

Dimana:

M_n = Momen Nominal Balok.

M_{nS} = Momen Nominal Rencana.

M_{nR} = Momen Nominal Retrofit.

2.3.3. Penurunan Rumus Kolom

Perumusan tegangan dan regangan *CFRP* pada kolom. Bagian struktur beton akan mengalami reduksi saat memikul beban aksial yang besar, karena regangan pada beton mencapai batas ultimit 0,003. Untuk menghindari terjadinya deformasi lateral yang dapat mengakibatkan reduksi pada beton maka digunakan *CFRP* sebagai bahan yang dapat menahan gaya regangan tersebut. Selain mampu menambah kekuatan gaya regangan pada kolom beton, bahan ini juga mampu melakukan ikatan terhadap kolom beton tersebut, sehingga akan membuat kolom beton dan *CFRP* akan menjadi linier dan bertambah kaku.

Berbeda halnya dengan balok dan plat, dikolom *FRP* digunakan untuk memikul beban aksial. *FRP* diletakan sebagai wrap pada kolom atau sebagai pembungkus yang melingkari seluruh kolom hingga membuat kolom menjadi tertutup rapat dari bawah hingga atas kolom.

Pada area beton yang terlindungi oleh *CFRP* dapat bertambah kekuatannya terhadap beban yang akan dipikul. Rumus yang digunakan dalam perhitungan kekuatan *CFRP* adalah:

$$F_{cc} = f_c [1 + k_e (k_c - 1)] \quad (2.29)$$

Dimana k_e adalah rasio area efektif yang terlindungi (persamaan 2.28), sedangkan k_c adalah faktor penambahan kekuatan Beton (persamaan 2.29).

$$k_e = \frac{[bh - (4r^2 - \pi r^2)] - 1/(3(b-2r)^2) - 1/3(h-2r)^2}{bh - (4r^2 - \pi r^2)} \quad (2.30)$$

$$k_c = a_1 \cdot a_2 \quad (2.31)$$

Untuk mengetahui besarnya gaya aksial yang mampu ditahan oleh kolom dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini menurut SNI 2847:2013.

$$P_n S = 0,85 \times f_c' \cdot (A_c - A_s) + A_s f_y \quad (2.32)$$

$$M_n + P_n = (M_n S + P_n S) + (M_n R + P_n R) \quad (2.33)$$

Dimana:

M_n = Momen Nominal.

P_n = Aksial Nominal

$M_n S$ = Momen Nominal Rencana.

M_nR = Momen Nominal Retrofit.

P_nS = Aksial Nominal Rencana.

P_nR = Aksial Nominal Retrofit.

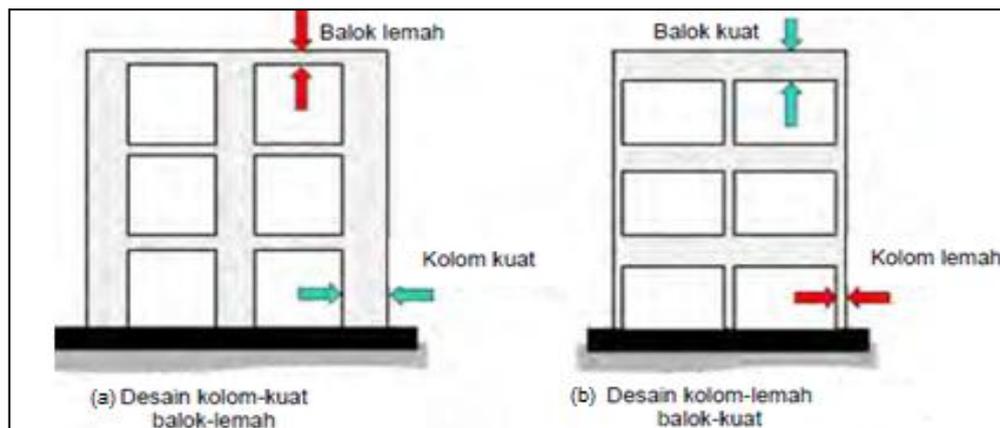
a_1 = Faktor penambahan kekuatan Beton terhadap triaxial.

a_2 = Faktor penambahan kekuatan Beton terhadap deviasi.

2.4. Struktur Penahan Beban Gempa

2.4.1. Konsep Strong Column Weak Beam

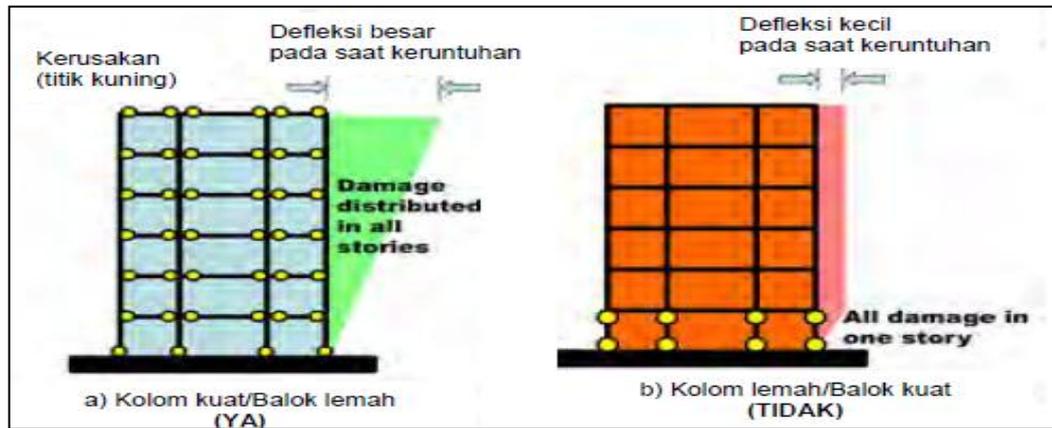
Menurut Murty dkk.(2009), konsep yang saat ini diterima untuk perencanaan seismik struktur rangka beton bertulang adalah pendekatan kolom kuat balok lemah (strong column-weak beam) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Balok-kolom struktur beton bertulang (Murty dkk., 2009).

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu. Apabila pendetailan balok dilakukan dengan baik, maka perilaku duktil dapat dipastikan dan struktur rangka bangunan dapat berdeformasi secara berarti meskipun mengalami kerusakan secara progresif yang disebabkan oleh lelehnya tulangan balok. Pada gempa besar, tipe kerusakan terjadi pada beberapa balok di seluruh struktur tersebut, tetapi ini dapat dipertimbangkan sebagai “kerusakan yang dapat diterima” karena tidak menyebabkan keruntuhan bangunan secara mendadak (Gambar 2.8.a). Di lain pihak, kolom yang lebih lemah dibandingkan balok akan menerima kerusakan berat secara lokal pada

bagian atas dan bawah kolom pada lantai tertentu (Gambar 2.8.b), keruntuhan pada keseluruhan bangunan, sekalipun kolom-kolom di lantai atasnya masih dalam kondisi tidak rusak.



Gambar 2.8: Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang (Murty dkk., 2009).

Berdasarkan SNI 2847:2013, konsep *strong column weak beam* ditentukan berdasarkan Pers.2.4.

$$\sum M_{column} \geq (6/5) \sum M_{beam} \quad (2.34)$$

dimana:

M_{column} = momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di joint

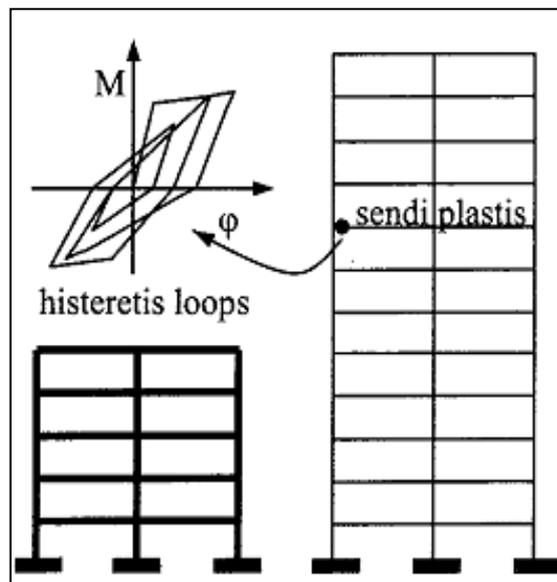
M_{beam} = momen kapasitas 2 balok yang menumpu di kolom

2.5.Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu sistem struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktail namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekuatan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Umumnya SRPM cukup efektif dipakai sampai < 25 tingkat (Faisal, 2015).

Menurut Pawirodikromo (2012), penggunaan SRPM untuk bangunan bertingkat akan mempunyai kelebihan dan kelemahan. Beberapa kelebihannya diantaranya:

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.9 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar T yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.



Gambar 2.9: Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012).

Adapun kekurangan dari SRPM adalah:

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.
2. Desain tulangan lateral tidak layak baik pada lokasi sendi plastis maupun pada *joint*.
3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

2.5.1. SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)

sistem rangka pemikul momen khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0.1.A_g.f_c'$.
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
3. Perbandingan antara lebar dan tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.
4. Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

Faktor reduksi gempa (R) = 8,0.

2.5.2. SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah)

sistem rangka pemikul momen menengah adalah suatu metode perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Pada SNI 03-2847-2002 (tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung), SRPMM dijelaskan secara tersendiri pada pasal 23.10. Pada pasal tersebut, dijelaskan tata cara perhitungan beban geser batas berikut pemasangan tulangan gesernya. Kemampuan penampang dalam mengantisipasi perbalikan momen juga disyaratkan pada peraturan tersebut.

Faktor reduksi gempa (R) = 5,0.

2.5.3. SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa)

Sistem rangka pemikul momen biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan

yang besar, oleh karena itu desain SRPMB dapat mengabaikan persyaratan “*Strong Column Weak Beam*” yang dipakai untuk mendesain struktur yang mengandalkan daktilitas yang tinggi. Sistem ini masih jarang digunakan untuk wilayah gempa yang besar namun efektif untuk wilayah gempa yang kecil.

Faktor Reduksi Gempa (R) = 3,0.

2.6. Standar Nasional Indonesia (SNI)

SNI merupakan Standarisasi Nasional Indonesia adalah satu-satunya standar yang berlaku secara nasional di Indonesia yang di rumuskan oleh panitia teknis dan di tetapkan oleh Badan Standarisasi Nasional (wikipedia.org). ada 3 Standar Nasional Indonesia (SNI) yang digunakan dalam perencanaan pada struktur yaitu:

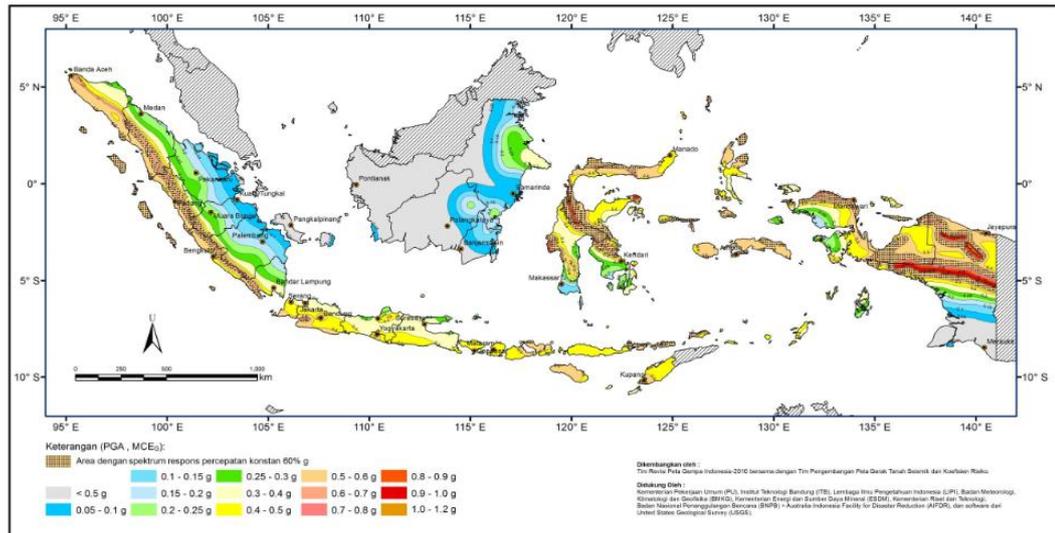
1. SNI 1726:2012 adalah acuan yang digunakan sebagai pedoman untuk perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung dan non gedung.
2. SNI 2847:2013 adalah acuan yang digunakan sebagai pedoman struktural Beton untuk bangunan gedung.
3. SNI 1727:2013 adalah acuan yang digunakan sebagai pedoman dalam perencanaan Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.

2.7. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (SNI 1726:2012)

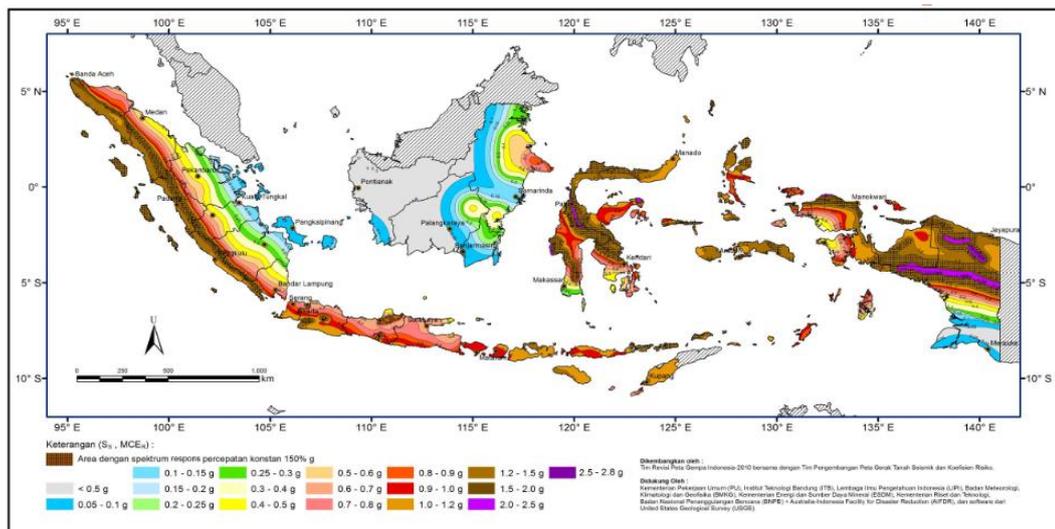
Perencanaan suatu konstruksi gedung harus memperhatikan aspek kegempaan, terutama di Indonesia karena merupakan salah satu daerah dengan zona gempa yang tinggi. aspek kegempaan tersebut dianalisis berdasarkan peraturan yang berlaku di negara tersebut dan Indonesia memiliki peraturan sendiri dan peta gempanya. Peraturan yang berlaku saat ini ialah SNI 03-1726-2012 yang merupakan revisi dari SNI 03-1726-2002 dimana parameter wilayah gempanya sudah tidak digunakan lagi dan diganti berdasarkan dari nilai S_s (parameter respons spectral percepatan gempa pada periode pendek) dan nilai S_1 (parameter respons spectral percepatan gempa pada periode 1 detik) pada setiap daerah yang ditinjau. Dalam hal ini, tata cara perencanaan bangunan gedung tahan gempa menjadi lebih rasional dan akurat.

2.7.1. Peta Wilayah Gempa

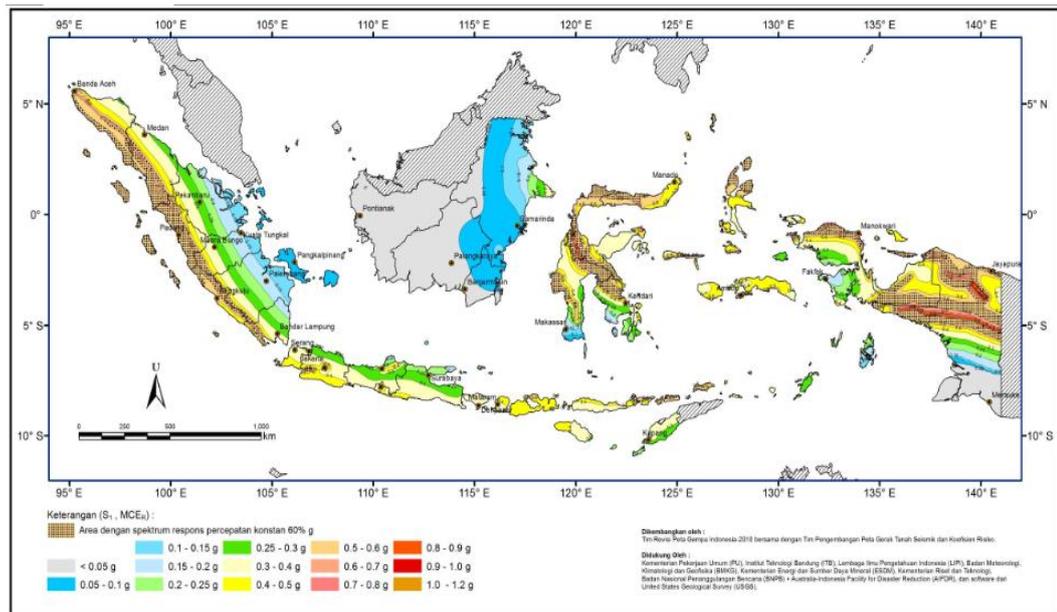
Peta wilayah gempa yang ditampilkan dalam SNI 1726:2012 meliputi panduan peta percepatan tanah puncak (PGA) dan respon spektrum percepatan dibantuan dasar (S_B) untuk perioda pendek 0,2 detik (S_S) dan untuk perioda panjang 1,0 detik (S_1) seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.10 - 2.12.



Gambar 2.10: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012).



Gambar 2.11: S_1 , Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012).



Gambar 2.12: S_s , Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012).

2.7.2. Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan

Tata cara ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

Tabel 2.4: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa(SNI 1726:2012).

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> Bangunan – bangunan monumental. 	IV

Tabel 2.4: *Lanjutan,*

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
<ul style="list-style-type: none"> • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan. • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan. • Fasilitas pemadam kebakaran. • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi. • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas tanggap darurat. • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya. 	IV

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.4 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.5 khusus untuk struktur bangunan dengan kategori resiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori resiko IV.

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

Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.7.3. Klasifikasi Situs dan Parameter

Prosedur untuk klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria seismik adalah berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasi terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, berikut disajikan dalam Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Klasifikasi situs berdasarkan (SNI 1726:2012)

Kelas Situs	\check{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $W \geq 40 \%$, dan		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: -Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.		

Tabel 2.6: Lanjutan,

Kelas Situs	\tilde{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
Pasal 6.10.1 tentang Analisa Respon Situs berdasarkan SNI 1726:2012	- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 7,5$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u > 50$ kPa		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

2.7.4. Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuandasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic pada Bab 14 yang tertera dalam SNI 03-1726-2012 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (*MCER*, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

Untuk penentuan respons spectral percepatan gempa *MCER* di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spectrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan menggunakan Pers. (2.33) dan (2.34).

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.35)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (2.36)$$

dimana:

$$S_s = \text{Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar } (S_B) \text{ mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012}$$

S_1 = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.7: Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan (SNI 1726:2012).

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.6)	PGA				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

Tabel 2.8: Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan (SNI 1726:2012).

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.6)	PGA				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

2.7.5. Parameter Percepatan Spektral Desain

Spektrum respons adalah salah satu cara penyelesaian problem persamaan diferensial gerakan struktur MDOF. Walaupun memakai prinsip dinamik, tetapi metode ini bukanlah kategori analisis riwayat waktu. Penggunaan metode ini hanya terbatas pada pencarian respons-respons maksimum. Dengan memakai *spektrum respons* yang telah disiapkan (tiap-tiap daerah gempa), maka respons-respons maksimum dapat dicari dalam waktu yang relatif singkat dibanding dengan cara analisis riwayat waktu. Namun demikian penyelesaian problem dengan cara ini hanya bersifat pendekatan artinya spektrum respons akan diperoleh dengan asumsi-asumsi tertentu.

Pada kenyataannya perlu diketahui prinsip dasar pada analisis dan desain struktur bangunan tahan gempa yaitu antara suplai (*supply*) dan kebutuhan (*demand*). Kebutuhan yang dimaksud dalam hal ini adalah kebutuhan kekuatan struktur sedemikian sehingga dengan tercukupinya kebutuhan kekuatan struktur mampu menahan beban dengan aman. *Spektrum respons* akan berfungsi sebagai alat untuk mengestimasi dalam menentukan *strenght demand*. Di lain pihak, suplai kekuatan dapat dilakukan setelah melakukan desain elemen struktur. Desain elemen dapat dilakukan dengan berdasar pada kekuatan bahan hasil uji elemen di laboratorium. Dengan demikian desain kekuatan harus didasarkan atas kekuatan yang nyata/riil atas bahan yang dipakai. Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (*strenght demand*) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horizontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Hal ini terjadi karena beban gempa akan mengakibatkan struktur menjadi bergetar dan pengaruhnya dapat diekivalenkan/seolah-olah terdapat gaya horizontal yang bekerja pada tiap-tiap massa. *Spektrum respons* dapat dipakai untuk menentukan gaya horizontal maupun simpangan struktur *MDOF* tersebut.

Spektrum respons merupakan suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara perioda getar struktur, T , lawan *respons-respons* maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. *Respons-respons* maksimum dapat berupa simpangan maksimum (spektrum perpindahan, S_d) kecepatan maksimum (*spektrum* kecepatan, S_v) atau percepatan maksimum (*spektrum* percepatan, S_a) massa struktur. Terdapat dua macam *spektrum* yaitu *spektrum elastik* dan

spektrum inelastik. *Spektrum elastik* adalah spektrum yang didasarkan atas respons elastik struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut desain *spektrum respons*) adalah spektrum yang direduksi dari *spektrum elastik* dengan nilai daktilitas tertentu. Nilai *spektrum* dipengaruhi oleh perioda getar, rasio redaman, tingkat daktilitas dan jenis tanah. Umumnya beban gempa, rasio redaman, daktilitas dan jenis tanah sudah dijadikan suatu variabel kontrol sehingga grafik yang ada tinggal diplot antara periode getar, T , lawan nilai *spektrum*, apakah simpangan, kecepatan atau percepatan maksimum. Secara umum yang dipakai adalah spektrum akselerasi.

Bila *spektrum respons* desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spectrum respons desain harus mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus ditentukan berdasarkan Pers. (2.37).

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.37)$$

Φ Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan SDS .

Φ Untuk perioda lebih besar dari T_s , spectrum respons percepatan desain, S_a , dihitung berdasarkan Pers. (2.38).

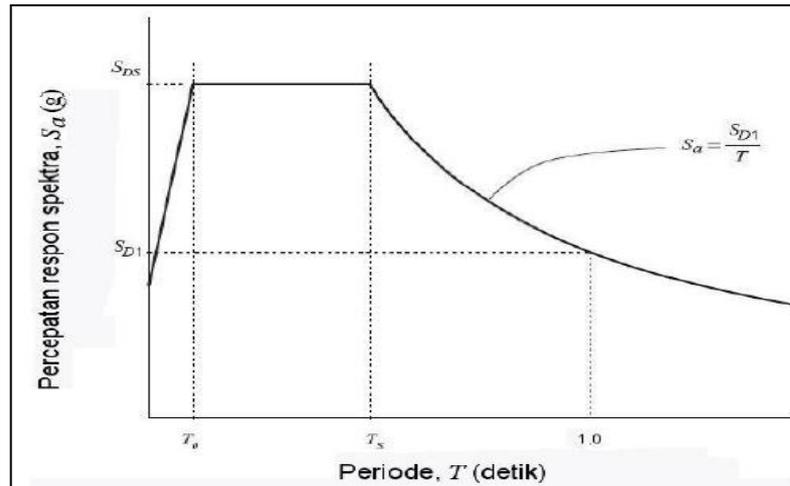
$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.38)$$

dimana:

SDS = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

$SD1$ = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur



Gambar 2.13: *Responspektrum* desain(SNI 1726:2012)

2.7.6. Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Struktur Penahan Beban Gempa tentang, setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

- Faktor koefisien modifikasi respon (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.14.

Tabel 2.9: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012).

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 1/2	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 1/2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB

2.7.7. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Periode, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum

dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.39 dan Pers. 2.40

- Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$):

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.39)$$

- Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$):

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.40)$$

dimana:

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

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

h_n = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggistruktur (m)

x = Ditentukan dari Tabel 2.8

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.8

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.9

Tabel 2.10: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x (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 gaya 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 2.11: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung(SNI 1726:2012).

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (CU)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.7.8. Simpangan (*Drift*) Akibat Gaya Gempa

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap-tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*).

Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda, menurut Farzat Naeim (1989):

1. Kestabilan struktur (*structural stability*)
2. Kesempurnaan arsitektural (*architectural integrity*) dan potensi kerusakan bermacam-macam komponen non-struktur
3. Kenyaman manusia (*human comfort*), sewaktu terjadi gempa bumi dan sesudah bangunan mengalami gerakan gempa.

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik itu, relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai yang berada dibawahnya. Untuk menjamin agar kenyamanan para penghuni gedung tidak terganggu maka dilakukan pembatasan-pembatasan terhadap simpangan antar tingkat pada bangunan. Pembatasan ini juga bertujuan untuk mengurangi momen-momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja gaya aksial di dalam kolom-kolom (yang lebih dikenal dengan P-delta). Menurut SK SNI-1726-2002 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung pasal 8.1.2 bahwa untuk memenuhi persyaratan

kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.1.1 tidak boleh melampaui $0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil. Sementara Berdasarkan UBC 1997 bahwa batasan *story drift* atau simpangan antar tingkat adalah sebagai berikut:

Untuk periode bangunan yang pendek $T < 0,7$ detik, maka simpangan antar tingkat $\cdot m \cdot 0,0025I_h$ atau 2,5% dari tinggi bangunan. Untuk periode bangunan yang pendek $T > 0,7$ detik, maka simpangan antar tingkat $\cdot m \cdot 0,002I_h$ atau 2,0% dari tinggi bangunan.

2.7.9. Metode Analisa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7, analisa struktur yang disyaratkan harus terdiri dari salah satu tipe yang diijinkan dalam Tabel 2.10, berdasarkan pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan, atau dengan persetujuan pemberi ijin yang mempunyai kuasa hukum, sebuah prosedur alternatif yang diterima secara umum diijinkan digunakan.

Tabel 2.12: Prosedur analisa yang boleh digunakan(SNI 1726:2017)

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisa gaya lateral ekivalen Pasal 7.8	Analisa spektrum respon ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respon seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
B, C	Bangunan lainnya dengan Kategori I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D,E,F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I

Tabel 2.12: *Lanjutan,*

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisa gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisa spektrum respon ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respon seismik Pasal 11
D,E,F	Bangunan lainnya dengan kategori risiko I tau II dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan. Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya	I	I	I
	ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari			
	Tabel 11.			
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan: Diiijinkan, TI: Tidak diijinkan

2.7.9.1. Metode Analisa Respon Spektrum Ragam

Parameter respon terkombinasi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui *spektrum respons* rencana gempa merupakan respon maksimum. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respon menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Untuk penjumlahan respon ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Sedangkan untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat

dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.41

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.41)$$

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respon ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisa spektrum respon ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.42.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.42)$$

dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam spektrum respon yang telah dilakukan

V_1 = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

2.7.10. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku. Berdasarkan PPPURG (1987), beban pada struktur atau komponen struktur dikelompokkan menjadi 5 jenis beban, yaitu:

1. Beban mati, yaitu berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu seperti pipa-pipa, saluran listrik, AC, lampu-lampu, penutup lantai/atap, plafon, dan sebagainya.
2. Beban hidup, yaitu semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada

lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

3. Beban angin, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
4. Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.
5. Beban khusus, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

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

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah:

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

dimana:

DL = Beban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

Ex = Beban gempa arah-x

Ey = Beban gempa arah-y

ρ = Faktor reduksi.

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektrum desain pada perioda pendek.

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.

Faktor reduksi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah orthogonal untuk semua struktur. Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen *nonstructural*.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan.
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan persamaan yang terdapat pada SNI 1726:2012, yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum F_i}{\sum w_i} w_{px} \quad (2.43)$$

dimana:

F_{px} = Gaya desain diafragma.

F_i = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i.

w_i = Tributari berat sampai tingkat i.

w_{px} = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x.

dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.44.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.44)$$

Dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.45.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.45)$$

- Struktur bagian sistem peredaman

- Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya.

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D, E, dan F faktor redudansi (ρ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1.

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.11.

Tabel 2.13: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar(SNI 1726:2012).

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambung balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebih (Tabel 2.11 No.1b SNI 1726:2012)

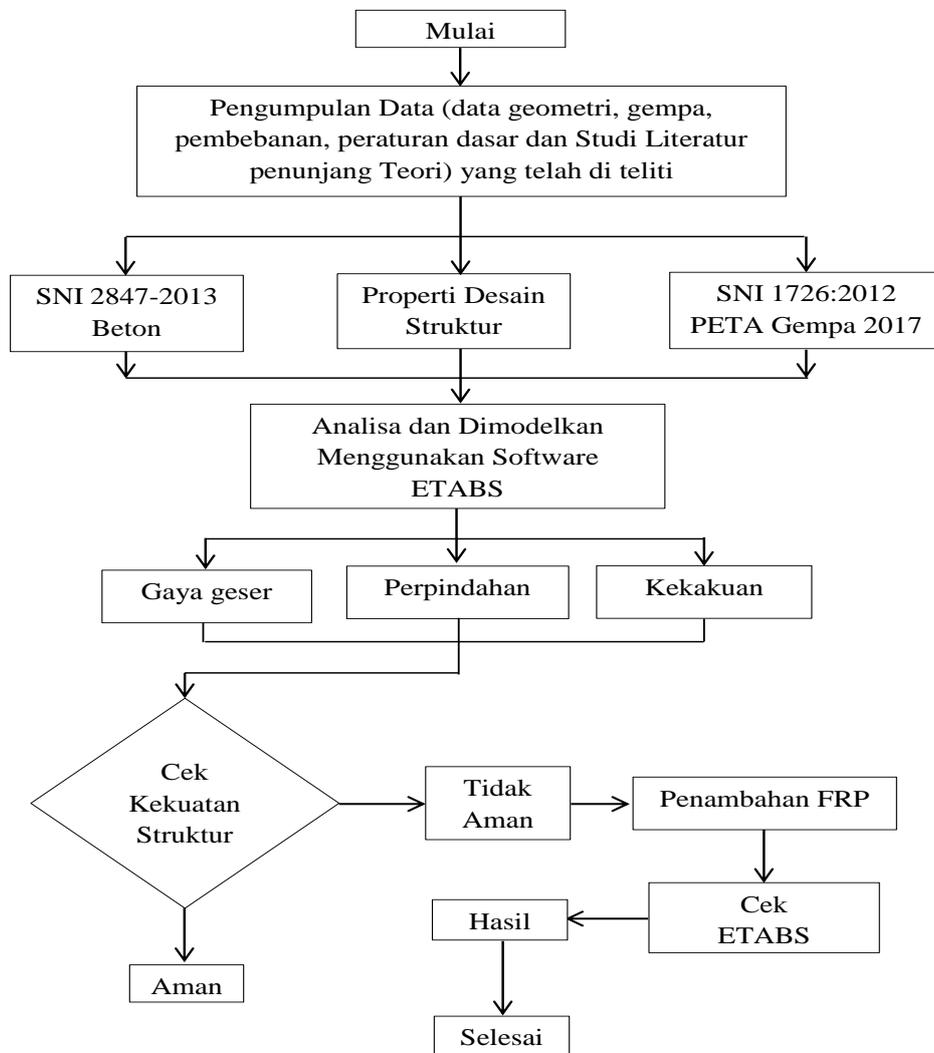
- Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang permeter penahan gaya yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding struktur harus dihitung sebagai panjang dinding struktur dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan *software* bantuan, yaitu ETABS versi 16. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 1 model, yaitu sistem rangka pemikul momen khusus. Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear Elastis menggunakan Metode Analisis *Respon Spektrum (Response Spectrum Analysis)* dengan menggunakan *software* ETABS versi 16.

3.2. Pemodelan Struktur

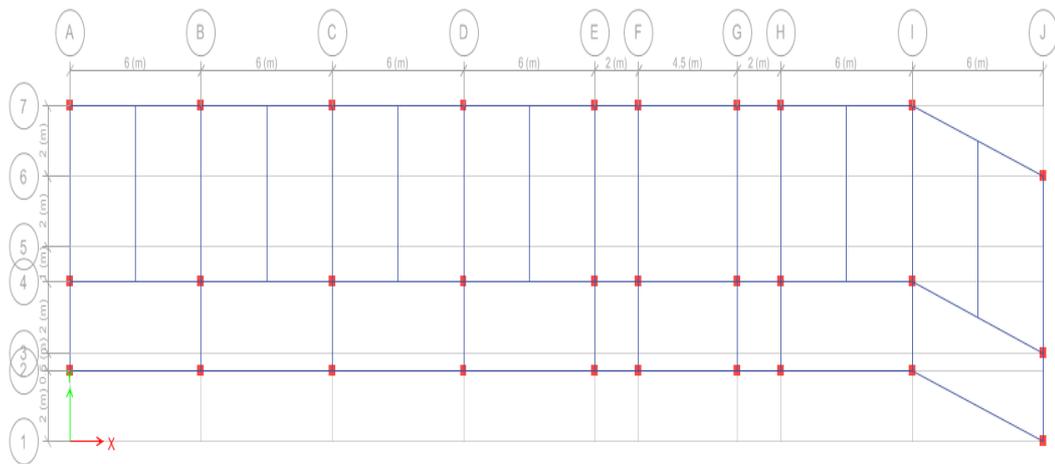
3.2.1. Data Perencanaan Struktur

Adapun data perencanaan struktur yang dimiliki bangunan rumahsakit di Gunungsitoli. Pemodelan dalam ETABS versi 16, yaitu:

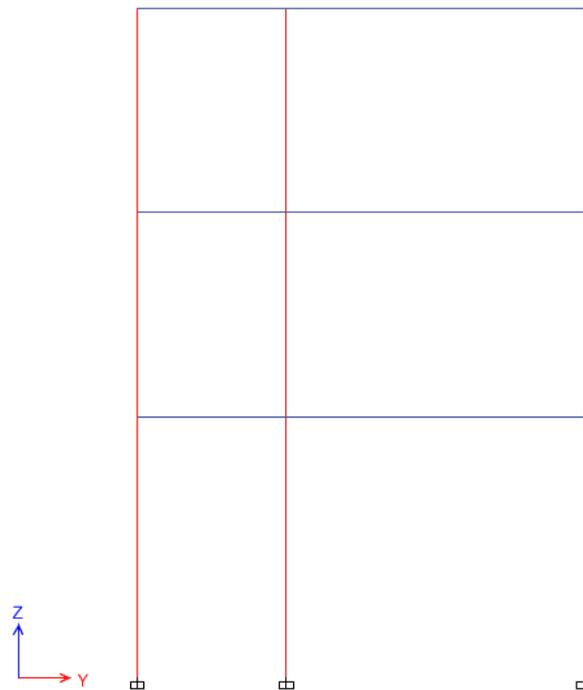
1. Jenis pemanfaatan gedung rumahsakit
2. Gedung terletak di Gunungsitoli, Provinsi Sumatera Utara
3. Klasifikasi situs tanah keras bebatuan (SA)
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK)
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang digunakan:
 - Kolom dan dinding struktur : 21,7 MPa
 - Balok dan slab : 21,7 MPa
7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah BJTS40:
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 313,81 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 407,4 Mpa

3.2.2. Konfigurasi Bangunan

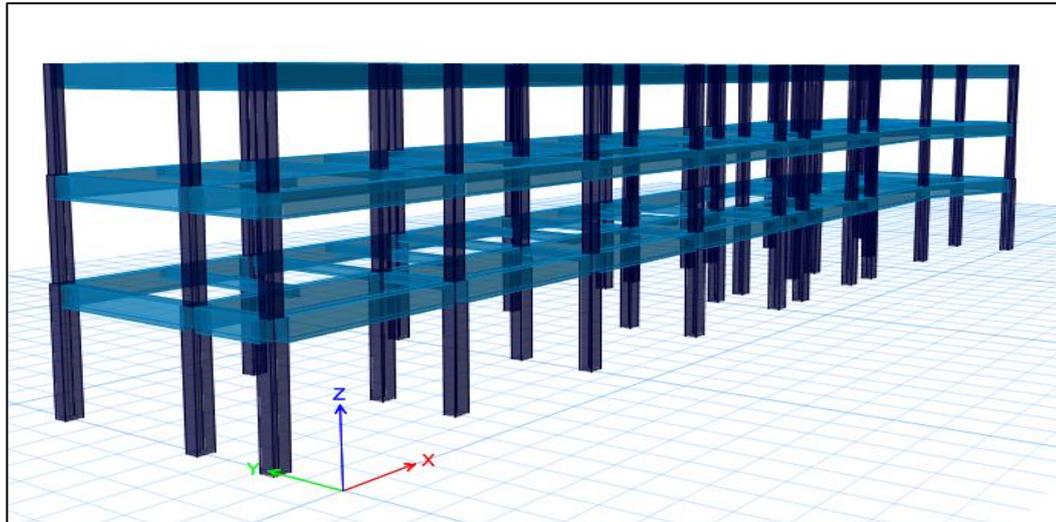
Model gedung yang pertama adalah bentuk struktur menggunakan rangka beton dan komposit pemikul momen khusus. Adapun jenis struktur yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah rumahsakit 3 lantai dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Dengan factor modifikasi respons samadengan 8. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.2-3.4:



Gambar 3.2: Denah struktur beton model rumah sakit di lapangan.



Gambar 3.3: Tampak samping bangunan arah X dan Y model rumah sakit di lapangan.



Gambar 3.4: Tampak 3D struktur bangunan beton model rumahsakit di lapangan.

3.2.3. Dimensi Balok-Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada Model Rumahsakit rangka beton momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Komponen struktural bangunan.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok Utama Lt.1 - Lt.3	700 x 350
Balok Anak Lt.1 - Lt.3	300 x 250
Kolom Lt.1	500 x 400
Kolom Lt.2	400 x 300
Kolom Lt.3	300 x 300

3.2.4. Pelat

Penentuan tebal pelat lantai yang digunakan yaitu 120 mm = 0,12 m (untuk semua tipe pelat lantai). Dalam pemodelan pelat lantai menggunakan deck dan dianggap mampu menahan gaya-gaya horizontal/gempa maupun arah vertikal. Dalam ETABS Versi 16, pada menu Define Section Properties, lalu dipilih Slab deck. Di dalam struktur bangunan teknik sipil terdapat dua jenis beban luar yang

bekerja yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

3.2.5. Pusat Massa dan Kekakuan

Dalam Tugas Akhir ini, struktur yang direncanakan adalah bangunan beraturan sehingga pusat massa dan kekakuan bangunan terletak di tengah-tengah bidang pada sumbu x dan y.

3.2.6. Faktor reduksi gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismic	R
X	Rangka Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8
Y	Rangka Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8

3.3. Analisis Struktur

3.3.1. Analisis Dinamik Struktur Linear

Analisis ini menggunakan Metode *Respon Spektrum*. Pada analisis ini, alat bantu *software* yang digunakan adalah Program Analisa Struktur.

3.3.1.1. Pembebanan

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan diambil dari PPPURG (1987) dan SNI 1727:2013 yang telah disesuaikan dengan jenis dan fungsi bangunan. Beban-beban tersebut adalah beban hidup dan beban mati yang berhubungan dengan komponen material bangunan. Nilai beban hidup dan beban

mati yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

Tabel 3.3: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Plafond dan penggantung	18kg/m ²
Adukan 2 cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²

Tabel 3.4: Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Beban hidup pada gedung rumahsakit	287 kg/m ²
Beban hidup pada koridor rumahsakit	383 kg/m ²

Selanjutnya nilai-nilai tersebut dihitung dan diakumulasikan sesuai dengan luas bangunan pada masing-masing tingkat/lantai yang kemudian digunakan sebagai *input* dalam pemodelan Program Analisa Struktur.

Perhitungan mendetail untuk pembebanan gravitasi pada struktur dapat dilihat pada Lampiran A1.

3.3.1.2. Respon Spektrum Desain Gempa

Rencananya berdirinya bangunan dalam pemodelan struktur gedung ini di kota Gunungsitoli yang dinilai sebagai daerah rawan gempa di Indonesia dengan data PGA (Peak Ground Acceleration) $S_s = 1,5 \text{ g}$ dan $S_1 = 0,6 \text{ g}$ pada

tanah bebatuan keras. Berdasarkan SNI 1726:2012, Respons Spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Bisa dilihat pada peta gempa 2017. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat *Responspektrum* gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut:

A. Penentuan koefisien F_a dan F_v

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S yang terdapat pada Tabel 2.7 dan berdasarkan jenis tanah bebatuan keras. Maka diperoleh nilai F_a di bawah ini.

$$F_a = 0,8$$

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang terdapat pada Tabel 2.8 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini.

$$F_v = 0,8$$

B. Penentuan nilai SMS dan SM_1

1. $SMS = F_a \cdot S_s$
 $= 0,8 \cdot 1,5$
 $= 1,2$
2. $SM_1 = F_v \cdot S_1$
 $= 0,8 \cdot 0,6$
 $= 0,48$

C. Penentuan nilai SDS dan SD_1

- Nilai $\mu = 2/3$
1. $SDS = \mu \cdot SMS$
 $= (2/3) \cdot 1,2$
 $= 0,8$
 2. $SD_1 = \mu \cdot SM_1$
 $= (2/3) \cdot 0,48$
 $= 0,32$

D. Penentuan nilai T_s dan T_0

1. $T_s = \frac{S_d1}{S_{ds}}$
2. $T_s = \frac{0,32}{0,8} = 0,4$
3. $T_0 = 0,2 \cdot T_s = 0,2 \cdot 0,4 = 0,08$

E. Penentuan nilai S_a

F. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , Spektrum Respons percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{ds} (0,4 + 0,6 T/T_0)$$

G. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , Spektrum Respons desain S_a sama dengan S_{ds} .

H. Untuk periode lebih besar dari T_s , Spektrum Respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

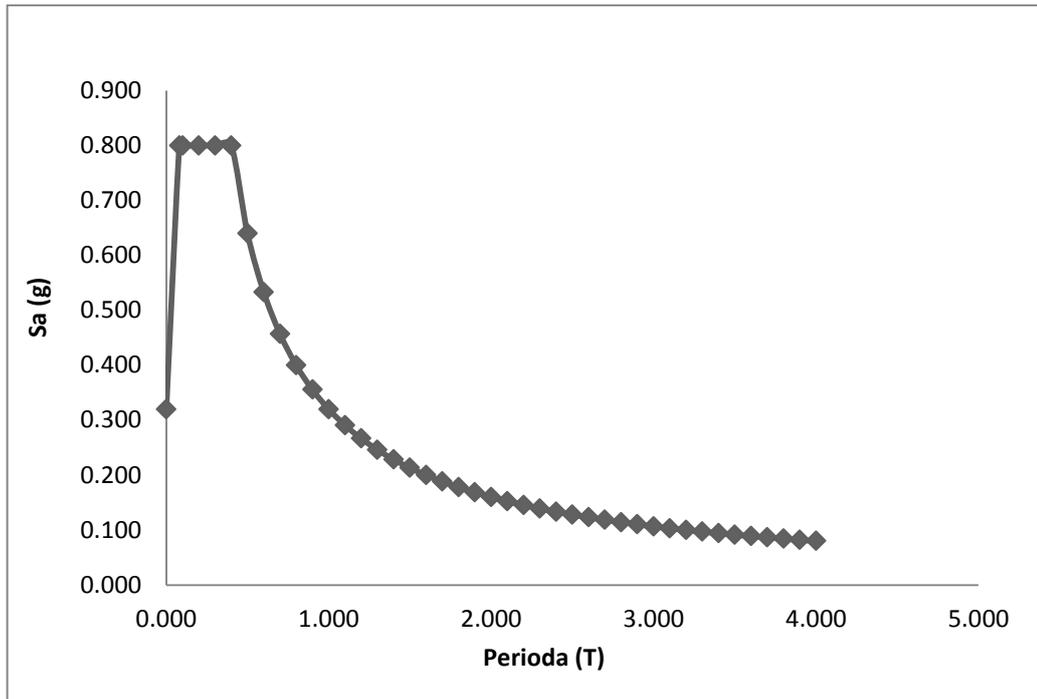
$$S_a = S_{ds}/T.$$

Tabel 3.5: Respon Spektrum desain gempa berdasarkan SNI 1726:2012 daerah, kota Gunungsitoli dengan jenis tanah bebatuan.

Respons Spektrum Tanah Keras Data yang di peroleh	
T (Detik)	S_a (g)
0	0.320
0,08	0.800
0,1	0.800
0,2	0.800
0,3	0.800
0,4	0.800
0,5	0.640
0,6	0.533
0,7	0.457
0,8	0.400
0,9	0.356
1	0.320
1,1	0.291
1,2	0.267
1,3	0.246
1,4	0.229

Tabel 3.5:*Lanjutan,*

<i>ResponSpektrum Tanah Keras Data yang di peroleh</i>	
T(Detik)	Sa(g)
1,5	0.213
1,6	0.200
1,7	0.188
1,8	0.178
1,9	0.168
2	0.160
2,1	0.152
2,2	0.145
2,3	0.139
2,4	0.133
2,5	0.128
2,6	0.123
2,7	0.119
2,8	0.114
2,9	0.110
3	0.107
3,1	0.103
3,2	0.100
3,3	0.097
3,4	0.094
3,5	0.091
3,6	0.089
3,7	0.086
3,8	0.084
3,9	0.082
4	0.080



Gambar 3.5: *Respon Spektrum* berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Gunungsitoli dengan klasifikasi tanah bebatuan keras.

Selanjutnya nilai *respon spektrum* desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linear dengan Metode *Respon Spektrum* pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

3.3.1.3. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 2.7.10, maka didapatkan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0,8$ diperoleh dari sub Bab 3.3.1.2, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,8$.

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

Tabel 3.6: *Lanjutan,*

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 3	1,46 DL	1 LL	0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 4	0,94 DL	1 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 5	1,06 DL	1 LL	0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 6	1,34 DL	1 LL	-0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 7	1,41 DL	1 LL	1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 8	0,99 DL	1 LL	-1,3 EX	-0,39 EY
Kombinasi 9	1,31 DL	1 LL	1,3 EX	-0,39 EY
Kombinasi 10	1,09 DL	1 LL	-1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 11	1,11 DL	1 LL	0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 12	0,69 DL	1 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 13	0,79 DL	1 LL	0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 14	1,01 DL	1 LL	-0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 15	1,108 DL	1 LL	1,3EX	0,39 EY
Kombinasi 16	0,692 DL	1 LL	-1,3EX	-0,39 EY
Kombinasi 17	1,012 DL	1 LL	1,3EX	-0,39 EY
Kombinasi 18	0,788 DL	1 LL	-1,3EX	0,39 EY

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 18 yaitu kombinasi dengan tipe *linear add*, sementara Kombinasi Maximum adalah kombinasi dengan tipe *envelope*. Tipe kombinasi ini tidak bersifat menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi *linear add*, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (dimana pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun *joint* tergantung dari posisi bebannya).

3.3.1.4. Analisis ResponSpektrum Ragam

Prosedur analisis *ResponSpektrum* dilakukan dengan menggunakan program ETABS Versi 16. Analisis *ResponSpektrum* ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*SquareRoot of the Sum ofSquares/SRSS*) dengan

input gaya gempa seperti pada Gambar 3.5 yang dijelaskan pada sub bab 2.7.9.1 Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam Responss menurut metode (Complete Quadratic Combination) CQC atau SRSS harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (Sum UX dan Sum UY) menggunakan program ETABS Versi 16 yaitu pada Structure Output (Modal Participating Mass Ratios). Nilai Perioda untuk Model 1 dilapangan terdapat pada tabel 3.7.

Tabel3.7: Data perioda output program ETABS rumahsakit.

Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.8390	0.0006	0.8349
Modal	2	0.6680	0.0006	0.8352
Modal	3	0.5380	0.8252	0.8358
Modal	4	0.2840	0.8253	0.9674
Modal	5	0.2370	0.8266	0.9674
Modal	6	0.2180	0.9647	0.9675
Modal	7	0.1590	0.9647	1
Modal	8	0.1410	0.965	1
Modal	9	0.1220	1	1
Modal	10	0.0100	1	1
Modal	11	0.0090	1	1
Modal	12	0.0080	1	1

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* ataukah *SRSS* dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8: Hasil selisih persentase nilai perioda model rumahsakit.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15 %	SRSS > 15 %
T1-T2	20.38	Not ok	Ok
T2-T3	19.46	Not ok	Ok
T3-T4	47.21	Not ok	Ok
T4-T5	16.55	Not ok	Ok
T5-T6	8.02	Ok	Not ok
T6-T7	27.06	Not ok	Ok
T7-T8	11.32	Ok	Not ok
T8-T9	13.48	Ok	Not ok
T9-T10	91.80	Not ok	Ok
T10-T11	10.00	Ok	Not ok
T11-T12	11.11	Ok	Not ok

Penjumlahan ragam Respons menurut metode *CQC* atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 3.7, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada Model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat dengan menggunakan metode *SRSS*.

3.4. Penambahan *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*

Penambahan *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* disini akan dibahas secara Hipotesis, diawali dengan membersihkan dan meratakan permukaan yang akan diberi perkuatan. Setelah permukaan dibersihkan, dilakukan persiapan untuk pencampuran matriksnya dengan menggunakan *epoxy*. Kemudian lembaran FRP diolesi dengan *epoxy* untuk mengisi rongga diantara anyaman FRP dan menghilangkan udara di dalamnya, setelah itu lembaran FRP di pasang pada penampang kemudian di olesi lagi dengan *epoxy* lalu dibiarkan hingga melekat dengan baik dan kering sempurna. Proses ini berlangsung selama 3 sampai 7 hari.

Dalam penyelesaian skripsi ini contoh CFRP yang digunakan berasal dari produk Sika dengan 1 tipe produk dan digunakan sesuai ketentuan untuk kebutuhan yang diperlukan. 1 tipe produk yang digunakan adalah tipe plat Carbodur S yang digunakan untuk penambahan perkuatan lentur jika memang diperlukan.

3.4.1. Klasifikas CFRP yang digunakan Untuk Perkuatan Lentur

Untuk memenuhi kebutuhan penampang pada setiap Model yang membutuhkan retrofit untuk perkuatan lentur. Jika penampang memerlukan adanya penambahan tulangan eksternal untuk lentur maka CFRP Plat Carbodur S dapat digunakan dengan data berdasarkan SIK A *Product* sebagai berikut:

Tabel 3.9: Klasifikasi Data Sika CarbodurS.

Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik	(ffu)*	3100	N/mm ²
M. Elastisitas	(Ef)	165000	N/mm ²
Regangan	(εfu)*	0,0180	Mm
Ketebalan	(tf)	0,12	Mm
Lebar	(wf)	100	Mm
Luas Area	(Af)	129	mm ²
Panjang/roll	(L)	100	M

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas beberapa nilai perbandingan hasil analisa oleh program analisa struktur diantaranya, periode getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung, berdasarkan jenis pemodelan struktur, yaitu dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Semua *input* pembebanan serta kombinasi, zona gempa dan konfigurasi bangunan adalah sama. Serta perbandingan metode analisa pada tiap pemodelan, yaitu analisa *respon spektrum* ragam.

4.2. Hasil Analisa Struktur

4.2.1. Analisa Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisa harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Pada model rumahsakit, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode 5*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data periode *output* program analisa struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.84	0.00	0.83	0.0006	0.8349
Modal	2	0.67	0.00	0.00	0.0006	0.8352
Modal	3	0.54	0.82	0.00	0.8252	0.8358
Modal	4	0.28	0.00	0.13	0.8253	0.9674
Modal	5	0.24	0.00	0.00	0.8266	0.9674

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
<i>Modal</i>	6	0.201	0.0000	0.0000	0.9647	0.9675
<i>Modal</i>	7	0.105	0.0005	0.0533	0.9647	1
<i>Modal</i>	8	0.105	0.0533	0.0005	0.965	1
<i>Modal</i>	9	0.093	0.0000	0.0000	1	1
<i>Modal</i>	10	0.061	0.0175	0.0039	1	1
<i>Modal</i>	11	0.061	0.0039	0.0175	1	1
<i>Modal</i>	12	0.054	0.0000	0.0000	1	1

Dapat dilihat pada Tabel 4.2 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	20.38	Not ok	Ok
T2-T3	19.46	Not ok	Ok
T3-T4	47.21	Not ok	Ok
T4-T5	16.55	Not ok	Ok
T5-T6	8.02	Ok	Not ok
T6-T7	27.06	Not ok	Ok
T7-T8	11.32	Ok	Not ok
T8-T9	13.48	Ok	Not ok
T9-T10	91.80	Not ok	Ok
T10-T12	10.00	Ok	Not ok
T11-T12	11.11	Ok	Not ok

Analisa menggunakan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) tertera pada Tabel 4.2, karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.2.1.1. Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi *respon* 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 yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1 \quad (4.1)$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen dan *respon spektrum* tertera pada Tabel 4.3 dan Tabel 4.4.

Tabel 4.3: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen.

Arah Gempa	V_1 (kN)
Gempa X	980,6896
Gempa Y	980,6896

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran A4.

Tabel 4.4: Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum *output* program analisa struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i> Text	<i>CaseType</i> Text	<i>StepType</i> Text	<i>Global F_X</i> kN	<i>Global F_Y</i> Kn
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	1094,36	
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>		850,73

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

Syarat : $0,85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$

$$\text{Gempa X} = 0,85 \frac{980,6896}{1094,36} = 0,76 \leq 1$$

(OK)

$$\text{Gempa Y} = 0,85 \frac{980,6896}{850,73} = 0,98 \leq 1$$

(OK)

Karena faktor skala yang didapat untuk masing-masing lebih kecil dari 1, maka gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam *respon spektrum* yang telah dilakukan dapat digunakan tanpa dikalikan dengan faktor skala.

4.2.1.2. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub sub Bab 2.7.10, nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundansi 1 pada masing-masing arah. Jika persyaratan tersebut tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.5 merupakan hasil koreksi untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya dengan nilai redundansi 1.

Tabel 4.5: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

<i>Story</i>	Vx (kN)	Vy(kN)	35% Vx <i>base shear</i>	35% Vy <i>base shear</i>	Kontrol	Kontrol
3	423,0574	12,7866	291.8853	9,1833	Oke	Oke
2	656,9487	20,0219	291.8853	9,1833	Oke	Oke
1	833,9579	26,2379	291.8853	9,1833	Oke	Oke
<i>Base</i>	0	0	0	0	Oke	Oke

Dari tabel 4.5, gaya geser pada setiap lantai dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur adalah 1,3.

4.2.1.3. Gaya Geser pada Setiap Lantai

Nilai gaya geser pada setiap lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai.

Story	Tinggi Lantai	Lokasi	V _x (kN)	V _y (kN)
3	10,8	Top	423,0574	12,7866
		Bottom	423,0574	12,7866
2	7,5	Top	656,9487	20,0219
		Bottom	656,9487	20,0219
1	4,2	Top	833,9579	26,2379
		Bottom	833,9579	26,2379
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

4.2.1.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis *respon spektrum* (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.7 dan 4.4.

Tabel 4.7: Nilai V_1 berdasarkan analisis statik ekuivalen.

Arah Gempa	V_1 (Kg)
Gempa X	980,6896
Gempa Y	980,6896

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran A6.

Berdasarkan Tabel 4.4 nilai V_t sb. x adalah 1094,36 kN dan V_t sb. y adalah 850,73kN.

Syarat : $V_t \geq 0,85 C_s W$

Gempa X : $1094,36 \geq 0,85 \times 980,6896$
: $1094,36 \geq 833,5862$ (OK)

Gempa Y : $850,73 \geq 0,85 \times 980,6896$
: $850,73 \geq 833,5862$
(OK)

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar *respon spektrum* (V_t) lebih besar dari nilai $C_s W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.2.1.5. Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,01 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Pada Tabel 4.8, tertera hasil nilai simpangan gedung untuk Model rumahsakit.

Tabel 4.8: Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit (SNI 1726:2012).

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)		Simpangan yang diperbesar ($(\delta * C_d) / I_e$)		Simpangan antar tingkat (Δ_i), m		Syarat (Δ_a) $0.01 * h_i$	Cek (Sb.X,Y) Story drift $< \Delta_a$	
		X	Y	X	Y	X	Y		X	Y
10,8	3	0.014	0.021	0.019	0.02	0.0052	0.006	0.033	OK	OK
7.5	2	0.009	0.015	0.017	0.03	0.0047	0.008	0.033	OK	OK
4,2	1	0.004	0.007	0.016	0.03	0.0045	0.007	0.042	OK	OK

Berdasarkan Tabel 4.8 seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δ_a (simpangan antar tingkat izin).

4.2.1.6. Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk model rumah sakit tertera pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
3	13497,46248	-	-	-
2	10685,36606	79	10685.37	-
1	4507,888805	42	-	127

Tabel 4.10: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y.

ARAH Y				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
3	13497,46248		-	-
2	10685,36606	79	10685.37	-
1	4507,888805	42	-	127

Dari Tabel 4.9 dan 4.10, dapat diketahui bahwa tidak terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y karena seluruh persentase perbandingannya diatas 100 persen.

4.2.1.7. Pemeriksaan Torsi Tak Terduga

Di dalam SNI 1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga (A_x). Kontrol pemeriksaan ketidakberaturan torsi gempa untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.11 dan 4.12.

Tabel 4.11: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x.

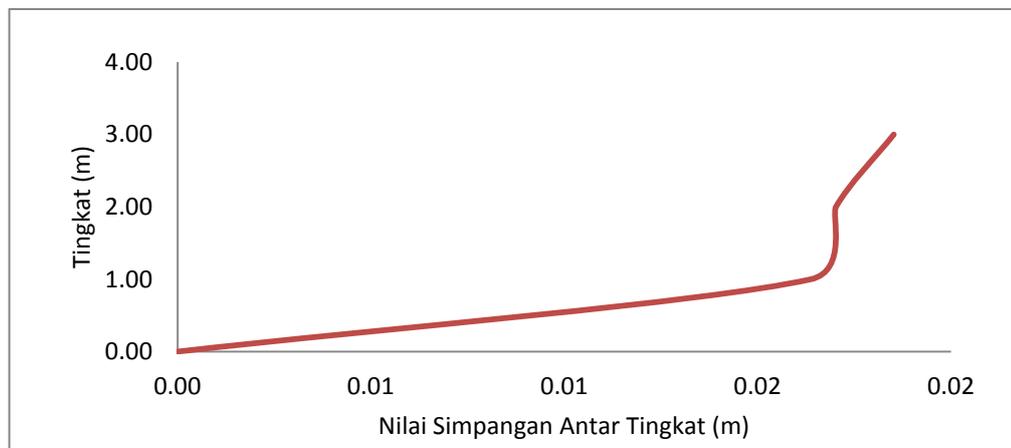
Lantai	Tinggi (m)	Arah X							
		$\delta_{x_{min}}$	$\delta_{x_{max}}$	$\Delta_{x_{min}}$	$\Delta_{x_{max}}$	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		m	m	M	m				
3	10,8	0.0126	0.0126	0.0126	0.0126	1	0.83	Tidak Ada	Tidak Ada
2	7,5	0.0081	0.0081	0.0081	0.0081	1	0.83	Tidak Ada	Tidak Ada
1	4	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	1	0.83	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 4.12: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y.

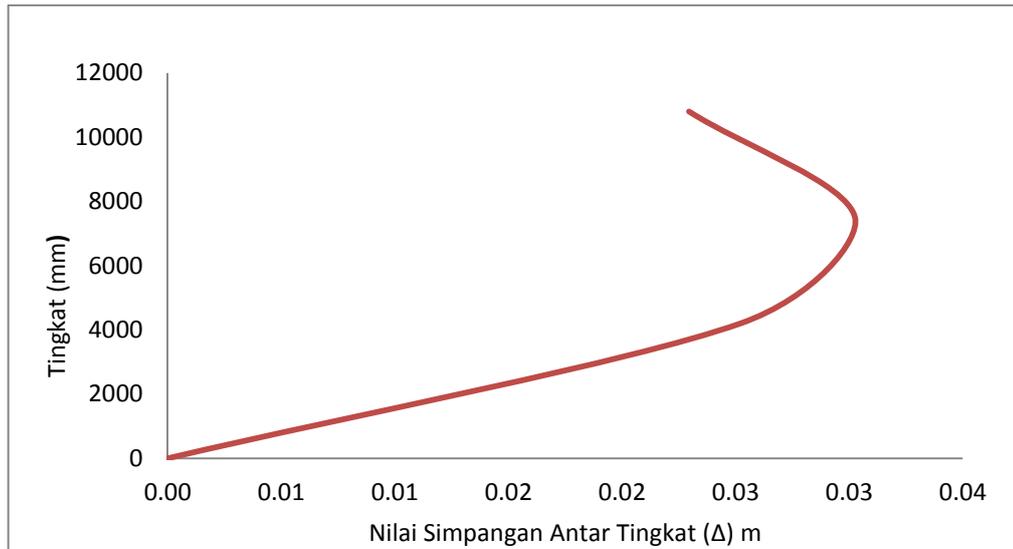
Lantai	Tinggi (m)	Arah Y							
		$\delta_{y_{min}}$	$\delta_{y_{max}}$	$\Delta_{y_{min}}$	$\Delta_{y_{max}}$	Ratio	A_y	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		m	m	M	m				
3	10,8	0.0212	0.0201	0.0212	0.0201	1	0.81	Tidak Ada	Tidak Ada
2	7,5	0.0149	0.0144	0.0149	0.0144	1	0.82	Tidak Ada	Tidak Ada
1	4	0.0069	0.0067	0.0069	0.0067	1	0.82	Tidak Ada	Tidak Ada

Dilihat pada Tabel 4.11 dan 4.12 diatas terlihat bahwa $\delta_{max} < 1,2 \delta_x$ sehingga struktur bangunan termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi.

Berikut ini disajikan perbandingan diagram simpangan terhadap ketinggian gedung pada pemodelan dengan analisis *responspektrum* ragam.



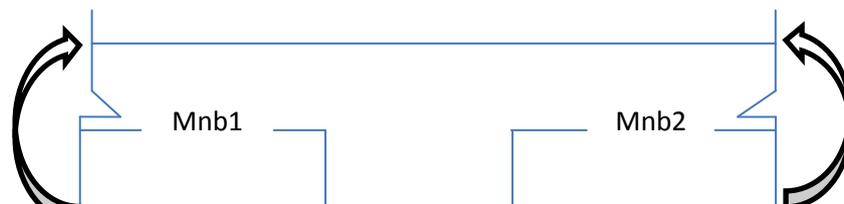
Gambar 4.1: Diagram nilai simpangan antar tingkat sb. x terhadap ketinggian gedung.



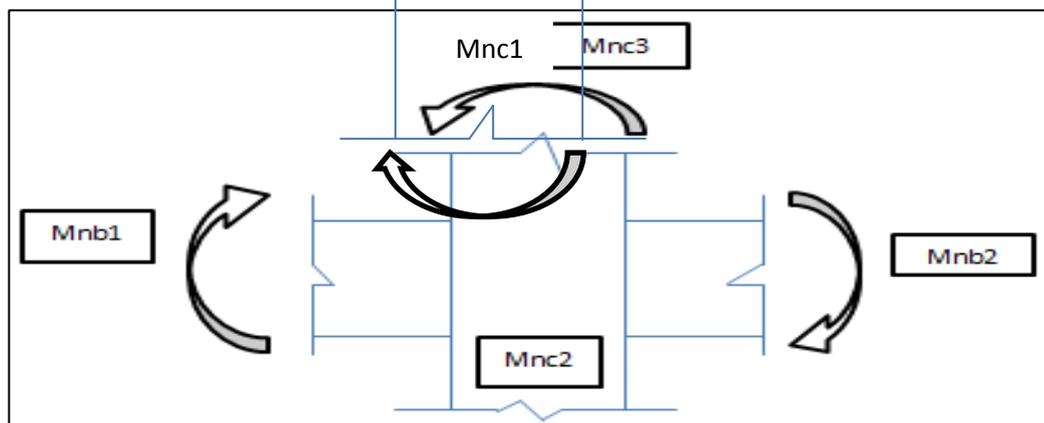
Gambar 4.2: Diagram nilai simpangan antar tingkat sb. y terhadap ketinggian gedung.

4.3. Pengecekan terhadap strong column weak beam

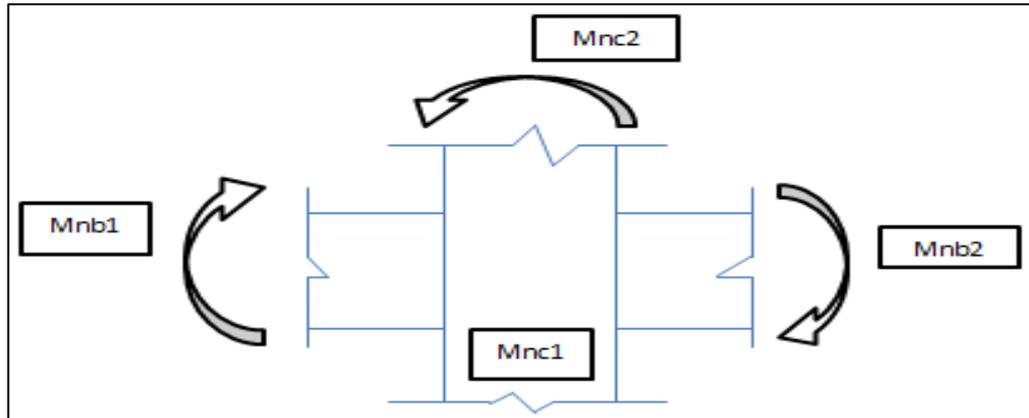
Melakukan pengecekan *strong column weak beam* dan menganalisa setiap balok dan kolom yang mengalami overstress, dan terdapat kolom yang overstress paling tinggi yaitu pada elemen C20 pada lantai 2, C20 pada lantai 3, C11 pada lantai 3, dan C20 pada lantai 1.



Gambar 4.3: kolom kuat balok lemah pada lantai tiga pada elemen C11



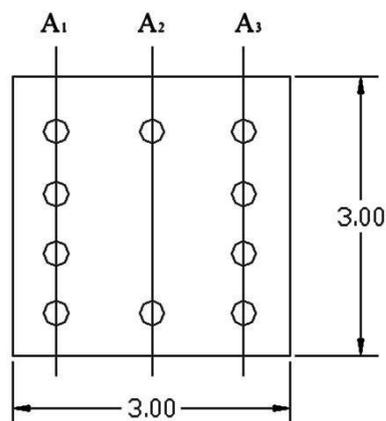
Gambar 4.4: kolom kuat balok lemah pada lantai dua pada elemen C20.



Gambar 4.5: kolom kuat balok lemah pada lantai satu pada elemen C20.

4.4. Menghitung Momen Rencana Kolom (Mn)

4.4.1. Menghitung momen rencana kolom 3 ukuran 300 x 300 mm.



Gambar 4.6: Penampang Kolom lantai 3.

$$\text{Dik : } E_s = 200000 \text{ Mpa} = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$F_c' = 21,7 \text{ Mpa} = 0,0217 \text{ kN/mm}^2$$

$$F_y = 313,81 \text{ Mpa} = 0,3138 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_y = F_y/E_s = 0,00156$$

$$A_1 = \pi r^2 \cdot 4 = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \pi r^2 \cdot 2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = \pi r^2 \cdot 4 = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = A_1 + A_2 + A_3 = 2009,6 \text{ mm}^2$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

$$d_c = 56 \text{ mm}$$

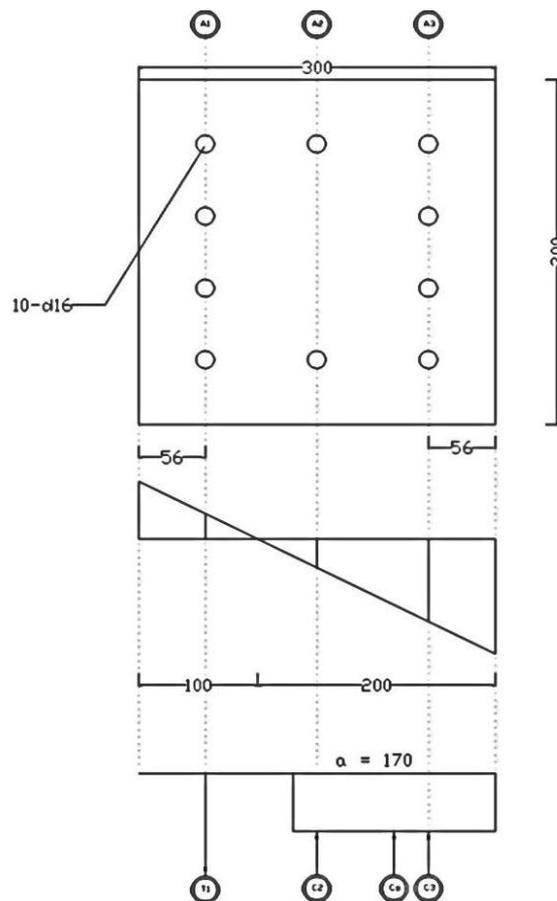
a. Tinjauan beban sentris

$$\begin{aligned} P_0 &= 0,85 F_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \\ &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot (300 \cdot 300 - 2009,6) + 2009,6 \cdot 313,81 \\ &= 2253997,30 \text{ N} = 2253,997 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_0 &= 0,65 \cdot 2253,997 \\ &= 1465,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n \text{ max} &= 0,8 \cdot P_0 \\ &= 0,8 \cdot 2253,997 \\ &= 1803,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n \text{ max} &= 0,65 \cdot 1803,19 \\ &= 1172,07 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.7: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)

$$C_b = \frac{600 \cdot d}{600 + F_y} = \frac{600 \cdot 244}{600 + 313,81} = 160,18 \text{ mm}$$

Diambil $c = 200 \text{ mm} > C_b$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 200 = 170 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{100-56}{200} \cdot 0,003 = 0,00066 < \varepsilon_y$$

$$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s = 0,00066 \cdot 200 = 0,01 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{200-150}{200} \cdot 0,003 = 0,00075 < \varepsilon_y$$

$$f_2 = \varepsilon_2' \cdot E_s = 0,00075 \cdot 200 = 0,15 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_3' = \frac{200-56}{200} \cdot 0,003 = 0,0018 > \varepsilon_y$$

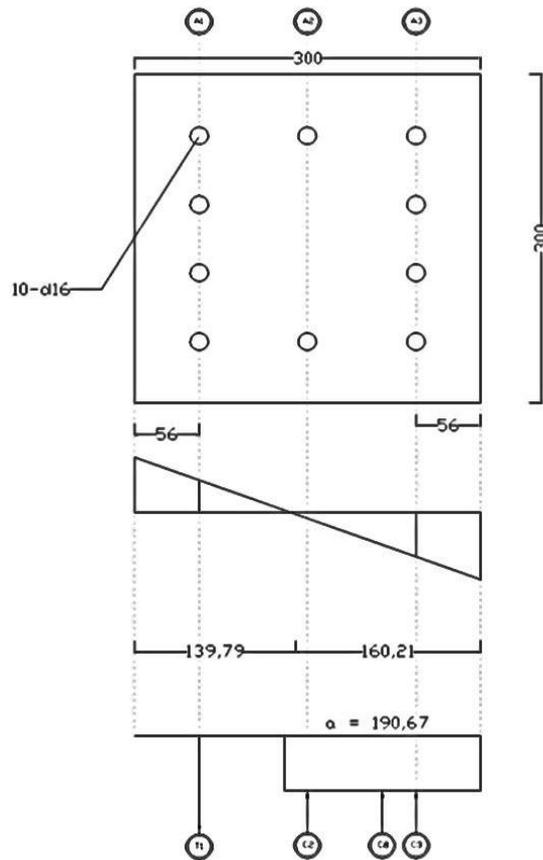
$$f_3 = f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel 4.13: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -106,11$	$-z_1 = (0,3/2) - d_c = -0,09$	9,97
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 940,70$	$Z_e = (h-a)/2 = 0,05$	61,15
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 60,29$	$Z_2' = 0$	0
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 252,41$	$Z_3' = (h/2) - d_c = 0,09$	23,73
$P_n = 1147,28$		$M_n = 94,85$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 1147,28 = 745,73 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 94,85 = 61,65 \text{ kN m}$$



Gambar 4.8: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

c. Tinjauan keadaan seimbang (terjadi pada nilai $C_b = 160,18 \text{ mm}$)

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 160,18 = 190,67 \text{ mm}$$

$$\epsilon_l = \frac{139,79-56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,00157 < \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{150-139,79}{160,21} \cdot 0,003 = 0,00019 < \epsilon_y$$

$$f_2 = \epsilon_2' \cdot E_s = 0,00019 \cdot 200 = 0,038 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_3' = \frac{160,17-56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,00195 > \epsilon_y$$

$$F_3 = f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

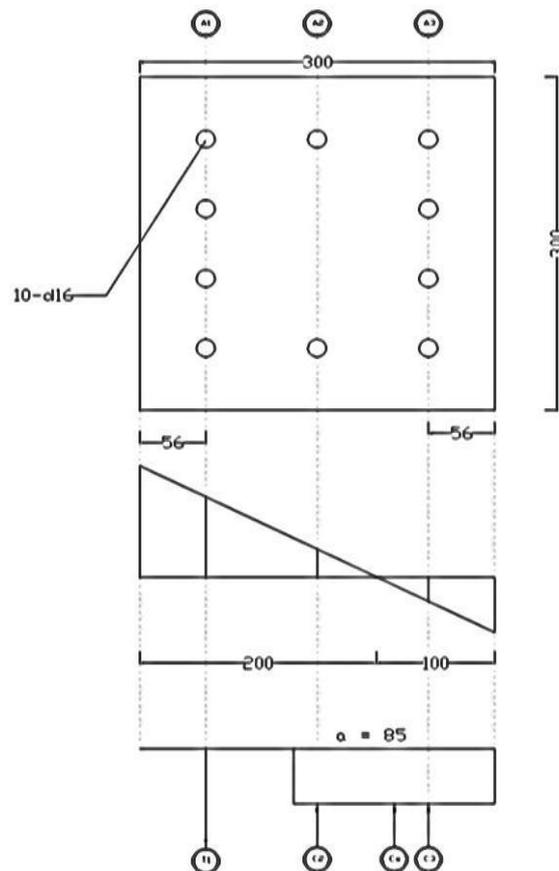
Tabel 4.14: Hitungan gaya aksial dan momen lentur pada keadaan seimbang.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
-----------	---------------------	--------------

$-T1 = A1.f1 = -252,41$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,09$	23,73
$Ce = 0,85.f_c' . a . b = 753,38$	$Ze = (h-a)/2 = 0,08$	61,72
$C2 = A2.f2 = 15,32$	$Z2' = 0$	0
$C3 = A3.f3 = 252,41$	$Z3' = (h/2) - dc = 0,09$	23,73
$Pn, b = 768,70$		$Mn, b = 109,17$

$$\emptyset Pn, b = 0,65 \cdot 1345,03 = 499,654 \text{ kN}$$

$$\emptyset Mn, b = 0,65 \cdot 85,38 = 70,963 \text{ kN m}$$



Gambar 4.9: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

- d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$). $C_b = 100 \text{ mm}$.

Diambil $c = 160 \text{ mm} > C_b$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 100 = 85 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{200-56}{100} \cdot 0,003 = 0,00432 > \epsilon_y$$

$$f_l = F_y = 0,0314 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_2' &= \frac{100-56}{100} \cdot 0,003 = 0,00132 < \varepsilon_y \\ f_2 &= \varepsilon_2' \cdot E_s = 0,00132 \cdot 200 = 0,264 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_3' &= \frac{100-56}{100} \cdot 0,003 = 0,00132 > \varepsilon_y \\ f_3 &= f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

Tabel 4.15: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -252,41$	$-z_1 = (0,3/2) - d_c = -0,09$	23,73
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 470,35$	$Z_e = (h-a)/2 = 0,11$	50,56
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 106,11$	$Z_2' = 0$	0
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 252,41$	$Z_3' = (h/2) - d_c = 0,09$	23,73
$P_n = 576,45$		$M_n = 98,01$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 576,45 = 374,69 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 98,01 = 63,71 \text{ kN m}$$

e. Tinjauan keadaan beban $P=0$

$$P = \frac{600 \cdot A_1' - (A_2 + A_3) \cdot F_y}{1,7 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 803,84 - 1205,8 \cdot 313,81}{1,7 \cdot 21,7 \cdot 300} = 42,58$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_2' \cdot d_c}{0,85 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1205,8 \cdot 56}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 300} = 6223,27$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = 47,07 \text{ mm}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_c}{a} \right) = 600 \left(\frac{47,07 - 0,85 \cdot 56}{47,07} \right) = 6,8 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \\ &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot 47,07 \cdot 300 \cdot (244 - 47,07/2) \\ &= 57419472,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ns} &= A_s' \cdot f_2' \cdot (d - d_c) \\ &= 2009,6 \cdot 6,8 \cdot (244 - 56) = 1540156,29 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 57419472,5 + 1540156,29$$

$$= 58,96 \text{ kNm}$$

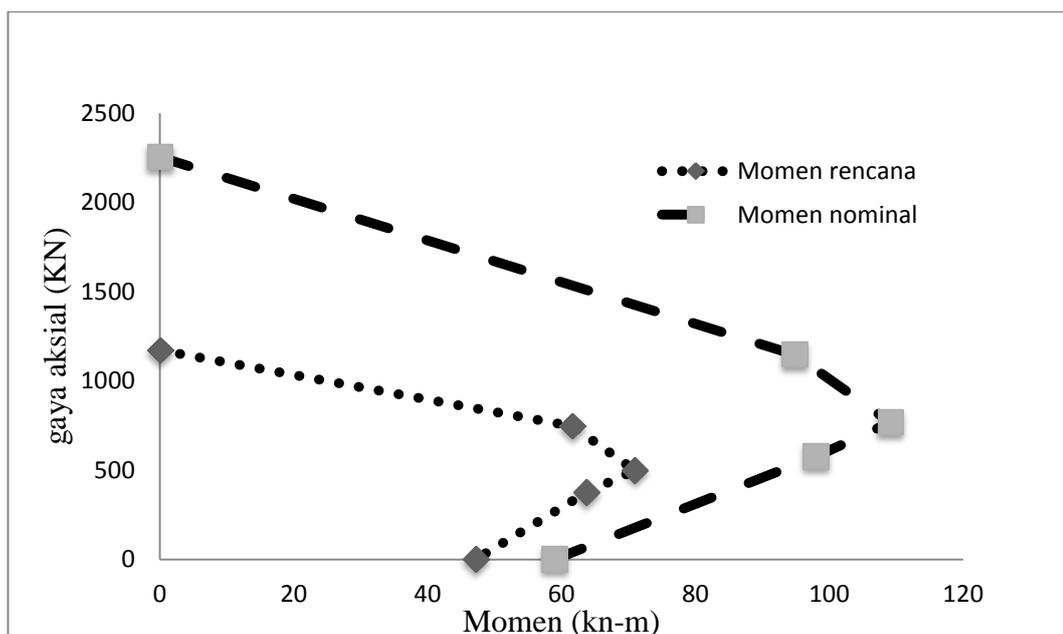
Nilai kuat rencana :

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 58,96 = 38,32$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 58,96 = 47,17$$

Tabel 4.16: Rekapitulasi Nilai $M_n, P_n, \phi P_n, \phi M_n$.

Keadaan	M_n (kNm)	P_n (kN)	ϕP_n	ϕM_n
a. Tinjauan beban sentris	0	2253.99	1172.07	0
b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)	94.85	1147.28	745.73	61.65
c. Tinjauan pada keadaan seimbang	109.17	768.70	499.654	70.963
d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)	98.01	576.45	374.695	63.710
e. Tinjauan keadaan beban	58.95963	0	0	47.1677

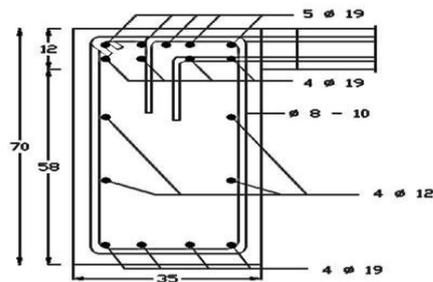


Gambar 4.10: Diagram Interaksi Kolom 3

Untuk nilai M_n dan P_n pada kolom lantai 2 dan lantai 1 dapat dilihat pada lampiran A.5.

4.5. Menghitung Momen Rencana Balok

4.5.1. Balok Induk



Gambar 4.11: Detail balok induk

$$\text{Dik : } A_s = \pi r^2 = 1133,54 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 313,81 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 21,7 \text{ Mpa}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

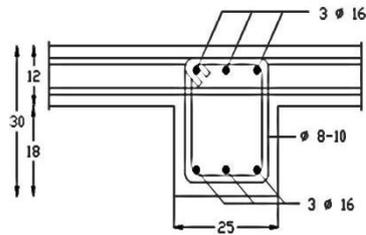
Menghitung nilai a dari sebuah penampang :

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{1133,54 \cdot 313,81}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 350} \\ &= 55,10 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung nilai M_n

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1133,54 \cdot 313,81 \left(410 - \frac{55,10}{2} \right) \\ &= 136,1 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.5.2. Balok anak



Gambar 4.12: Detail balok anak.

$$\text{Dik : } A_s = \pi r^2 = 602,88 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 313,81 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 21,7 \text{ Mpa}$$

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

Menghitung nilai a dari sebuah penampang :

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{602,88 \cdot 313,81}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 250} \\ &= 41,02 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung nilai M_n

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 602,88 \cdot 313,81 \left(244 - \frac{55,10}{2} \right) \\ &= 42,28 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.6. Perhitungan perkuatan dengan CFRP

4.6.1. Penambahan CFRP untuk kolom lantai 3 rumahsakit

Setelah melakukan perhitungan nilai M_n kolom dan balok maka dicek terhadap strong column weak beam.

$$\text{Dik : } M_n \text{ kolom}(M_nC) 3 = 58,96 \text{ kN.m}$$

$$M_n \text{ balok } (M_nB)1 = 42,48 \text{ kN.m}$$

$$M_n \text{ balok } (M_nB)2 = 42,28 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cek terhadap } 6/5 \times \frac{MnB1+MnB2}{MnC3} = 6/5 \times \frac{84,56}{58,96} = 1,72$$

Didapat nilainya 1,72, maka diperlukan perkuatan Mn kolom agar menjadi ≤ 1 .

Nilai Mn yang dituju yaitu Mnreg = ?

$$Mn \text{ reg} = 101,47 \text{ kN}$$

$$\text{Mencari nilai a, } Mn = As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$101470000 = 1406,3 \times 313,8 \left(244 - \frac{a}{2} \right)$$

$$101470000 = 441296,9 \left(244 - \frac{a}{2} \right)$$

$$101470000 = 107676453,4 - 220648,5 a$$

$$-6206453,4 = - 220648,5 a$$

$$a = \frac{6206453,4}{220648,5}$$

$$a = 28,13$$

$$\text{Maka a} = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot b}$$

$$28,13 = \frac{1406,3 \times 313,81}{0,85 \cdot fc \cdot 300}$$

$$28,13 = \frac{441296,9}{255 fc}$$

$$fcc' = 61,5 \text{ Mpa}$$

Tabel 4.17: Jenis FRP yang digunakan yaitu CFRP dari product sika carbodur S.

Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik	(ffu)*	3100	N/mm ²
M. Elastisitas	(Ef)	165000	N/mm ²
Regangan	(εfu)*	0,0180	Mm
Ketebalan	(tf)	0,12	Mm
Lebar	(wf)	100	Mm
Luas Area	(Af)	129	mm ²
Panjang/roll	(L)	100	M

Menentukan tekanan batas maximum FRP :

$$f1 = \frac{f'cc - fc'}{3,3 \cdot Ka}$$

$$\text{dimana } Ka = \frac{Ac}{Ac} \cdot \left(\frac{b}{h} \right)$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right) (h-2rc)^2 + \left(\frac{h}{b}\right) (b-2rc)^2 \right]}{\frac{3 A_g}{1 - \rho_g}} - \rho_g$$

$$f_l = \frac{61,5 \cdot 21,7'}{3,3 \cdot K_a} = 15,7 \text{ Mpa}$$

Menentukan jumlah lapis yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\Psi f_c' \cdot 2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \epsilon_{fe}}$$

Dimana $\epsilon_{fe} = K \epsilon_s \cdot E_f \cdot u$

$$n = \frac{15,7 \sqrt{300^2 + 300^2}}{0,85 \cdot 2 \cdot 165000 \cdot 0,12 \cdot 0,008} = 2,46 \approx 3 \text{ lapis}$$

cek rasio minimum:

$$\frac{f_l}{f_c'} \geq 0,08 \text{ (OK)}$$

Jadi, diperlukan penambahan pada kolom lantai 3 pada elemen C11 yaitu CFRP jenis SIKA Carbodur S sebanyak 3 lapis.

Membuat diagram interaksi setelah didapat f_{cc}

$$\text{Dik : } E_s = 200000 \text{ Mpa} = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_{cc}' = 61,5 \text{ Mpa} = 0,0615 \text{ kN/mm}^2$$

$$F_y = 313,81 \text{ Mpa} = 0,3138 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_y = F_y / E_s = 0,00156$$

$$A_1 = \pi r^2 \cdot 4 = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \pi r^2 \cdot 2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = \pi r^2 \cdot 4 = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = A_1 + A_2 + A_3 = 2009,6 \text{ mm}^2$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

$$d_c = 56 \text{ mm}$$

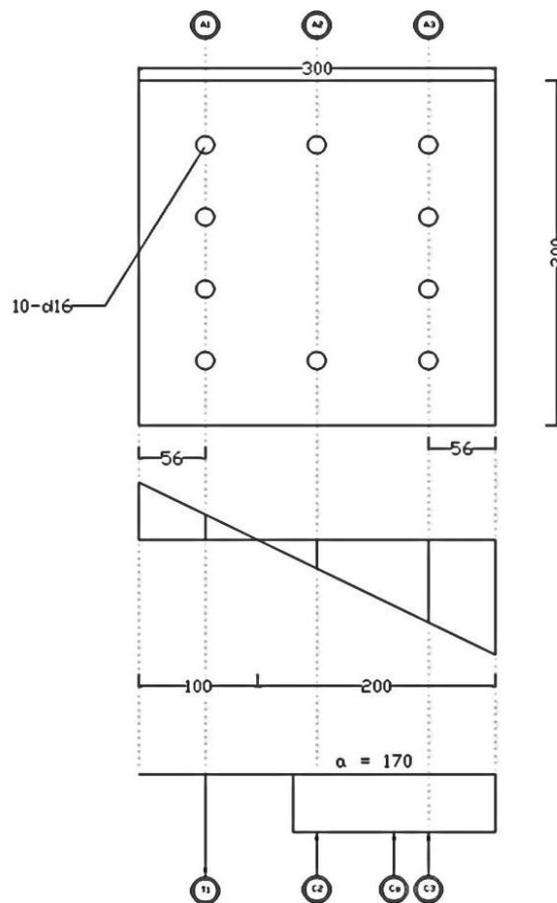
a. Tinjauan beban sentris

$$\begin{aligned} P_0 &= 0,85 f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \\ &= 0,85 \cdot 61,5 \cdot (300 \cdot 300 - 2009,6) + 2009,6 \cdot 313,81 \\ &= 5230712,56 \text{ N} = 5230,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_0 &= 0,65 \cdot 5230,71 \\ &= 3399,96 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n \text{ max} &= 0,8 \cdot P_0 \\ &= 0,8 \cdot 5230,71 \\ &= 4184,57 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_{n\text{max}} &= 0,65 \cdot 4184,57 \\ &= 2719,97 \text{ kN}\end{aligned}$$



Gambar 4.13: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

- b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)

$$C_b = \frac{600 \cdot d}{600 + F_y} = \frac{600 \cdot 244}{600 + 313,81} = 160,18 \text{ mm}$$

Diambil $c = 200 \text{ mm} > C_b$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 200 = 170 \text{ mm}$$

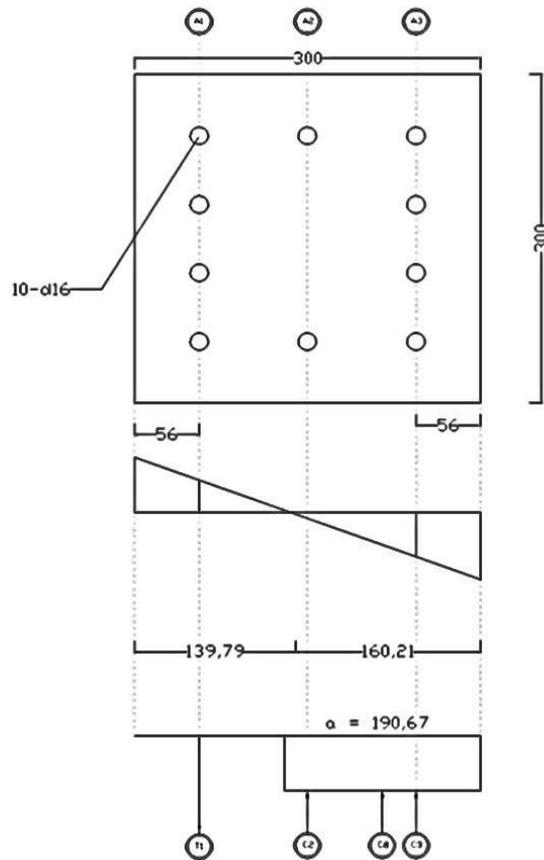
$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{100-56}{200} \cdot 0,003 = 0,00066 < \varepsilon_y \\ f_1 &= \varepsilon_1 \cdot E_s = 0,00066 \cdot 200 = 0,13 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_2' &= \frac{200-150}{200} \cdot 0,003 = 0,00075 < \varepsilon_y \\ f_2 &= \varepsilon_2' \cdot E_s = 0,00075 \cdot 200 = 0,15 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_3' &= \frac{200-56}{240} \cdot 0,003 = 0,0018 > \varepsilon_y \\ f_3 &= f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

Tabel 4.18: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -106,11$	$-z_1 = (0,3/2) - d_c = -0,09$	9,97
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 940,70$	$Z_e = (h-a)/2 = 0,05$	61,15
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 60,29$	$Z_2' = 0$	0
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 252,41$	$Z_3' = (h/2) - d_c = 0,09$	23,73
$P_n = 1147,28$		$M_n = 94,85$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 1147,28 = 745,73 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 94,85 = 61,65 \text{ kN m}$$



Gambar 4.14: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

c. Tinjauan keadaan seimbang (terjadi pada nilai $C_b = 160,18$ mm)

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 160,18 = 190,67 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{139,82-56}{160,17} \cdot 0,003 = 0,00157 < \varepsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{150-139,82}{160,17} \cdot 0,003 = 0,00019 < \varepsilon_y$$

$$f_2 = \varepsilon_2' \cdot E_s = 0,00019 \cdot 200 = 0,038 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_3' = \frac{160,17-56}{160,17} \cdot 0,003 = 0,00195 > \varepsilon_y$$

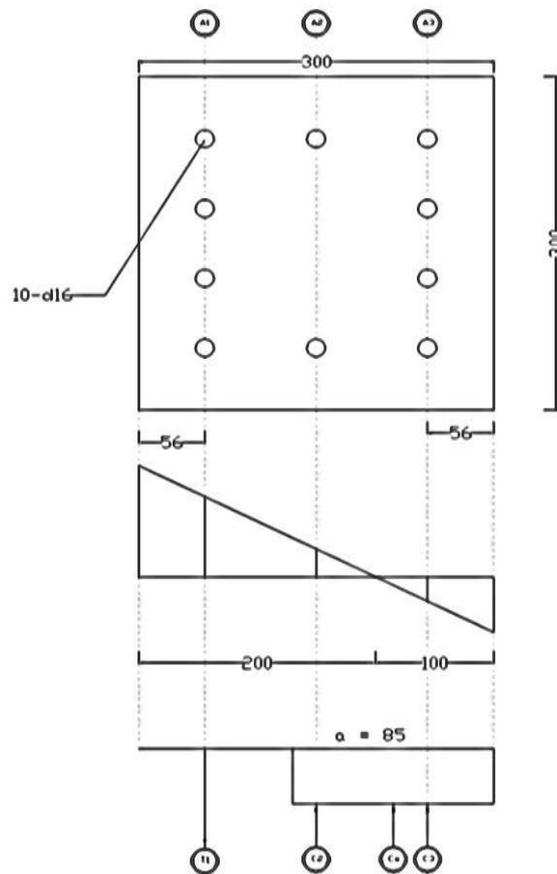
$$F_3 = f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel 4.19: Hitungan gaya aksial dan momen lentur pada keadaan seimbang.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1.f1 = -252,41$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,09$	23,73
$Ce = 0,85.f_c'.a.b = 753,38$	$Ze = (h-a)/2 = 0,08$	61,72
$C2 = A2.f2 = 15,32$	$Z2' = 0$	0
$C3 = A3.f3 = 252,41$	$Z3' = (h/2) - dc = 0,09$	23,73
$Pn, b = 768,70$		$Mn, b = 109,17$

$$\emptyset Pn, b = 0,65 \cdot 1345,03 = 499,654 \text{ kN}$$

$$\emptyset Mn, b = 0,65 \cdot 85,38 = 70,963 \text{ kN m}$$



Gambar 4.15: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

- d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$). $C_b = 100 \text{ mm}$.

Diambil $c = 160 \text{ mm} > C_b$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 100 = 85 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{200-56}{100} \cdot 0,003 = 0,00432 > \varepsilon_y \\ f_1 &= f_y = 0,0314 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_2' &= \frac{100-56}{100} \cdot 0,003 = 0,00132 < \varepsilon_y \\ f_2 &= \varepsilon_2' \cdot E_s = 0,00132 \cdot 200 = 0,264 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon_3' &= \frac{100-56}{100} \cdot 0,003 = 0,00132 > \varepsilon_y \\ f_3 &= f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

Tabel 4.20: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -252,41$	$-z_1 = (0,3/2) - d_c = -0,09$	23,73
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 470,35$	$Z_e = (h-a)/2 = 0,11$	50,56
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 106,11$	$Z_2' = 0$	0
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 252,41$	$Z_3' = (h/2) - d_c = 0,09$	23,73
$P_n = 576,45$		$M_n = 98,01$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 576,45 = 374,69 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 98,01 = 63,71 \text{ kN m}$$

e. Tinjauan keadaan beban $P = 0$

$$P = \frac{600 \cdot A_1' - (A_2 + A_3) \cdot F_y}{1,7 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 803,84 - 1205,8 \cdot 313,81}{1,7 \cdot 21,7 \cdot 300} = 42,58$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1' \cdot A_2' \cdot d_c}{0,85 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1205,8 \cdot 56}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 300} = 6223,27$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = 47,07 \text{ mm}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_c}{a} \right) = 600 \cdot \left(\frac{47,07 - 0,85 \cdot 56}{47,07} \right) = 6,8 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \\ &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot 47,07 \cdot 300 \cdot (244 - 47,07/2) \\ &= 57419472,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ns} &= A_s' \cdot f_2' \cdot (d - d_c) \\ &= 2009,6 \cdot 6,8 \cdot (244 - 56) = 1540156,29 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_{nc} + M_{ns} \\
 &= 163261818,1 + 1540156,3 \\
 &= 101.47 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

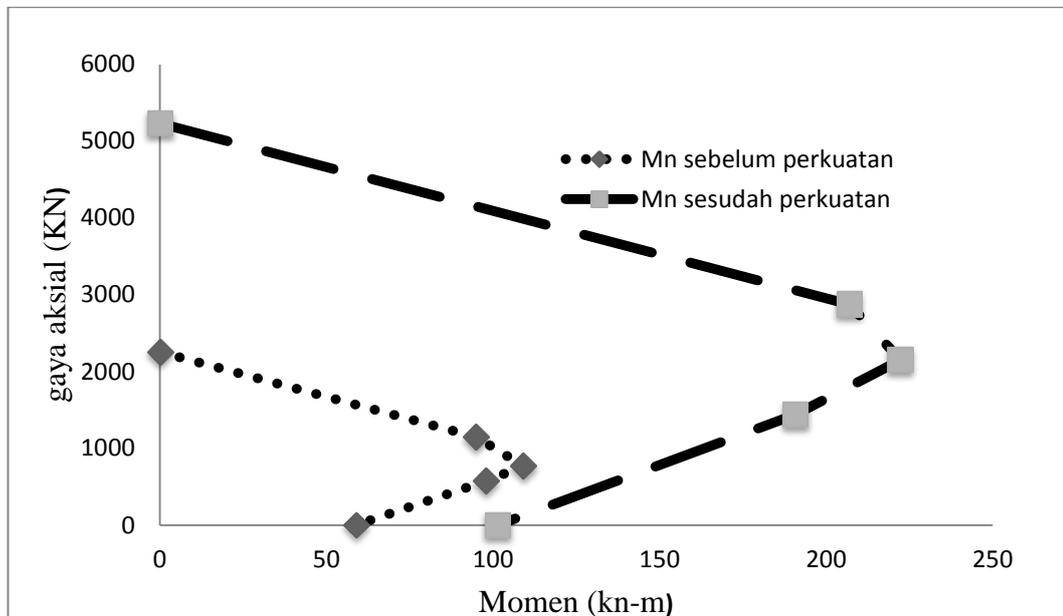
Nilai kuat rencana :

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 101,47 = 107,1$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 101,47 = 131,3$$

Tabel 4.21: Momen rencana (M_n) sebelum dan sesudah diperkuat.

Keadaan	Mn sebelum perkuatan (kN.m)	Mn sesudah perkuatan n=3 (kN.m)
a. tinjauan beban sentris	0	0
b. tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)	94.85	207.56
c. Tinjauan pada keadaan seimbang	109.17	222.94
d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)	98.01	191.22
e. Tinjauan keadaan beban	58.95963	101.47



Gambar 4.16: Diagram interaksi setelah penambahan CFRP

Untuk perhitungan elemen C20 lantai 2, C20 lantai 1 dapat dilihat pada lampiran A.5.

Tabel 4.22: Perbandingan Mn kolom dan Mn balok pada struktur kolom lantai 3.

Label	MnB(kNm)	MnC(kNm)	$\frac{\sum M_{column}}{(6/5) \sum M_{beam}} \geq$	Keterangan
C1-C10	84,56	58,9	Tidak Ok	Perlu diperkuat
C11-C20	220,94	58,9	Tidak Ok	Perlu diperkuat
C21-C30	220,94	58,9	Tidak Ok	Perlu diperkuat

Tabel 4.23: Perbandingan Mn kolom dan Mn balok pada struktur kolom lantai 2.

Label	MnB(kNm)	MnC(kNm)	$\frac{\sum M_{column}}{(6/5) \sum M_{beam}} \geq$	Keterangan
C1-C10	84,56	114,07	Tidak Ok	Perlu diperkuat
C11-C20	110,475	114,07	Tidak Ok	Perlu diperkuat
C21-C30	110,475	114,07	Tidak Ok	Perlu diperkuat

Tabel 4.24: Perbandingan Mn kolom dan Mn balok pada struktur kolom lantai 1.

Label	MnB(kNm)	MnC(kNm)	$\frac{\sum M_{column}}{(6/5) \sum M_{beam}} \geq$	Keterangan
C10	110,475	99,58	Tidak Ok	Perlu diperkuat
C11	110,475	99,58	Tidak Ok	Perlu diperkuat
C20	110,475	99,58	Tidak Ok	Perlu diperkuat

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis dan pembahasan mengenai analisa kekuatan struktur terhadap rumahsakit menggunakan CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil struktur dan analisis linier elastis terhadap SNI 1726:2012, didapat struktur memenuhi kriteria yang artinya gedung aman dari simpangan seperti metode respon spektrum, nilai simpangan antar tingkat masih di bawah batas simpangan antar tingkat izin, hal ini terjadi karena respon berbanding lurus dengan beban yang diberikan.
2. Kekuatan struktur kolom belum memenuhi persyaratan Strong column weak beam berdasarkan SNI 2847 : 2013, karena masih terdapat kolom yang mengalami overstress di beberapa elemen yaitu elemen C10, C20 lantai 3, C10 dan C20 lantai 2 dan digunakan CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) untuk perkuatan lentur yang diambil dari produk Sika dengan tipe CarobudurS. Dari hasil perhitungan kolom didapat nilai Mn kolom 3 sebesar 58,96 kNm, dan Mn balok sebesar 42,28 kNm, dan setelah dilakukan pengecekan terhadap strong column weak beam didapat hasil lebih besar dari 1 yaitu 1,7 kNm dan membutuhkan penambahan sebanyak 3 piles CFRP jenis carobudurS, kolom 2 membutuhkan penambahan CFRP sebanyak 2 piles dan kolom 3 membutuhkan penambahan frp sebanyak 4 piles

5.2. Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, penambahan CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) yang ekonomis diabaikan karena lebih mengutamakan cara analisis dan penerapan pada struktur yang memerlukan retrofit.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- 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 (1983) *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B dan Supriatna, L (2011) *Pengaruh Frekuensi Gempa Terhadap Respons Bangunan Bertingkat*. Surakarta: Universitas Muhammadiyah Surakarta.
- Chandler, A. M dan Lam, N (2001) *Centre For Earthquake Engineering Research (CEER)*. Department of Civil Engineering, University of Hongkong.
- Djamaluddin R (2016) *Analisis Hubungan Balok dan Kolom Beton Bertulang*. Jakarta : Universitas Binus.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K.Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Haselton, C. dkk. (2008) *Beam-Column Element Model Calibrated For Predicting Flexural Response Leading To Global Collapse of RC Frame Buildings*. Berkeley: University of California.
- Khalifa. Dkk (1998) *Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members*. Alexandria University 1998.
- Krawinker and Seneviratna (1998) *Inelastic Torsion of Multistory Buildings Under Earthquake Excitations*. Greece: University of Patras.

- Martin, Alberto M (2013). *Introduction of Fiber Reinforced Polymer : Polymers and Composite Concepts, Properties and Processes*, Intech 2013.
- Muhammad, Mifta H dan Bagus Jaya S (2014). Analisa Pola Bidang Sesar Pada Zona Subduksi di Wilayah Sumatera Barat, *jurusan fisika, institut Sepuluh November, Surabaya*
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Perumalsamy B, Nanni A, and Giancaspro J. (2009). *FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures*. Neywork: Taylor & Francis e-Library.
- Siregar, Y. A. N.(2008)*Evaluasi Daktilitas pada Struktur Ganda*.Jakarta: Fakultas Teknik, UI.
- Ugo Morelli, dan Thomas R. Mclane 2000. *Federal Emergency Management Agency : American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.*
- USA: ACI 440.2R-08 (2008), *Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening concrete structures*, July 2008
America: American Concrete Institute.
- Asroni Ali. (2010). Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang. Yogyakarta: Graha Ilmu.

LAMPIRAN

LAMPIRAN

A.1. Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, jenis pembebanan yang digunakan adalah beban gravitasi. Beban gravitasi dihitung berdasarkan beban hidup dan beban mati yang bekerja pada struktur bangunan kemudian akan dijadikan sebagai beban yang bekerja di pelat lantai pada analisis menggunakan Program Analisa Struktur.

A.1.1. Beban Gravitasi

A. Lantai Atap

- Beban Mati Tambahan:

- <i>Finishing</i> Lantai/Spesi (t = 5 cm)	=	105	kg/m ²
- <i>Waterproof</i>	=	18	kg/m ²
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m ²
- Instalasi M.E.	=	25	kg/m ²
<hr/>			
Total Beban Mati Tambahan	=	166	kg/m ²

- Beban Hidup ruang utama rumah sakit = 2870 kg/m²
- Beban Hidup koridor rumah sakit = 3830 kg/m²

B. Lantai Tipikal

- Beban Mati Tambahan:

- <i>Finishing</i> Lantai/Spesi (t = 5 cm)	=	105	kg/m ²
- Penutup Lantai Keramik	=	24	kg/m ²
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m ²
- Instalasi M.E.	=	25	kg/m ²
<hr/>			
Total Beban Mati Tambahan	=	172	kg/m ²

- Beban Hidup ruang utama rumah sakit = 2870 kg/m²
- Beban Hidup koridor rumah sakit = 3830 kg/m²

C. Berat Dinding

Beban dinding dijadikan sebagai beban terbagi rata yang ditumpu oleh balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Nilai berat dinding yang didapatkan adalah sebagai berikut:

Data struktur: Bs. Dinding ½ bata	=	250	kg/m ²
Tinggi Lantai <i>Basement</i>	=	4,2	m
Tinggi Lantai Tipikal	=	3,3	m

- Berat dinding *Basement* = (0,5 (tinggi lantai 1) + 0,5 (tinggi lantai 2)) x 250
= (0,5 (4,2) + 0,5 (3,3)) x 250
= 937,5 kg/m
- Berat dinding lt.tipikal = (0,5 (tinggi lantai 2) + 0,5 (tinggi lantai 3)) x 250
= (0,5 (3,3) + 0,5 (3,3)) x 250
= 875,0 kg/m
- Berat dinding lt.teratas = (0,5 (tinggi lantai 12)) x 250
= (0,5 (3,3)) x 250
= 437,5 kg/m

A.2. Syarat Periode Struktur

Penentuan periode yang akan digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar dan gaya lateral statik ekuivalen adalah berdasarkan SNI 1726:2012.

➤ Model 1

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,2 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,3 m
- Hn : 10,8 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0,0466
- x : 0,9

Tabel L.1: Kontrol periode getar alami struktur model rumahsakit.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	KONTROL
X	0,40	0,56	0,84	0,84	OK
Y	0,40	0,56	0,84	0,84	OK

Berdasarkan Tabel L.1, periode alami struktur yang digunakan adalah periode dari analisa Program Analisa Struktur yaitu 0,84 karena nilainya berada diantara syarat batas nilai periode maksimum dan minimum.

A.3. Berat Sendiri Struktur

A.3.1. Berat Sendiri Struktur

Tabel L.2: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur

<i>Mass Summary by Story</i>			
<i>Story</i>	UX	UY	UZ
	kN	kN	kN
3	2699.66	2699.66	0
2	2756.2	2756.2	0
1	3459.5	3459.5	0
TOTAL	8915.36	8915.36	0

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa massa total struktur adalah 8915.36 kN.

A.4. Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekivalen

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012.

Data struktur:

- S_{D1} : 0,32
- S_{DS} : 0,8
- R : 8,00
- I_e : 1,5
- S_1 : 0,6

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,8}{\left(\frac{8,0}{1,5}\right)} = 0,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,32}{0,84\left(\frac{8,0}{1,5}\right)} = 0,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{ds} \cdot I \geq 0,01 \\ &= 0,004 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 0,053 \end{aligned}$$

Tabel L.3: Nilai Cs yang digunakan untuk gaya geser dasar Model 1.

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X,Y	0,15	0,11	0,053	0,11

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai Cs di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,11 \times 8915,36$$

$$V = 980,6896 \text{ kN}$$

✓ Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0,84 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,60.

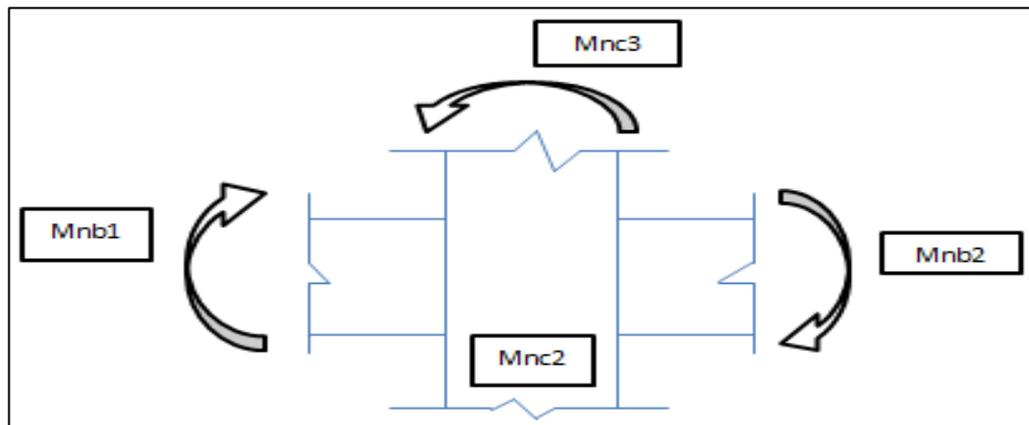
Tabel L.4: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen .

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
3	2699,6	10,8	122429,8	529,81	54987,98
2	2756,2	7,5	69668,1	301,49	55289,47
1	3459,5	4,2	34520,8	149,39	55438,86
TOTAL			226618,8	980,69	

Berdasarkan Tabel L.4, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk struktur adalah 980,69 kN.

A.5. Pengecekan terhadap strong column weak beam

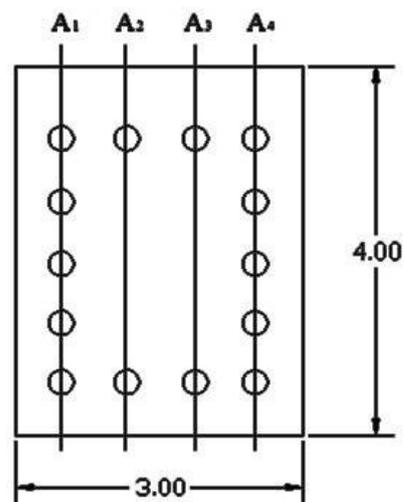
Melakukan pengecekan *strong column weak beam* dan menganalisa setiap balok dan kolom yang mengalami overstress, dan terdapat elemen C20 pada lantai 2.



Gambar L.1: kolom kuat balok lemah untuk lantai dua pada elemen C20.

A.5.1. Menghitung Momen Rencana Kolom (M_n)

A.5.1.1. Membuat Diagram Interaksi Kolom Untuk Kolom Lantai 2 Ukuran 300 x 400 mm



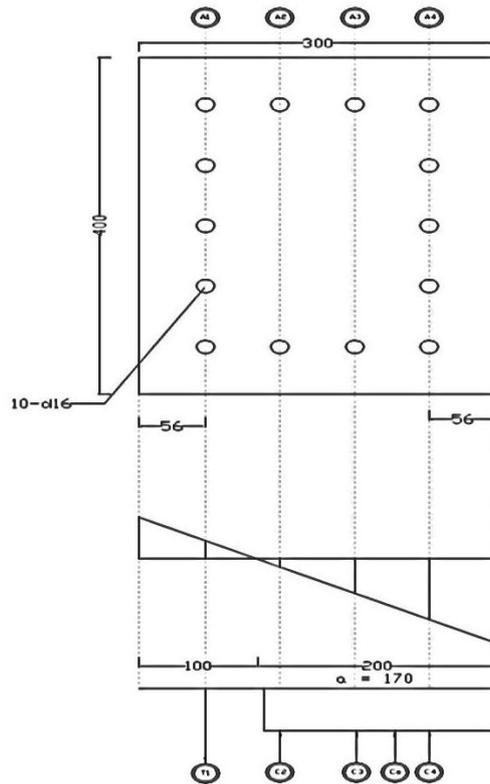
Gambar L.2: Penampang kolom 2.

$$\begin{aligned} \text{Dik : } E_s &= 200000 \text{ Mpa} &&= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ F_c' &= 21,7 \text{ Mpa} &&= 0,0217 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
F_y &= 313,81 \text{ Mpa} &= 0,3138 \text{ kN/mm}^2 \\
\varepsilon_y &= F_y/E_s &= 0,00156 \\
A_1 &= \pi r^2 \cdot 5 &= 1004,8 \text{ mm}^2 \\
A_2 &= \pi r^2 \cdot 2 &= 401,92 \text{ mm}^2 \\
A_3 &= \pi r^2 \cdot 2 &= 401,92 \text{ mm}^2 \\
A_4 &= \pi r^2 \cdot 5 &= 1004,8 \text{ mm} \\
A_{st} &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 &= 2813,44 \text{ mm}^2 \\
d &= 244 \text{ mm} \\
d_c &= 56 \text{ mm}
\end{aligned}$$

a. Tinjauan beban sentris

$$\begin{aligned}
P_0 &= 0,85 F_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \\
&= 0,85 \cdot 21,7 \cdot (300.400 - 2813,44) + 2813,44 \cdot 313,81 \\
&= 3044391,706 \text{ N} = 3044,39 \text{ kN} \\
\phi P_0 &= 0,65 \cdot 3044,39 \\
&= 1978,85 \text{ kN} \\
P_n \text{ max} &= 0,8 \cdot P_0 \\
&= 0,8 \cdot 3044,39 \\
&= 2435,51 \text{ kN} \\
\phi P_n \text{ max} &= 0,65 \cdot 2435,51 \\
&= 1583,08 \text{ kN}
\end{aligned}$$



Gambar L.3: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)

$$C_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 244}{600 + 0,3138} = 224,3 \text{ mm}$$

$$\text{Diambil } c = 240 \text{ mm} > C_b$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 200 = 170 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{100 - 56}{200} \cdot 0,003 = 0,0006 < \epsilon_y$$

$$f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 0,0006 \cdot 200 = 0,01 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{118,67 - 100}{200} \cdot 0,003 = 0,00028 < \epsilon_y$$

$$f_2 = \epsilon_2' \cdot E_s = 0,00028 \cdot 200 = 0,056 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_3' = \frac{181,4 - 100}{200} \cdot 0,003 = 0,0012 < \epsilon_y$$

$$f_3 = \epsilon_3' \cdot E_s = 0,0012 \cdot 200 = 0,24 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_4' = \frac{200 - 56}{200} \cdot 0,003 = 0,0022 > \epsilon_y$$

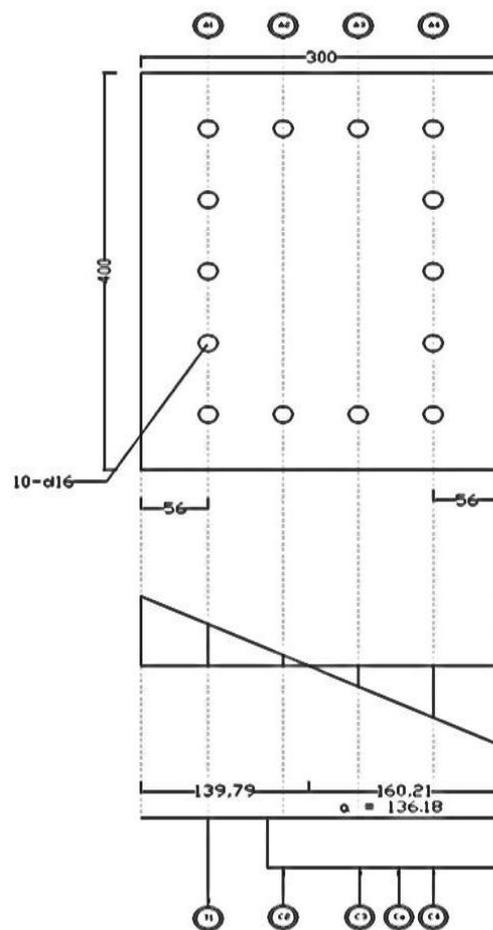
$$f_4 = f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.5: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1.f1 = -132.63$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,09$	12,47
$Ce = 0,85.fc' . a.b = 1254.26$	$Ze = (h/2 - a/2) = 0,07$	81,53
$C2 = A2.f2 = 22.51$	$Z2' = (h/2) - dc - 0,0627 = 0,03$	0,71
$C3 = A3.f3 = 98.08$	$Z3' = (h/2) - dc - 0,0627 = 0,07$	3.07
$C4 = A4.f4 = 245.19$	$Z4' = (h/2) - dc = 0,09$	23.05
$Pn = 1487.41$		$Mn = 120.82$

$$\emptyset Pn = 0,65 \cdot 1487.41 = 966.81 \text{ kN}$$

$$\emptyset Mn = 0,65 \cdot 120.82 = 78.53 \text{ kN m}$$



Gambar L.4: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

c. Tinjauan keadaan seimbang (terjadi pada nilai $C_b = 224,3$ mm)

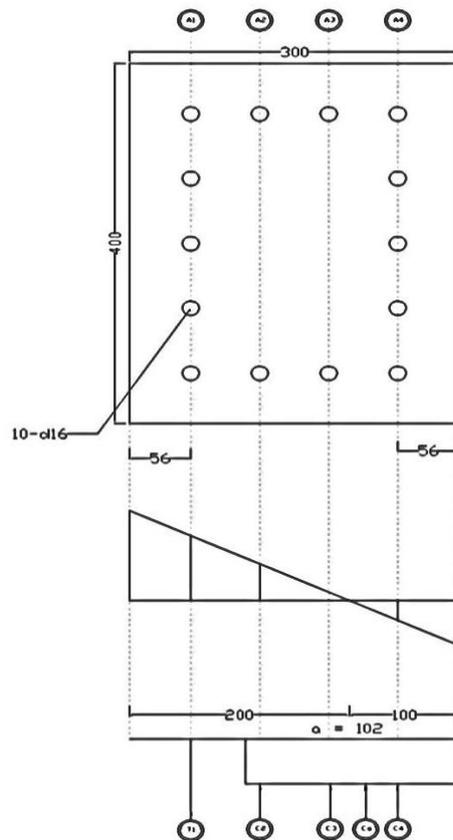
$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 \cdot c &&= 0,85 \cdot 224,3 = 136,18 \text{ mm} \\
 \varepsilon_1 &= \frac{139,79-56}{160,21} \cdot 0,003 &&= 0,0016 < \varepsilon_y \\
 f_1 &= f_y &&= 0,0314 \text{ kN/mm}^2 \\
 \varepsilon_2' &= \frac{139,79-118,67}{160,21} \cdot 0,003 &&= 0,0004 < \varepsilon_y \\
 f_2 &= \varepsilon_2' \cdot E_s &&= 0,0004 \cdot 200 = 0,079 \text{ kN/mm}^2 \\
 \varepsilon_3' &= \frac{160,21-118,67}{160,21} \cdot 0,003 &&= 0,0008 > \varepsilon_y \\
 F_3 &= \varepsilon_3' \cdot E_s &&= 0,156 \text{ kN/mm}^2 \\
 \varepsilon_4' &= \frac{160,21-56}{160,21} \cdot 0,003 &&= 0,002 > \varepsilon_y \\
 f_4 &= f_y &&= 0,314 \text{ kN/mm}^2
 \end{aligned}$$

Tabel L.6: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom pada keadaan seimbang.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -315,32$	$-z_1 = (0,3/2) - d_c = -0,09$	29,64
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 1004,71$	$Z_e = (h/2 - a/2) = 0,08$	82,30
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 31,79$	$Z_2' = (0,3/2) - d_c - 0,062 = 0,03$	1
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 62,53$	$Z_3' = (h/2) - d_c - 0,062 = 0,03$	1,96
$C_4 = A_4 \cdot f_4 = 315,32$	$Z_4' = (h/2) - d_c = 0,09$	29,64
$P_n, b = 1099,03$		$M_n, b = 144,53$

$$\emptyset P_n, b = 0,65 \cdot 1345,03 = 714,37 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n, b = 0,65 \cdot 85,38 = 93,95 \text{ kN m}$$



Gambar L.5: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

- d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$).

Diambil $c = 120 \text{ mm} > c_b$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 120 = 102 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{180-56}{120} \cdot 0,003 = 0,003 > \epsilon_y$$

$$f_1 = F_y = 0,0314 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{180-118,67}{120} \cdot 0,003 = 0,0015 < \epsilon_y$$

$$f_2 = \epsilon_2' \cdot E_s = 0,0015 \cdot 200 = 0,31 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_3' = \frac{120-118,67}{120} \cdot 0,003 = 0,00003 > \epsilon_y$$

$$F_3 = \epsilon_3' \cdot E_s = 0,00003 \cdot 200 = 0,0067 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_4' = \frac{120-56}{120} \cdot 0,003 = 0,0016 > \epsilon_y$$

$$F_4 = F_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.7: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1.f1 = -315,32$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,09$	29,64
$Ce = 0,85.fc'.a.b = 752,56$	$Ze = (h/2 - a/2) = 0,10$	74,50
$C2 = A2.f2 = 123,25$	$Z2' = (0,3/2) - dc - 0,062 = 0,03$	3,86
$C3 = A3.f3 = 2,67$	$Z3' = (h/2) - dc - 0,062 = 0,03$	0,08
$C4 = A4.f4 = 315,32$	$Z4' = (h/2) - dc = 0,09$	29,64
$Pn ,b = 878,48$		$Mn ,b = 137,73$

$$\emptyset Pn = 0,65 \cdot 878,48 = 571,01 \text{ kN}$$

$$\emptyset Mn = 0,65 \cdot 137,73 = 89,52 \text{ kN m}$$

e. Tinjauan keadaan beban $P=0$

$$P = \frac{600 \cdot A1' - (A2 + A3) \cdot Fy}{1,7 \cdot Fc' \cdot b} = \frac{600 \cdot 1406,7 - 1406,7 \cdot 313,81}{1,7 \cdot 21,7 \cdot 300} = 36,38$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta 1' \cdot A2' \cdot dc}{0,85 \cdot Fc' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1406,7 \cdot 56}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 300} = 7260,49$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = 56,27 \text{ mm}$$

$$f2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta 1 \cdot dc}{a} \right) = 600 \cdot \left(\frac{56,27 - 0,85 \cdot 56}{56,27} \right) = 92,46 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} Mnc &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \\ &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot 56,27 \cdot 300 \cdot (244 - 56,27/2) \\ &= 89620467,06 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mns &= As' \cdot f2' \cdot (d - dc) \\ &= 1406,7 \cdot 92,46 \cdot (244 - 56) = 24452017,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= Mnc + Mns \\ &= 89620467,06 + 24452017,8 \\ &= 114,07 \text{ kNm} \end{aligned}$$

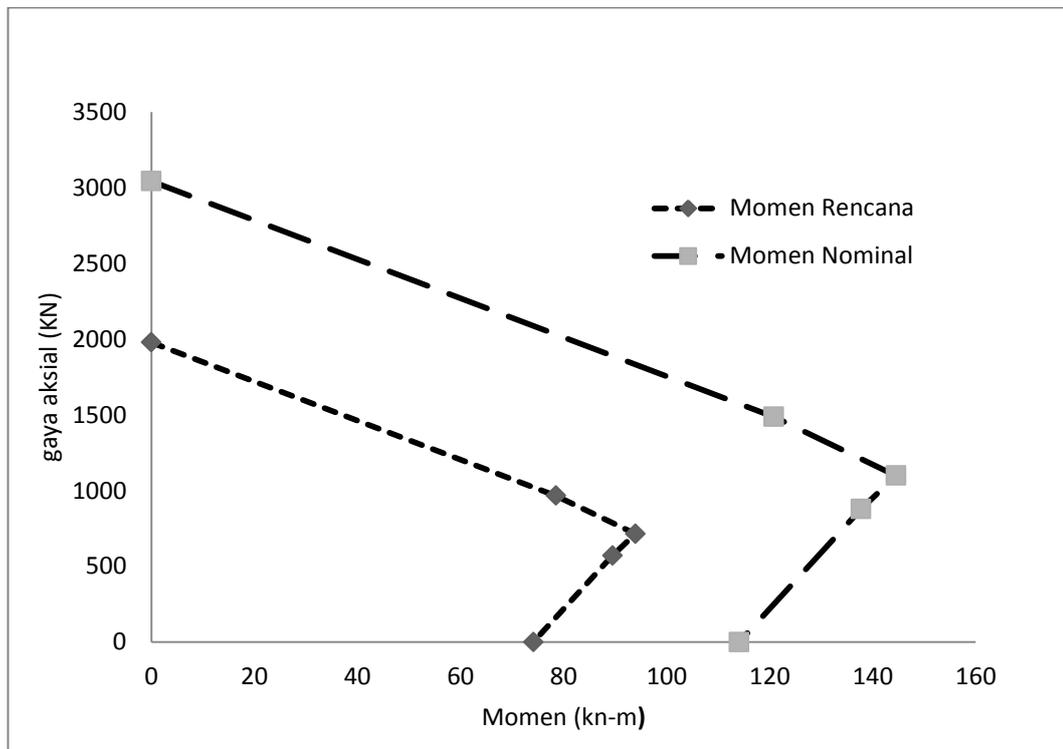
Nilai kuat rencana :

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 114,07 = 74,15 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 114,07 = 91,25 \text{ kNm}$$

Tabel L.8: Rekapitulasi Nilai Mn dan Pn kolom lantai 2.

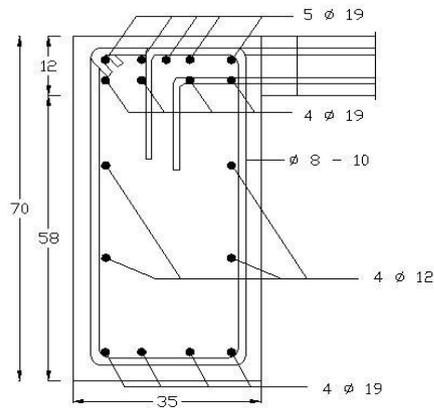
Keadaan	Pn	Mn	ϕP_n	ϕM_n
a. Tinjauan beban sentris	3044.39	0	1978.85	0
b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)	1487.41	120.82	966.81	78.53
c. Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi $C_b = 224.314 \text{ mm}$)	1099.03	144.53	714.371	93.94
d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)	878.48	137.73	571.010	89.52
e. Tinjauan keadaan beban	0	114.07	0	74.15



Gambar L.6: Diagram Interaksi Kolom 2.

A.5.2. Menghitung Momen Rencana Balok

A.5.2.1. Balok Induk



Gambar L.7: Detail balok induk

$$\text{Dik : } A_s = \pi r^2 = 907,46 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 313,81 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 21,7 \text{ Mpa}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

Menghitung nilai a dari sebuah penampang :

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{907,46 \cdot 313,81}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 350} \\ &= 44,11 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung nilai Mn

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 907,46 \cdot 313,81 \left(410 - \frac{44,11}{2} \right) \\ &= 110,475 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

A.5.3. Perhitungan perkuatan dengan CFRP

Setelah melakukan perhitungan nilai Mn kolom dan balok maka dicek terhadap strong column weak beam.

$$\text{Dik : } M_{nC3} = 101,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{nB1} = 110,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{nB2} = 110,47 \text{ kN.m}$$

$$Mn_{C2} = 114,07 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cek terhadap } 6/5 \times \frac{Mn_{B1}+Mn_{B2}}{Mn_{C3}+Mn_{C2}} = 6/5 \times \frac{220,94}{215,54} = 1,23$$

Didapat nilainya 1,23, maka diperlukan perkuatan Mn kolom agar menjadi ≤ 1 .

Nilai Mn yang dituju yaitu $Mn_{reg} = ?$

$$Mn_{reg} \text{ sebelumnya} = 101,47$$

$$Mn_{reg} = 220,94 - 101,47 = 119,47 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mencari nilai } a, \quad Mn = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$119470000 = 1808,64 \times 313,8 \left(244 - \frac{a}{2} \right)$$

$$119470000 = 567551,2 \left(244 - \frac{a}{2} \right)$$

$$119470000 = 138482500,6 - 283775,6 a$$

$$252253 a = 19012500,6$$

$$a = 66,9$$

$$\text{Maka } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$66,9 = \frac{1808,64 \times 313,81}{0,85 \cdot f_c \cdot 300}$$

$$66,9 = \frac{567569,3}{266,73 f_c}$$

$$f_c' = 33,3 \text{ Mpa}$$

Tabel L.9: Jenis FRP yang digunakan yaitu CFRP dari product sika carbodur S.

Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik	(f_{fu})*	3100	N/mm^2
M. Elastisitas	(E_f)	165000	N/mm^2
Regangan	(ϵ_{fu})*	0,0180	Mm
Ketebalan	(t_f)	0,12	Mm
Lebar	(w_f)	100	Mm
Luas Area	(A_f)	129	mm^2
Panjang/roll	(L)	100	M

Menentukan tekanan batas maximum FRP :

$$f_l = \frac{f'_{cc} - f_c'}{3,3 \cdot K_a}$$

$$\text{dimana } K_a = \frac{A_e}{A_c} \cdot \left(\frac{b}{h} \right)$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{\left[\left(\frac{b}{h} \right) (h-2rc)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b-2rc)^2 \right]}{\frac{3 A_g}{1 - \rho_g}} - \rho_g$$

$$f_l = \frac{33,3 - 21,7'}{3,3 \cdot K_a} = 9,07 \text{ Mpa}$$

Menentukan jumlah plies yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\Psi f_2 \cdot E_f t_f \cdot \epsilon_f e}$$

Dimana $\epsilon_f e = K \epsilon \cdot E_f u$

$$n = \frac{9,07 \sqrt{300^2 + 400^2}}{0,85 \cdot 2.165000 \cdot 0,12 \cdot 0,008} = 1,60 \approx 2 \text{ piles}$$

cek rasio minimum:

$$\frac{f_l}{f_c'} \geq 0,08 \text{ (OK)}$$

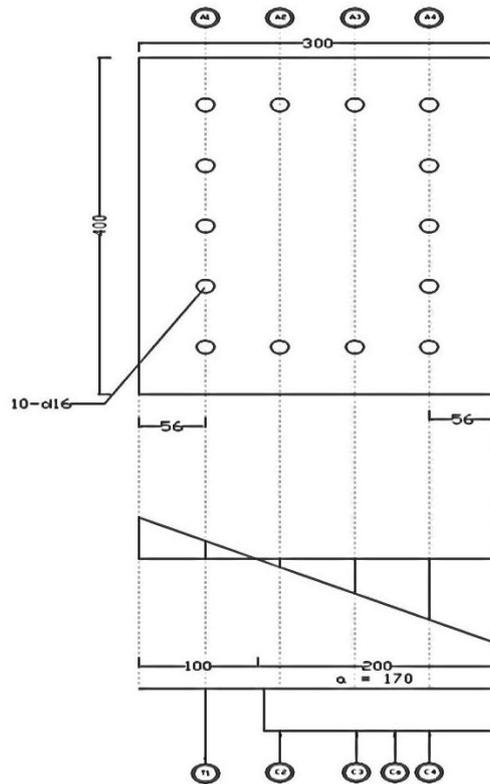
Jadi, diperlukan penambahan kolom lantai 3 pada elemen C20 yaitu CFRP jenis SIKKA Carbodur S sebanyak 2 piles.

$$\begin{aligned} \text{Dik : } E_s &= 200000 \text{ Mpa} &&= 200 \text{ kN/mm}^2 \\ F_c' &= 33,3 \text{ Mpa} &&= 0,033 \text{ kN/mm}^2 \\ F_y &= 313,81 \text{ Mpa} &&= 0,3138 \text{ kN/mm}^2 \\ \epsilon_y &= F_y/E_s &&= 0,00156 \\ A_1 &= \pi r^2 \cdot 5 &&= 1004,8 \text{ mm}^2 \\ A_2 &= \pi r^2 \cdot 2 &&= 401,92 \text{ mm}^2 \\ A_3 &= \pi r^2 \cdot 2 &&= 401,92 \text{ mm}^2 \\ A_4 &= \pi r^2 \cdot 5 &&= 1004,8 \text{ mm} \\ A_{st} &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 &&= 2813,44 \text{ mm}^2 \\ d &= 244 \text{ mm} \\ d_c &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

a. Tinjauan beban sentris

$$\begin{aligned} P_0 &= 0,85 F_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \\ &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot (300 \cdot 400 - 2813,44) + 2813,44 \cdot 313,81 \\ &= 3044391,706 \text{ N} = 3044,39 \text{ kN} \\ \phi P_0 &= 0,65 \cdot 3044,39 \\ &= 1978,85 \text{ kN} \\ P_n \text{ max} &= 0,8 \cdot P_0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,8 \cdot 3044,39 \\
 &= 2435,51 \text{ kN} \\
 \text{ØPnmax} &= 0,65 \cdot 2435,51 \\
 &= 1583,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar L.8: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan

b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + F_y} = \frac{600 \cdot 244}{600 + 0,3138} = 224,3 \text{ mm}$$

$$\text{Diambil } c = 240 \text{ mm} > c_b$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 200 = 170 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{100 - 56}{200} \cdot 0,003 = 0,0006 < \varepsilon_y$$

$$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s = 0,0006 \cdot 200 = 0,01 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{118,67 - 100}{200} \cdot 0,003 = 0,00028 < \varepsilon_y$$

$$f_2 = \varepsilon_2' \cdot E_s = 0,00028 \cdot 200 = 0,056 \text{ kN/mm}^2$$

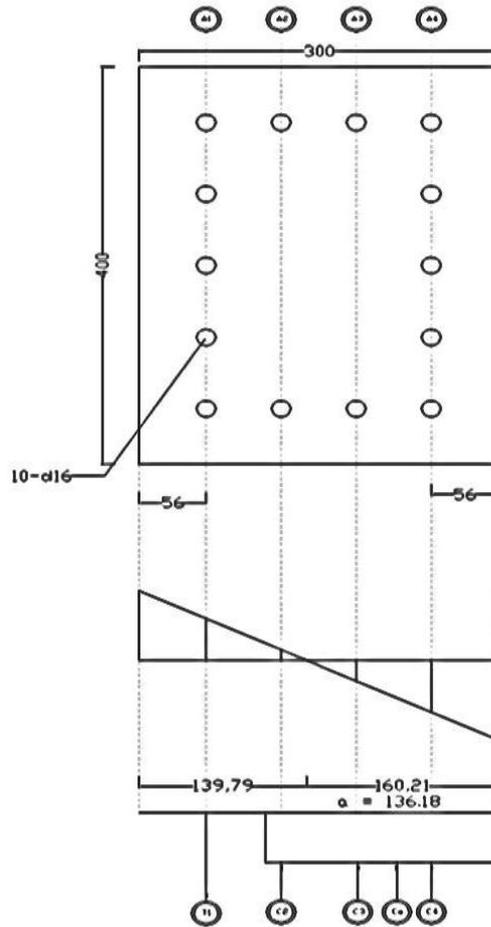
$$\begin{aligned} \varepsilon 3' &= \frac{181,4-100}{200} \cdot 0,003 &= 0,0012 < \varepsilon y \\ f3 &= \varepsilon 3' \cdot E_s = 0,0012 \cdot 200 &= 0,24 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon 4' &= \frac{200-56}{200} \cdot 0,003 &= 0,0022 > \varepsilon y \\ f4 &= f_y &= 0,314 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

Tabel L.10: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1 \cdot f1 = -132.63$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,09$	12,47
$Ce = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 1254.26$	$Ze = (h/2 - a/2) = 0,07$	81,53
$C2 = A2 \cdot f2 = 22.51$	$Z2' = (h/2) - dc - 0,0627 = 0,03$	0,71
$C3 = A3 \cdot f3 = 98.08$	$Z3' = (h/2) - dc - 0,0627 = 0,07$	3,07
$C4 = A4 \cdot f4 = 245.19$	$Z4' = (h/2) - dc = 0,09$	23,05
$P_n = 1487.41$		$M_n = 120.82$

$$\emptyset P_n = 0,65 \cdot 1487.41 = 966.81 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 0,65 \cdot 120.82 = 78.53 \text{ kN m}$$



Gambar L.9: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

c. Tinjauan keadaan seimbang (terjadi pada nilai $C_b = 224,31$ mm)

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 160,21 = 136,18 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{139,79-56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,0016 < \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,0314 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{139,79-118,67}{160,21} \cdot 0,003 = 0,0004 < \epsilon_y$$

$$f_2 = \epsilon_2' \cdot E_s = 0,0004 \cdot 200 = 0,079 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_3' = \frac{160,21-118,67}{160,21} \cdot 0,003 = 0,0008 > \epsilon_y$$

$$f_3 = \epsilon_3' \cdot E_s = 0,156 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_4' = \frac{160,21-56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,002 > \epsilon_y$$

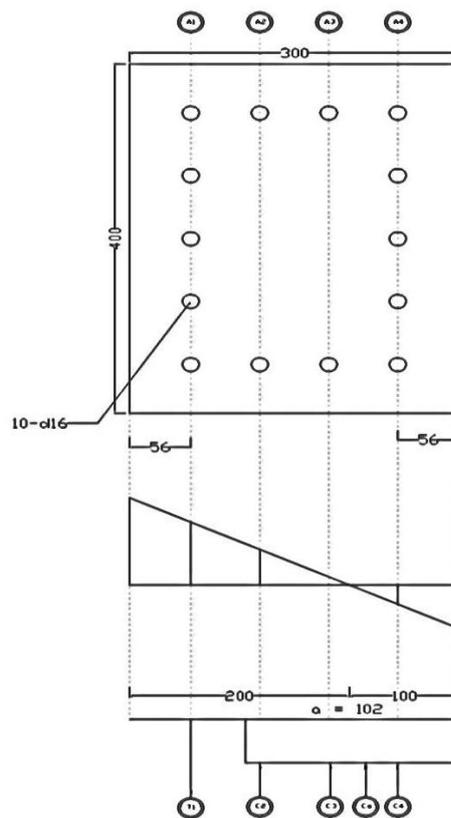
$$f_4 = f_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.11: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom pada keadaan seimbang.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1.f1 = -315,32$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,09$	29,64
$Ce = 0,85.fc'.a.b = 1004,71$	$Ze = (h/2 - a/2) = 0,08$	82,30
$C2 = A2.f2 = 31,79$	$Z2' = (0,3/2) - dc - 0,062 = 0,03$	0,95
$C3 = A3.f3 = 62,53$	$Z3' = (h/2) - dc - 0,062 = 0,03$	1,96
$C4 = A4.f4 = 315,32$	$Z4' = (h/2) - dc = 0,09$	29,64
$Pn, b = 1099,03$		$Mn, b = 144,53$

$$\emptyset Pn, b = 0,65 \cdot 1345,03 = 714,37 \text{ kN}$$

$$\emptyset Mn, b = 0,65 \cdot 85,38 = 93,95 \text{ kN m}$$



Gambar L.10: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$).

Diambil $c = 120 \text{ mm} > c_b$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 120 = 102 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{180-56}{120} \cdot 0,003 = 0,003 > \epsilon_y$$

$$f_1 = F_y = 0,0314 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{180-118,67}{120} \cdot 0,003 = 0,0015 < \epsilon_y$$

$$f_2 = \epsilon_2' \cdot E_s = 0,0015 \cdot 200 = 0,31 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_3' = \frac{120-118,67}{120} \cdot 0,003 = 0,00003 > \epsilon_y$$

$$F_3 = \epsilon_3' \cdot E_s = 0,00003 \cdot 200 = 0,0067 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_4' = \frac{120-56}{120} \cdot 0,003 = 0,0016 > \epsilon_y$$

$$F_4 = F_y = 0,314 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.12: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -315,32$	$-z_1 = (0,3/2) - dc = -0,09$	29,64
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 752,56$	$Z_e = (h/2 - a/2) = 0,10$	74,50
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 123,25$	$Z_2' = (0,3/2) - dc - 0,062 = 0,03$	3,86
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 2,67$	$Z_3' = (h/2) - dc - 0,062 = 0,03$	0,08
$C_4 = A_4 \cdot f_4 = 315,32$	$Z_4' = (h/2) - dc = 0,09$	29,64
$P_{n,b} = 878,48$		$M_{n,b} = 137,73$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 878,48 = 571,01 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 137,73 = 89,52 \text{ kN m}$$

e. Tinjauan keadaan beban $P=0$

$$P = \frac{600 \cdot A_1' - (A_2 + A_3) \cdot F_y}{1,7 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 1406,7 - 1406,7 \cdot 313,81}{1,7 \cdot 21,7 \cdot 300} = 36,38$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1' \cdot A_2' \cdot dc}{0,85 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1406,7 \cdot 56}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 300} = 7260,49$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = 56,27 \text{ mm}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_c}{a} \right) = 600 \left(\frac{56,27 - 0,85 \cdot 56}{56,27} \right) = 92,46 \text{ Mpa}$$

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

$$= 0,85 \cdot 21,7 \cdot 56,27 \cdot 300 (244 - 56,27/2)$$

$$= 89620467,06 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_2' \cdot (d - d_c)$$

$$= 1406,7 \cdot 92,46 \cdot (244 - 56) = 24452017,8 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 89620467,06 + 24452017,8$$

$$= 114,07 \text{ kNm}$$

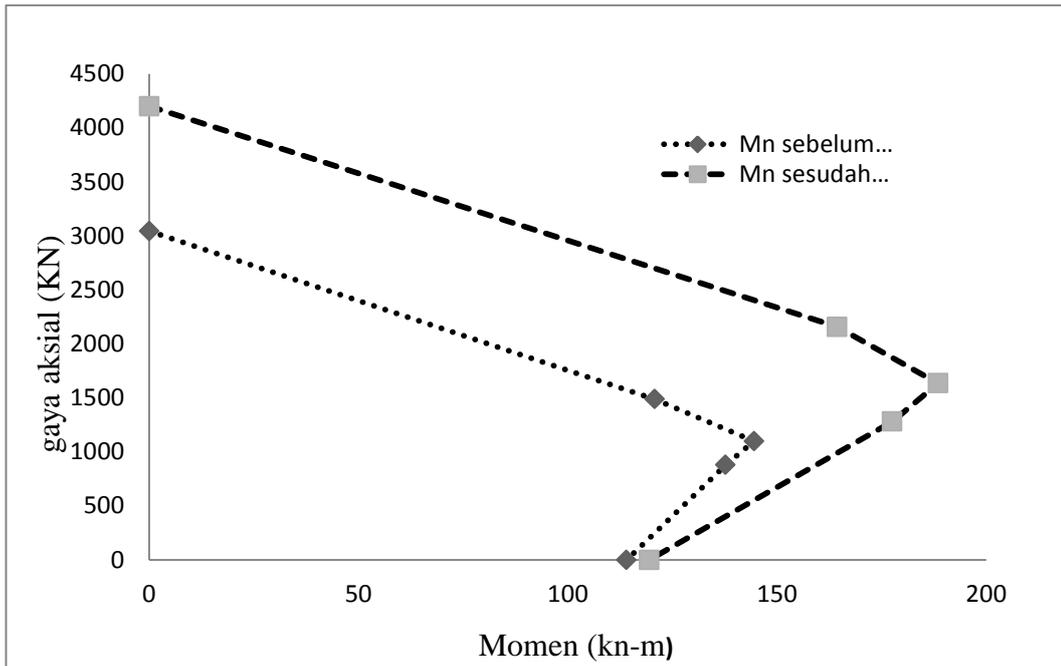
Nilai kuat rencana :

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 114,07 = 74,15 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 114,07 = 91,25 \text{ kNm}$$

Tabel L.13: Kapasitas nominal aksial sebelum dan sesudah diperkuat.

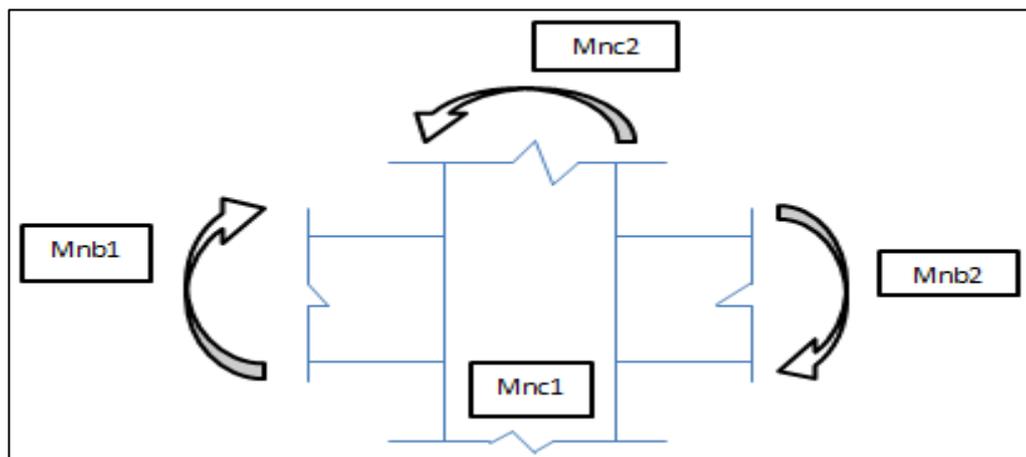
Keadaan	Mn sebelum perkuatan (kN.m)	Mn sesudah perkuatan n=2 (kN.m)
a. Tinjauan beban sentris	0	0
b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)	120.82	164.40
c. Tinjauan pada keadaan seimbang	144.53	188.53
d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)	137.72	177.55
e. Tinjauan keadaan beban	114.07	119.47



Gambar L.11: Diagram Interaksi Kolom 2 setelah diberi perkuatan.

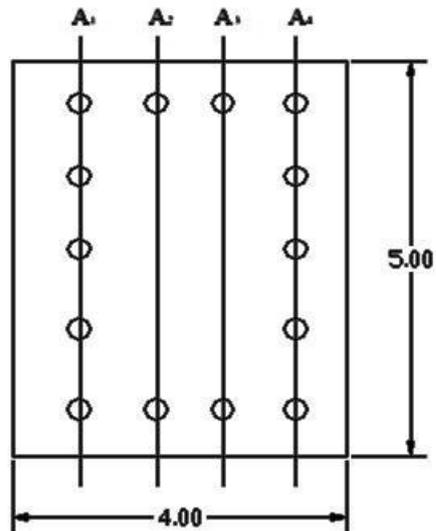
A.5. Pengecekan terhadap strong column weak beam

Melakukan pengecekan *strong column weak beam* dan menganalisa setiap balok dan kolom yang mengalami overstress, dan terdapat elemen C20 pada lantai 1



Gambar L.12: kolom kuat balok lemah untuk lantai satu pada elemen C20.

A.5.1. Membuat Diagram Interaksi Kolom Untuk Kolom Lantai 1 Ukuran 400 x 500 mm.



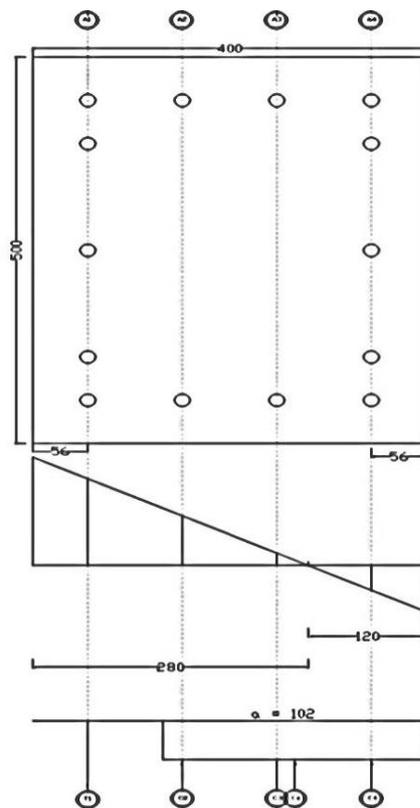
Gambar L.13: Penampang Kolom 1

$$\begin{aligned}
 \text{Dik : } E_s &= 200000 \text{ Mpa} && = 200 \text{ kN/mm}^2 \\
 F_c' &= 21,7 \text{ Mpa} && = 0,0217 \text{ kN/mm}^2 \\
 F_y &= 313,81 \text{ Mpa} && = 0,3138 \text{ kN/mm}^2 \\
 \epsilon_y &= F_y/E_s && = 0,00156 \\
 A_1 &= \pi r^2 \cdot 5 && = 1004,8 \text{ mm}^2 \\
 A_2 &= \pi r^2 \cdot 2 && = 401,92 \text{ mm}^2 \\
 A_3 &= \pi r^2 \cdot 2 && = 401,92 \text{ mm}^2 \\
 A_4 &= \pi r^2 \cdot 5 && = 1004,8 \text{ mm} \\
 A_{st} &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 && = 2813,44 \text{ mm}^2 \\
 d &= 244 \text{ mm} \\
 d_c &= 56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a. Tinjauan beban sentris

$$\begin{aligned}
 P_0 &= 0,85 F_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \\
 &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot (400 \cdot 500 - 2813,44) + 2813,44 \cdot 313,81 \\
 &= 4519991,7 \text{ N} = 4519,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset P_0 &= 0,65 \cdot 4519,9 \\ &= 2937,9 \text{ kN} \\ P_n \text{ max} &= 0,8 \cdot P_0 \\ &= 0,8 \cdot 4519,9 \\ &= 3615,9 \text{ kN} \\ \emptyset P_n \text{ max} &= 0,65 \cdot 3615,9 \\ &= 2350,4 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar L.14: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

- b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)

Diambil $c = 200 \text{ mm} > c_b$

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + F_y} = \frac{600 \cdot 244}{600 + 313,81} = 160,21 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 200 = 170 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{200 - 56}{200} \cdot 0,003 = 0,0022 < \epsilon_y$$

$$f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 0,432 \text{ kN/mm}^2$$

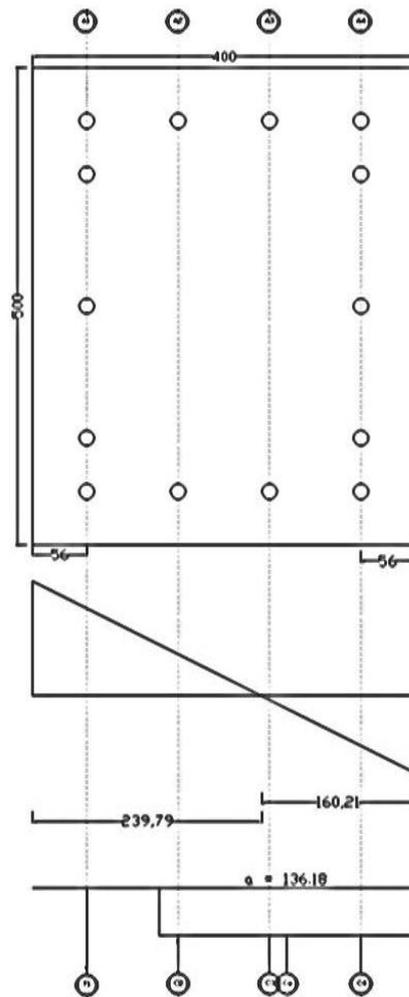
$$\begin{aligned} \varepsilon 2' &= \frac{200-118,67}{200} \cdot 0,003 = 0,0012 < \varepsilon y \\ f2 &= \varepsilon 2' \cdot E_s = 0,0012 \cdot 200 = 0,24 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon 3' &= \frac{200-181,34}{200} \cdot 0,003 = 0,00028 > \varepsilon y \\ f3 &= \varepsilon 3' \cdot E_s = 0,056 \text{ kN/mm}^2 \\ \varepsilon 4' &= \frac{200-56}{200} \cdot 0,003 = 0,0022 < \varepsilon y \\ f4 &= \varepsilon 4' \cdot E_s = 0,432 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

Tabel L.14: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1 \cdot f1 = -434,$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,14$	62,51
$Ce = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b = 1567,83$	$Ze = (h-a)/2 = 0,12$	180,30
$C2 = A2 \cdot f2 = 98,06$	$Z2' = 0,08$	7,98
$C3 = A3 \cdot f3 = 22,50$	$Z3' = (h/2) - dc = 0,08$	1,83
$C4 = A4 \cdot f4 = 434,07$	$Z4' = (h/2) - dc = 0,14$	62,51
$P_n = 1688,39$		$M_n = 315,12$

$$\emptyset P_n = 0,65 \cdot 1688,39 = 1097,45 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 0,65 \cdot 315,12 = 204,83 \text{ kN.m}$$



Gambar L.15: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

c. Tinjauan keadaan seimbang (terjadi pada nilai $C_b = 160,21$ mm)

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 160,21 = 136,18 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{239,79 - 56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,0034 < \varepsilon_y$$

$$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s = 0,0034 \cdot 200 = 0,69 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{239,79 - 118,56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,0023 < \varepsilon_y$$

$$f_2 = E_2' \cdot E_s = 0,0023 \cdot 200 = 0,45 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_3' = \frac{160,21 - 118,56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,00078 < \varepsilon_y$$

$$f_3 = E_3' \cdot E_s = 0,16 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_4' = \frac{160,21 - 56}{160,21} \cdot 0,003 = 0,0019 < \varepsilon_y$$

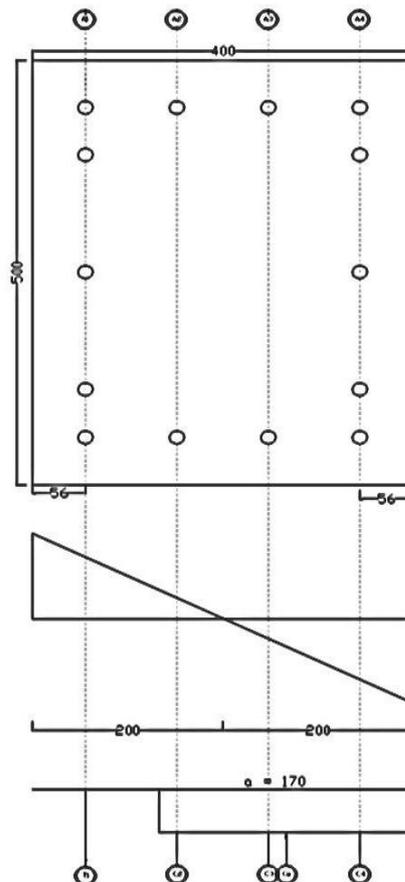
$$f_4 = \varepsilon_4' \cdot E_s = 0,39 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.15: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom pada keadaan seimbang.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1.f1 = -691,63$	$-z1 = (0,3/2) - d_c = -0,14$	99,59
$Ce = 0,85.f_c'.a.b = 1255,9$	$Ze = (h-a)/2 = 0,13$	165,67
$C2 = A2.f2 = 182,32$	$Z2' = 0,08$	14,83
$C3 = A3.f3 = 62,5$	$Z3' = (h/2) - d_c = 0,08$	5,09
$C4 = A4.f4 = 392,15$	$Z4' = (h/2) - d_c = 0,14$	56,47
$P_n = 1201,26$		$M_n = 341,64$

$$\phi P_{n,b} = 0,65 \cdot 1201,26 = 780,8 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n,b} = 0,65 \cdot 341,64 = 222,1 \text{ kN m}$$



Gambar L.16: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$). $C_b = 120$ mm.

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 120 = 102 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{280-56}{120} \cdot 0,003 = 0,006 < \varepsilon_y$$

$$f_1 = E_1' \cdot \varepsilon_1 = 1,12 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{280-118,56}{120} \cdot 0,003 = 0,004 < \varepsilon_y$$

$$f_2 = E_2' \cdot \varepsilon_2' = 0,004 \cdot 200 = 0,81 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_3' = \frac{120-118,67}{120} \cdot 0,003 = 0,00003 < \varepsilon_y$$

$$f_3 = E_3' \cdot \varepsilon_3' = 0,007 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_4' = \frac{120-56}{120} \cdot 0,003 = 0,0016 < \varepsilon_y$$

$$f_4 = E_4' \cdot \varepsilon_4' = 0,32 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.16: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -1125,38$	$-z_1 = (0,3/2) - dc = -0,14$	62,51
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 1567,83$	$Z_e = (h-a)/2 = 0,12$	180,30
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 98,06$	$Z_2' = 0,08$	7,98
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 22,50$	$Z_3' = (h/2) - dc = 0,08$	1,83
$C_4 = A_4 \cdot f_4 = 434,07$	$Z_4' = (h/2) - dc = 0,14$	62,51
$P_n = 463,74$		$M_n = 375,10$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 463,74 = 301,4 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 375,10 = 243,8 \text{ kN m}$$

e. Tinjauan keadaan beban $P=0$

$$P = \frac{600 \cdot A_1' - (A_2 + A_3) \cdot F_y}{1,7 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 803,84 - 1205,8 \cdot 313,81}{1,7 \cdot 21,7 \cdot 300} = 36,37$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1' \cdot A_2' \cdot dc}{0,85 \cdot F_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1900 \cdot 56}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 300} = 7260,5$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = 56,3 \text{ mm}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot dc}{a} \right) = 600 \left(\frac{55,7 - 0,85 \cdot 56}{55,7} \right) = 87,25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \\
 &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot 55,7 \cdot 300 \cdot (244 - 56,3/2) \\
 &= 66620877,59 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ns} &= A_s \cdot f_y' \cdot (d - d_c) \\
 &= 2009,6 \cdot 87,25 \cdot (244 - 56) = 32963468,8 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_{nc} + M_{ns} \\
 &= 66620877,59 + 32963468,8 \\
 &= 99,58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

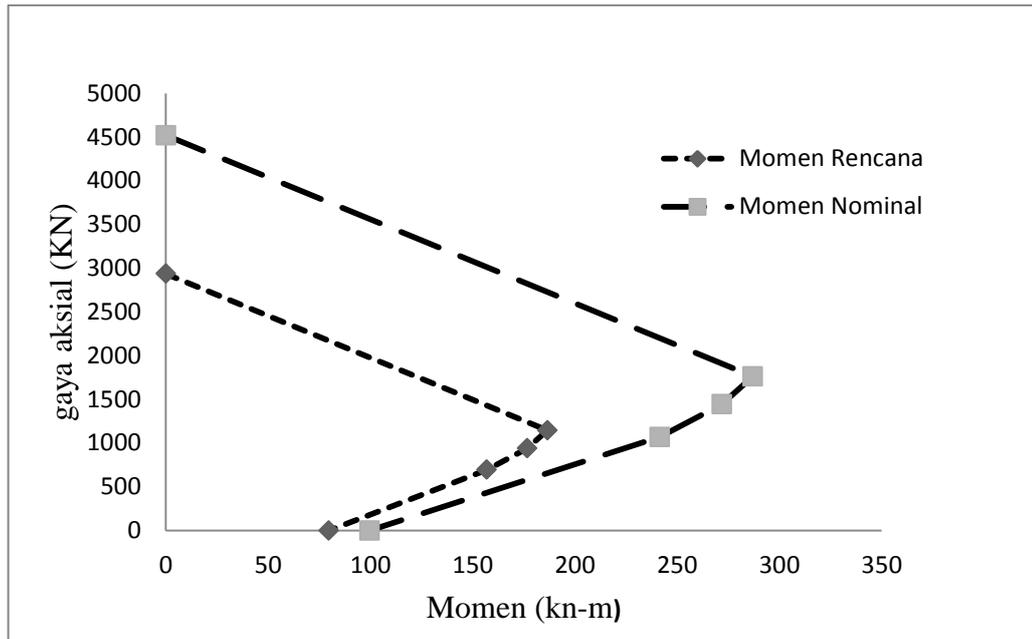
Nilai kuat rencana :

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 99,58 = 64,72$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 99,85 = 79,67$$

Tabel L.17: Rekapitulasi Nilai Mn dan Pn

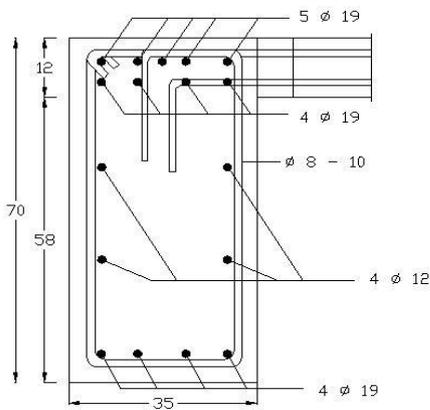
Keadaan	Pn	Mn	ϕP_n	ϕM_n
a. Tinjauan beban sentris	4519.9	0	2937.9	0
b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)	1763.9	287.0	1146.5	186.5
c. Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi $C_b = 224.314$ mm)	1444.5	271.8	938.9	176.6
d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)	1069.4	241.4	695.1	156.9
e. Tinjauan keadaan beban	0	99.5	0	79.6



Gambar L.17: Diagram Interaksi Kolom 1

A.5.2. Menghitung Momen Rencana Balok

A.5.2.1. Balok Induk



Gambar L.18: Detail balok induk

Dik : $A_s = \pi r^2 = 907,46 \text{ mm}^2$

$f_y = 313,81 \text{ Mpa}$

$f_c = 21,7 \text{ Mpa}$

$b = 400 \text{ mm}$

Menghitung nilai a dari sebuah penampang :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\
 &= \frac{1133,54 \cdot 313,81}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 350} \\
 &= 55,10 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai Mn

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1133,54 \cdot 313,81 \left(410 - \frac{55,10}{2} \right) \\
 &= 136,1 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

A.5.3. Perhitungan perkuatan dengan CFRP

Setelah melakukan perhitungan nilai Mn kolom dan balok maka dicek terhadap strong column weak beam.

$$\text{Dik : } M_{nC2} = 119,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{nB1} = 110,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{nB2} = 110,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{nC1} = 99,58 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cek terhadap } 6/5 \times \frac{M_{nB1} + M_{nB2}}{M_{nC2} + M_{nC1}} = 6/5 \times \frac{220,94}{219,05} = 1,2$$

Didapat nilainya 1,2, maka diperlukan perkuatan Mn kolom agar menjadi ≤ 1 .

Nilai Mn yang dituju yaitu $M_{nreg} = ?$

$$M_{n \text{ reg}} = 220,94 - 119,47 = 101,47 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mencari nilai } a, \quad M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$101470000 = 1406,7 \times 313,8 \left(244 - \frac{a}{2} \right)$$

$$101470000 = 441422,5 \left(244 - \frac{a}{2} \right)$$

$$101470000 = 107707080,24 - 220771,3 a$$

$$-6237080,2 = -220771,3 a$$

$$a = \frac{6237080,2}{220771,3}$$

$$a = 28,3 \text{ mm}$$

$$\text{Maka } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$28,3 = \frac{1406,3 \times 313,81}{0,85 \cdot f_c \cdot 400}$$

$$28,3 = \frac{441296,9}{340 f_c}$$

$$f_{cc}' = 45,9 \text{ Mpa}$$

Tabel L.18: Jenis FRP yang digunakan yaitu CFRP dari product sika carbodur S.

Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik	(ffu)*	3100	N/mm ²
M. Elastisitas	(Ef)	165000	N/mm ²
Regangan	(εfu)*	0,0180	Mm
Ketebalan	(tf)	0,12	Mm
Lebar	(wf)	100	Mm
Luas Area	(Af)	129	mm ²
Panjang/roll	(L)	100	M

Menentukan tekanan batas maximum FRP :

$$f_l = \frac{f_{cc}' - f_c'}{3,3 \cdot K_a}$$

$$\text{dimana } K_a = \frac{A_e}{A_c} \cdot \left(\frac{b}{h}\right)$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h-2rc)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b-2rc)^2\right]}{\frac{3 A_g}{1 - \rho_g}} - \rho_g$$

$$f_l = \frac{45,9 - 21,7'}{3,3 \cdot K_a} = 18,4 \text{ Mpa}$$

Menentukan jumlah plies yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\Psi f \cdot 2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot e_f e}$$

Dimana $e_f e = K \varepsilon \cdot E_f u$

$$n = \frac{18,4 \sqrt{400^2 + 500^2}}{0,85 \cdot 2 \cdot 165000 \cdot 0,12 \cdot 0,008} = 4,1 \approx 4 \text{ piles}$$

cek rasio minimum:

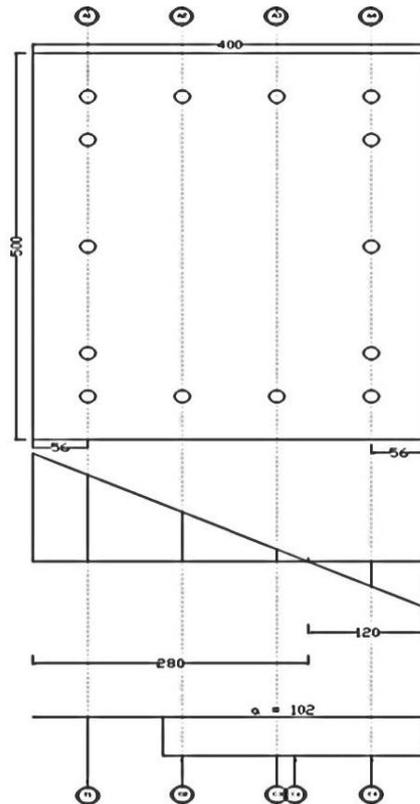
$$\frac{f_l}{f_c'} \geq 0,08 \text{ (OK)}$$

Jadi, diperlukan penambahan kolom lantai 1 pada elemen C20 yaitu CFRP jenis SIKA Carbodur S sebanyak 4 piles.

$$\begin{aligned}
 \text{Dik : } E_s &= 200000 \text{ Mpa} && = 200 \text{ kN/mm}^2 \\
 F_{cc}' &= 76,9 \text{ Mpa} && = 0,076 \text{ kN/mm}^2 \\
 F_y &= 313,81 \text{ Mpa} && = 0,3138 \text{ kN/mm}^2 \\
 \epsilon_y &= f_y/E_s && = 0,00156 \\
 A_1 &= \pi r^2 \cdot 5 && = 1004,8 \text{ mm}^2 \\
 A_2 &= \pi r^2 \cdot 2 && = 401,92 \text{ mm}^2 \\
 A_3 &= \pi r^2 \cdot 2 && = 401,92 \text{ mm}^2 \\
 A_4 &= \pi r^2 \cdot 5 && = 1004,8 \text{ mm} \\
 A_{st} &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 && = 2813,44 \text{ mm}^2 \\
 d &= 244 \text{ mm} \\
 d_c &= 56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a. Tinjauan beban sentris

$$\begin{aligned}
 P_0 &= 0,85 F_{c'} \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \\
 &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot (400.500 - 2813,44) + 2813,44 \cdot 313,81 \\
 &= 4519991,7 \text{ N} = 4519,9 \text{ kN} \\
 \phi P_0 &= 0,65 \cdot 4519,9 \\
 &= 2937,9 \text{ kN} \\
 P_n \text{ max} &= 0,8 \cdot P_0 \\
 &= 0,8 \cdot 4519,9 \\
 &= 3615,9 \text{ kN} \\
 \phi P_n \text{ max} &= 0,65 \cdot 3615,9 \\
 &= 2350,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar L.19: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

- b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)

Diambil $c = 200 \text{ mm} > c_b$

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + F_y} = \frac{600 \cdot 244}{600 + 313,81} = 160,21 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 200 = 170 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{200 - 56}{200} \cdot 0,003 = 0,0022 < \epsilon_y$$

$$f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 0,432 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{200 - 118,67}{200} \cdot 0,003 = 0,0012 < \epsilon_y$$

$$f_2 = \epsilon_2' \cdot E_s = 0,0012 \cdot 200 = 0,24 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_3' = \frac{200 - 181,34}{200} \cdot 0,003 = 0,00028 > \epsilon_y$$

$$f_3 = \epsilon_3' \cdot E_s = 0,056 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_4' = \frac{200 - 56}{200} \cdot 0,003 = 0,0022 < \epsilon_y$$

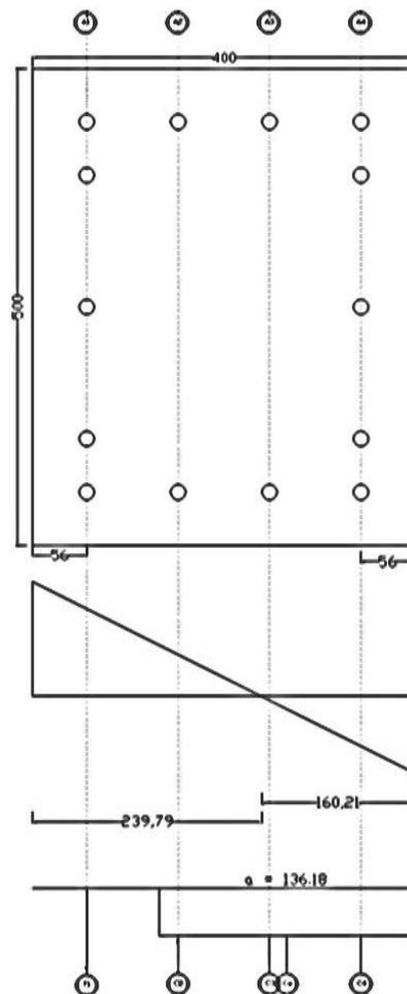
$$f_4 = \epsilon_4' \cdot E_s = 0,432 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.19: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c > c_b$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1.f1 = -434,$	$-z1 = (0,3/2)-dc = -0,14$	62,51
$Ce = 0,85.fc'.a.b = 1567,83$	$Ze = (h-a)/2 = 0,12$	180,30
$C2 = A2.f2 = 98,06$	$Z2' = 0,08$	7,98
$C3 = A3.f3 = 22,50$	$Z3' = (h/2)-dc = 0,08$	1,83
$C4 = A4.f4 = 434,07$	$Z4' = (h/2)-dc = 0,14$	62,51
$Pn = 1688,39$		$Mn = 315,12$

$$\emptyset Pn = 0,65 \cdot 1688,39 = 1097,45 \text{ kN}$$

$$\emptyset Mn = 0,65 \cdot 315,12 = 204,83 \text{ kN.m}$$



Gambar L.20: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

c. Tinjauan keadaan seimbang (terjadi pada nilai $C_b = 160,21$ mm)

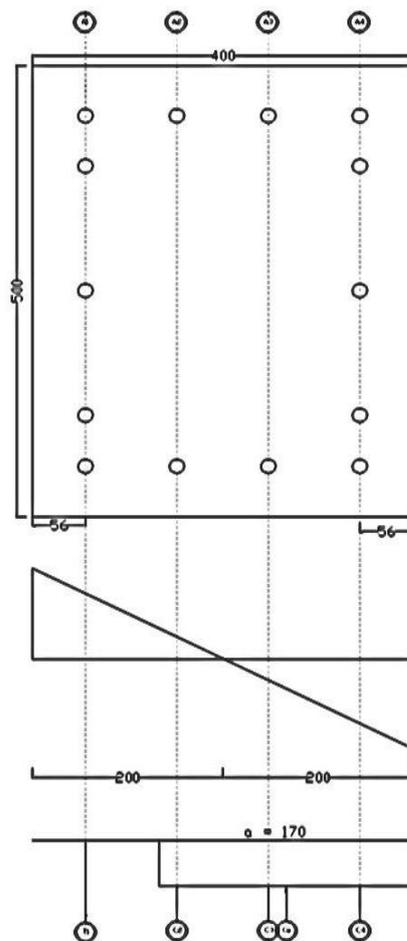
$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 \cdot c && = 0,85 \cdot 160,21 = 136,18 \text{ mm} \\
 \varepsilon_1 &= \frac{239,79-56}{160,21} \cdot 0,003 && = 0,0034 < \varepsilon_y \\
 f_1 &= \varepsilon_1 \cdot E_s && = 0,0034 \cdot 200 = 0,69 \text{ kN/mm}^2 \\
 \varepsilon_2' &= \frac{239,79-118,56}{160,21} \cdot 0,003 && = 0,0023 < \varepsilon_y \\
 f_2 &= E_2' \cdot E_s && = 0,0023 \cdot 200 = 0,45 \text{ kN/mm}^2 \\
 \varepsilon_3' &= \frac{160,21-118,56}{160,21} \cdot 0,003 && = 0,00078 < \varepsilon_y \\
 f_3 &= E_3' \cdot E_s && = 0,16 \text{ kN/mm}^2 \\
 \varepsilon_4' &= \frac{160,21-56}{160,21} \cdot 0,003 && = 0,0019 < \varepsilon_y \\
 f_4 &= E_4' \cdot E_s && = 0,39 \text{ kN/mm}^2
 \end{aligned}$$

Tabel L.20: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom pada keadaan seimbang.

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T_1 = A_1 \cdot f_1 = -691,63$	$-z_1 = (0,3/2) - d_c = -0,14$	99,59
$C_e = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 1255,9$	$Z_e = (h-a)/2 = 0,13$	165,67
$C_2 = A_2 \cdot f_2 = 182,32$	$Z_2' = 0,08$	14,83
$C_3 = A_3 \cdot f_3 = 62,5$	$Z_3' = (h/2) - d_c = 0,08$	5,09
$C_4 = A_4 \cdot f_4 = 392,15$	$Z_4' = (h/2) - d_c = 0,14$	56,47
$P_n = 1201,26$		$M_n = 341,64$

$$\emptyset P_{n,b} = 0,65 \cdot 1201,26 = 780,8 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_{n,b} = 0,65 \cdot 341,64 = 222,1 \text{ kN m}$$



Gambar L.21: Penampang kolom, diagram regangan dan diagram tegangan.

- d. Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$). $C_b = 120$ mm.

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 120 = 102 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{280-56}{120} \cdot 0,003 = 0,006 < \varepsilon_y$$

$$f_1 = E_1' \cdot \varepsilon_s = 1,12 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{280-118,56}{120} \cdot 0,003 = 0,004 < \varepsilon_y$$

$$f_2 = E_2' \cdot \varepsilon_s = 0,004 \cdot 200 = 0,81 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_3' = \frac{120-118,67}{120} \cdot 0,003 = 0,00003 < \varepsilon_y$$

$$f_3 = E_3' \cdot \varepsilon_s = 0,007 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_4' = \frac{120-56}{120} \cdot 0,003 = 0,0016 < \varepsilon_y$$

$$f_4 = E_4' \cdot \varepsilon_s = 0,32 \text{ kN/mm}^2$$

Tabel L.21: Hitungan gaya aksial dan momen lentur kolom jika $c < c_b$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN.m)
$-T1 = A1.f1 = -1125,38$	$-z1 = (0,3/2) - dc = -0,14$	62,51
$Ce = 0,85.fc'.a.b = 1567,83$	$Ze = (h-a)/2 = 0,12$	180,30
$C2 = A2.f2 = 98,06$	$Z2' = 0,08$	7,98
$C3 = A3.f3 = 22,50$	$Z3' = (h/2) - dc = 0,08$	1,83
$C4 = A4.f4 = 434,07$	$Z4' = (h/2) - dc = 0,14$	62,51
$Pn = 463,74$		$Mn = 375,10$

$$\emptyset Pn = 0,65 \cdot 463,74 = 301,4 \text{ kN}$$

$$\emptyset Mn = 0,65 \cdot 375,10 = 243,8 \text{ kN m}$$

e. Tinjauan keadaan beban $P = 0$

$$P = \frac{600 \cdot A1' \cdot (A2 + A3) \cdot Fy}{1,7 \cdot Fc' \cdot b} = \frac{600 \cdot 803,84 - 1205,8 \cdot 313,81}{1,7 \cdot 21,7 \cdot 300} = 36,37$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta 1' \cdot A2' \cdot dc}{0,85 \cdot Fc' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1900 \cdot 56}{0,85 \cdot 21,7 \cdot 300} = 7260,5$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = 56,3 \text{ mm}$$

$$f2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta 1 \cdot dc}{a} \right) = 600 \left(\frac{55,7 - 0,85 \cdot 56}{55,7} \right) = 87,25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} Mnc &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \\ &= 0,85 \cdot 21,7 \cdot 55,7 \cdot 300 \cdot (244 - 56,3/2) \\ &= 66620877,59 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mns &= As' \cdot f2' \cdot (d - dc) \\ &= 2009,6 \cdot 87,25 \cdot (244 - 56) = 32963468,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= Mnc + Mns \\ &= 66620877,59 + 32963468,8 \\ &= 99,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nilai kuat rencana :

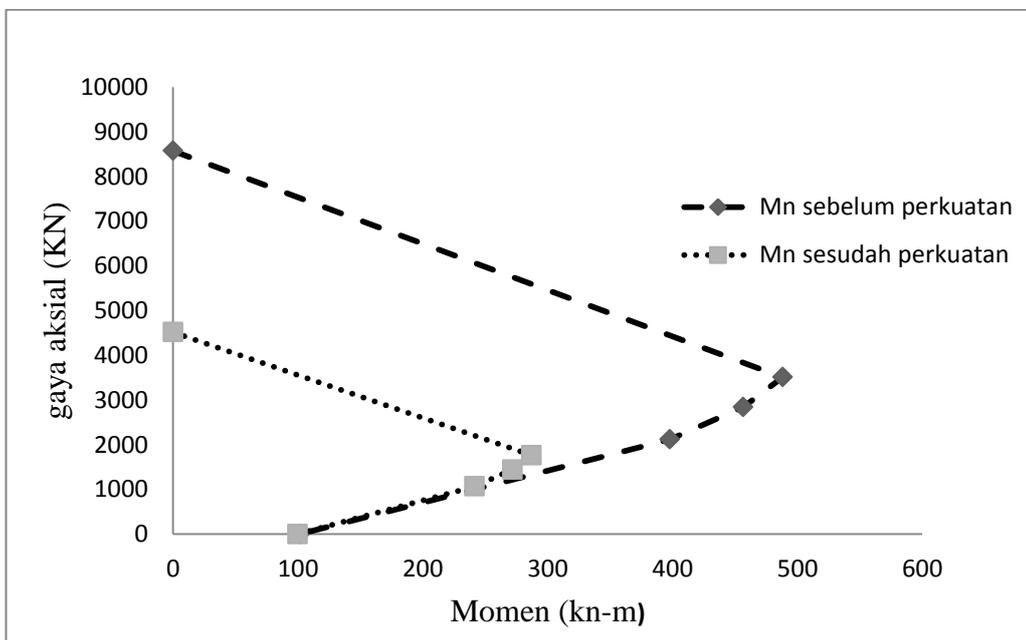
$$\emptyset Mn = 0,65 \cdot 99,58 = 64,72$$

$$\emptyset Mn = 0,8 \cdot 99,85 = 79,67$$

Tabel L.22: Kapasitas nominal aksial sebelum dan sesudah diperkuat.

Keadaan	Mn sebelum	Mn sesudah
---------	------------	------------

	perkuatan (kN.m)	perkuatan n=4 (kN.m)
a. Tinjauan beban sentris	0	0
b. Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)	287.06	488.13
c. Tinjauan pada keadaan seimbang	271.82	456.574
d. Keadaan tulangan tari menentukan (terjadi pada $c < c_b$)	241.45	397.761
e. Tinjauan keadaan beban	99.8	101.47



Gambar L.22: Diagram Interaksi Kolom 1 setelah diberi perkuatan.