



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN ULANG MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN MALIOBORO CITY YOGYAKARTA
DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*
MENGUNAKAN SISTEM GANDA**

ARDIAN EKA PRATAMA
NRP : 3115-105-062

Dosen Pembimbing
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, D.E.A

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN ULANG MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN MALIOBORO CITY YOGYAKARTA
DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*
MENGUNAKAN SISTEM GANDA**

ARDIAN EKA PRATAMA
NRP : 3115-105-062

Dosen Pembimbing
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, D.E.A

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT (RC14-1501)

REDESIGN OF MODIFICATION OF MALIOBORO CITY YOGYAKARTA APARTMENT BUILDING STRUCTURE WITH PERFORMANCE BASED DESIGN USING DUAL SYSTEM

ARDIAN EKA PRATAMA
NRP : 3115-105-062

Supervisors :
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, D.E.A

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering And Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**REDESIGN OF MODIFICATION OF MALIOBORO
CITY YOGYAKARTA APARTMENT BUILDING
STRUCTURE WITH PERFORMANCE BASED
DESIGN USING DUAL SYSTEM**

ARDIAN EKA PRATAMA
NRP : 3115-105-062

Supervisors :
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, D.E.A

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering And Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

DESAIN ULANG MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN MALIOBORO CITY YOGYAKARTA DENGAN PERFORMANCE BASED DESIGN MENGUNAKAN SISTEM GANDA

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

ARDIAN EKA PRATAMA

NRP. 3115 105 062

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

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

(Pembimbing I)

2. Prof. Dr. Ir. Gusni Duta Raka

(Pembimbing II)



**SURABAYA
JULI, 2017**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**DESAIN ULANG MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN MALIOBORO CITY YOGYAKARTA
DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*
MENGUNAKAN SISTEM GANDA**

Nama : Ardian Eka Pratama
NRP : 3115 105 062
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Pembimbing : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstrak

Desain bangunan tahan gempa di Indonesia biasanya sesuai SNI 1726-2012, yang menggunakan pendekatan desain berbasis gaya. Dalam pengembangan desain bangunan tahan gempa, dimulai dengan diperkenalkannya konsep desain berbasis kinerja. Konsep ini mengadopsi perpindahan struktur. Dalam tugas akhir ini, gedung apartemen Malioboro City didesain ulang berdasarkan konsep desain berbasis kinerja. Metode yang digunakan adalah direct displacement-based design (DDBD). Untuk memeriksa hasil desain, dievaluasi dengan analisis pushover untuk mengetahui tingkat kinerja.

Nilai gaya geser dasar yang diperoleh dengan metode DDBD adalah 9435,32 kN pada arah x-x (sistem ganda) dan 9926.85 kN pada arah y-y (sistem rangka), dengan tingkat desain Life Safety atau nilai drift rata-rata 0,02. Dari hasil evaluasi kinerja dengan analisis pushover, rata-rata drift menurut ATC40, FEMA 356, dan FEMA 440 adalah 0,012; 0,012; 0,012, untuk arah x-x dan 0,011; 0,012; 0,012 untuk arah y-y. Dengan demikian, keseluruhan kinerja bangunan berada pada tingkat kategori Damage Control. Dari pembahasan di atas dapat disimpulkan bahwa analisis dengan metode direct displacement based design (DDBD) efektif sebagai alternatif pengganti konsep desain berbasis gaya.

Kata Kunci : *Desain Berbasis Perpindahan Langsung, Sistem Ganda, Gempa, Desain Berbasis Kinerja, SRMK.*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

REDESIGN OF MODIFICATION OF MALIOBORO CITY YOGYAKARTA APARTMENT BUILDING STRUCTURE WITH PERFORMANCE BASED DESIGN USING DUAL SYSTEM

Name : Ardian Eka Pratama
NRP : 3115 105 062
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisors : Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstract

Designing the seismic-resistant building in Indonesia normally complies the SNI 1726-2012, which uses a force based design approach. In the development of seismic-resistant building design, it began with the introduction of the concept of performance-based design. The concept adopts the displacement of structures. In this final project, the Malioboro City apartment building is redesigned based on the concept of performance based design. The method being used is the direct displacement-based design (DDBD). To check the design results, it is evaluated with the pushover analysis to determine the level of performance.

The value of base shear force obtained by the DDBD method is 9435.32 kN in the x-x direction (dual system) and 9926.85 kN in the y-y direction (frame system), with the Life Safety design level or average drift value of 0.02. From the result of performance evaluation with pushover analysis, the average drift according to ATC40, FEMA 356, and FEMA 440 are 0.012; 0.012; 0.012, respectively, for the x-x directions and 0.011; 0.012; 0.012 for the y-y direction. Thus, the overall building performance is in the category level of Damage Control. From the above discussion it can be concluded that the analysis by direct displacement based design (DDBD) method is effective as an alternative instead of the force based design concept.

Keywords: *Direct Displacement-Based Design, Dual System, Earthquake, Performance Based Design, SMRF.*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Puji syukur penyusun panjatkan kehadirat Allah SWT, yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **Desain Ulang Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Malioboro City Yogyakarta Dengan *Performance Based Design* Menggunakan Sistem Ganda** sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut, Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Dalam hal ini penyusun menyadari tanpa adanya bimbingan, pengarahan dan bantuan dari semua pihak tentunya laporan ini tidak akan terselesaikan. Penyusun menyampaikan terimakasih kepada :

1. Ibu & alm. Bapak yang penuh keikhlasan mendidik dan memotifasi saya sejak saya lahir sampai dengan hari ini.
2. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D Selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
3. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA Selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
4. Ir. Wahyu Herijanto, MT. Selaku Dosen Pembimbing Akademik.
5. Rekan-rekan mahasiswa/i Program Lintas Jalur Gasal 2015 Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
6. Semua pihak yang telah memberikan bantuan dan dukungan kepada penyusun dengan ikhlas.

Semoga laporan ini dapat memberi manfaat dan menambah wawasan bagi kita semua. Tidak ada yang sempurna di dunia ini, karena kesempurnaan hanya milik-Nya, oleh karena itu apabila ada kesalahan dalam penulisan laporan ini, penyusun memohon maaf sebesar-besarnya.

Penyusun

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	-
LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat Penulisan	4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum.....	7
2.2 Tingkat Kinerja Struktur.....	8
2.2.1 Kinerja Menurut ATC-40	8
2.2.2 Kinerja Menurut FEMA 356	10
2.3 Metode <i>Direct Displacement Based Design</i>	12
2.3.1 DDBD Untuk Sistem Ganda	13
2.3.2 DDBD Untuk Sistem Rangka	24
2.4 Beban Gempa Sesuai SNI 1726 2012.....	26
2.4.1 Kategori Resiko Bangunan	26
2.4.2 Faktor Keutamaan Gempa	26
2.4.3 Parameter Percepatan Gempa	26
2.4.4 Klasifikasi Sitis	28
2.4.5 Faktor Koefisien Situs	29
2.4.6 Spektrum Respons Desain.....	30
2.4.7 Kategori Desain Seismik	32
2.5 Analisis Statik Non-Linier Beban Dorong	

(<i>Pushover Analysis</i>).....	33
2.5.1 Distribusi Sendi Plastis	33
2.5.2 <i>Plastic Hinges Properties</i>	34
2.6 Target Perpindahan (<i>Performance Point</i>).....	36
2.6.1 Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40)	36
2.6.2 Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)	38
2.6.3 Metode Koefisien Perpindahan Yang Diperbaiki (FEMA 440)	40

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir	43
3.2 Langkah Perencanaan	44
3.2.1 Studi literatur	44
3.2.2 <i>Preliminary Design</i>	45
3.2.3 Perencanaan Struktur Sekunder	45
3.2.4 Pembebanan Struktur	45
3.2.5 Menentukan <i>Base Shear</i> dengan <i>Direct Displacement</i> <i>Based Design</i> metode <i>Priestly</i>	47
3.2.6 Pemodelan dan Analisa Struktur	49
3.2.7 Pendetailan Elemen Struktur	50
3.2.8 Evaluasi Kinerja Struktur	50
3.3 Data Bagunan Yang Direncanakan	50

BAB IV PRELIMINARY DESIGN

4.1 Data Perencanaan	53
4.2 <i>Preliminary Design</i> Balok	53
4.3 <i>Preliminary Design</i> Pelat	54
4.4 <i>Preliminary Design</i> Kolom	56
4.5 <i>Preliminary Design</i> Dinding Geser	59

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perencanaan Pelat	61
5.1.1 Data Perencanaan Pelat	61
5.1.2 Pembebanan Pelat	61
5.1.3 Kebutuhan Tulangan Pelat Lantai	63

5.2	Perencanaan Balok Anak.....	66
5.2.1	Data Perencanaan Balok Anak.....	67
5.2.2	Pembebanan Balok Anak.....	67
5.2.3	Tulangan Lentur Balok Anak.....	69
5.2.4	Tulangan Geser Balok Anak.....	72
5.3	Perencanaan Tangga.....	73
5.3.1	Data Perencanaan Tangga.....	73
5.3.2	Pembebanan Tangga.....	75
5.3.3	Kebutuhan Tulangan Tangga.....	77
5.4	Perencanaan Balok Lift.....	80
5.4.1	Data Perencanaan Balok Lift.....	80
5.4.2	Pembebanan Balok Lift.....	81
5.4.3	Tulangan Lentur Balok Lift.....	83
5.4.4	Tulangan Geser Balok Lift.....	83

BAB VI ANALISA STRUKTUR

6.1	Pembebanan Struktur Utama.....	89
6.1.1	Beban Mati.....	89
6.1.2	Beban Hidup.....	90
6.1.3	Respon Gempa Elastis SNI 1726 2012.....	90
6.2	Perhitungan Base Shear Dengan DDBD.....	92
6.2.1	Perhitungan Berat Bangunan.....	93
6.2.2	Perhitungan Base Shear Arah x-x (Sistem Ganda).....	96
6.2.3	Perhitungan Base Shear Arah y-y (Sistem Rangka).....	105
6.3	Pemodelan dan Anlisa Struktur dengan ETABS.....	111

BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

7.1	Umum.....	113
7.2	Perencanaan Balok Induk.....	113
7.2.1	Ouput Gaya Dalam.....	114
7.2.2	Tulangan Longitudinal Balok Induk.....	116
7.2.3	Tulangan Transversal Balok Induk.....	122
7.2.4	Panjang Penyaluran Tulangan Balok Induk.....	126
7.2.5	Rekapitulasi Perhitungan Balok Induk.....	128
7.3	Perencanaan Kolom.....	129

7.3.1 Tulangan Longitudinal Kolom.....	129
7.3.2 Tulangan Transversal Kolom.....	138
7.3.3 Sambungan Lewatan Tulangan Longitudinal Kolom..	144
7.3.4 Rekapitulasi Perhitungan Kolom.....	145
7.4 Hubungan Balok Kolom.....	146
7.5 Perencanaan Dinding Geser.....	149
7.5.1 Data Perencanaan.....	149
7.5.2 Tulangan Transversal untuk Menahan Geser.....	149
7.5.3 Tulangan Longitudinal Penahan Kombinasi Beban Aksial dan Lentur.....	152
7.5.4 Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus.....	153
7.5.5 Rekapitulasi Perhitungan Dinding Geser.....	156

BAB VIII EVALUASI KINERJA

8.1 Analisa Pushover.....	157
8.2 Kurva Kapasitas.....	159
8.3 Evaluasi Kinerja Struktur.....	162
8.3.1 Metode Spektrum Kapasitas ATC 40.....	162
8.3.2 Metode FEMA 356.....	164
8.3.3 Metode FEMA 440.....	167
8.4 Pembahasan Desain dan Analisis.....	167
8.4.1 Parameter Respon Struktur.....	167
8.4.2 Perbandingan <i>Drift</i> dan <i>Displacement</i>	174

BAB IX KESIMPULAN

9.1 Kesimpulan.....	179
9.2 Saran.....	180

DAFTAR PUSTAKA LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Performance Level ATC-40	8
Gambar 2.2	Performance Level FEMA 273/356	10
Gambar 2.3	Konsep <i>Direct Displacement Based Design</i> ...	12
Gambar 2.4	Tinggi Dinding <i>Contraflexure</i> Berdasarkan Proporsi Gaya Geser Dan <i>Momen Overtuning</i> Relatif	14
Gambar 2.5	<i>Plastic Deformation</i> pada Dinding Kantilever	16
Gambar 2.6	Respon Spektrum Desain dan Spectra Displacement	22
Gambar 2.7	Percepatan batuan dasar perioda 0,2 detik	27
Gambar 2.8	Percepatan batuan dasar perioda 1,0 detik	27
Gambar 2.9	Spektrum Respons Desain	32
Gambar 2.10	Mekanisme Sendi Plastis dengan <i>Pushover</i> <i>Analysis</i>	34
Gambar 2.11	Kurva Hubungan Gaya dan Perpindahan serta Karakteristik Sendi Plastis	35
Gambar 2.12	Kurva Kapasitas	36
Gambar 2.13	Kurva Spektrum Tradisional dan ADRS	37
Gambar 2.14	<i>Performance Point</i> pada Metode Spektrum Kapasitas ATC-40	38
Gambar 2.15	Perilaku Paska Leleh Struktur (FEMA 356)	40
Gambar 3.1	Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir	44
Gambar 3.2	Diagram Alir Penentuan <i>Base Shear</i> Untuk Sistem Ganda dengan DDBD	47
Gambar 3.3	Diagram Alir Penentuan <i>Base Shear</i> Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen dengan DDBD	49
Gambar 3.3	Denah Rencana Struktur Gedung Apartemen Malioboro City Yogyakarta	51
Gambar 4.1	Denah Potongan Pelat Lantai As 2-3/B-C	54
Gambar 4.2	Balok B2 as B/2-3	54
Gambar 4.3	Lokasi Kolom as 5-B	56
Gambar 5.1	Rencana Balok Anak Lantai	67

Gambar 5.2	Gaya Dalam Pada Balok Anak.....	68
Gambar 5.3	Gaya Geser Balok Anak Daerah Tumpuan.....	72
Gambar 5.4	Rencana Tangga.....	74
Gambar 5.5	Pemodelan Tangga dengan ETABS.....	77
Gambar 5.6	<i>Hoistway Section (1 Cars) & Penampang Lift</i>	68
Gambar 5.7	Pemodelan Balok Lift.....	83
Gambar 5.8	Gaya Geser Balok Lift Daerah Tumpuan.....	87
Gambar 6.1	Elastic Respons Spektrum Desain Wilayah Yogyakarta.....	92
Gambar 6.2	Distribusi Gaya Geser dan <i>Overtuning Moment</i> <i>Relatif</i>	98
Gambar 6.3	Respons Spektrum Desain & <i>Spectra</i> <i>Displacement</i> Pada Redaman 14.03%.....	103
Gambar 6.4	Diagram Gaya Simpangan Untuk Penentuan Gaya Geser Dasar Nominal.....	104
Gambar 6.5	Respons Spektrum Desain & <i>Spectra</i> <i>Displacement</i> Pada Redaman 15.23%.....	109
Gambar 6.6	Pemodelan Struktur Dengan ETABS v9.7.2	111
Gambar 7.1	Denah Lokasi Balok B1.....	113
Gambar 7.2	Momen Envelope Balok B1.....	115
Gambar 7.3	Gaya Geser Grafitasi Balok B1.....	116
Gambar 7.4	Penampang Balok T B1 Tumpuan.....	120
Gambar 7.5	Gaya Geser Desain <i>Ve</i> Pada Balok B1 Akibat Goyangan Kekanan.....	124
Gambar 7.6	Panjang Penyaluran pada Kait.....	128
Gambar 7.7	Diagram Interaksi Kolom Arah X-X.....	131
Gambar 7.8	Diagram Interaksi Kolom Arah Y-Y.....	131
Gambar 7.9	Mekanisme SCWB.....	133
Gambar 7.10	Letak Joint HBK untuk cek SCWB.....	133
Gambar 7.11	Diagram Interaksi Kolom k1-C17 Arah X-X Bawah.....	135
Gambar 7.12	Penampang Balok B1 Tumpuan.....	136
Gambar 7.13	Gaya Geser Desain untuk Kolom.....	141
Gambar 7.14	Nilai <i>Mpr</i> Kolom Ujung Bawah arah x-x.....	142
Gambar 7.15	Skema Geser Yang Terjadi di Joint.....	146

Gambar 7.16	Luasan Efektif Pada Joint HBK C-17.....	148
Gambar 7.17	Diagram Interaksi P-M <i>shearwall</i>	153
Gambar 7.18	<i>Result Shearwall</i> dengan sp-Coloumn.....	154
Gambar 8.1	input <i>static nonlinier case gravity</i>	157
Gambar 8.2	input <i>static nonlinier pushover case</i>	158
Gambar 8.3	Kurva Kapasitas arah x-x.....	160
Gambar 8.4	Kurva Kapasitas arah y-y.....	158
Gambar 8.5	Spektrum Kapasitas Arah x-x.....	163
Gambar 8.6	Spektrum Kapasitas Arah y-y.....	163
Gambar 8.7	Kurva Biner Pushover arah x-x.....	165
Gambar 8.8	Kurva Biner Pushover arah y-y.....	166
Gambar 8.9	Respon Struktur dalam SNI 1726 2002.....	167
Gambar 8.10	Respon Struktur dalam FEMA 451.....	169
Gambar 8.11	Idealisasi Respon Struktur (a) pendekatan secara displacement (b) desain methodology dalam berbagai building code.....	169
Gambar 8.12	Kurva Hubungan Gaya dan Perpindahan Arah y-y.....	171
Gambar 8.13	(a) Perbandingan Drift (b) Perbandingan Displacement Profile Sistem Ganda (arah x-x)	176
Gambar 8.8	(a) Perbandingan Drift (b) Perbandingan Displacement Profile SRMK (arah y-y).....	177

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Tingkat Kinerja Struktur ATC-40.....	10
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa.....	26
Tabel 2.3	Klasifikasi Situs.....	28
Tabel 2.4	Koefisien Situs, F_a	29
Tabel 2.5	Koefisien Situs, F_v	30
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek.....	32
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik.....	33
Tabel 4.1	Beban Mati Kolom as 5-B.....	57
Tabel 4.2	Beban Hidup Kolom as 5-B.....	58
Tabel 5.1	Penulangan Pelat Lantai Typikal.....	66
Tabel 5.2	Penulangan Pelat Atap Typikal.....	66
Tabel 5.3	Penulangan Balok Anak Lantai.....	72
Tabel 5.4	Pembebanan Pada Pelat Tangga.....	75
Tabel 5.5	Pembebanan Pada Pelat Bordes.....	75
Tabel 5.6	Penulangan Balok Lift.....	85
Tabel 6.1	Respon Percepatan Desain.....	91
Tabel 6.2	Beban Mati Lantai 1.....	93
Tabel 6.3	Beban Hidup Lantai 1.....	93
Tabel 6.4	Beban Mati Lantai 2-11.....	94
Tabel 6.5	Beban Hidup Lantai 2-11.....	94
Tabel 6.6	Beban Mati Lantai 12.....	95
Tabel 6.7	Beban Hidup Lantai 12.....	95
Tabel 6.8	Berat Seismik Efektif.....	96
Tabel 6.9	Perhitungan <i>Overtuning Moment</i> Relatif.....	97
Tabel 6.10	Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah x-x.....	100
Tabel 6.11	Perhitungan <i>Spektra Displacement</i> Redaman 14.03%.....	102
Tabel 6.12	Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x.....	105
Tabel 6.13	Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah y-y.....	106

Tabel 6.14	Perhitungan <i>Yeild Displacement</i> Arah y-y.....	107
Tabel 6.15	Perhitungan <i>Spekra Displacement</i> Redaman 15.23%	109
Tabel 6.16	Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y.....	110
Tabel 7.1	Tulangan Lentur Balok B1.....	121
Tabel 7.2	Tulangan Lentur Balok B2.....	121
Tabel 7.3	Kebutuhan Tulangan Balok B1.....	128
Tabel 7.4	Kebutuhan Tulangan Balok B1.....	128
Tabel 7.5	Gaya Dalam Kolom K1-C9.....	129
Tabel 7.6	Gaya Dalam Kolom K1-C9 pada HBK.....	134
Tabel 7.7	Perhitungan <i>Mnc</i> pada Joint-C17.....	135
Tabel 7.8	Perhitungan <i>Mnb</i> pada Joint-C.....	138
Tabel 7.9	Perhitungan <i>Mpr</i> pada Kolom K1.....	142
Tabel 7.10	Kebutuhan Tulangan Kolom.....	145
Tabel 7.11	Kebutuhan Tulangan Dinding Geser.....	156
Tabel 8.1	Parameter Hasil <i>Pushover Analisis</i>	161
Tabel 8.2	Parameter Hasil Metode Spektrum Kapasitas ATC-40.....	164
Tabel 8.3	Tingkat Daktilitas Struktur SNI 1726 2002.....	168
Tabel 8.4	Evaluasi hasil Desain Arah x-x (Sistem Ganda)	172
Tabel 8.5	Evaluasi hasil Desain Arah x-x (SRMK).....	173
Tabel 8.4	Perbandingan Nilai <i>Drift</i> Dan <i>Displacement</i> Arah xx.....	175
Tabel 8.5	Perbandingan Nilai <i>Drift</i> Dan <i>Displacement</i> arah y-y.....	175

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Peraturan desain bangunan tahan gempa di Indonesia akan terus mengalami perubahan dan penyempurnaan seiring dengan berkembangnya ilmu desain tentang kegempaan. Hal ini terlihat setelah tahun 2000 sampai sekarang telah mengalami dua perubahan peraturan desain bangunan tahan gempa di Indonesia, yaitu SNI:1726-2002 yang mengacu pada *Uniform Bulding Code 1997* (UBC 1997) dan SNI:1726-2012 yang mengacu pada *International Bulding Code 2006* (IBC 2006).

Pada SNI:1726-2012, desain struktur bangunan masih menggunakan konsep berbasis gaya (*stergth based*). Perencanaan berbasis gaya tidak menyatakan dengan jelas performa yang ingin di capai, tetapi mekanisme keruntuhan yang direncanakan menjamin tidak terjadi keruntuhan total (*collapse*). Dari catatan beberapa gempa besar yang terjadi di Indonesia menunjukkan, perencanaan berbasis gaya (*stregth based*) seperti yang di cantumkan dalam peraturan kegempaan saat ini berhasil mengurangi korban jiwa menjadi sangat kecil, akan tetapi tidak mengurangi kerugian material yang ternyata masih sangat besar (Lumantarna dkk, 2004)

Dalam perkembangannya mulai dikenalkan konsep perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*), yang memanfaatkan teknik analisa non-linier berbasis komputer. Tujuan dari analisa non-linier tersebut untuk mengetahui perilaku inelastis struktur terhadap beban lateral/ gempa, sehingga dapat diketahui kinerjanya pada kondisi kritis. Setelah diketahui taraf kinerja suatu bangunan, maka dapat diketahui berapa besar kerusakan yang terjadi dan dampak perbaikan yang diperlukan. (Dewobroto, 2005). Ada beberapa pendekatan metode yang digunakan dalam *performance based design* ini, seperti metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD), metode N2-Fajfar, metode spektrum kapasitas ATC40 dll. Secara garis besar

metode-metode tersebut menekankan pada nilai perpindahan puncak suatu bangunan yang diidealisasikan sebagai sistem berderajat kebebasan tunggal atau SDOF. Pendekatan-pendekatan tersebut digunakan untuk meramalkan nilai gaya geser dasar aktual yang akan diberikan pada suatu bangunan terhadap gempa rencana pada tingkat kinerja yang diinginkan. Jika nilai gaya geser dasar tersebut sudah ditentukan maka dapat dilanjutkan dengan desain kapasitas struktur tersebut. Selanjutnya untuk mengetahui performa gedung hasil desain maka digunakan analisis non-linier tersebut.

Ada dua jenis analisis yang saat ini umum digunakan dalam *Performance Based Design* (PBD), yaitu *Nonlinear Response History Analysis* (NLRHA), *Nonlinear Static Procedure* (NSP) atau *Pushover Analysis*. Dalam perkembangannya muncul *Modal Pushover Analysis* (MPA) yang merupakan prosedur alternatif yang dinilai dapat mengatasi kekurangan maupun kendala dari 2 prosedur lain tersebut. (Sukamta & Alexander, 2016) Namun pada umumnya para *engineer* lebih menyukai menggunakan analisa statik non-linier (*pushover/ NSP*) dari pada dinamik nonlinier (NLRHA), walaupun analisis dinamik menghasilkan analisis yang lebih akurat tetapi memerlukan waktu yang lama saat *running* untuk menentukan *seismic demands*. (Budiono & Wibowo, 2008)

Analisis statik beban dorong (*static pushover analysis*) adalah analisis statik non-linier yang dapat digunakan untuk meramalkan performa struktur terhadap beban lateral/ gempa. Analisis statik beban dorong digunakan untuk menentukan hubungan antara gaya dan perpindahan atau kurva kapasitas untuk suatu struktur atau elemen struktur. Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan hingga struktur mencapai suatu batas atau kondisi runtuh. (ATC 40)

Pada tugas akhir ini, penulis melakukan disain ulang (*re-design*) terhadap gedung apartemen *Malioboro City* menggunakan konsep *Performance Based Design*. dalam tugas

akhir ini pendekatan yang digunakan untuk menentukan nilai gaya geser dasar desain adalah metode *Direct Displacement Based Design*. Lokasi gedung berada di Yogyakarta dan gedung di desain ulang dengan Sitem Ganda (*Dual- System*) untuk arah-x dan SRMK untuk arah-y serta material menggunakan beton bertulang. Lalu di analisis dengan *Pushover Analysis* untuk mendapatkan kinerja bangunan tersebut.

1.2 Perumusan Masalah

Perumusan masalah dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana melakukan desain ulang stuktur gedung beton bertulang menggunakan sistem ganda (*dual-system SRMK & SDK*) untuk arah-x dan SRMK untuk arah-y yang didesain berbasis kinerja (*Performance Based Design*)?
2. Bagaimana menentukan gaya geser dasar dengan *Direct Displacement Based Design* (DDBD) metode Priestley pada sistem ganda (*dual-system SRMK & SDK*) untuk arah-x dan SRMK untuk arah-y?
3. Bagaimana level kinerja bangunan apartemen *Malioboro City* apakah sesuai dengan target perpindahan rencana?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir ini antara lain :

1. Dapat melakukan desain ulang gedung beton bertulang pada apartemen *Malioboro City* menggunakan sistem ganda (*dual-system SRMK & SDK*) untuk arah-x dan SRMK untuk arah-y dengan konsep *Performance Based Design*.
2. Dapat menentukan gaya geser dasar untuk masing-masing arah dengan *Direct Displacement Based Design* metode Priestley.

3. Dapat melakukan analisis statik non-linier (*pushover analysis*) dengan menggunakan program bantu ETABS v9.7.2 untuk mendapatkan target perpindahan (*performance point*).
4. Dapat mengevaluasi kinerja struktur gedung dengan menentukan kategori level kinerja gedung terhadap gempa rencana dengan metode ATC 40, FEMA 356, dan FEMA 440.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Tidak meninjau aspek manajemen konstruksi dan metode pelaksanaan.
2. Perencanaan ulang gedung hanya meninjau aspek teknik saja untuk perencanaan struktur atas yang meliputi perencanaan struktur utama dan perencanaan struktur sekunder.
3. Tidak meninjau aspek perencanaan struktur bawah.

1.5 Manfaat Penulisan

Adapun manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Diharapkan dapat memberikan wawasan khususnya kepada penulis tentang perancangan struktur gedung beton bertulang dengan konsep perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*).
2. Diharapkan dapat menjadi alternatif desain untuk menggantikan atau melengkapi desain berbasis gaya (*streight based design*) yang umum digunakan pada standar perencanaan gempa yang ada sekarang.
3. Diharapkan dapat menjadi referensi terkait perencanaan gedung berbasis kinerja (*performance based design*) untuk gedung-gedung yang berada pada wilayah gempa tinggi.

4. Diharapkan dapat bermanfaat bagi perkembangan perencanaan gedung berbasis kinerja (*performance based design*) pada khususnya dan bagi dunia teknik sipil pada umumnya.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perkembangan desain gempa terhadap struktur bangunan gedung pada khususnya semakin meningkat dan beragam. Metode analisis yang sekarang sedang berkembang adalah metode perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*). *Performance based design* merupakan metode perencanaan bangunan yang memanfaatkan atau menitikberatkan pada perpindahan struktur yang terjadi akibat gempa rencana. Dalam perencanaan berbasis kinerja perpindahan dari struktur tersebut digunakan sebagai parameter dasar untuk menentukan gaya geser dasar dari bangunan yang nantinya gaya geser dasar tersebut akan di distribusikan keseluruh lantai pada bangunan. Harapannya nanti respon struktur akibat gempa rencana atau target perpindahan (*performance point*) saat dilakukan analisis *pushover* akan bernilai sama dengan perencanaan awal.

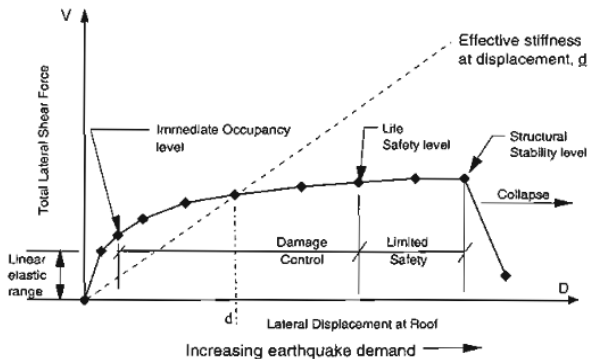
Pada Tugas Akhir ini akan direncanakan ulang struktur gedung berbasis kinerja (*performance based design*) yang terletak pada wilayah gempa Yogyakarta. Tipe sistem struktur yang digunakan adalah sistem ganda (SRMK dan SDK) untuk arah-x dan SRMK untuk arah-y yang akan dimodelkan sebagai struktur *open frame*. Untuk beban gempa akan di desain menggunakan konsep *Direct Displacement Based Design* metode Priestley dengan gempa rencana sesuai SNI 1726:2012. Target kinerja rencana bangunan untuk Apartemen Malioboro City adalah *Live Safety*. Untuk pendetailan penulangan akan didesain sesuai SNI 03-2847:2013. Struktur ini akan di analisis menggunakan analisis statik non-linier (*pushover analysis*) dengan program bantu ETABS v9.7.1 kemudian respon struktur yang terjadi akan dianalisis sesuai ATC 40, FEMA 356, dan FEMA 440 untuk mengetahui level kinerjanya apakah sesuai dengan desain awal.

2.2 Tingkat Kinerja Struktur

Penetapan tingkat kinerja struktur suatu bangunan dapat didasarkan atas tingkat kerusakan pada struktur pada saat terjadinya gempa, tingkat kerusakan tersebut selalu berhubungan dengan biaya perbaikan yang ditimbulkannya. Tingkat kinerja di desain sesuai dengan tujuan dan kegunaan suatu bangunan tersebut akan digunakan. Biasanya tingkat kinerja akan berhubungan dengan pertimbangan ekonomis juga keselamatan terhadap pengguna. Dalam beberapa standar terdapat beberapa tingkatan suatu kinerja suatu struktur diantaranya sebagai berikut:

2.2.1 Kinerja Menurut ATC 40

Berdasarkan ATC-40 maka kinerja struktur bangunan saat terjadi gempa dibagi menjadi beberapa kategori seperti pada Gambar 2.1 dibawah ini.



Gambar 2.1 Performance Level ATC-40

Sumber: ATC 40

a. *Immediate Occupancy (IO) SP-1*

Dalam kategori ini bangunan aman saat terjadi gempa, resiko korban jiwa dan kegagalan struktur tidak terlalu berarti, gedung tidak mengalami kerusakan berarti, dan dapat segera difungsikan kembali. Yang termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang mutlak difungsikan sebagai sarana penyelamatan, penyimpanan

barang berbahaya, atau struktur bangunan yang dapat mempengaruhi ekonomi nasional. Contoh bangunan yang termasuk dalam kategori IO adalah Rumah sakit, Gudang bahan bakar/ bahan berbahaya dll.

- b. *Damage Control (DO) SP-2*
Kategori ini sebenarnya bukan merupakan tingkatan spesifik, tetapi merupakan transisi antara *Immediate Occupancy (IO) SP-1* dan *Life Safety (LS) SP-3*. Bangunan masih mampu menahan gempa yang terjadi, resiko korban jiwa manusia sangat kecil, contohnya perkuatan struktur untuk bangunan bersejarah, bangunan yang menjadi tempat penyimpanan barang-barang berharga.
- c. *Life Safety (LS) SP-3*
Dalam kategori ini bangunan saat terjadi gempa mengalami kerusakan tetapi tidak diperkenankan mengalami keruntuhan yang menyebabkan korban jiwa manusia (resiko korban jiwa sangat rendah, struktur di desain terlalu daktail. Setelah terjadi gempa maka bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan komponen struktural maupun non-struktural. Contoh bangunan yang termasuk di kategori ini adalah gedung perkantoran, perumahan, gudang dll.
- d. *Limited Safety SP-4 Live*
Merupakan transisi antara SP-3 dan SP-4 dan bukan merupakan tingkatan serta tidak memperhitungkan aspek ekonomis dalam melakukan perbaikan paska gempa
- e. *Structural Stability (SS) SP-5*
Struktur pasca gempa mengalami kerusakan hingga diambang keruntuhan total maupun parsial. Komponen struktur penahan beban gravitasi masih bekerja meskipun keseluruhan kesetabilan sudah diambang keseluruhan.
- f. *Not Considered SP-6*
Bukan merupakan tingkatan kinerja struktur, tetapi hanya untuk melakukan evaluasi seismik non-struktural atau retrofit.

Adapun batatasan simpangan lateral akibat beban gempa rencana menurut ATC-40 dapat dilihat pada Tabel 2.1.

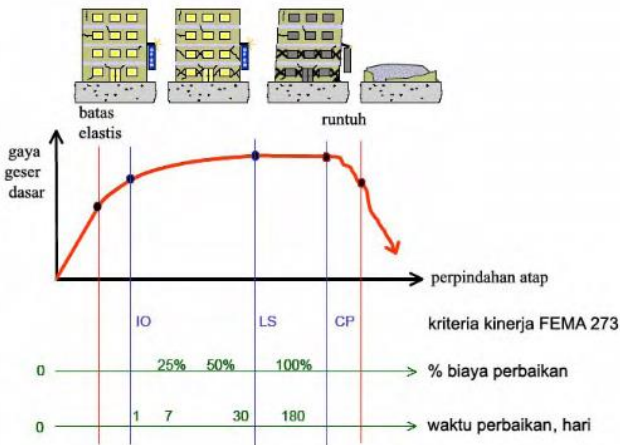
Tabel 2.1 Tingkat Kinerja Struktur ATC-40

Batas Simpangan Antar Tingkat	Tingkat Kinerja Struktur			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Simpangan Total Maksimum	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33 V_i/P_i
Simpangan Inelastis Maksimum	0.005	0.005- 0.015	Tidak ada Batasan	Tidak ada Batasan

Sumber: ATC 40

2.2.2 Kinerja Menurut FEMA 356

Berdasarkan FEMA 356 maka kinerja struktur bangunan saat terjadi gempa dibagi menjadi beberapa kategori dan dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Performance Level FEMA 273/356

Sumber: FEMA 237

a. *Operasional*

Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non struktural. Secara spesifik hal ini ditandai dengan tidak ada pergeseran permanen pada bangunan, sebagian besar struktur dapat mempertahankan kekuatan dan kekakuannya, sedikit retak serta semua sistem penting pada gedung dapat beroperasi dengan normal.

b. *Immediate Occupancy (IO) SP-1*

Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural. Kekuatan dan kekakuan gedung masih hampir sama dengan kondisi sebelum struktur dilanda gempa. Pada komponen non-struktural, peralatan, dan isi gedung umumnya masih aman, tetapi secara operasional tidak dapat bekerja karena kegagalan mekanik atau kurangnya utilitas.

c. *Life Safety*

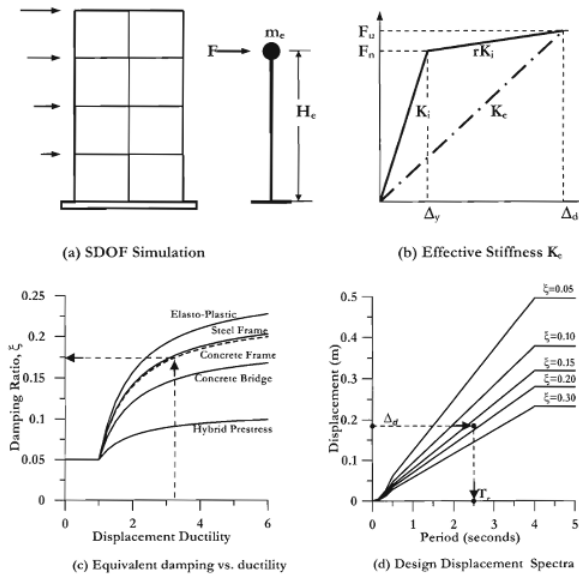
Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa terjadi beberapa kerusakan komponen struktur dan kekuatan dan kekakuannya berkurang. Struktur masih mempunyai kekuatan cukup untuk memikul beban-beban yang terjadi pada ambang keruntuhan. Komponen non-struktural masih ada tetapi tidak dapat berfungsi dan dapat digunakan kembali apabila telah dilakukan perbaikan.

d. *Collapse Prevention*

Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa terjadi kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non-struktural pada bangunan. Kekuatan dan kekakuan struktur banyak berkurang, tetapi kolom dan dinding pemikul beban masih berfungsi meski sudah berada pada ambang keruntuhan

2.3 Metode *Direct Displacement Based Design*

Menurut Priestley dkk (2007), metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) muncul untuk mengatasi kelemahan-kelemahan dalam metode desain *Strength Based Design* (SBD) atau *Force Based Design* (FBD). Metode DDBD menekankan pada nilai *displacement* sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa rencana. Perbedaan mendasar dari metode *Force Based Design* adalah DDBD ditandai dengan struktur akan didesain oleh satu derajat kebebasan (*Single Degree of Freedom SDOF*) dengan representasi dari kinerja pada respon perpindahan puncak, bukan oleh karakteristik elastic awal. Konsep perencanaan berbasis perpindahan *Direct Displacement Based Design* secara umum diilustrasikan pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3. Konsep *Direct Displacement Based Design*
 Sumber: Priestley dkk, 2007

2.3.1 Direct Displacement Based Design Untuk Sistem Ganda

Step by step dalam menentukan nilai gaya geser dasar rencana yang diberikan pada bangunan dengan metode DDBD adalah sebagai berikut :

1. Menentukan Proporsi Gaya Geser Pada Frame dan Dinding Geser

Langkah pertama dalam perencanaan menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* untuk struktur dengan sistem ganda (*dual system*) adalah menentukan proporsi gaya geser yang akan diterima oleh sistem frame dan dinding geser. Dimana proporsi gaya geser pada frame ditentukan dengan persamaan 2.1a

$$V_F = \beta_F V_{Base} \dots\dots\dots (2.1a)$$

$$V_W = (1 - \beta_F) V_{Base} \dots\dots\dots (2.1b)$$

Dimana :

V_F : gaya geser dasar pada frame

V_W : gaya geser dasar pada dinding geser

V_{Base} : gaya geser dasar total

β_F : rasio gaya geser dasar pada frame

2. Menentukan Tinggi RC-Wall *contraflexure* (H_{CF})

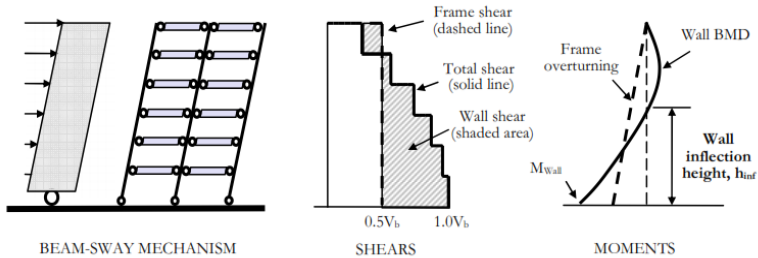
Tinggi dinding pada kondisi *contraflexure/ inflection* diilustrasikan seperti pada Gambar 2.4 Nilai H_{CF} akan bervariasi sesuai dengan besar gaya geser dasar yang diberikan pada frame (V_F) terhadap gaya geser total (V_{Base}). Nilai H_{CF} bergantung pada besarnya nilai *overtuning moment* relatif seperti terlihat pada Gambar 2.4. Untuk menghitung *Overtuning moment* terlebih dahulu harus menghitung nilai rasio gaya relatif dari rasio gaya relatif maka dapat dihitung gaya geser dasar relatif, selanjutnya bisa dihitung nilai dari *Overtuning moment*-nya. Rasio gaya geser relatif dan *Overtuning moment* dapat dihitung dengan persamaan 2.2 dan 2.3

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$M_{OTM.i} = V_i x H_n \dots\dots\dots (2.3)$$

Dimana :

- F_i : rasio gaya relatif lantai ke i
 m_i : massa pada lantai ke i , ton
 H_i : total tinggi struktur lantai ke i , m
 $M_{OTM.i}$: total momen *overtuning* lantai ke i
 V_i : total gaya geser lantai ke i
 H_n : tinggi struktur pada lantai ke i



Gambar 2.4 Tinggi Dinding *Contraflexure* Berdasarkan Proporsi Gaya Geser Dan Momen *Overtuning* Relatif
Sumber: Sullivan dkk, 2006

3. Menentukan Profil Perpindahan Leleh Dinding Geser

Dalam keadaan normal, dinding geser harus menerima sedikitnya 50% dari total gaya geser dasar (*base shear*) yang bekerja pada gedung, dalam hal ini pada SNI:1726-2012 disyaratkan bahwa frame harus menerima sedikitnya 25% gaya geser dasar. Oleh karenanya pola perpindahan pada saat leleh (*yield*) adalah efektif diberikan untuk momen pada dinding geser saja. Dalam menentukan profil perpindahan rencana diasumsikan bahwa regangan ultimit pada frame tidak akan mencapai keadaan kritis, karena profil perpindahan rencana (*design*

displacement profile) akan mencapai batas limit oleh regangan material pada sendi plastis dinding geser, atau oleh batas perpindahan. Perpindahan akan mencapai maksimum pada tinggi *contraflexure* (H_{CF}). (Priestley dkk, 2007). Untuk menentukan profil perpindahan leleh dinding geser dapat ditentukan oleh persamaan 2.4a dan 2.4b

Untuk $H_i \leq H_{CF}$,

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \dots\dots\dots (2.4a)$$

Untuk $H_i > H_{CF}$,

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left(\frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \dots\dots\dots (2.4b)$$

Dimana :

Δ_{yi} : Perpindahan leleh (*yeild displacement profil*) , m

Φ_{yW} : kelengkungan leleh pada dasar dinding, /m

$$\phi_{yWall} = \frac{1.5\varepsilon_y}{L_w} \dots\dots\dots (2.5)$$

ε_y : regangan material tulangan pada dasar dinding geser (*fye /E*)

f_{ye} : *yield strength* tulangan (1.1 f_y), MPa

L_w : panjang dinding geser, m

4. Menentukan Profil Perpindahan Rencana

Menentukan profil perpindahan rencana untuk sitem MDOF dihitung dengan mempertimbangkan parameter-parameter rencana kegunaan bangunan yang akan di desain. Untuk perencanaan apartemen maka sesuai ATC-40, bangunan yang akan didesain dengan kinerja *Life Safety* batas simpangan maksimum-nya adalah 0.02 atau *drift limit*-nya 0.02. langkah-langkah perhitungan profil perpindahan rencana adalah sbb.

a. Menentukan kelengkungan rencana dinding geser.

kelengkungan rencana ditentukan sesuai dengan desain ketahanan bangunan yang direncanakan terhadap beban yang bekerja,

Untuk desain pada keadaan *serviceability* :

$$\phi_s = 0.0175 / l_w \dots\dots\dots (2.6a)$$

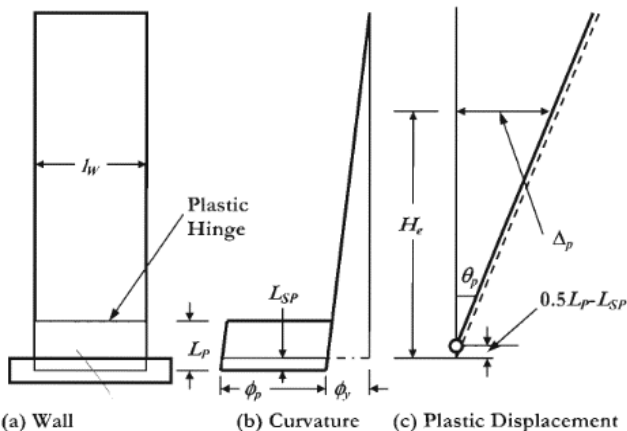
Untuk desain pada keadaan *damage-control*:

$$\phi_{dc} = 0.072 / l_w \dots\dots\dots (2.6b)$$

nilai dari kelengkungan rencana tersebut harus direduksi sebesar 10%

b. Menentukan Panjang Sendi Plastis pada Dinding Geser

Karena sendi plastis terjadi pada dasar dinding geser maka panjang sendi plastis bergantung pada panjang penetrasi regangan tulangan pada dasar dinding geser ke pondasi. Mekanisme deformasi diidealisasikan sebagai struktur dinding kantilever dan diilustrasikan pada Gambar. 2.5



Gambar 2.5. *Plastic Deformation* pada Dinding Kantilever
 Sumber: Priestley dkk, 2007

Nilai panjang sendi plastis dan panjang penetrasi regangan tulangan pada dasar dinding geser dihitung dengan persamaan 2.11 dan 2.12

$$L_p = k.H_{CF} + 0.1l_w + L_{sp} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$L_{sp} = 0.022f_{ye}d_{bi} \dots\dots\dots (2.8)$$

Dimana :

k : konstanta

$$k = 0.2(f_u / f_y - 1) \leq 0.08 \dots\dots\dots (2.9)$$

L_{sp} : panjang penetrasi regangan ke pondasi (m) yang nilainya bergantung dengan besarnya diameter tulangan pokok dinding geser. dengan $f_{ye} = 1.1 f_y$

L_p : panjang sendi plastis, m

d_{bi} : diameter tulangan pokok dinding geser, mm

c. Cek Drift Limit

Drift atau simpangan pada tinggi *contraflexure* (θ_{CF}) harus di cek dengan nilai drift rencana θ_C , jika nilai $\theta_{CF} > \theta_C$, maka nilai θ_C harus di koreksi dengan dikalikan faktor koreksi ω_θ .

$$\theta_{CF} = \phi_{yw} H_{CF} / 2 + (\phi_{Is} - \phi_{yw}) L_p \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\omega_\theta = \left(1 - \frac{(n-5)}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM.F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \dots\dots\dots (2.11)$$

Dimana:

θ_{CF} : simpangan pada tinggi *contraflexure*, H_{CF}

θ_C : batas simpangan desain rencana

ω_θ : faktor koreksi

n : jumlah lantai

Sehingga nilai profil perpindahan rencana dapat dihitung menggunakan persamaan 2.11a dan 2.11b

Jika $\theta_{CF} \leq \theta_C$ maka,

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{ls} - \phi_{yW}) L_p H_I \dots\dots\dots (2.11a)$$

Jika $\theta_{CF} > \theta_C$ maka,

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\theta_c - \phi_{yW} H_{CF} / 2) H_I \dots\dots\dots (2.11b)$$

Dimana :

Δ_{Di} : profil perpindahan rencana, m

$M_{OTM.F}$: total momen *overtuning* pada frame

M_{OTM} : total momen *overtuning* pada dasar bangunan

5. Rencana Perpindahan SDOF

Profil perpindahan rencana dari sitem MDOF harus dikonversi ke sitem SDOF (lihat pada Gambar 2.3a *SDOF simulation*), dimana perpindahan maksimum merupakan ekuivalen dari sistem SDOF yang besarnya ditentukan oleh persamaan 2.12

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \dots\dots\dots (2.12)$$

Dimana :

Δ_d : perpindahan maksimum rencana SDOF, m

m_i : masa tiap tingkat, ton

Δ_i : perpindahan yang terjadi tiap lantai, m

6. Tinggi Efektif

Perpindahan rencana dari sistem SDOF struktur yang ditinjau terjadi pada saat tinggi efektif struktur (lihat pada Gambar 2.3a *SDOF simulation*). Tinggi efektif tersebut juga berpengaruh untuk menghitung nilai redaman efektif ekuivalen dan daktilitas struktur. Tinggi efektif dapat ditentukan dengan persamaan 2.13

$$H_E = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana :

H_E : tinggi efektif struktur, m

7. Masa Efektif

Masa efektif untuk sitem SDOF pada tinggi efektif rencana (lihat pada Gambar 2.3a *SDOF simulation*) berpengaruh terhadap nilai kekauan efektif dan nilai gaya geser dasar yang nantinya akan dihitung (lihat pada point 10 dibawah). nilai masa efektif dapat dihitung dengan persamaan 2.14

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

m_e : masa efektif , ton/g

8. Redaman Efektif Ekivalen

Perhitungan redaman efektif sistem SDOF bergantung pada daktailitas sistem struktur yang didesain. Daktailitas struktur didesain dengan pendekatan pengaruh inelastic elemen struktur terhadap respon *timehistory* gempa rencana pada tingkat kinerja rencana. nilai kinerja rencana berpengaruh terhadap batasan drift pada elemen struktur pada saat terjadi kelelahan. Untuk sistem ganda daktailitas struktur adalah perpaduan antara sistem dinding geser dan sistem rangka pemikul momen, sehingga nilai daktailitas pada masing-masing sistem harus perhitungkan dengan pendekatan masing-masing sebagai berikut:

Daktalitas dinding geser.

$$\mu_w = \Delta_D / \Delta_{yw} \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana :

- μ_w : daktalitas dinding geser
- Δ_{yw} : Perpindahan leleh pada dinding geser saat mencapai tinggi efektif (ditentukan dengan persamaan 2.4a atau 2.4b)

Daktalitas pada frame.

Daktailitas pada frame atau sistem rangka pemikul momen bergantung pada panjang bentang balok, Lb dan tinggi efektif balok, Hb pada arah yang ditinjau.

$$\mu_F = \Delta_D / (\Delta_{yF}) \dots\dots\dots (2.16)$$

Dimana :

- μ_F : daktalitas pada frame
- Δ_{yF} : Perpindahan leleh pada frame
- Perpindahan leleh pada frame ditentukan dengan persamaan 2.17, jika bentang balok dan tinggi balok pada arah yang ditinjau berbeda-beda.

$$\Delta_y = \frac{\sum_{i=1}^n (M_i \theta_{yi})}{\sum_{i=1}^n M_i} H_e \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana :

- M_i : Momen relative yang terjadi pada balok bentang ke-i
- H_E : tinggi efektif struktur, m
- θ_{yi} : Perpindahan leleh pada balok bentang ke-i

$$\theta_{yf} = 0.5 \epsilon_y \cdot Lb / Hb \dots\dots\dots (2.18)$$

- ϵ_y : regangan material tulangan pada balok (f_y / E)
- f_y : *yield strength* tulangan (1.1 f_y), Mpa

Sehingga nilai redaman efektif ekivalen untuk sistem SDOF dapat dihitung dengan persamaan 2.19

$$\zeta_{eq} = \frac{M_{OTM.W} \zeta_{eW} + M_{OTM.F} \zeta_F}{M_{OTM}} \dots\dots\dots (2.19)$$

Dimana :

ζ_{eq} : Redaman efektif ekivalen (*ekivalent viscous damping*)

ζ_w : Redaman efektif *RC-Wall* terhadap arah yang ditinjau

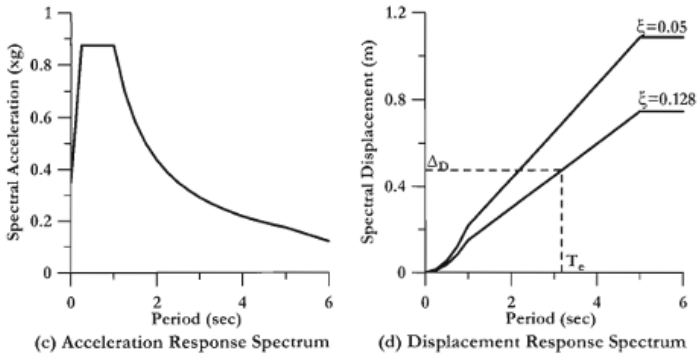
$$\zeta_w = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right) \dots\dots\dots (2.20)$$

ζ_F : Redaman Efektif *frame* beton bertulang efektif terhadap arah yang ditinjau

$$\zeta_F = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2.21)$$

9. Periode Efektif

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (SD) pada tingkat redaman efektif ekivalen (ζ_{eq}) saat perpindahan rencana (Δ_d). *spektra displacement* (SD) didapatkan dari grafik respon percepatan gempa elastis sesuai SNI:1726-2012 dengan redaman 5% yang dikonversi dengan persamaan 2.22. perhitungan periode efektif diilustrasikan pada Gambar 2.6



Gambar 2.6 Respons Spektrum Desain dan Spectra Displacement
Sumber: Priestley dkk, 2007

Nilai *spektra displacement* (SD) ditung dengan persamaan 2.22 dan Nilai *spektra displacement* (SD) pada tingkat redaman efektif ekivalen (ξ_{eq}) harus dikalikan faktor koreksi untuk tingkat redaman yang dihitung dengan persamaan 2.23

$$SD = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa.(g) \dots\dots\dots (2.22)$$

$$R_{\xi} = \left[\frac{0.02 + \xi}{0.07} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana :

SD : *spektra displacement*, m

Sa : *spektra acceleration*, g

g : percepatan grafitasi (9.81 m/s²)

R_{ξ} : faktor koreksi *spektra displacement* pada tingkat redaman

T : periode getar fundamental, detik

Peiode efektif juga dapat dihitung menggunakan persamaan 2.24 dibawah ini:

$$T_{eff} = T \frac{\Delta_d}{\Delta_{(T,5)}} \left[\frac{0.02 + \xi}{0.07} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$\Delta_{(T\xi)} = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa_{(T\xi)} \cdot (g) \dots\dots\dots (2.25)$$

Dimana :

$\Delta_{(T\xi)}$: nilai *displacement* untuk waktu getar T dan redaman ξ %

$\Delta_{(T5)}$: nilai *displacement* untuk waktu getar T dan redaman $\xi = 5$ %

$Sa_{(T\xi)}$: percepatan spectra untuk waktu getar T dan redaman ξ %

10. Kekakuan Efektif

Nilai kekakuan efektif bergantung pada nilai masa efektif dan periode efektif dan dihitung dengan persamaan 2.6

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} \dots\dots\dots (2.26)$$

Dimana :

K_e : kekakuan efektif, KN/m

11. Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar rencana hasil perhitungan DDBD ini merupakan gaya geser dasar rencana pada tingkat daktailitas struktur rencana sebagaimana tersebut pada poit 8 di atas. Nilai gaya geser dasar rencana dihitung dengan persamaan 2.27 dan perdistribusian gaya geser untuk setiap lantai dihitung dengan persamaan 2.28 sbb.

$$V_{Base} = K_e x \Delta_d \dots\dots\dots (2.27)$$

$$F_i = Ft + 0.9V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i \dots\dots\dots (2.28)$$

Dimana

V_{base} : gaya geser rencana

$Ft = 0.1V_{base}$ untuk lantai atap, KN

$Ft = 0$ untuk lantai selain atap, KN

2.3.2 Direct Displacement Based Design Untuk Sistem Rangka

Untuk sistem rangka, penentuan nilai gaya geser dasar dengan DDBD sebagi berikut:

1. Profil Perpindahan Rencana

Profil perpindahan untuk sistem rangka pemikul momen ditentukan berdasarkan *inelastic mode shape* dan tinggi masing-masing lantai, sebagai berikut

- a. Menentukan *inelastic mode shape*
 perhitungan nilai *inelastic mode shape* dihitung berdasarkan jumlah lantai struktur rencana.

Untuk $n \leq 4$,

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \dots\dots\dots (2.29a)$$

Untuk $n > 4$,

$$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \dots\dots\dots (2.29b)$$

- b. Menentukan Profil Perpindahan Rencana

Profil rencana perpindahan untuk sistem SDOF pada frame dapat dihitung dengan persamaan 2.30a dan 2.30b, dimana profil perpindahan rencana dipengaruhi oleh nilai drift desain struktur yang direncanakan.

Untuk lantai pertama :

$$\Delta_1 = \theta.H_1 \dots\dots\dots (2.30a)$$

Untuk lantai berikutnya :

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1} \dots\dots\dots (2.30b)$$

2. Rencana Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif dan Redaman Efektif, Masa Efektif

Perhitungan nilai Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif, Redaman Efektif dan Masa Efektif dihitung dengan menggunakan rumus yang sama seperti perhitungan DDBD dengan sistem ganda, yaitu seperti pada persamaan 2.12, 2.13, 2.14.

3. Redaman Efektif Ekuivalen

Nilai redaman efektif ekuivalen untuk sistem SDOF dihitung dengan persamaan 2.21 untuk frame beton bertulang, untuk frame baja nilainya dihitung dengan persamaan 2.31

$$\zeta_F = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana nilai daktailitas pada frame dihitung dengan persamaan 2.16 diatas.

4. Periode Efektif, Kekakuan Efektif dan Gaya Geser Dasar

Jika nilai redaman efektif ekivalen untuk sistem SDOF sudah didapat, maka nilai periode efektif, kekakuan efektif, dan nilai gaya geser dasarnya dapat dihitung. periode efektif, kekakuan efektif, dan gaya geser dasar untuk sistem rangka dihitung sama dengan nilai pada sistem ganda yaitu dengan persamaan 2.24, 2.26, dan 2.27 di atas.

2.4 Beban Gempa Sesuai SNI 1726 2012

Gempa Rencana yang di desain sesuai dengan SNI 1726 2012 adalah gempa rencana dengan probabilitas terjadinya 2% dalam kurun waktu 50 tahun, atau gempa ulang 500 tahun. Desain gempa ini menggunakan redaman kritis pada bangunan yaitu 5%.

2.4.1 Kategori Resiko Bangunan

Kategori resiko bangunan bergantung pada jenis pemanfaatan bangunan itu, kategori resiko dibagi menjadi 4 sesuai Tabel 1 SNI 1726 2012

2.4.2 Faktor Keutamaan Gempa

Berbagai resiko bangunan gedung dan non gedung terhadap pengaruh gempa rencana harus dikalikan suatu faktor keutamaan I menurut Tabel. 2.2.

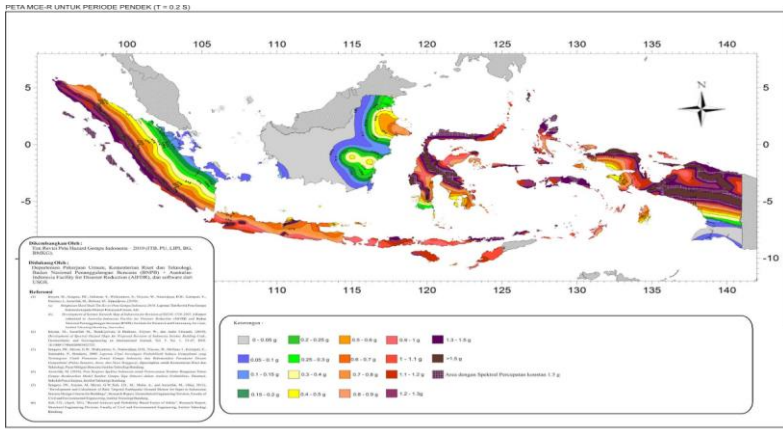
Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

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

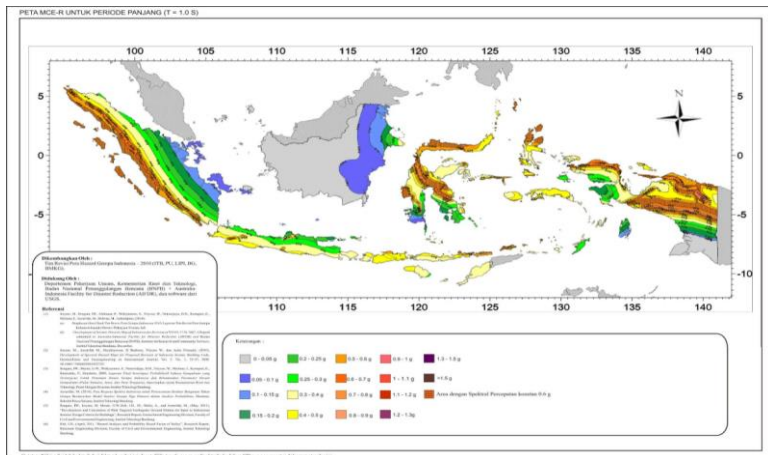
Sumber: SNI 1726 2012

2.4.3 Parameter Percepatan Gempa

Parameter percepatan gempa batuan dasar terdiri dari S_s (Percepatan batuan dasar perioda pendek 0,2 detik) Gambar 2.7 dan S_l (Percepatan batuan dasar perioda 1,0 detik) Gambar 2.8. Percepatan gempa batuan dasar diperoleh dari Peta Gempa pada SNI 1726 2012.



Gambar 2.6 Percepatan batuan dasar periode 0,2 detik (S_s)
Sumber: SNI 1726 2012



Gambar 2.7 Percepatan batuan dasar periode 1,0 detik (S_1)
Sumber: SNI 1726 2012

2.4.4 Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplitudasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah 30 m paling atas. (SNI-1726-2012). Klasifikasi situs ditentukan dengan Tabel 2.3

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	v_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kPa)
<i>SA</i> (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
<i>SB</i> (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
<i>SC</i> (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750		≥ 100
<i>SD</i> (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<i>SE</i> (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan 3. Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa 		
<i>SF</i> (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah – Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) – Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

Sumber: SNI 1726 2012

2.4.5 Faktor Koefisien Situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_V). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 0,2 detik (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Persamaan 2.32 dan 2.33.

$$S_{MS} = F_a S_S \dots\dots\dots (2.32)$$

$$S_{MI} = F_V S_I \dots\dots\dots (2.33)$$

Dimana:

S_S : Percepatan batuan dasar perioda 0,2 detik (g)

S_I : Percepatan batuan dasar perioda 1,0 detik (g)

Faktor amplifikasi ditentukan dengan Tabel 2.4 dan Tabel 2.5

Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a

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

Sumber: SNI 1726 2012

Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_V

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

Sumber: SNI 1726 2012

2.4.6 Respon Spektrum Desain

Respon spektrum atau respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{DI} , harus ditentukan terlebih dahulu sebelum dapat membuat kurva spektrum respons desain, S_{DS} dan S_{DI} dapat ditentukan dengan Persamaan 2.34 dan 2.35

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \dots\dots\dots (2.35)$$

Spektrum respons desain dapat dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.9. dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

- 1) Untuk peioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari Persamaan 2.36.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.36)$$

- 2) 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 S_{DS} ;

- 3) Untuk perioda lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan Persamaan 2.37.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dimana :

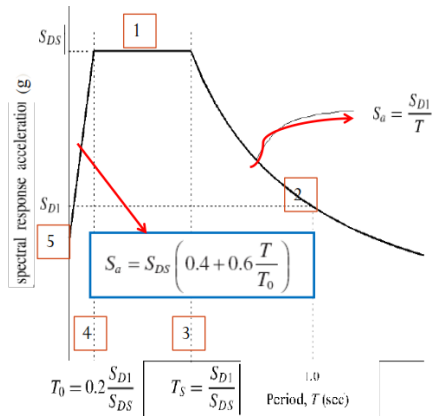
S_{DS} : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

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

T : perioda getar fundamental struktur dihitung dengan persamaan 2.38 dan 2.39

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$T = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.39)$$



Gambar 2.9 Spektrum Respons Desain
Sumber : ASCE 7-10

2.4.7 Kategori Desain Seismik (KDS)

Kategori desain seismik dibedakan menjadi 6, mulai dari A sampai dengan F, klasifikasi ini ditentukan berdasarkan Kategori Resiko Bangunan dan tingkat gerakan tanah akibat gempa pada lokasi situs. Semakin meningkatnya resiko akibat pengaruh gempa maka persyaratan analisis dan prosedur yang digunakan pun berbeda dan persyaratan desain dan detailing juga semakin meningkat. Kategori desain seismik dapat ditentukan dengan nilai S_{DS} dan S_{D1} sesuai Tabel 2.6 dan Tabel 2.7

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

Sumber: SNI 1726 2012

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik

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

Sumber: SNI 1726 2012

Keterangan : Untuk lokasi dengan $S_1 \geq 0,75$ g, maka

1. KDS = E , untuk Kategori Resiko I, II, III
2. KDS = F , untuk Kategori Resiko IV

2.5 Analisis Statik Non-Linier Beban Dorong (*Pushover Analysis*)

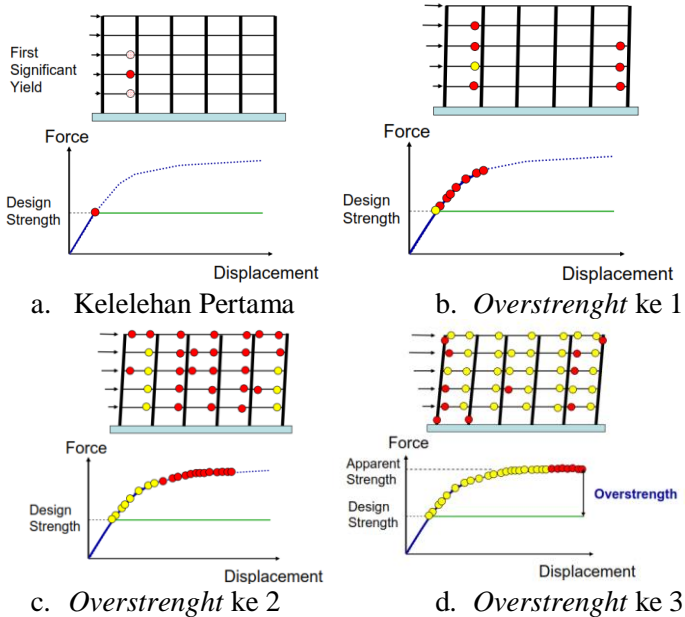
Menurut ATC-40, Analisis statik beban dorong (*static pushover analysis*) adalah analisis statik non-linier yang dapat digunakan untuk meramalkan performa struktur terhadap beban lateral/ gempa. Analisis statik beban dorong digunakan untuk menentukan hubungan antara gaya dan perpindahan atau kurva kapasitas untuk suatu struktur atau elemen struktur. Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan hingga struktur mencapai suatu batas atau kondisi runtuh.

2.5.1 Distribusi Sendi Plastis

Struktur gedung apabila menerima beban pada tingkatan tertentu yang beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau akan mengalami sendi plastis (*hinge*). Distribusi sendi plastis pada sistem stuktur harus memenuhi mekanisme *Strong Coloumn Weak Beam* atau *Beam-Sway Mecanism* untuk Sistem Rangka Pemikul Momen. Untuk Sistem Ganda dimana sistem struktur tersebut adalah perpaduan antara

Sistem Rangka Pemikul Momen dan Sistem Dinding Geser, mekanisme sendi plastisnya adalah pada ujung-ujung balok, pada pangkal kolom dan pada pangkal dinding geser atau juga disebut *Beam-Sway Mechanism*.

Dalam analisa *pushover* mekanisme terjadinya sendi plastis adalah dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur hingga batas elastis/ kelelahan pertama (Gambar a), kemudian ditingkatkan hingga secara bertahap (Gambar b dan Gambar c) hingga mencapai kapasitas ultimit. (Gambar d)

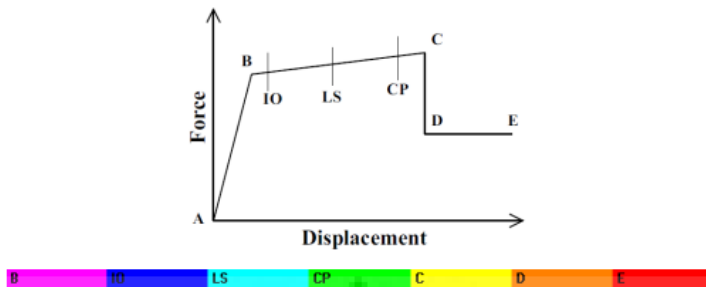


Gambar 2.10 Mekanisme Sendi Plastis dengan *Pushover Analysis*
Sumber: FEMA 451

2.5.2 *Plastic Hinges Properties*

Properti sendi plastis pada secara garis besar sudah *build-up* pada program ETABS v9.7.1 berdasarkan FEMA 356. Properti Sendi Plastis atau *Plastic Hinge Propertis* yang didasarkan

Standar FEMA 356 yaitu untuk Balok pada Tabel 6-7, untuk Kolom pada Tabel 6-8, dan untuk Dinding Geser pada Tabel 6-18 dan Tabel 6-19. Secara umum kurva hubungan gaya dan perpindahan serta karakteristik sendi plastis yang sudah *build-up* pada program ETABS seperti Gambar 2.11 dibawah ini.



Gambar 2.11 Kurva Hubungan Gaya dan Perpindahan serta Karakteristik Sendi Plastis

Sumber: ETABS user manual, 1999

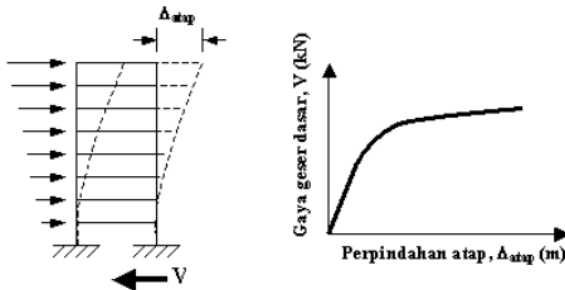
Kurva dia atas menunjukkan hubungan gaya dan perpindahan yang bergerak dari titik A-B-C-D- kemudian E. Titik tersebut mempresentasikan karakteristik sendi plastis yang timbul pada elemen struktur hasil analisis *pushover*. Titik A adalah titik origin, titik B menandakan pelelehan pertama, titik C menandakan kapasitas ultimit, titik D adalah kekuatan sisa (*residual strenght*). Dan titik E menandakan elemenstruktur tersebut telah mengalami keruntuha (*failur*). Level kinerja bangunan (IO, LS, dan CP) terletak diantara sendi plastis leleh pertama sampai mencapai batas ultimitnya. Dan warna yang tertera pada huruf-huruf tersebut merupakan indikator karakteristik sendi plastis yang sudah *build-up* padan program ETABS.

2.6 Target Perpindahan (*Performance Point*)

2.6.1 Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40)

Dalam metoda ATC-40 untuk menentukan kinerja suatu struktur bangunan yaitu menggunakan metode Spektrum Kapasitas (*Capacity Spectrum*). Dalam metode Spektrum Kapasitas, Kapasitas suatu struktur berupa hubungan gaya dorong total (*base shear*) dan perpindahan lateral struktur (pada atap atau puncak bangunan) dengan Spektrum Response (*demand spectrum*) yang menggambarkan besarnya *demand* (tuntutan kinerja) akibat beban gempa rencana.

Spektrum kapasitas didapatkan dari kurva kapasitas (*capacity curve*) yang diperoleh dari analisis *pushover*. Kurva Kapasitas menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momen dan deformasi dari masing-masing komponen struktur. Untuk mendapatkan Kurva Kapasitas yaitu dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan hingga struktur mencapai suatu batas tertentu. Dalam pemberian pola beban lateral yang ditingkatkan tadi dicatat hubungan antara gaya geser dasar dan perpindahan atap kemudian di buatkan dalam grafik yang disebut Kurva Kapasitas. (Gambar 2.12)

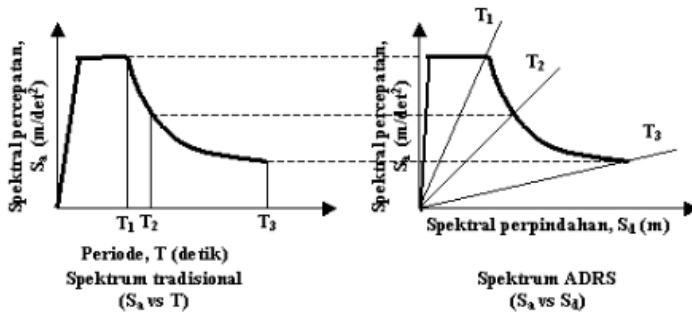


Gambar 2.12 Kurva Kapasitas

Dalam metode Spektrum Kapasitas adalah untuk menentukan *performan point*, maka Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*) yang didapatkan dari hubungan gaya dorong total dan

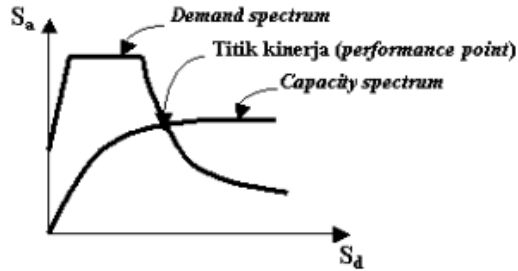
perpindahan atap yang diberikan kepada struktur berderajat kebebasan banyak (*multu degree of freedom system, MDOF*) harus diubah menjadi Spektrum Kapasitas berderajat kebebasan tunggal (SDOF). Hal ini menginggat Grafik Spektrum Response (*demand spectrum*) dibuat dari struktur berderajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom, SDOF*).

Spektrum *demand* didapatkan dengan merubah spektrum respon yang biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan (S_a) dan Periode (T) menjadi format spektral percepatan (S_a) dan spektral perpindahan (S_d), format ini disebut *Acceleration-Displacement Response Spectra* (ADRS). (Gambar 2.13).



Gambar 2.13 Kurva Spektrum Tradisional dan ADRS

Kurva kapasitas yang merupakan produk dari *pushover* biasanya dinyatakan (KN) dan perpindahan (m) (Gambar 33), juga harus diubah dalam format ADRS yaitu dalam spektral percepatan (S_a) dan spektral perpindahan (S_d). Selanjutnya Grafik Spektrum Kapasitas dan Spektrum *demand* disajikan dalam satu grafik ADRS. (Gambar 2.14) format Spectrum *demand* ini mempunyai tingkat redaman (*damping*) sebesar 5%.



Gambar 2.14 *Performance Point* pada Metode Spektrum Kapasitas ATC-40

2.6.2 Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Metode koefisien perpindahan FEMA 356 adalah suatu metode pendekatan yang menyediakan perhitungan numberik langsung dari perpindahan global maksimum pada struktur. penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis dari sistem SDOF ekivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan (δ_T). Prosedur dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif (T_e) yang memperhitungkan kondisi elastic bangunan. Waktu Getar efektif didapat dengan persamaan 2.40

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \dots\dots\dots (2.40)$$

Dimana :

T_e : waktu getar efektif

T_1 : waktu getar elastik

K_i : kekakuan lateral elastik

K_e : kekakuan lateral efektif

Selanjutnya target perpindahan (δ_T) didapat dari modifikasi respons elastik linier dari sistem SDOF ekivalen dengan berapa faktor koefisien perpindahan sbb:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana :

T_e : waktu getar efektif

δ_T : Target perpindahan

C_0 : faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap. Umumnya menggunakan faktor partisipasi raham pertama atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356

C_1 : faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$C_1 = 1.0$ untuk $T_e \geq T_s$

$$C_1 = [1.0 + (R - 1)T_s / T_e] / R, \text{ untuk } T_e < T_s \dots\dots\dots (2.42)$$

T_s : waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

R : Rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh terhitung

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \dots\dots\dots (2.43)$$

S_a : akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau

V_y : gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear.

C_m : faktor masa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 pada FEMA 356.

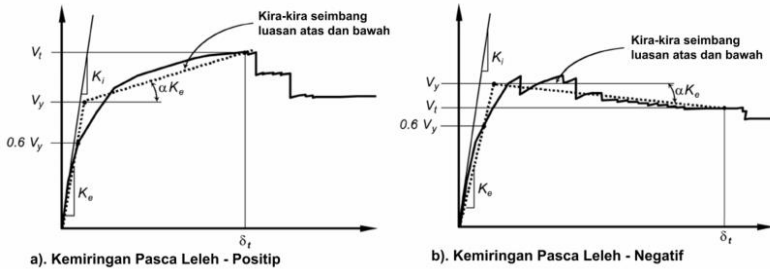
C_2 : faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum, diambil berdasarkan Tabel 3-3 pada FEMA 356.

C_3 : koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P-delta. Jika gedung pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva menigkat) maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka,

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e} \dots\dots\dots (2.44)$$

C_m : rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif

g : percepatan grafitasi 9.81 m/detik²



Gambar 2.15 Perilaku Paska Leleh Struktur (FEMA 356)

2.6.3 Metode Koefisien Perpindahan Yang Diperbaiki (FEMA 440)

Merupakan metode koefisien perpindahan yang diperbaiki dari metode terdahulu yaitu FEMA 356. Persamaan untuk menghitung target perpindahan (δ_T) adalah sama dengan FEMA 356, namun perbaikan atau modifikasi diberikan untuk menentukan parameter C_1 dan C_2 . Perhitungan parameter C_1 dan C_2 ditentukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e^2} \text{ dan,} \dots\dots\dots (2.45)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T_e} \right)^2 \dots\dots\dots (2.46)$$

Dimana :

a : konstanta (nilainya = 130, 90 dan 60 untuk ssite kategori B, C dan D)

Catatan :

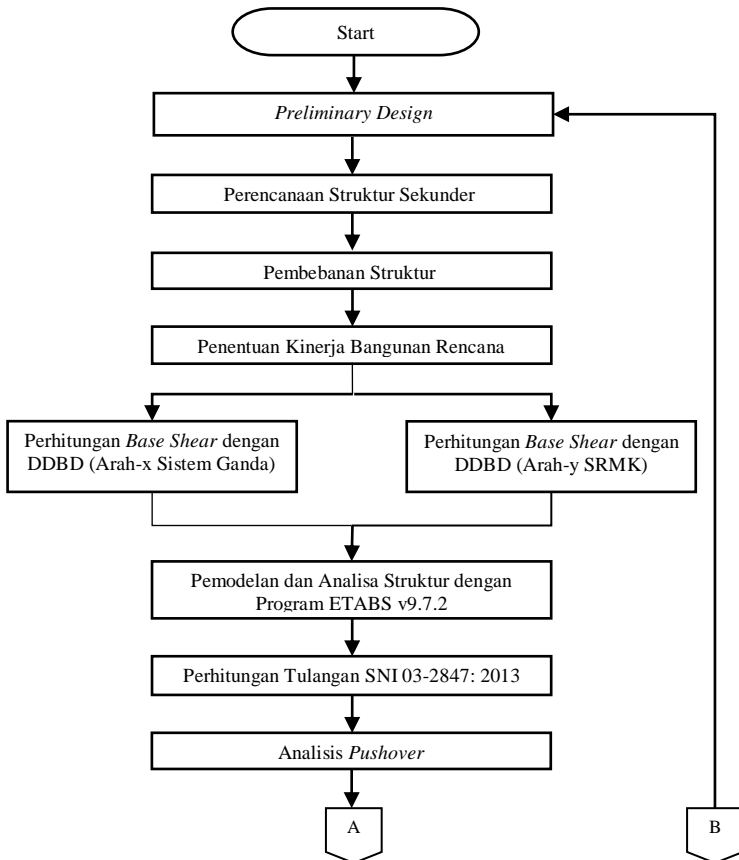
- a) Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C_1 pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 1.0 detik maka C_1 dapat dianggap sama dengan 1.
- b) Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C_2 pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 0.7 detik maka C_2 dapat dianggap sama dengan 1.

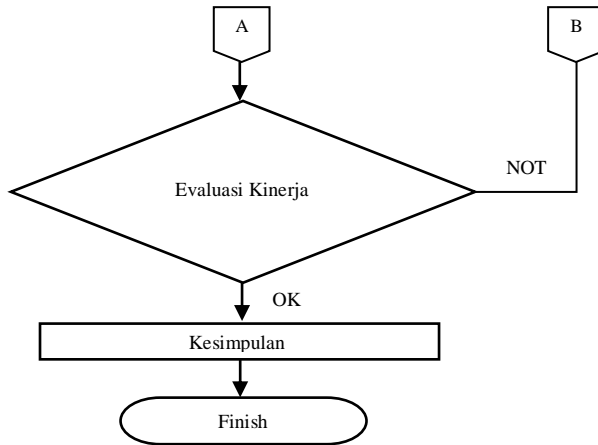
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir

Pada Tugas Akhir ini, ada beberapa langkah yang digunakan penulis. Diagram alir pengerjaan Tugas Akhir ini dapat dilihat pada Gambar 3.1





Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.2 Langkah Perencanaan

Langkah-kangkah yang perlu dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

3.2.1 Studi literatur

Literatur dan peraturan (*building code*) yang akan menjadi acuan dalam pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- a. SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung
- b. SNI 1726-2013 Pedoman Pembebanan Minimum Untuk Perancangan Bangunan Rumah dan Gedung.
- c. SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
- d. ASCE 7-10 *Minimum Design Load for Buildings and Other Structure*
- e. ATC-40 *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*

- f. FEMA 356 *Presandard anad Comentary For The Seismic Rehabilitation of Building*
- g. FEMA 440 *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Prosedures*
- h. Konsep perencanaan berbasis kinerja *Performance Based Design*
- i. Priestley, M.J.N., G.M. Calvi, dan M.J. Kowalsky. 2007. **Displacement-Based Seismic Design of Structures**. Pravia : IUSS Press.

3.2.2 Preliminary Design

Preliminary desain dilakukan untuk mengestimasi dimensi struktur awal, preliminary desain meliputi :

- a. Perencanaan dimensi balok sesuai SNI:2847-2013
- b. Perencanaan dimensi kolom sesuai SNI:2847-2013
- c. Perencanaan dimensi dinding geser sesuai SNI:2847-2013

3.2.3 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder meliputi perencanaan pelat lantai, balok anak, tangga dan perencanaan balok lift yang direncanakan sesuai SNI:2847-2013. Struktur sekunder ini akan berpengaruh terhadap beban mati pada struktur karena dimensi yang digunakan pada struktur sekunder akan mempengaruhi berat material secara keseluruhan.

3.2.4 Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan yang akan diberikan pada struktur didesain sesuai kegunaan bangunan tersebut. Beban-beban yang membebani struktur meliputi:

- a. Beban Mati
Beban mati dikategorikan menjadi 2 (dua) yaitu berat sendiri struktur (berat material inti) dan beban mati tambahan. Berat sendiri struktur merupakan keseluruhan berat material elemen struktur inti termasuk struktur sekunder yang digunakan pada bangunan tersebut sedangkan beban mati tambahan beban yang dilimpahkan

pada elemen struktur inti misalnya spasi, keramik, dll. Berat material inti dan beban mati tambahan diambil dari SNI 1726-2013 dan ASCE 7-10.

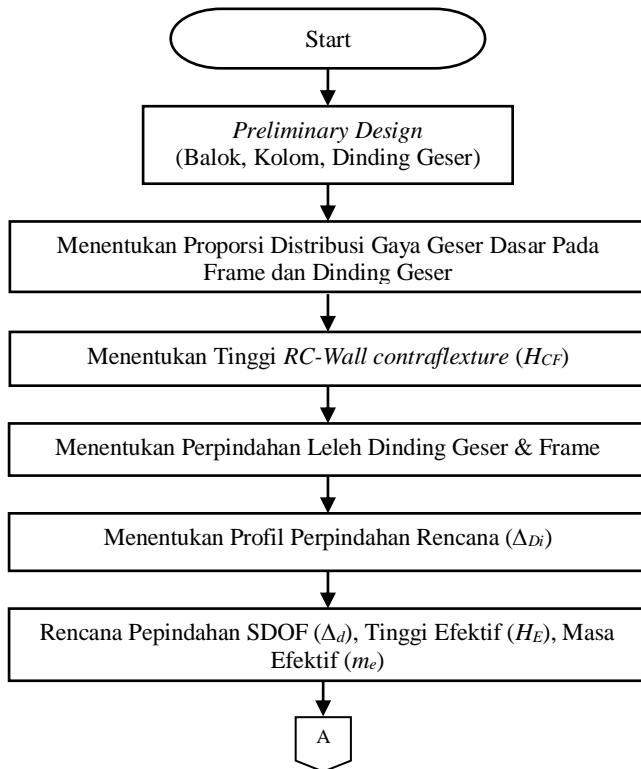
- b. **Beban Hidup**
Beban hidup akan bergantung pada fungsi suatu bangunan itu akan direncanakan. Beban hidup akan direncanakan sesuai SNI 1726-2013 sesuai fungsi bangunan yaitu apartemen.
- c. **Beban Gempa**
Beban gempa akan di desain menggunakan *Performance Based Design* dengan besarnya *base shear* akan di hitung menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* metode Priesley dengan memperhitungkan wilayah gempa yogyakarta sesuai wilayah gedung ini akan di desain.
- d. **Kombinasi Pembebanan**
Pembebanan struktur beton harus mampu memikul semua beban kombinasi pembebanan untuk metode ultimit berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 4.2.2 sbb:
 1. $1,4D$
 2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
 3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + 0,5(L \text{ atau } 0,5W)$
 4. $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
 5. $1,2D + 1,0E + L$
 6. $0,9D + 1,0W$
 7. $0,9D + 1,0E$

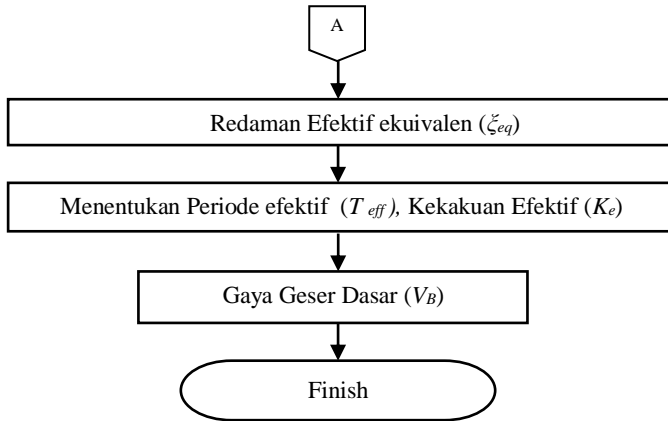
Keterangan :

- D : Beban Mati
- Lr : Beban Hidup Pada Atap
- L : Beban Hidup
- R : Beban Hujan
- W : Beban Angin
- E : Beban Gempa

3.2.5 Menentukan *Base Shear* dengan *Direct Displacement Based Design* metode *Priestly*

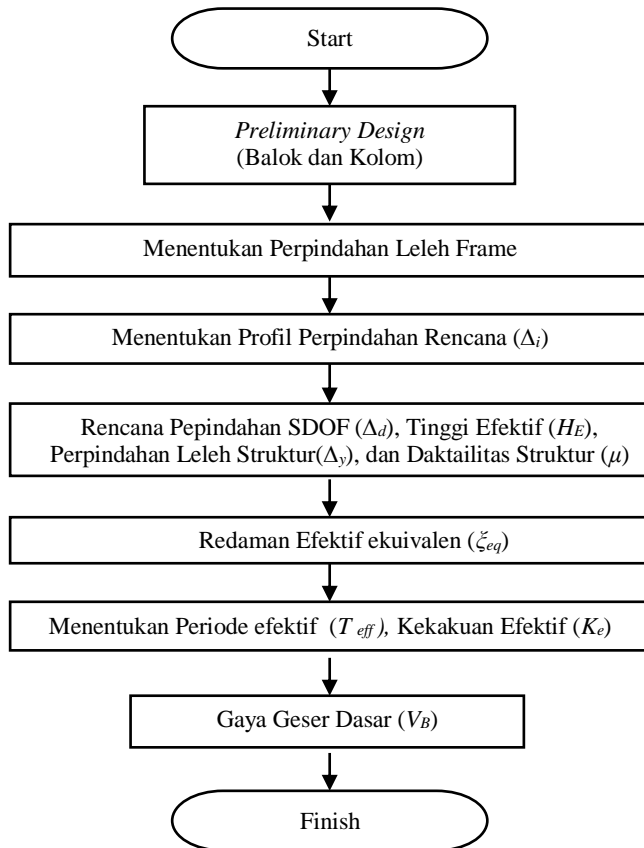
- a. Perhitungan *Base Shear* dengan *Direct Displacement Based Design* metode *Priestly* untuk Arah-x menggunakan Sistem Ganda yaitu gabungan antara Sistem Dinding Struktural Khusus (SDK) dengan Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK). Adapun cara menentukan *base shear* pada arah-x ini dapat dilihat pada Gambar 3.2 dibawah ini, dimana gaya geser dasar ini nantinya akan di distibusiikan pada tiap-tiap lantai





Gambar 3.2 Diagram Alir Penentuan *Base Shear* Untuk Sistem Ganda dengan DDBD

- b. Perhitungan *Base Shear* dengan *Direct Displacement Based Design* metode Priestly untuk Arah-y menggunakan Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK). Adapun cara menentukan *base shear* pada arah-y ini dapat dilihat pada Gambar 3.3 dibawah ini, dimana gaya geser dasar ini nantinya akan di distibusikan pada tiap-tiap lantai



Gambar 3.3 Diagram Alir Penentuan *Base Shear* Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen dengan DDBD

3.2.6 Pemodelan dan Analisa Struktur

Setelah dihitung beban yang bekerja pada struktur termasuk distribusi beban gempa dengan DDBD pada tiap-tiap lantai untuk masing-masing arah, lalu tahap selanjutnya adalah dengan Pemodelan dan Analisa Struktur dengan program bantu ETABS v9.7.2 untuk mendapatkan gaya dalam. Selanjutnya gaya

dalam hasil pemodelan akan digunakan untuk pendetailan elemen struktur dengan metode ultimate.

3.2.7 Pendetailan Elemen Struktur

Adpun pendetailan elemen struktural akan didesain dengan metode ultimate sesuai SNI-2847-2013.

- a. Komponen yang mengalami lentur (balok) sesuai SNI-2847-2013 Pasal 21.5.
- b. Komponen yang mengalami beban lentur dan aksial sesuai SNI-2847-2013 Pasal 21.6.
- c. Dinding geser beton bertulang khusus sesuai SNI-2847-2013 Pasal 21.9.

3.2.8 Evaluasi Kinerja Struktur

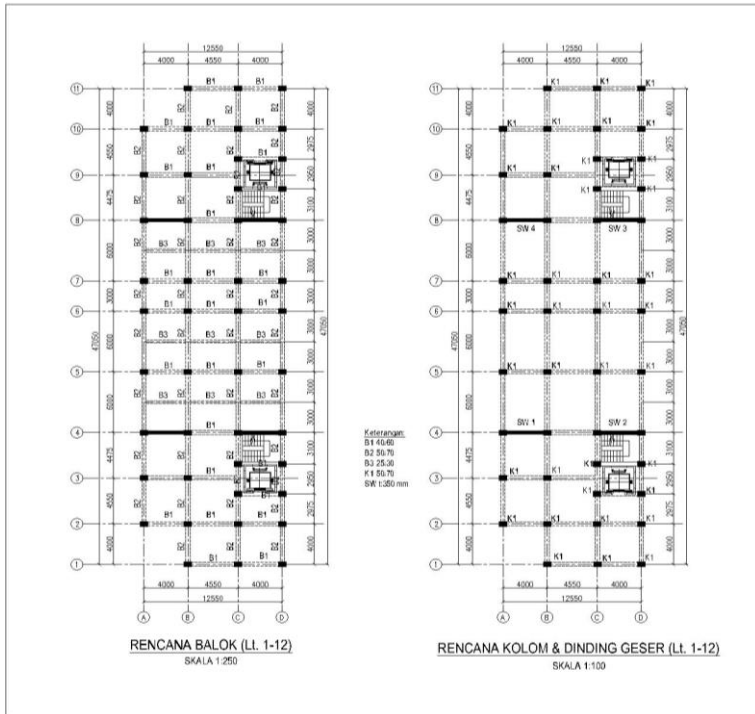
Setelah perhitungan pendetailan tulangan pada masing-masing elemen struktur, maka untuk mengetahui kinerja atau performa dari struktur yang didesain tadi maka dilakukan analisis sbb:

- a. Analisis *pushover* menggunakan program ETABS v.9.7.2
- b. Membuat kurva kapasitas hasil analisis *pushover*
- c. Mendapatkan titik kinerja struktur dan mengevaluasi kinerja sesuai dengan ATC-40, FEMA356, dan FEMA 440
- d. Membandingkan nilai kinerja rencana pada metode DDBD dengan kinerja hasil desain pada analisis *pushover*
- e. Membandingkan nilai gaya geser dasar, *story drift*, *displacement* rencana dan hasil analisis *pushover*

3.3 Data Bangunan Yang Direncanakan

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini struktur yang menjadi objek perencanaan adalah Gedung Apartemen Malioboro City yang terletak di Yogyakarta dengan jumlah 12 lantai dan menggunakan material beton bertulang. Sistem struktur yang digunakan pada Gedung Apartemen Malioboro City adalah untuk Arah-x menggunakan Sistem Ganda yaitu gabungan antara Sistem Dinding Struktural Khusus (SDK) dengan Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK) dan untuk Arah-y menggunakan Sistem

Rangka Momen Khusus (SRMK). Denah Typikal dari Lantai 1 sampai Lantai 12 seperti pada Gambar 3.4



Gambar 3.4 Denah Rencana Struktur Gedung Apartemen Malioboro City Yogyakarta

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV PRELIMINARY DESIGN

4.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan dari struktur gedung yang akan digunakan dalam tinjauan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

Fungsi Bangunan	: Apartemen
Tinggi Bangunan	: 43 m
Jumlah Lantai	: 12 Lantai
Lokasi	: Yogyakarta
Sistem Struktur	: Sistem Ganda & SRMK
Material	: Beton Bertulang
Mutu Beton ($f'c$)	: 35 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 400 MPa

4.2 Preliminary Design Balok

Balok akan di rencanakan dengan dimensi typical untuk setiap lantai. Menurut SNI-2847-2013, bila lendutan balok tidak dihitung, maka ketebalan minimum balok harus memenuhi Tabel 9.5.(a) SNI-2847-2013, sehingga untuk penentuan dimensi awal balok dapat dihitung sebagai berikut:

- a. Balok Induk B1 (arah x-x)

Bentang terpanjang (L) = 4550 mm

$$h = \frac{\lambda}{16} = \frac{4550}{16} = 284.37 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 400 = 266.67 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi B1 (400/600)

- b. Balok Induk B2 (arah y-y)

Bentang terpanjang (L) = 6000 mm

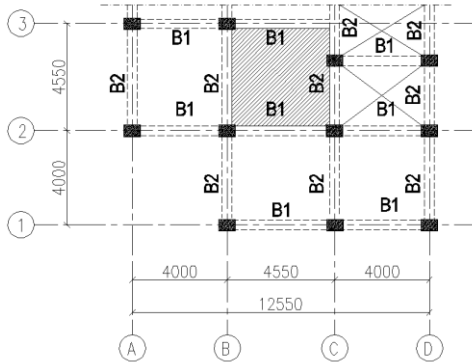
$$h = \frac{\lambda}{16} = \frac{6000}{16} = 375 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi B2 (700/500)

4.3 Preliminary Design Pelat

Penentuan tebal pelat lantai maupun pelat atap ditentukan sesuai SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2 untuk konstruksi satu arah dan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3 untuk konstruksi dua arah. Perhitungan tebal pelat diambil contoh pada luasan pelat terbesar pada Gambar 4.1 sbb:



Gambar 4.1 Denah Potongan Pelat Lantai As 2-3/B-C

Direncanakan tebal pelat = 120 mm dimana:

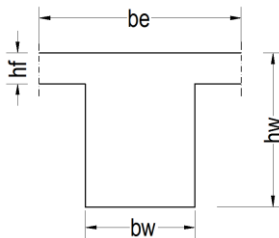
$$L_x = 4550 - (2 \times (0.5/2)) = 4050 \text{ mm}$$

$$L_y = 4550 - (2 \times (0.4/2)) = 4150 \text{ mm}$$

$$\text{maka nilai, } \beta = L_y/L_x = 4150/4050 = 1.024$$

Sehingga pelat dihitung sebagai pelat dua arah dan tebal minimum di tentukan sesuai SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3 sebagai berikut :

- a. Balok Balok B2 (as B/2-3)



Gambar 4.2 Balok B2 as B/2-3

Menentukan lebar efektif flens balok T (SNI 2847-2013, Pasal 8.12)

$$be = \frac{1}{4} Lb = \frac{1}{4} \times 4550 = 1137 \text{ mm}$$

$$be = bw + 8 hf = 350 + (8 \times 120) = 1310 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil = 1137 mm

Menentukan nilai k :

$$K = \frac{1 + \left(\frac{113.7}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{12}{50}\right) + 4\left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{113.7}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{113.7}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right)}$$

$$K = 2.87$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = \frac{1}{12} k \cdot x b w x h^3 = \frac{1}{12} \times 2.87 \times 35 \times 50^3 = 1046354 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = \frac{1}{12} x b p x t^3 = \frac{1}{12} \times 455 \times 12^3 = 65520 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_1 = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1046354}{65520} = 15.97$$

Dengan cara yang sama untuk balok lainnya didapat nilai sebagai berikut :

- b. Balok Balok B2 (as C/2-3), $\alpha_2 = 15.97$
- c. Balok Balok B1 (as 2/B-C), $\alpha_3 = 12.56$
- d. Balok Balok B1 (as 3/B-C), $\alpha_4 = 12.56$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (15.97 + 12.56 + 15.97 + 12.56) = 14.26$$

Karena $\alpha_m > 2$, maka berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.3, dipakai persamaan 9-13 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

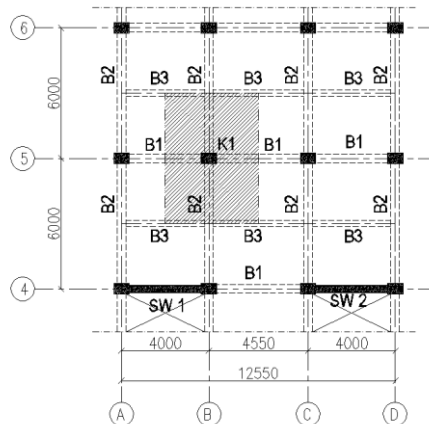
$$h = \frac{\ln.(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{4550(0.8 + \frac{400}{1400})}{36 + (9 \times 1.14)} = 106.78 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm}$$

Untuk faktor kenyamanan dan keseragaman tebal pelat maka digunakan tebal pelat lantai 120 mm dan untuk pelat atap digunakan dimensi yang sama yaitu 120 mm pada semua tipe luasan pelat.

4.4 Preliminary Design Kolom

Berdasarkan denah struktur kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul pelat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom as 5-B dilihat pada Gambar 4.3. Untuk kemudahan pelaksanaan dilapangan maka dimensi struktur dibuat typikal pada setiap lantai dengan beban yang bekerja diambil dari ASCE 7-10 untuk beban mati dan SNI 1727-2013 untuk beban hidup.



Gambar 4.3 Lokasi Kolom as 5-B

a. **Beban mati**

- Beban Material Beton Bertulang : 23.6 kN/m^2 (ASCE 7-10 Table C3-1, *Concrete, Reinforced Stone (including gravel)*)
- Beban lapisan *waterproofing* : $0,05 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1, *Waterproofing Membranes Liquid Applied*)
- Beban Keramik + Spesi : $1,10 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1 *Ceramic, or quarry tile (19mm) on 25mm mortar bed*)
- Beban ducting mekanikal : $0,19 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
- Beban penggantung langit-langit : $0,1 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1 , *Suspended Steel Channel System*)
- Beban Plafon : $0,05 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)

b. **Beban hidup**

- Lantai hunian : $1,92 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 tabel 4-1)
- Atap datar : $0,96 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 tabel 4-1)
- Beban Partisi : $0,72 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 pasal 4.32)

Selanjutnya di hitung berat per-Lantai untuk menentukan dimensi kolom pada Tabel 4.1 dan 4.2 sebagai berikut:

Tabel 4.1 Beban Mati kolom as 5-B

Komp. Beban	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	Q	Berat (kN)
<u>-Lantai 1-11</u>					
<i>Berat Sendiri</i>					
Pelat Lantai	6	4.275	0.12	23.6	72.64
B1	4.275	0.3	0.4	23.6	12.11
B2	6	0.35	0.5	23.6	24.78
B3	4.275	0.25	0.35	23.6	8.83
<i>Beban Mati Tambahan</i>					
Keramik & Spesi	6	4.275		1.1	28.22
Plafond	6	4.275		0.05	1.28

Tabel 4.1 Lanjutan...

Komp. Beban	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	Q	Berat (kN)
Penggantung	6	4.275		0.1	2.57
Ducting Mec.	6	4.275		0.19	4.87
<i>DL per Lantai :</i>					155.29
<u>-Atap</u>					
<i>Berat Sendiri</i>					
Pelat Lantai	6	4.275	0.12	23.6	72.64
B1	4.275	0.3	0.4	23.6	12.11
B2	6	0.35	0.5	23.6	24.78
B3	4.275	0.25	0.35	23.6	8.83
<i>Beban Mati Tambahan</i>					
Waterproofing	6	4.275		0.05	1.28
Plafond	6	4.275		0.05	1.28
Penggantung	6	4.275		0.1	2.57
Ducting Mec.	6	4.275		0.19	4.87
<i>DL Atap :</i>					128.36

Tabel 4.2 Beban Hidup kolom as 5-B

Komp. Beban	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	Q	Berat (KN)
<u>-Lantai I-II</u>					
Lantai Hunian	6	4.275		1.92	49.25
Partisi	6	4.275		0.72	18.47
<i>LL per Lantai :</i>					67.72
<u>-Atap</u>					
Beban Atap	6	4.275		0,96	24.62
<i>LL Atap :</i>					24.62

Sehingga didapatkan :

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Beban Mati Lantai 1-11} & : 155.29 \times 11 & = 1708.21 \text{ KN} \\
 \text{Beban Mati Atap :} & & \underline{128.36 \text{ KN}} \\
 \text{DL} & & 1836.57 \text{ KN}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Beban Hidup Lantai 1-11} & : 67.72 \times 11 & = 744.88 \text{ KN} \\
 \text{Beban Mati Hidup} & & \underline{24.62 \text{ KN}} \\
 \text{LL} & & 763.34 \text{ KN}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka Berat Total : } W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (1836.57) + 1.6 (763.34) \\
 &= 3425.23 \text{ KN} \\
 &= 3,425,230 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu Beton} = 35 \text{ MPa} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{f_c'} = 3 * \frac{3425230}{35} = 293591 \text{ mm}^2$$

diambil b:500 mm dan h:700mm

sehingga $A_g = 350000 \text{ mm}^2 > 293591 \text{ mm}^2$OK!

Jadi Dimensi Kolom digunakan 500 x 700 mm

4.5 Preliminary Design Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

$$\text{Panjang dinding geser} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi dinding geser} = 4500 \text{ mm}$$

Syarat:

$$t_{DS} \geq \frac{H}{25} = \frac{4500}{25} = 180 \text{ mm}$$

$$t_{DS} \geq \frac{L}{25} = \frac{4000}{25} = 160 \text{ mm}$$

$$t_{DS} \geq 100 \text{ mm}$$

maka digunakan tebal dinding geser 350 mm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perencanaan Pelat

Dalam perencanaan pelat terdapat 2 sistem pelat yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat satu arah maupun pelat dua arah ditentukan dari rasio panjang terpanjang dengan panjang terpendek pada suatu luasan bersih pelat. Jika nilai rasio tersebut lebih besar dari 2 maka pelat itu dikatakan pelat satu arah begitu sebaliknya.

5.1.1 Data Perencanaan Pelat

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan pelat adalah sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	: 35 MPa
Kuat tarik (f_y)	: 400 MPa
Tebal pelat (t)	: 120 mm
Selimut beton	: 20 mm
Diameter tulangan	: 10 mm

5.1.2 Pembebanan Pelat

Beban-beban yang bekerja pada pelat sesuai SNI 1727-2013 dan ASCE 7-10. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 9.2.1.

1. Pelat Atap

- Beban Mati (D)

Berat Sendiri	$= 0,12 \times 23,6$	$= 288 \text{ kN/m}^2$
<i>Waterproofing</i>		$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Plafond		$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Penggantung		$= 0,1 \text{ kN/m}^2$
Ducting Mec.		$= 0,19 \text{ kN/m}^2$
qD		$= 3,22 \text{ kN/m}^2$
- Beban Hidup (L)

Beban untuk atap datar		$= 0,96 \text{ kN/m}^2$
------------------------	--	-------------------------

$$qL = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

- Kombinasi Pembebana

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= (1,2 \times 3,22) + (1,6 \times 0,96) \\
 &= 5.40 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai

- Beban Mati (D)

Berat Sendiri	$= 0,12 \times 23,6$	$= 2.83 \text{ kN/m}^2$
Keramik & Spesi		$= 1,1 \text{ kN/m}^2$
Plafond		$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Pengantung		$= 0,1 \text{ kN/m}^2$
Ducting Mec.		<u>$= 0,19 \text{ kN/m}^2$</u>
qD		$= 4.27 \text{ kN/m}^2$
- Beban Hidup (L)

Beban untuk atap datar		$= 1,92 \text{ kN/m}^2$
Beban partisi		<u>$= 0,72 \text{ kN/m}^2$</u>
qL		$= 2.64 \text{ kN/m}^2$
- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= (1,2 \times 4.27) + (1,6 \times 2.64) \\
 &= 9.35 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pelat di asumsikan dengan ke empat tumpuannya merupakan terjepit penuh dan diambil contoh perhitungan untuk luasan pelat terbesar seperti pada Gambar 4.1. untuk Pelat Lantai, dimana:

$$L_x = 4550 - (2 \times (0.5/2)) = 4050 \text{ mm}$$

$$L_y = 4550 - (2 \times (0.4/2)) = 4150 \text{ mm}$$

maka nilai, $L_y/L_x = 1.024$

Sehingga nilai X_1 , X_2 , X_3 , X_4 sesuai (PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.1 hal 202) adalah

$$X_1 = 25 \qquad X_3 = 59$$

$$X_2 = 21 \qquad X_4 = 54$$

Maka momen pada Pelat Lantai yang terjadi adalah sbb:

$$M_{lx} = +0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X1 = 3,834,248.40 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = +0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X2 = 3,220,768.66 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X3 = -9,048,826.22 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X4 = -8,281,976.54 \text{ Nmm}$$

5.1.3 Kebutuhan Tulangan Pelat Lantai

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada tumpuan arah x-x sbb:

$$M_{tx} = 9,048,826.22 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.87$$

$$dx = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} \emptyset = 120 - 20 - \frac{1}{2}(10) = 95 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi = 0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{9,048,826.22}{0.9 \cdot 1000 \cdot 95^2} = 1.11$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.11}{0.85 \cdot 35}} \right) \cdot 95 = 3.63 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 35 \cdot 3.63 \cdot 1000}{400} = 269.73 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.63}{0.8} = 4.53 \text{ mm}$$

$c/d_t = 4.53/95 = 0.0047 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.7.12.2.1)

$$\rho_{perlu} = \frac{As}{bd} = \frac{269.73}{1000 \times 95} = 0.0028$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \times \frac{420}{400} = 0.00189$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$, Maka rasio tulangan minimum terpenuhi, sehingga As_{perlu} dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{As_{perlu}}{As_{1tul}} = \frac{263}{0.25 \times \pi \times 10^2} = 3.42 \sim 4 \text{ buah}$$

Jarak tulangan per 1 m pelat

$$s_{tul} = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{4-1} = 333.33 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum.....(SNI 2847 2013 Ps.13.3.2)

$$s_{max} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan D10 – 200 mm ($As = 471 \text{ mm}^2$)

Kontrol Lendutan

Lendutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lendutan seketika akibat beban hidup (LL) & beban mati (DL) adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{l}{360} = \frac{4150}{360} = 11.53 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_y} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$$

$$Q = 1DL + 1LL = 6.19 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 1000 \times 120^3 = 1.44 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{6.19 \times (4050)^4}{27805.57 \times 1.44 \times 10^8} \right)$$

$$= 6.05 \text{ mm} < \delta_{ijin} = 11.03 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

Kontrol Ketebalan Plat Terhadap Geser

Nilai geser yang terjadi pada penampang pelat dihitung sesuai *SNI-03-2847-2013 Ps.8.3.3*, untuk pelat geser yang terjadi pada penampang ditahan oleh kuat geser beton V_c yang dihitung sesuai *SNI-03-2847-2013 Ps.11.2.1.1*

$$V_u = \frac{W_u \cdot l_n}{2} = \frac{9350 \times 4150}{2} = 19402 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f_c'}) \cdot b \cdot w \cdot x \cdot d$$

$$= (0.17 \times (1) \sqrt{35}) \times 1000 \times 95 = 95545 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 95545 = 71659 \text{ N}$$

$$\phi V_c \geq V = 71659 \text{ N} > 21272 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Perhitungan Tulangan Susut dan Suhu

Didapatkan $\rho_{\text{susut}} = 0.00189$ untuk $f_y = 400 \text{ MPa}$..(*SNI 2847-2013 Ps. 7.12.2.1*)

$$A_{s \text{ susut}} = 0.00189 \times b \times x \times h$$

$$= 0.00189 \times 1000 \times 120$$

$$= 226.8 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan susut

$$S = \frac{(0.25 \times \pi \times d^2) \times 1000}{A_{s \text{ susut}}} = \frac{(0.25 \times \pi \times 10^2) \times 1000}{226.8} = 346.12$$

mm

$$S < 5h = 5 \times 120 = 600 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{SNI-03-2847-2013 Ps. 7.12.2.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan susut $\emptyset 10 - 300 \text{ mm}$

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat lantai ditabelkan pada Tabel 5.1. Dengan cara yang sama maka perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat atap dapat ditabelkan Tabel 5.2

Tabel 5.1 Penulangan Pelat Lantai Tipikal

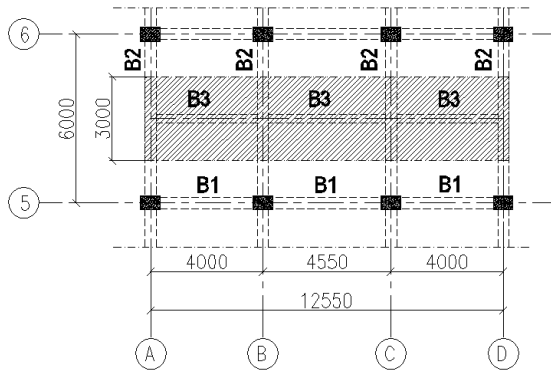
Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As psang (mm ²)	φMn (Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
Tumpuan x	Pokok susut	9,048,826.2	269.734 226.800	D10 – 200 D10 - 300	471.0 340.2	15,571,307.50
Lapangan x	Pokok Susui	3,834,248.4	179.550 226.800	D10 - 200 D10 - 300	471.0 340.2	15,571,307.50
Tumpuan y	Pokok susut	8,281,976.5	276.709 226.800	D10 - 200 D10 - 300	471.0 340.2	13,875,707.50
Lapangan y	Pokok Susui	3,220,768.7	160.650 226.800	D10 - 200 D10 - 300	471.0 340.2	13,875,707.50

Tabel 5.2 Penulangan Pelat Atap Tipikal

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As psang (mm ²)	φMn (Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
Tumpuan x	Pokok susut	5,228,159.1	179.550 226.800	D10 - 200 D10 - 300	471.0 340.2	15,571,307.50
Lapangan x	Pokok Susui	2,215,321.7	179.550 226.800	D10 - 200 D10 - 300	471.0 340.2	15,571,307.50
Tumpuan y	Pokok susut	4,785,094.8	160.650 226.800	D10 - 200 D10 - 300	471.0 340.2	13,875,707.50
Lapangan y	Pokok Susui	1,860,870.2	160.650 226.800	D10 - 200 D10 - 300	471.0 340.2	13,875,707.50

5.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak untuk menahan beban grafitasi yaitu kombinasi beban mati dan beban hidup. Balok anak direncanakan pada arah x-x seperti pada Gambar 5.1 dibawah ini.



Gambar 5.1 Rencana Balok Anak Lantai

5.2.1 Data Perencanaan Balok Anak

Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan balok anak adalah sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	: 35 MPa
Kuat tarik (f_y)	: 400 MPa
Tebal pelat (t)	: 120 mm
Selimit beton	: 20 mm
Diameter tul. pokok	: 19 mm
Senggang	: 10 mm
Ukuran B/H	: 250/350 mm
Bentang ln	: 4000-500 = 3500 mm

5.2.2 Pembebanan Balok Anak

Beban Terbagi Merata pada Pelat Lantai

- Beban Mati (D)

Berat pelat lantai = 0,12 x 23,6	= 2.83 kN/m ²
Keramik & Spesi	= 1,1 kN/m ²
Plafond	= 0,05 kN/m ²
Penggantung	= 0,1 kN/m ²
Ducting Mec.	= 0,19 kN/m ²
qD	= 4.27 kN/m ²

- Beban Hidup (L)
 Beban untuk atap datar = $1,92 \text{ kN/m}^2$
 Beban partisi = $0,72 \text{ kN/m}^2$
 $qL = 2,64 \text{ kN/m}^2$

Beban Garis Sepanjang Bentang Balok Anak

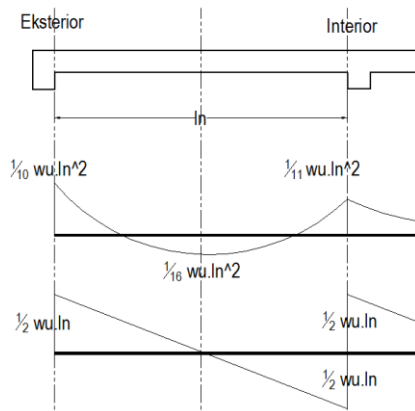
- Beban Mati (qD)
 Beban mati pada pelat = $4,27 \times 3 = 12,82 \text{ kN/m}$
 Berat balok = $0,25 \times 0,35 \times 23,6 = 2,06 \text{ kN/m}$
 $= 14,88 \text{ kN/m}$
- Beban Hidup (qL)
 Beban hidup = $2,64 \times 3 = 7,92 \text{ kN/m}$

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\ &= (1,2 \times 14,88) + (1,6 \times 7,92) \\ &= 30,53 \text{ kN/m} \\ &= 30,53 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Gaya Dalam Pada Balok Anak

Pada perencanaan Balok Anak, perhitungan struktur menggunakan ketentuan sesuai *Ps.8.3.3 SNI 2874 2013* dan diilustrasikan pada Gambar 5.2



Gambar 5.2 Gaya Dalam Pada Balok Anak

$$\begin{aligned}
 M \text{ tump eksterior} &= 1/10 \text{ wu.ln}^2 \\
 &= 1/10 \times 30.53 \times 3500^2 \\
 &= 37,398,270.00 \text{ Nmm} \\
 M \text{ lapangan} &= 1/16 \text{ wu.ln}^2 \\
 &= 1/16 \times 30.53 \times 3500^2 \\
 &= 26,713,050.00 \text{ Nmm} \\
 M \text{ tump interior} &= 1/11 \text{ wu.ln}^2 \\
 &= 1/11 \times 30.53 \times 3500^2 \\
 &= 33,998,427.27 \text{ Nmm} \\
 V_u &= \text{wu.ln} / 2 \\
 &= 30.53 \times 3500 / 2 \\
 &= 53,426.10 \text{ N}
 \end{aligned}$$

5.2.3 Tulangan Lentur Balok Anak

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada tumpun eksterior sbb:

$$M \text{ tump eksterior} = 37,398,270.00 \text{ Nmm}$$

$$\beta l = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.87$$

$$\begin{aligned}
 dx &= H - \text{decking} - \emptyset \text{skng} - 1/2 \text{ Dtul.} \\
 &= 350 - 40 - 10 - 1/2(19) = 292 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi = 0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{37,398,270.00}{0.9 \times 250 \times 292^2} = 1.95$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.95}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 292 = 19.81 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 19.81 \times 250}{400} = 386.26 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.81}{0.8} = 24.76 \text{ mm}$$

$c/dt = 24.76 / 95 = 0.085 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.10.5.1)

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d = \frac{0.25 \sqrt{35}}{400} \times 250 \times 292$$

$$= 269.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1.4 \cdot 250 \cdot 340.5}{400} = 255.50 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 386.26 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}}$, Maka syarat tulangan minimum terpenuhi, sehingga A_s perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{1tul}}} = \frac{386}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 1.83 \sim 2 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2 \cdot d_{ckng} - 2 \cdot \emptyset_{sgkg} - n \cdot \emptyset_{tul \text{ utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 19}{2 - 1} = 118 \text{ mm} \dots (\text{OK!})$$

d aktual= 292 mm

$$A_s \text{ aktual} = 2 \times (0.25 \pi 19^2) = 401.9 \text{ mm}^2$$

Kontrol Lentutan

Lentutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lentutan seketika akibat beban hidup (LL) & beban mati (DL) adalah :

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{l}{360} = \frac{3500}{360} = 9.72 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_y} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$$

$$Q = 1\text{DL} + 1\text{LL} = 22.8 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 250 \times 350^3 = 9.00 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{22.8 \times (3500)^4}{27805.57 \times 9.00 \times 10^8} \right)$$

$$= 1.72 \text{ mm} < \delta_{\text{ijin}} = 9.72 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

Cek Kapasitas Penampang

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot x b} = \frac{401.9 \times 400}{0.85 \times 35 \times 250} = 21.62 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 0.9 \times 401.9 \times 400 (292 - (0.5 \times 21.62))$$

$$= 40,686,017.6 \quad \text{Nmm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$37,398,270.00 \text{ Nmm} < 40,686,017.6 \text{ Nmm}$$

Sehingga Dipasang :

Tulangan Atas : 2D19

Tulangan Bawah : 2D19

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk balok anak ditabelkan pada Tabel 5.3. untuk mempermudah hitungan maka balok anak pada atap kebutuhan tulangannya disamakan dengan balok anak lantai.

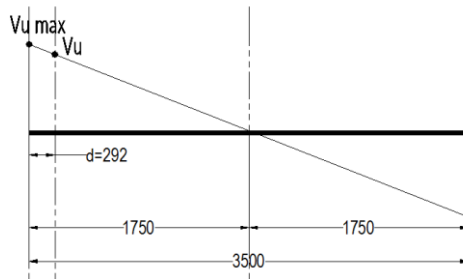
Tabel 5.3 Penulangan Balok Anak Lantai

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Keb. Tul	As psang (mm ²)	φMn (Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
End	Ekt Neg	37,398,270.0	368.256	2 D19	401.9	40,686,017.6
	Ekt. Pos	-	-	2 D19	401.9	40,686,017.6
Spam	Int. Neg	33,998,427.3	368.256	2 D19	401.9	40,686,017.6
	Int. Pos	-	-	2 D19	401.9	40,686,017.6
Interior	Neg.	-	-	2 D19	401.9	40,686,017.6
Spam	Pos.	26,713,050.0	0.000	2 D19	401.9	40,686,017.6

5.2.4 Tulangan Geser Balok Anak

a. Tumpuan

Gaya geser, V_u pada tumpuan dihitung sejauh d dari muka kolom atau muka balok induk (d : tinggi efektif balok)

**Gambar 5.3** Gaya Geser Balok Anak Daerah Tumpuan

$$V_{maks} = 53,426.10 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{V_{maks}(0.5Ln - d)}{0.5Ln} = \frac{53,426.10 \times (0.5 \times 3500 - 292)}{0.5 \times 3500}$$

$$= 44,511.57 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f'c'}) b w x d \dots Ps \ 11.2.1.1 \ SNI \ 2847 \ 2013$$

$$= (0.17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 250 \times 292 = 72,418.6 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 72,418.6 = 55,063.91 \text{ N}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 55,063.91 = 27,532.00 \text{ N}$$

Maka,

$$0.5 \phi V_c < V_u < \phi V \dots \dots \dots \text{Penulangan Geser Minimum}$$

Syarat spasi tulangan geser balok *Ps 11.4.5.1 SNI 2847 2013*

$$S \leq d/2 = 292/2 = 146 \text{ mm}$$

$$S < 600 \text{ mm}$$

Digunakan Sengkang Tumpuan D10-150

b. Lapangan

Digunakan sengkang daerah lapangan dengan penulangan geser minimum D10-150

5.3 Perencanaan Tangga

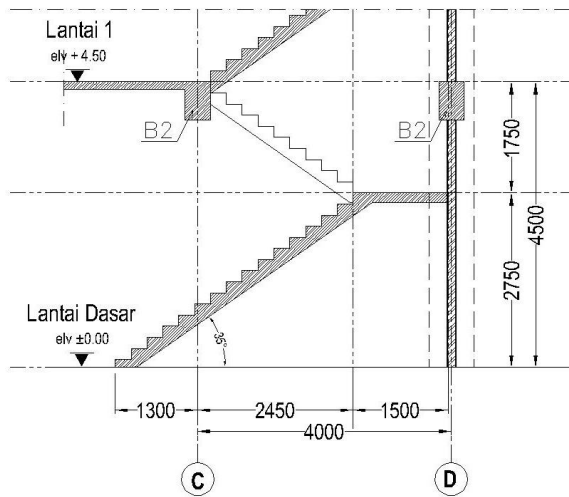
Perencanaan tangga diambil contoh perhitungan untuk lantai 1 untuk tinggi lantai 4.5 m. Denah tangga pada lantai 1 dapat dilihat pada Gambar 5.2

5.3.1 Data Perencanaan Tangga

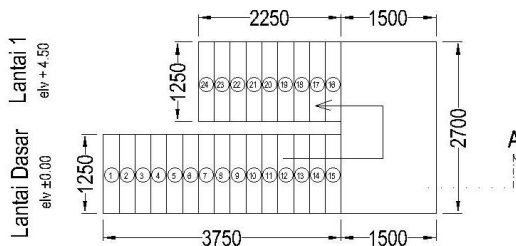
Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan tangga adalah sebagai berikut :

Tebal Pelat (h)	= 15 cm = 150 mm
Sudut Tangga (α)	= 35°
Lebar Bordes	= 150 cm
Jumlah injakan (i)	= $24+1 = 25$ buah
Tebal rata-rata	= $(i / 2) \times \sin \alpha$
	= $(25 / 2) \times \sin 35^\circ$
	= 7.17 cm = 0.0717 m
Tebal total	= 0.15 m + 0.0717 m
	= 0,2217 \approx 0,23 m
Panjang (b)	= diambil tiap 1m = 1000 mm
Tulangan Pokok	= D16 mm
Tulangan Bagi	= D10 mm

Mutu Beton (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja (f_y)	= 400 MPa
Selimit Beton	= 20 mm
Tinggi Efektif (d)	= $h - \text{Selimit} - \frac{1}{2} \text{Ø Tulangan}$
	= $150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} 16 \text{ mm}$
	= 122 mm



POTONGAN A-A



DENAH TANGGA

Gambar 5.4 Rencana Tangga

5.3.2 Pembebanan Tangga

Perhitungan beban pada tangga dapat ditabelkan pada Tabel 5.4 pada pelat tangga dan Tabel 5.5 pada bordes tangga sbb:

Tabel 5.4 Pembebanan Pada Pelat Tangga

Komponen Beban (a)	t (m) (b)	Q (c)	Beban Merata (d)
<u>Beban Mati</u>			
berat sendiri plat tangga	: 0.23	23.6	$/\cos 35 = 6.626$ kN/m ²
Keramik & Spesi	: 1	1.1	= 1.100 kN/m ²
Pegangan	:		= 1.500 kN/m ²
		DL	= 9.226 kN/m ²
<u>Beban Hidup</u>		LL	= 4.760 kN/m ²
<u>Kombinasi Beban</u>			
Qu	1.2 DL + 1.6 LL		
	1.2	9.226 + 1.6	4.760 = 18.688 kN/m ²

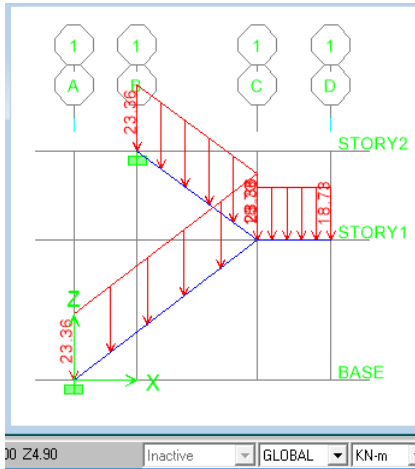
Tabel 5.5 Pembebanan Pada Bordes

Komponen Beban (a)	t (m) (b)	Q (c)	Beban Merata (d)
<u>Beban Mati</u>			
berat sendiri plat tangga	: 0.15	23.6	= 3.540 kN/m ²
Keramik & Spesi	: 1	1.1	= 1.100 kN/m ²
Pegangan	: :		= 1.500 kN/m ²
		DL	= 6.140 kN/m ²
<u>Beban Hidup</u>		LL	= 4.760 kN/m ²
<u>Kombinasi Beban</u>			
Qu	1.2 DL + 1.6 LL		
	1.2	6.14 + 1.6	4.76 = 14.984 kN/m ²

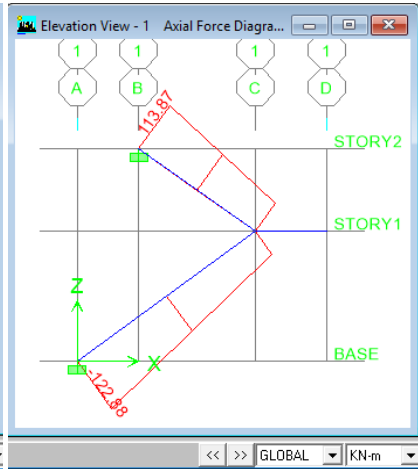
Selanjutnya gaya batang dihitung dengan menggunakan program ETABS v9.7.2 dengan mengidealisasikan beban yang bekerja sebagai beban garis sepanjang bentang tangga, maka beban garis yang bekerja pada tangga dihitung sbb:

$$q_1 \text{ (tangga)} = 18.688 \text{ KN/m}^2 \times 1.25 \text{ m} = 23.360 \text{ KN/m}$$

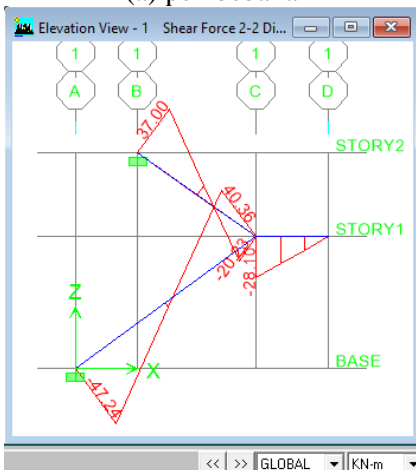
$$q_2 \text{ (bordes)} = 14.984 \text{ KN/m}^2 \times 1.25 \text{ m} = 18.730 \text{ KN/m}$$



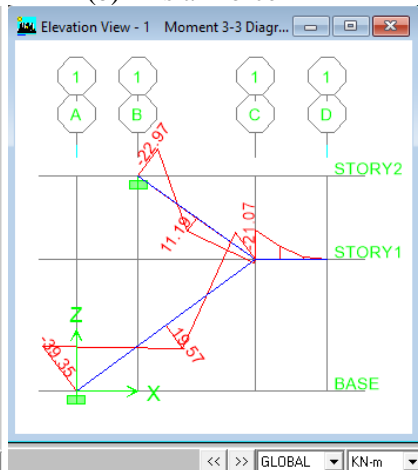
(a) pembebanan



(b) Aksial Force



(c) Shear Force



(d) Moment

Gambar 5.5 Pemodelan Tangga dengan ETABS

Dari hasil pemodelan di dapat output gaya dalam sbb:

Momen Tumpuan	=	39.95 KNm
Momen Lapangan	=	19.57 KNm
Gaya Geser max	=	47.24 KN

5.3.3 Kebutuhan Tulangan Tangga

Penulangan Tumpuan

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada tumpuan arah x-x sbb:

$$M_{tx} = 39,950,000.00 \text{ Nmm}$$

$$\beta l = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{39,950,000.00}{0.9 \times 1000 \times 122^2} = 2.98$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.98}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 95 = 12.91 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 12.91 \times 1000}{400} = 960.44 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.91}{0.8} = 16.14 \text{ mm}$$

$c/d_t = 16.14 / 122 = 0.132 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Tangga diidealisasikan berperilaku seperti balok sehingga:

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.10.5.1)

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b w . d = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} \times 1000 \times 122$$

$$= 451.101 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 . b w . d}{f_y} = \frac{1.4 \times 1000 \times 122}{400} = 427 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 960.44 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}}$, Maka syarat tulangan minimum terpenuhi, sehingga A_s perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}} = \frac{960.44}{0.25 \times \pi \times 16^2} = 5 \text{ buah}$$

Jarak tulangan per 1 m pelat

$$s_{tul} = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{5-1} = 250 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum.....(SNI 2847 2013 Ps.13.3.2)

$$s_{\max} \leq 2 \times h \leq 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan D16–250 mm ($A_s=1004.8 \text{ mm}^2$)

Kontrol Lendutan

Lendutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lendutan seketika akibat beban hidup (LL) & beban mati (DL) adalah :

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{l}{360} = \frac{4272}{360} = 11.87 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_y} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$$

$$Q = 1DL+1LL = 42.09 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 1000 \times 150^3 = 2.8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{42.09 \times (4272)^4}{27805.57 \times 2.8 \times 10^8} \right)$$

$$= 10.23 \text{ mm} < \delta_{\text{ijin}} = 11.87 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Kontrol Ketebalan Plat Terhadap Geser

Nilai geser yang terjadi pada penampang tangga dihitung sesuai *SNI-03-2847-2013 Ps.8.3.3*, untuk pelat tangga geser yang terjadi pada penampang ditahan oleh kuat geser beton V_c yang dihitung sesuai *SNI-03-2847-2013 Ps.11.2.1.1*

$$V_u = 47.24 \text{ KN} = 47240 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17\lambda\sqrt{f_c})xbwxd$$

$$= (0.17 \times (1)\sqrt{35}) \times 1000 \times 122 = 122699 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 122699 = 92024.6 \text{ N}$$

$$\phi V_c \geq V_u = 92024.6 \text{ N} > 47240 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

tidak memerlukan tulangan geser disepanjang tangga.

Perhitungan Tulangan Susut dan Suhu

Didapatkan $\rho_{\text{susut}} = 0.00189$ untuk $f_y = 400 \text{ MPa}$..(*SNI 2847-2013 Ps. 7.12.2.1*)

$$A_{s \text{ susut}} = 0.00189 \times b \times h$$

$$= 0.00189 \times 1000 \times 150$$

$$= 283.5 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan susut

$$S = \frac{(0.25 \times \pi \times d^2) \times 1000}{A_{s \text{ susut}}} = \frac{(0.25 \times \pi \times 10^2) \times 1000}{283.5} = 276 \text{ mm}$$

$$S < 5h = 5 \times 150 = 750 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{SNI-03-2847-2013 Ps. 7.12.2.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan susut D10 – 250 mm

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk tangga disepanjang bentang dan bordes disamakan untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan.

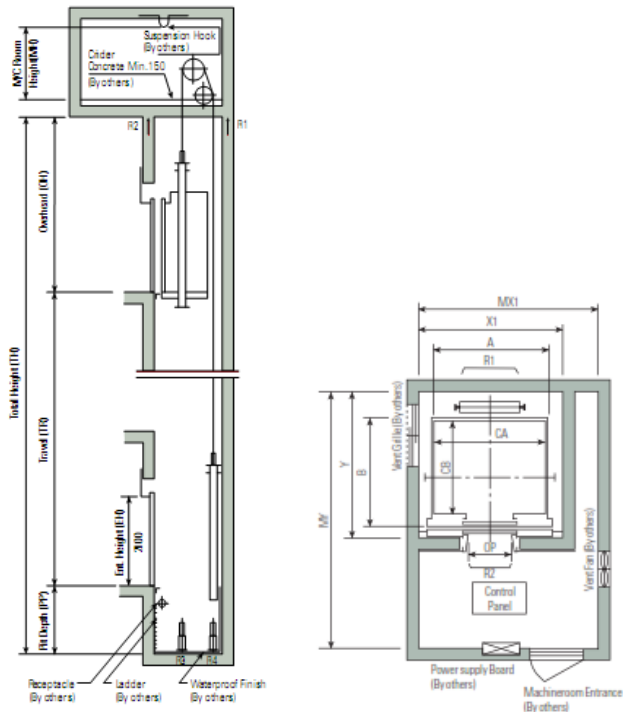
5.4 Perencanaan Balok Lift

5.4.1 Data Perencanaan Balok Lift

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai dengan data – data sebagai berikut :

- Tipe lift : Passenger
- Merk : Hyundai
- Kapasitas : 24 orang /1600kg
- Lebar pintu (opening width) : 900 mm
- Dimensi ruang luncur (hoistway) : 2700 x 2300 mm²
- Dimensi sangkar (car size)
 - Inside : 2150 x 1600 mm²
 - Outside : 2250 x 1770 mm²
- Dimensi ruang mesin : 3000 x 4200 mm²
- Beban reaksi ruang mesin
 - $R_1 = 8500$ kg (berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)
 - $R_2 = 6800$ kg (berat bandul pemberat + perlengkapan)

- Mutu beton ($f'c$) : 35 MPa
- Kuat tarik (f_y) : 400 MPa
- Tebal pelat (t) : 120 mm
- Selimut beton : 20 mm
- Diameter tul. pokok : 19 mm
- Sengkang : 10 mm
- Ukuran B/H : 250/350 mm
- Bentang l_n : 3500 mm



Gambar 5.6 Hoistway Section (1 Cars) & Penampang Lift

5.4.2 Pembebanan Balok Lift

a. Beban Kejut

Sesuai dengan *PPIUG 1983 Psl 3.3.3.hal 16*, Menyatakan bahwa keran yang membebani struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sebagai berikut

$$\psi = (1 + (k_1 \times k_2 \times V)) \geq 1,15$$

$$\psi = (1 + (0,6 \times 1,3 \times 1)) \geq 1,15$$

$$\psi = 1,78 > 1,15$$

Dimana :

ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

V =kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu lebih dari 1,00 m/dt

k_1 =koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6

k_2 =koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1,3.

Beban lift $R_2 = 8500$ kg

Dengan menggunakan $\psi = 1,78$ maka beban terpusat yang bekerja pada balok adalah :

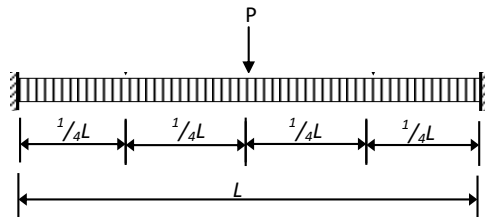
$$P = R_2 \times \psi = 8500 \text{ kg} \times 1,78 = 15130 \text{ kg}$$

Analisa Gaya Dalam Balok Penumpu Depan

Analisa gaya dalam yang digunakan untuk penampang menggunakan bantuan program ETABS dengan data yang diketahui adalah sebagai berikut

$$P = 15130 \text{ kg}$$

$$L = 3.5 \text{ m}$$



Gambar 5.7 Pemodelan Balok Lift

Dari hasil pemodelan di dapat output gaya dalam sbb:

Momen Tumpuan	=	37,398,270.00 Nmm
Momen Lapangan	=	26,713,050.0 Nmm
Gaya Geser max	=	53,426.10 N

5.4.3 Tulangan Lentur Balok Lift

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada tumpun eksterior sbb:

$$M_{\text{tump}} = 37,398,270.00 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.87$$

$$dx = H - \text{decking} - \emptyset_{\text{skng}} - \frac{1}{2} D_{\text{tul.}}$$

$$= 350 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(19) = 292 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi = 0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{37,398,270.00}{0.9 \times 250 \times 292^2} = 1.95$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.95}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 292 = 19.81 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 19.81 \times 250}{400} = 386.26 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.81}{0.8} = 24.76 \text{ mm}$$

$c/d = 24.76 / 95 = 0.085 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.10.5.1)

$$As_{\min 1} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} bw.d = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} \times 250 \times 292$$

$$= 269.92 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min 2} = \frac{1.4.bw.d}{fy} = \frac{1.4.250.340.5}{400} = 255.50 \text{ mm}^2$$

$$As = 386.26 \text{ mm}^2$$

$As > As_{\min}$, Maka syarat tulangan minimum terpenuhi, sehingga As perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{As_{perlu}}{As_{tul}} = \frac{386}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 1.83 \sim 2 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2.dckng - 2.\emptyset s gkg - n.\emptyset \text{ tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 19}{2 - 1} = 118 \text{ mm} \dots (\text{OK!})$$

d aktual = 292 mm

$$As \text{ aktual} = 2 \times (0.25 \pi 19^2) = 401.9 \text{ mm}^2$$

Kontrol Lentutan

Lentutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lentutan seketika akibat beban hidup (LL) & beban mati (DL) adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{l}{360} = \frac{3500}{360} = 9.72 \text{ mm}$$

$$Ec = 4700 \sqrt{fy} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$$

$$Q = 1DL + 1LL = 22.8 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 250 \times 350^3 = 9.00 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\delta^{\circ} = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{22.8 \times (3500)^4}{27805.57 \times 9.00 \times 10^8} \right)$$

$$= 1.72 \text{ mm} < \delta_{\text{ijin}} = 9.72 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Cek Kapasitas Penampang

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot x_b} = \frac{401.9 \times 400}{0.85 \times 35 \times 250} = 21.62 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 0.9 \times 401.9 \times 400 (292 - (0.5 \times 21.62))$$

$$= 40,686,017.6 \quad \text{Nmm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$37,398,270.00 \text{ Nmm} < 40,686,017.6 \text{ Nmm}$$

Sehingga Dipasang :

Tulangan Atas : 2D19

Tulangan Bawah : 2D19

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk balok lift ditabelkan pada Tabel 5.6

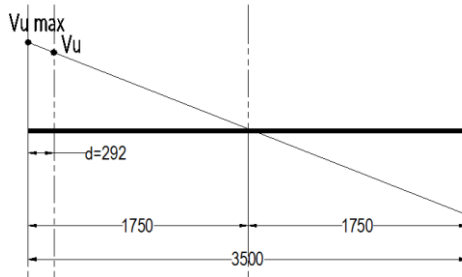
Tabel 5.6 Penulangan Balok lift

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Keb. Tul	As psang (mm ²)	ϕM_n (Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
End Spam	Ekt Neg	37,398,270.0	368.256	2 D19	401.9	40,686,017.6
	Ekt. Pos	-	-	2 D19	401.9	40,686,017.6
Interior Spam	Int. Neg	37,398,270.0	368.256	2 D19	401.9	40,686,017.6
	Int. Pos	-	-	2 D19	401.9	40,686,017.6
Interior Spam	Neg.	-	-	2 D19	401.9	40,686,017.6
	Pos.	26,713,050.0	0.000	2 D19	401.9	40,686,017.6

5.4.4 Tulangan Geser Balok Lift

c. Tumpuan

Gaya geser, V_u pada tumpuan dihitung sejauh d dari muka kolom atau muka balok induk (d : tinggi efektif balok)



Gambar 5.8 Gaya Geser Balok Lift Daerah Tumpuan

$$V_{maks} = 53,426.10 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{V_{maks}(0.5Ln - d)}{0.5Ln} = \frac{53,426.10 \times (0.5 \times 3500 - 292)}{0.5 \times 3500}$$

$$= 44,511.57 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f_c'}) x b w x d \dots Ps 11.2.1.1 SNI 2847 2013$$

$$= (0.17 \times 1 \times \sqrt{35}) x 250 x 292 = 72,418.6 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 72,418.6 = 55,063.91 \text{ N}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 55,063.91 = 27,532.00 \text{ N}$$

Maka,

$$0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \dots \dots \dots \text{Penulangan Geser Minimum}$$

Syarat spasi tulangan geser balok *Ps 11.4.5.1 SNI 2847 2013*

$$S \leq d/2 = 292/2 = 146 \text{ mm}$$

$$S < 600 \text{ mm}$$

Digunakan Sengkang Tumpuan D10-150

d. Lapangan

Digunakan sengkang daerah lapangan dengan penulangan geser minimum D10-150

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI ANALISA STRUKTUR

6.1 Pembebanan Struktur Utama

Perencanaan pembebanan diambil sesuai dengan SNI 1726-2013 Pedoman Pembebanan Minimum Untuk Perancangan Bangunan Rumah dan Gedung untuk beban hidup dan ASCE 7-10 *Minimum Design Load for Buildings and Other Structure* untuk beban mati. Untuk beban gempa diambil sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dengan wilayah gempa yogyakarta.

6.1.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan.

A. Berat Sendiri Struktur

Beban Material Beton Bertulang : 23.6 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Concrete, Reinforced Stone (including gravel)*)

B. Beban Mati Tambahan

Lantai 1-11

- Beban Keramik + Spesi : 1,10 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1 *Ceramic, or quarry tile (19mm) on 25mm mortar bed*)
- Beban ducting mekanikal : 0,19 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
- Beban penggantung langit-langit : 0,1 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1 , *Suspended Steel Channel System*)
- Beban Plafon : 0,05 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)

Total : 1.14 kN/m²

Lantai 12 (Atap)

- Beban lapisan *waterproofing* : 0,05 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Waterproofing Membranes Liquid Applied*)

- Beban ducting mekanikal : $0,19 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
- Beban penggantung langit-langit : $0,1 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1, *Suspended Steel Channel System*)
- Beban Plafon : $0,05 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)

Total : 0.39 kN/m^2

C. *Beban Dinding*

Beban dinding $\frac{1}{2}$ bata : 2.3 kN/m^2 (ASCE 7-10 Table C3-1)

6.1.2 Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan tidak dikalikan dengan faktor reduksi. Rincian beban hidup yang digunakan adalah :

A. Lantai 1-11

Lantai hunian : $1,92 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 tabel 4-1)

Beban Partisi : $0,72 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 pasal 4.32)

B. Lantai 12 (Atap)

Atap datar : $0,96 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 tabel 4-1)

6.1.3 Respon Gempa Elastis (SNI 1726 2017)

Perhitungan Respon Gempa sesuai SNI 1726 2017 dengan redaman kritis 5% dengan probabilitas terjadinya gempa 2% dalam kurun waktu 50 tahun adalah sbb:

Lokasi	: Yogyakarta
Tanah dasar	: Tanah Lunak ($N_{spt} < 15$)
Kategori Resiko	: II
Faktor Keutamaan Gempa (I_e)	: 1
Percpt. batuan dasar perioda 2,0 dt (S_S)	: 1.5
Percpt. batuan dasar perioda 1,0 dt (S_I)	: 0.5
Klasifikasi Situs	: SE
Fak. Koefisien situs perioda 2,0 dt (F_a)	: 0.9
Fak. Koefisien situs perioda 1,0 dt (F_v)	: 2.4

1. Parameter respons percepatan pada periode 2,0 dt (S_{MS})
 $S_{MS} = F_a \times S_S = 0.9 \times 1.5 = 1.35 \text{ g}$
2. Parameter respons percepatan pada periode 1,0 dt (S_{MI})
 $S_{MI} = F_v \times S_I = 2.4 \times 0.5 = 1.20 \text{ g}$
3. Parameter spektral percepatan pada periode 2,0 dt (S_{DS})
 $S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 2/3 \times 2.35 = 0.90 \text{ g}$
4. Parameter spektral percepatan pada periode 1 dt (S_{DI})
 $S_{DI} = 2/3 S_{MI} = 2/3 \times 1.20 = 0.80 \text{ g}$
5. Periode getar Fundamental Struktur

$$T_o = 0,2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,6}{1} = 0,12 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} = \frac{0,6}{1} = 0,6 \text{ detik}$$

6. Spektrum respons percepatan desain (S_a)

$$\text{Untuk } T < T_o \quad \text{maka, } S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right)$$

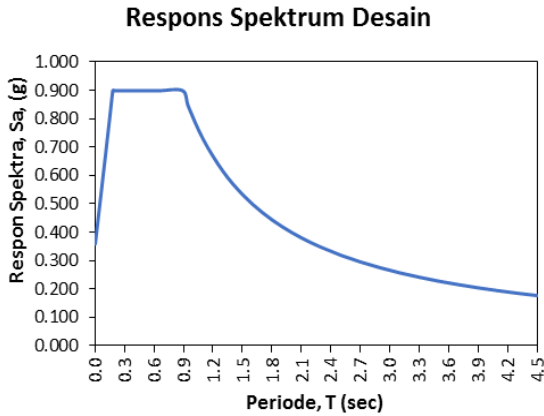
$$\text{Untuk } T_o \leq T \leq T_s \quad \text{maka, } S_a = S_{DS}$$

$$\text{Untuk } T \geq T_s \quad \text{maka, } S_a = \frac{S_{DI}}{T}$$

Selanjutnya dihitung dan dapat dilihat pada Tabel 6.1 dan Gambar 6.1 sbb:

Tabel 6.1 Respons Percepatan Desain

T (sec)	S _a (g)	T (sec)	S _a (g)	T (sec)	S _a (g)
0.00	0.36	1.10	0.73	2.90	0.28
0.15	0.82	1.30	0.62	3.10	0.26
0.18	0.90	1.50	0.53	3.30	0.24
0.20	0.90	1.70	0.47	3.50	0.23
0.35	0.90	1.90	0.42	3.70	0.22
0.50	0.90	2.10	0.38	3.90	0.21
0.65	0.90	2.30	0.35	4.10	0.20
0.89	0.90	2.50	0.32	4.30	0.19
0.95	0.84	2.70	0.30	4.50	0.18



Gambar 6.1 Elastic Respons Spektrum Desain Wilayah Yogyakarta

6.2 Perhitungan Base Shear dengan DDBD

Dalam menghitung base shear dengan DDBD, target kinerja (*performance level*) pada gedung Apartemen Malioboro City Yogyakarta di rencanakan pada level kinerja *Life Safety* dengan simpangan rencana menurut ATC-40 adalah 0.02. Untuk arah x-x didesain dengan Sistem Ganda (sitem dinding geser beton bertulang khusus dan sistem rangka pemikul momen khusus) dan untuk arah y-y didesain dengan Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK). Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan DDBD dihitung masing-masing pada arah yang ditinjau. Semua perhitungan gaya geser dasar (*base shear*) dengan DDBD dihitung sesuai Priestly dkk (2007) dan untuk respon gempa dihitung sesuai SNI 1726 2012 dengan tingkat redaman 5%. Berat Seismik efektif adalah 1.0 Beban Mati + 0.5 Beban Hidup.

6.2.1 Perhitungan Berat Bangunan

Berat masing-masing lantai dihitung pada Tabel sbb:

Tabel 6.2 Beban Mati Lantai 1

Komp. Beban	ket.	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Berat Sendiri							
Pelat Lantai	Luasan 1	39.05	8.55	0.12	23.6	1	945.54
	Luasan 2	47.05	4	0.12	23.6	1	532.98
	void	6.05	4	-0.12	23.6	1	-68.53
Balok B1	as-						
	2,5,6,7,10	12.55	0.4	0.6	23.6	5	355.42
	as-1,11	8.55	0.4	0.6	23.6	2	96.85
Balok B2	as-3,4,8,9	8.55	0.4	0.6	23.6	4	193.71
	as-B,C,D	47.05	0.5	0.7	23.6	3	1165.90
	as-A	39.05	0.5	0.7	23.6	1	322.55
Balok B3		12.55	0.25	0.35	23.6	3	77.75
Kolom K1		0.5	0.7	4	23.6	38	1255.52
Dinding Geser (SW1)		4.6	0.35	4	23.6	4	607.94
Beban Mati Tambahan							
Keramik & Spesi					1.1		
Plafond					0.05		
Penggantung					0.1		
Ducting Mec.					0.19		
	Luasan 1	39.05	8.55		1.44	1	480.78
	Luasan 2	47.05	4		1.44	1	271.01
	void	6.05	4		-1.44	1	-34.85
Total							: 6202.57

Tabel 6.3 Beban Hidup Lantai 1

Komp. Beban	ket.	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Lantai Hunian					1.92		
Partisi					0.72		
	Luasan 1	39.05	8.55		2.64	1	881.44
	Luasan 2	47.05	4		2.64	1	496.85
	void	6.05	4		-2.64	1	-63.89
Total							: 1314.40

Tabel 6.4 Beban Mati Lantai 2-11

Komp. Beban	ket.	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Berat Sendiri							
Pelat Lantai	Luasan 1	39.05	8.55	0.12	23.6	1	945.54
	Luasan 2	47.05	4	0.12	23.6	1	532.98
	void	6.05	4	-0.12	23.6	1	-68.53
Balok B1	as-						
	2,5,6,7,10	12.55	0.4	0.6	23.6	5	355.42
	as-1,11	8.55	0.4	0.6	23.6	2	96.85
Balok B2	as-3,4,8,9	8.55	0.4	0.6	23.6	4	193.71
	as-B,C,D	47.05	0.5	0.7	23.6	3	1165.90
Balok B3	as-A	39.05	0.5	0.7	23.6	1	322.55
		12.55	0.25	0.35	23.6	3	77.75
Kolom K1		0.5	0.7	3.5	23.6	38	1098.58
Dinding Geser (SW1)		4.6	0.35	3.5	23.6	4	531.94
Beban Mati Tambahan							
Keramik & Spesi					1.1		
Plafond					0.05		
Penggantung					0.1		
Ducting Mec.					0.19		
Dinding bata	Luasan 1	39.05	8.55		1.44	1	480.78
	Luasan 2	47.05	4		1.44	1	271.01
	void	6.05	4		-1.44	1	-34.85
Dinding bata		119.2		2.8	2.3	1	767.65
Total							: 6737.28

Tabel 6.5 Beban Hidup Lantai 2-11

Komp. Beban	ket.	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Lantai Hunian					1.92		
Partisi					0.72		
	Luasan 1	39.05	8.55		2.64	1	881.44
	Luasan 2	47.05	4		2.64	1	496.85
	void	6.05	4		-2.64	1	-63.89
Total							: 1314.40

Tabel 6.8 Berat Seismik Efektif

Level	DL (KN)	LL (KN)	1D+0.5L (KN)	1D+0.5L (ton)
12	4631.60	477.96	4870.58	487.058
11	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
10	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
9	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
8	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
7	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
6	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
5	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
4	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
3	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
2	6737.28	1314.40	7394.48	739.448
1	6202.57	1314.40	6859.77	685.977
0	0	0	0.00	0

6.2.2 Perhitungan Base Shear Arah x-x (Sistem Ganda)

Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan metode DDBD untuk sistem ganda langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. *Distribusi Gaya Geser Dasar Pada Frame dan Dinding Geser*

Dalam menentukan proporsi gaya geser dasar pada frame dan dinding geser, struktur harus dimodelkan dengan program bantu ETABS v.9.7.2, sehingga proporsi gaya geser dasar pada frame adalah:

$$V_F = 25.2\%V_{Base}$$

2. *Tinggi RC-Wall contraflexure (H_{CF})*

Tinggi H_{CF} dihitung berdasarkan nilai *overtuning moment* relatif yang terjadi pada dinding geser. Perhitungan *overtuning moment* dihitung sesuai *Priestley dkk 2007* dan ditabelkan pada Tabel 6.9.

Tabel 6.9 Perhitungan *Overtuning Moment* Relatif

Level	Tingg Hi	Mass mi	mi.Hi	Fi	V _{T,i}	M _{.OTM,i}	V _{F,i}	V _{w,i}	M _{w,i}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	frame	wall	wall
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
12	43.0	487.06	20943.51	0.105	0.105	0.000	0.252	-0.147	0.000
11	39.5	739.45	29208.20	0.146	0.251	0.367	0.252	-0.001	-0.515
10	36.0	739.45	26620.13	0.133	0.385	1.246	0.252	0.132	-0.519
9	32.5	739.45	24032.06	0.120	0.505	2.592	0.252	0.253	-0.056
8	29.0	739.45	21444.00	0.107	0.612	4.359	0.252	0.360	0.829
7	25.5	739.45	18855.93	0.094	0.707	6.502	0.252	0.455	2.089
6	22.0	739.45	16267.86	0.081	0.788	8.976	0.252	0.536	3.680
5	18.5	739.45	13679.79	0.069	0.857	11.735	0.252	0.605	5.557
4	15.0	739.45	11091.72	0.056	0.912	14.734	0.252	0.660	7.673
3	11.5	739.45	8503.65	0.043	0.955	17.927	0.252	0.703	9.983
2	8.0	739.45	5915.59	0.030	0.985	21.269	0.252	0.732	12.443
1	4.5	685.98	3086.89	0.015	1.000	24.715	0.252	0.748	15.006
0	0	0.00	0.00	0.000	1.000	29.215	0.252	0.748	18.371
Jumlah		8567.51	199649.34	1					

Dimana:

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i}$$

$$M_{.OTM.i} = V_{T.i} x H_i$$

F_i : rasio gaya relatif lantai ke i

m_i : massa pada lantai ke i

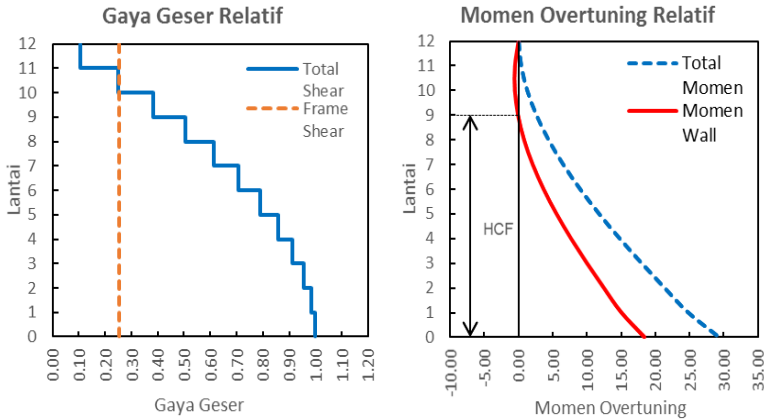
H_i : tinggi struktur lantai ke i

$M_{OTM.i}$: total momen *overtuning* lantai ke i

$M_{w.i}$: momen *overtuning* dinding geser lantai ke i

$V_{T.i}$: total gaya geser lantai ke i

$V_{F.i}$: gaya geser pada frame lantai ke i



Gambar 6.2 Distribusi Gaya Geser dan *Overtuning Moment* Relatif

$$\text{Tinggi } H_{CF} = 29 + (3.5 \times 0.829 / (0.056 + 0.829)) = 32.28 \text{ m}$$

3. Profil Perpindahan Leleh Dinding Geser

Panjang dinding geser

$$L_w = 2 \times 4 \text{ m} = 8 \text{ m}$$

Yield strength tulangan dinding geser

$$f_{ye} = 1.1 f_y = 1.1 \times 400 = 440 \text{ Mpa}$$

Regangan material tulangan pada dasar dinding geser

$$\varepsilon_y = f_{ye} / E = 400 / (2 \times 10^6) = 0.0022$$

Kelengkungan leleh pada dasar dinding

$$\phi_{yWall} = \frac{1.5 \varepsilon_y}{L_w} = \frac{1.5 \times 0.0022}{8} = 0.00055 / \text{m}$$

Sehingga nilai perpindahan leleh dinding geser (*wall yeild displacement profil*), Δ_{yi} dihitung dengan persamaan 2.4a dan 2.4b kemudian ditabelkan untuk setiap lantai pada Tabel 6.10

4. *Profil Perpindahan Rencana*

Kelenkungan Rencana dinding geser direncanakan sebagai *Damage-control curvature* sesuai Priestsley dkk (2007) Bab 6.2.1, dan nilai harus direduksi sebesar 10%

$$\phi_{dc} = 0.9 \times 0.072 / l_w = 0.9 \times 0.072 / 8 = 0.0081 / m$$

Nilai f_u

$$f_u = 1.35 \times f_y = 1.35 \times 400 = 540 \text{ MPa}$$

Konstanta k

$$k = 0.2(f_u / f_y - 1) = 0.2(540/400 - 1) = 0.07 \leq 0.08 \text{ ..ok}$$

Diameter tulangan dinding geser rencana $d_{bi} = 22 \text{ mm}$

Panjang penetrasi regangan ke pondasi

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bi} = 0.022 \times 440 \times 22 = 212 \text{ mm} = 0.212 \text{ m}$$

Maka panjang sendi plastis

$$\begin{aligned} L_p &= k.H_{CF} + 0.1l_w + L_{sp} = 0.07 \times 32.28 + 0.1 \times 8 + 0.212 \\ &= 3.273 \text{ m} \end{aligned}$$

Cek *Drift Limit* pada tinggi H_{CF}

$$\begin{aligned} \theta_{CF} &= \phi_{yw} H_{CF} / 2 + (\phi_{ls} - \phi_{yw}) L_p \\ &= 0.00055 \times 32.280 / 2 + (0.0081 - 0.00055) \times 3.273 \\ &= 0.034 > 0.02 \text{ (life safety)}, \text{ maka nilai Idrift harus} \\ &\quad \text{dikoreksi} \end{aligned}$$

Faktor koreksi

$$\begin{aligned} \omega_\theta &= \left(1 - \frac{(n-5)}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM.F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \\ &= \left(1 - \frac{(12-5)}{100} \right) \left(\frac{18.83}{29.21} + 0.25 \right) = 0.956 \end{aligned}$$

Sehingga nilai profil perpindahan rencana dapat dihitung menggunakan persamaan 2.11b dan ditabelkan pada Tabel 6.10 sbb.

Tabel 6.10 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah x-x

Tingkat	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$mi \cdot \Delta_{Di}^2$	$mi \cdot \Delta_{Di}$	$mi \cdot \Delta_{Di} \cdot Hi$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
12	43.0	487.06	0.286	0.727	257.5	354.1	15227.8
11	39.5	739.45	0.255	0.660	322.2	488.1	19281.3
10	36.0	739.45	0.224	0.593	260.2	438.6	15790.5
9	32.5	739.45	0.193	0.526	204.8	389.1	12646.2
8	29.0	739.45	0.162	0.459	156.0	339.7	9850.6
7	25.5	739.45	0.132	0.393	114.3	290.7	7414.0
6	22.0	739.45	0.103	0.328	79.8	242.9	5343.0
5	18.5	739.45	0.076	0.266	52.3	196.6	3636.5
4	15.0	739.45	0.052	0.206	31.4	152.4	2285.9
3	11.5	739.45	0.032	0.150	16.6	110.9	1275.2
2	8.0	739.45	0.016	0.098	7.1	72.6	580.8
1	4.5	685.98	0.005	0.051	1.8	35.3	158.8
0	0	0	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0
Jumlah		8567.52			1504.02	3111.04	93490.72

5. Rencana Perpindahan SDOF

Rencana perpindahan dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{1504.02}{3111.04} = 0.483 \text{ m}$$

6. Tinggi Efektif

Tinggi efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$H_E = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{93490.72}{3111.04} = 30.051 \text{ m}$$

7. Masa Efektif

Massa efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{3111.04}{0.483} = 6435.113 \text{ ton}$$

8. Redaman Efektif Ekuivalen

Perpindahan leleh dinding geser pada saat tinggi efektif, dimana $H_e \leq H_{CF}$ maka,

$$\begin{aligned} \Delta_{yW} &= \phi_{yW} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) = 0.00055 \left(\frac{30.051^2}{2} - \frac{30.051^3}{6 \times 32.28} \right) \\ &= 0.171 \text{ m} \end{aligned}$$

Daktalitas dinding geser

$$\mu_W = \Delta_D / \Delta_{yW} = 0.483 / 0.171 = 2.822$$

Redaman Efektif RC-Wall

$$\begin{aligned} \zeta_W &= 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_W - 1}{\mu_W \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{2.822 - 1}{2.822 \pi} \right) \\ &= 0.141 \text{ (14.1 \%)} \end{aligned}$$

Daktalitas pada frame, dimana panjang balok untuk arah x-x dengan, $L_b=4.55$ m dan tinggi efektif balok, $H_b=0.6$ m dan *drift* leleh frame, θ_{yf} sbb.

$$\theta_{yf} = 0.5 \epsilon_y L_b / H_b = 0.5 \times 0.0022 \times 4.55 / 0.6 = 0.0083$$

$$\Delta_{yF} = \theta_{yF} \times H_e = 0.0083 \times 30.051 = 0.2506$$

$$\mu_F = \Delta_D / \Delta_{yF} = 0.483 / 0.2506 = 1.928$$

Redaman Efektif frame

$$\begin{aligned} \zeta_F &= 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) = 0.05 + 0.577 \left(\frac{1.928 - 1}{1.928 \pi} \right) \\ &= 0.138 \text{ (13.8\%)} \end{aligned}$$

Perpindahan leleh sistem

$$\begin{aligned}\Delta_{ySys} &= (\Delta_{yF} \times \%V_{bFrame}) + (\Delta_{yW} \times \%V_{bWall}) \\ &= (0.2506 \times 25.2\%) + (0.171 \times 74.8\%) \\ &= 0.1913 \text{ m}\end{aligned}$$

Daktalitas perpindahan (*displacement ductility*) system

$$\mu_{sys} = \Delta_D / \Delta_{ySys} = 0.483 / 0.1913 = 2.5248$$

Sehingga redaman efektif ekivalen adalah sbb.

$$\begin{aligned}\xi_{eq} &= \frac{M_{OTM.W} \xi_{eW} + M_{OTM.F} \xi_F}{M_{OTM}} \\ &= \frac{18.371 \times 0.141 + 10.844 \times 0.138}{29.215} \\ &= 0.1403 \text{ (14.03 \%)}\end{aligned}$$

9. *Periode Efektif*

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (SD) pada nilai perpindahan rencana (Δ_d). *spektra displacement* (SD) didapatkan dari grafik respon percepatan gempa elastis sesuai SNI 1726 2012 dengan redaman 5% yang dikonversi dengan persamaan 2.22. untuk fak koreksi tingkat redaman digunakan persamaan sbb.

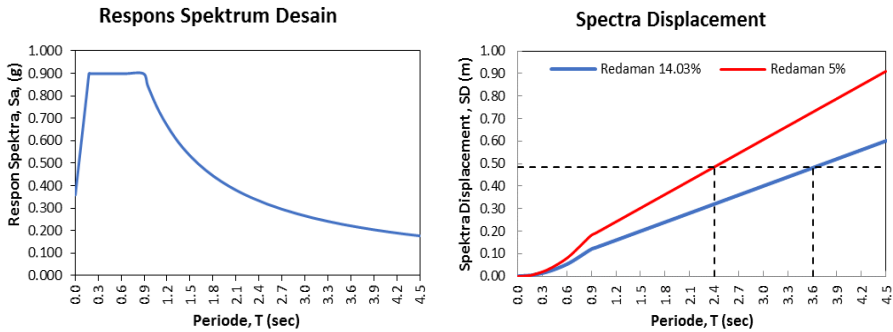
$$R_{\xi} = \left[\frac{0.02 + \xi}{0.07} \right]^{1/2}$$

Selanjutnya nilai perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.11

Tabel 6.11 Perhitungan *Spektra Displacement* Redaman 14.03%

T (sec) (1)	Sa (g) (2)	Redaman 5% SD (m) (3)	Redaman 14.03%		Δ_d (m) (6)
			R ξ (4)	SD (m) (5)	
0.000	0.360	0.000	0.661	0.000	0.483
0.150	0.816	0.005	0.661	0.003	0.483
0.178	0.900	0.007	0.661	0.005	0.483
0.200	0.900	0.009	0.661	0.006	0.483
0.350	0.900	0.028	0.661	0.018	0.483
0.500	0.900	0.057	0.661	0.038	0.483
0.650	0.900	0.096	0.661	0.064	0.483
0.889	0.900	0.180	0.661	0.119	0.483
0.950	0.842	0.193	0.661	0.127	0.483
1.100	0.727	0.223	0.661	0.147	0.483
1.300	0.615	0.263	0.661	0.174	0.483
1.500	0.533	0.304	0.661	0.201	0.483
1.700	0.471	0.344	0.661	0.228	0.483
1.900	0.421	0.385	0.661	0.254	0.483
2.100	0.381	0.426	0.661	0.281	0.483
2.300	0.348	0.466	0.661	0.308	0.483
2.500	0.320	0.507	0.661	0.335	0.483
2.700	0.296	0.547	0.661	0.362	0.483
2.900	0.276	0.588	0.661	0.388	0.483
3.100	0.258	0.628	0.661	0.415	0.483
3.300	0.242	0.669	0.661	0.442	0.483
3.500	0.229	0.709	0.661	0.469	0.483
3.700	0.216	0.750	0.661	0.496	0.483
3.900	0.205	0.790	0.661	0.522	0.483
4.100	0.195	0.831	0.661	0.549	0.483
4.300	0.186	0.871	0.661	0.576	0.483
4.500	0.178	0.912	0.661	0.603	0.483

Selanjutnya nilai T_{ef} pada redaman efektif 14.03% adalah 3.6 detik. Nilai T_{ef} ini dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (SD) pada Gambar 6.3 sbb.



Gambar 6.3 Respons Spektrum Desain & Spectra Displacement Pada Redaman 14.03%

10. Kekakuan Efektif

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 6435.113}{3.6^2} = 19516.76 \text{ KN/m}$$

11. Gaya Geser Dasar

$$V_{Base} = K_e \cdot x \Delta_d = 19516.76 \times 0.483 = 9435.32 \text{ KN}$$

Nilai Gaya Geser Dasar Nominal dihitung sbb.

$$V_{Base,n} = V_B / f_1 = 9435.32 / 1.6 = 5897.1 \text{ KN}$$

Distribusi gaya geser tiap lantai arah x-x dapat dihitung dengan persamaan sbb dan ditabelkan pada Tabel 6.12

$$F_i = Ft + 0.9V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i$$

Dimana

$$Ft = 0.1V_{base} \text{ untuk lantai atap}$$

$$Ft = 0 \text{ untuk lantai 1-11 (selain atap)}$$

Tabel 6.12 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x

Tingkat	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	Δ_{Di} (m)	$mi.\Delta_{Di}$	Vb (kN)	Fi (kN)
(1)	(2)	(3)	(5)	(7)	(8)	(9)
12	43.0	487.06	0.727	354.1	5897.1	1193.9
11	39.5	739.45	0.660	488.1	5897.1	832.7
10	36.0	739.45	0.593	438.6	5897.1	748.3
9	32.5	739.45	0.526	389.1	5897.1	663.8
8	29.0	739.45	0.459	339.7	5897.1	579.5
7	25.5	739.45	0.393	290.7	5897.1	496.0
6	22.0	739.45	0.328	242.9	5897.1	414.3
5	18.5	739.45	0.266	196.6	5897.1	335.3
4	15.0	739.45	0.206	152.4	5897.1	260.0
3	11.5	739.45	0.150	110.9	5897.1	189.2
2	8.0	739.45	0.098	72.6	5897.1	123.8
1	4.5	685.98	0.051	35.3	5897.1	60.2
0	0	0.00	0.000	0.0	5897.1	0.0
Jumlah		8567.52		3111.04		5897.07

6.2.3 Perhitungan Base Shear Arah y-y (Sistem Rangka)

Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan metode DDBD untuk system rangka langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut dibawah:

1. Profil Perpindahan Rencana

Menentukan *inelastic mode shape* digunakan rumus sbb.

$$\text{Untuk } n > 4, \text{ maka nilai } \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right)$$

Menentukan profil perpindahan

$$\Delta_1 = \theta.H_1, \text{ untuk lantai pertama}$$

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1}, \text{ untuk lantai berikutnya}$$

Nilai Δ_i harus di kalikan faktor koreksi yang dihitung dengan rumus sbb.

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0$$

Perhitungan profil perpindahan rencana ditabelkan pada Tabel 6.13, dimana nilai $\Theta = 0.02$ (Life Safety)

Tabel 6.13 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah y-y

Level	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	δ_i	ω_Θ	Δ_i (m)	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
12	43.0	487.06	1.000	1.0	0.662	322.593	213.662	13871.48
11	39.5	739.45	0.944	1.0	0.625	462.100	288.778	18252.95
10	36.0	739.45	0.883	1.0	0.585	432.279	252.709	15562.05
9	32.5	739.45	0.817	1.0	0.541	400.295	216.697	13009.60
8	29.0	739.45	0.748	1.0	0.495	366.148	181.303	10618.30
7	25.5	739.45	0.673	1.0	0.446	329.838	147.127	8410.87
6	22.0	739.45	0.595	1.0	0.394	291.365	114.806	6410.02
5	18.5	739.45	0.512	1.0	0.339	250.728	85.016	4638.47
4	15.0	739.45	0.425	1.0	0.281	207.928	58.468	3118.93
3	11.5	739.45	0.333	1.0	0.220	162.966	35.916	1874.10
2	8.0	739.45	0.237	1.0	0.157	115.840	18.147	926.72
1	4.5	685.98	0.136	1.0	0.090	61.738	5.556	277.82
0	0	0	0	0	0	0	0	0.00
Jumlah		8567.52				3403.81	1618.187	96971.30

2. Rencana Perpindahan SDOF

Rencana perpindahan dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{1618.187}{3403.817} = 0.475 \text{ m}$$

3. Tinggi Efektif

Tinggi efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$H_E = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{96971.3}{3403.817} = 28.489 \text{ m}$$

4. Masa Efektif

Massa efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{3403.817}{0.475} = 7159.849 \text{ ton}$$

5. Redaman Efektif Ekuivalen

Daktalitas pada frame arah y-y dihitung berdasarkan bentang (Lb) dan tinggi balok (Hb), dan nilai $M_1=M_i$. Nilai *drift* leleh frame, θ_{yf} dan *yield displacement* pada frame, Δ_y dihitung dengan rumus dibawah ini.

$$\theta_{yf} = 0.5 \varepsilon_y L_b / H_b ;$$

Tabel 6.14 Perhitungan *Yeild Displacement* Arah y-y

Lb	Hb	M	(n)	θ_y	$\sum . M . \theta_y$	$\sum . M$
6	0.7	1	3	0.00943	0.0283	3
4	0.7	1	2	0.00629	0.0126	2
4.55	0.7	1	2	0.00715	0.0143	2
4.475	0.7	1	2	0.00703	0.0141	2
3	0.7	1	1	0.00471	0.0047	1
jumlah					0.0739	10

$$\Delta_y = \frac{\sum_{i=1}^n (M_i \theta_i)}{\sum_{i=1}^n M_i} H_e = \frac{0.0739}{10} \times 28.489 = 0.211$$

Sehingga nilai daktalitas strukturnya dapat dihitung sbb.

$$\mu_F = \Delta_D / \Delta_y = 0.475 / 0.211 = 2.257$$

Redaman Efektif *frame*

$$\begin{aligned} \zeta_F &= 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) = 0.05 + 0.577 \left(\frac{2.257 - 1}{2.257 \pi} \right) \\ &= 0.1523 \text{ (15.23\%)} \end{aligned}$$

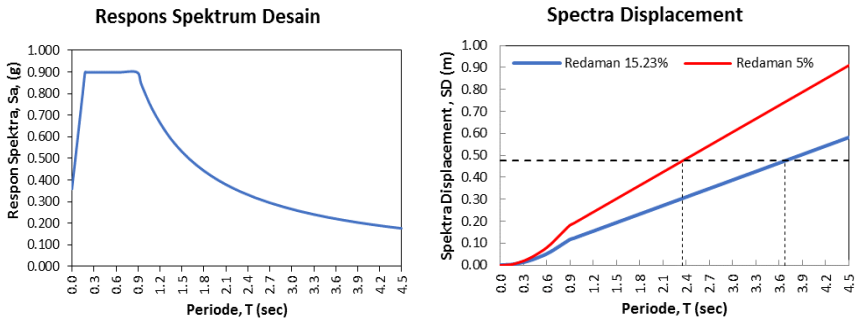
6. Periode Efektif

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (SD) dari table 6.15 sbb.

Tabel 6.15 Perhitungan *Spektra Displacement* Redaman 15.23%

T (sec)	S _a (g)	Redaman 5% SD (m)	Redaman 15.23%		Δ_d (m)
			R ξ	SD (m)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0.000	0.360	0.000	0.637	0.000	0.475
0.150	0.816	0.005	0.637	0.003	0.475
0.178	0.900	0.007	0.637	0.005	0.475
0.200	0.900	0.009	0.637	0.006	0.475
0.350	0.900	0.028	0.637	0.018	0.475
0.500	0.900	0.057	0.637	0.036	0.475
0.650	0.900	0.096	0.637	0.061	0.475
0.889	0.900	0.180	0.637	0.115	0.475
0.950	0.842	0.193	0.637	0.123	0.475
1.100	0.727	0.223	0.637	0.142	0.475
1.300	0.615	0.263	0.637	0.168	0.475
1.500	0.533	0.304	0.637	0.194	0.475
1.700	0.471	0.344	0.637	0.220	0.475
1.900	0.421	0.385	0.637	0.245	0.475
2.100	0.381	0.426	0.637	0.271	0.475
2.300	0.348	0.466	0.637	0.297	0.475
2.500	0.320	0.507	0.637	0.323	0.475
2.700	0.296	0.547	0.637	0.349	0.475
2.900	0.276	0.588	0.637	0.375	0.475
3.100	0.258	0.628	0.637	0.400	0.475
3.300	0.242	0.669	0.637	0.426	0.475
3.500	0.229	0.709	0.637	0.452	0.475
3.700	0.216	0.750	0.637	0.478	0.475
3.900	0.205	0.790	0.637	0.504	0.475
4.100	0.195	0.831	0.637	0.530	0.475
4.300	0.186	0.871	0.637	0.555	0.475
4.500	0.178	0.912	0.637	0.581	0.475

Selanjutnya nilai T_e pada redaman efektif 15.23% adalah 3.67 detik. Nilai T_e ini dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (SD) pada Gambar 6.5



Gambar 6.5 Respons Spektrum Desain & Spectra Displacement Pada Redaman 15.23%

7. Kekakuan Efektif

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 7159.849}{3.67^2} = 20880.91 \text{ KN/m}$$

8. Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar hasil perhitungan DDBD pada saat pelelehan pertama adalah sbb.

$$V_{Base} = K_e \cdot x \Delta_d = 20880.91 \cdot 0.475 = 9926.85 \text{ KN}$$

Nilai Gaya Geser Dasar Nominal dihitung sbb.

$$V_{Base,n} = V_B / f_1 = 9926.85 / 1.6 = 6204.28 \text{ KN}$$

Distribusi gaya geser tiap lantai arah y-y dapat dihitung dengan persamaan sbb dan ditabelkan pada Tabel 6.16

$$F_i = F_t + 0.9V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i$$

Dimana

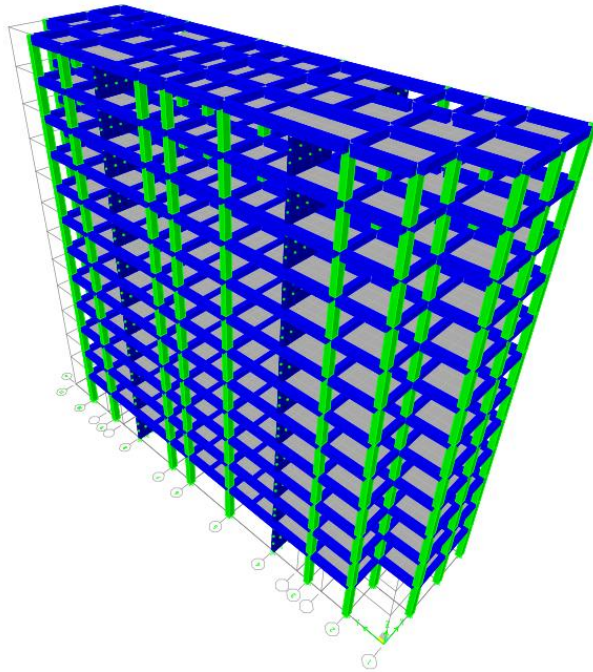
$$F_t = 0.1V_{base} \text{ untuk lantai atap}$$

$$F_t = 0 \text{ untuk lantai 1-11 (selain atap)}$$

Tabel 6.16 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y

Tingkat	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	Δ_{Di} (m)	$mi.\Delta_{Di}$	Vb (kN)	Fi (kN)
(1)	(2)	(3)	(5)	(7)	(8)	(9)
12	43.0	487.06	0.662	322.6	6204.3	1149.6
11	39.5	739.45	0.625	462.1	6204.3	758.1
10	36.0	739.45	0.585	432.3	6204.3	709.1
9	32.5	739.45	0.541	400.3	6204.3	656.7
8	29.0	739.45	0.495	366.1	6204.3	600.7
7	25.5	739.45	0.446	329.8	6204.3	541.1
6	22.0	739.45	0.394	291.4	6204.3	478.0
5	18.5	739.45	0.339	250.7	6204.3	411.3
4	15.0	739.45	0.281	207.9	6204.3	341.1
3	11.5	739.45	0.220	163.0	6204.3	267.3
2	8.0	739.45	0.157	115.8	6204.3	190.0
1	4.5	685.98	0.090	61.7	6204.3	101.3
0	0	0.00	0.000	0.0	6204.3	0.0
Jumlah		8567.52		3403.82	80655.7	6204.28

6.3 Pemodelan dan Analisa Struktur Dengan ETABS



Gambar 6.6 Pemodelan Struktur Dengan ETABS v9.7.2

Design Data:

Material	: Concrete
Fy (rebar)	: 400 Mpa
fc'	: 35 MPa
Ec	: $4700(fc')^{0.5} = 27805.6 \text{ MPa}$
Angka pasion, ν	: 0.2
Modulus Geser, G	: default
Element & Object	
Object	: Balok, Kolom, Dinding Geser, Plat lantai
Element Dinding Geser	: Shell-Thick
Element Plat lantai	: Shell

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

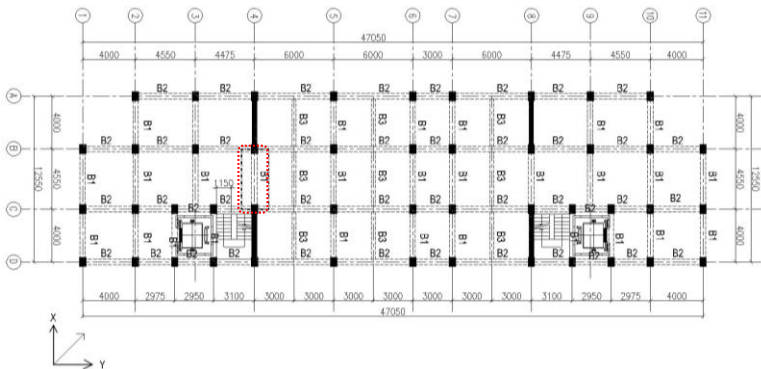
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

7.1 Umum

Struktur berbasis *performance based design* yang nilai *base shear*-nya di desain dengan metode DDBD harus didetailkan dengan pendetailan khusus. Pendetailan khusus dilakukan agar struktur tersebut dapat merespon beban gempa yang terjadi sesuai dengan tingkat daktilitas struktur rencana hasil perhitungan dengan metode DDBD. Pada tugas akhir ini struktur utama direncanakan sebagai Sistem Ganda (sistem rangka momen khusus dan dinding struktural khusus) untuk arah x-x dan Sistem Rangka Momen Khusus untuk arah y-y yang pedetailanya di rencanakan sesuai SNI:2847-2013.

7.2 Perencanaan Balok Induk

Dalam perhitungan perencanaan tulangan balok diambil contoh pada balok B1 (40/60) As 6-BC lantai 1. Lokasi balok dapat dilihat pada Gambar 7.1



Gambar 7.1 Denah Lokasi Balok B1

Data Perencanaan :

Mutu beton = 35 MPa

Mutu tulangan = 400 MPa

Diameter tulangan lentur	= D19	mm
Diameter tulangan geser	= D10	mm
Diameter tulangan torsi	= D13	mm
Selimit beton	= 40	mm

$$\beta_i = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} \quad (\text{SNI 2847 2013 Ps. 10.2.7.3})$$

$$= 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

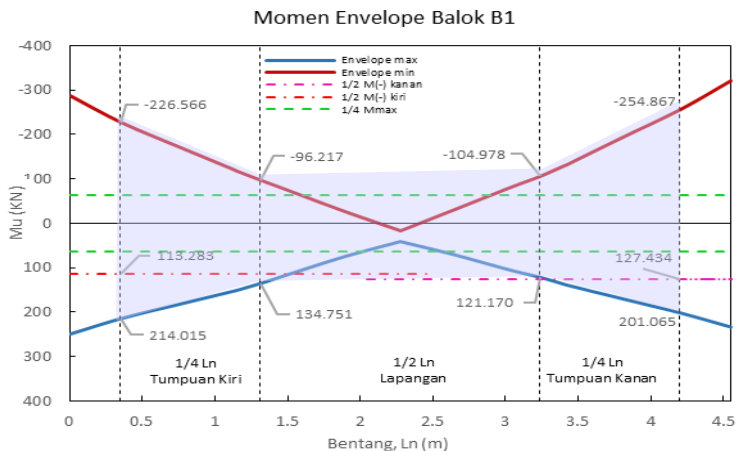
Karena struktur gedung ini menggunakan Sistem Ganda yang merupakan perpaduan Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK) dan Dinding Struktural Khusus (DSK) untuk arah x-x, maka persyaratan untuk pendetailan khusus pada batang lentur sesuai *SNI:2847-2013 pasal 21.5.1* berikut ini harus dipenuhi

- Gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi $0,1Agf''c$ (*SNI:2847-2013 pasal 21.5.1.1*)
 $P_u < 0,1Agf''c \Rightarrow$ memenuhi syarat.
- Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (*SNI:2847-2013 pasal 21.5.1.2*).
 $L_n = 3850 \text{ mm}$
 $d = 600 - 40 - 10 - (19/2) = 540.5 \text{ mm}$
 $4d = 4 (540.5) = 2162 \text{ mm}$
 $L_n > 4d \Rightarrow$ memenuhi syarat
- Lebar komponen tidak boleh kurang dari $0,3 h$ dan 250 mm (*SNI:2847-2013 pasal 21.5.1.3*).
 $bw/h = 400/600 = 0.66 h \Rightarrow$ memenuhi syarat.

7.2.1 Output Gaya Dalam

Output gaya dalam dari hasil pemodelan dan analisa struktur yang dibutuhkan dalam perencanaan balok berupa momen, geser dan torsi dari kombinasi gaya terfaktor.

- Momen Envelope
Distribusi momen envelope pada balok B1 dengan bentang $L_n = 3.85\text{m}$ dapat dilihat pada Gambar 7.2.



Gambar 7.2 Momen Envelope Balok B1

Momen rencana untuk pendetailan khusus harus memenuhi ketentuan sesuai *SNI:2847-2013 Pasal 21.5.2.2* yaitu (a) Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah momen negatifnya (b) Kekuatan momen negative dan positif pada sembarang penampang sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat momen maksimumnya. maka momen sesuai ketentuan tsb adalah sbb:

Tump. kanan (-)	= 254.867 kN.m
1/2 Momen (-)	= 127.433 kN.m
Tump. kiri (-)	= 226.556 kN.m
1/2 Momen (-)	= 127.433 kN.m
Momen Maksimum	= 254.867 kN.m
1/4 Momen Maksimum	= 63.717 kN.m

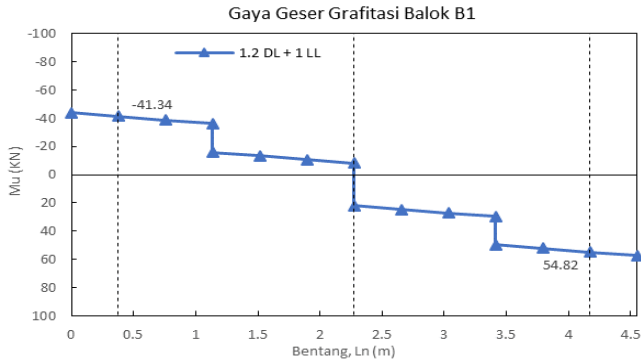
Maka sesuai grafik pada Gambar 7.2 didapatkan momen desainya sebagai berikut:

Tump. kanan (-)	= 254.867 kN.m
Tump. kanan (+)	= 201.065 kN.m

Tump. kiri (-)	= 226.556 kN.m
Tump. kiri (+)	= 214.015 kN.m
Lapangan (-)	= 104.978 kN.m
Lapangan (+)	= 134.751 kN.m

b. Gaya Geser

Untuk perencanaan geser dibutuhkan distribusi gaya geser grafitasi hasil Analisa struktur dengan ETABS. Distribusi gaya geser gravitasi dapat dilihat pada Gambar 7.3.



Gambar 7.3 Gaya Geser Grafitasi Balok B1

c. Torsi

Nilai torsi di muka tumpuan terbesar hasil kombinasi envelope adalah 12.999 KN

7.2.2 Tulangan Longitudinal Balok Induk

a. Tulangan Longitudinal Untuk Lentur

Tumpuan Kanan Negatif (-)

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$) (SNI:2847-2013 Ps. 9.3.2.1)

$$Mu = 254,867,000 \text{ N.mm}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 19/2 = 540.5 \text{ mm (dipasang 1 baris)}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{254867000}{0.9 \times 400 \times 540.5^2} = 2.42$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a):

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85 \times f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.42}{0.85 \times 35}} \right) \times 540.5$$

$$= 45.98 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (As)

$$As = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 45.98 \times 400}{400} = 1368 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal ... (SNI:2847-2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.98}{0.8} = 57.48 \text{ mm}$$

$$c/dt = 47.58/540.5 = 0.106 < 0.375 \quad (\text{terkendali tarik OK!})$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI:2847-2013 Ps. 21.5.2.1)

$$As = 1368 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min 1} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d = \frac{0.25 \sqrt{35}}{400} \times 400 \times 540.5$$

$$= 799.41 \text{ mm}^2 < As \dots \dots \dots (\text{OK!})$$

$$As_{\min 2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1.4 \cdot 400 \cdot 540.5}{400}$$

$$= 756.70 \text{ mm}^2 < As \dots \dots \dots (\text{OK!})$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$As_{\max} = 0.025 \times 400 \times 540.5 = 5405 \text{ mm}^2 > As \dots \dots \dots (\text{OK!})$$

Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga As perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tul}}} = \frac{1368}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 4.82, \text{ digunakan } 5 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2.dckng - 2.Øsngkg - n.Ø \text{ tul utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 7 \times 19}{5-1} = 51.3 > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK!})$$

d aktual= 540.50 mm

As aktual= $5 \times (0.25 \pi 19^2) = 1416.9 \text{ mm}^2$

Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc' \cdot xb} = \frac{1416.9 \times 400}{0.85 \times 35 \times 400} = 47.63 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 0.9 \times 1416.9 \times 400 (540.5 - (0.5 \times 47.63))$$

$$= 263,557,980.40 \text{ Nmm}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

263,557,980.40 Nmm < 263,557,980.40 Nmm.....(OK!)

Tumpuan Kanan Positif (+)

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$) (SNI:2847-2013 Ps. 9.3.2.1)

Mu = 201,065,000 N.mm

d = $600 - 40 - 10 - 19/2 = 540.5 \text{ mm}$ (dipasang 1 baris)

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{201,065,000}{0.9 \times 400 \times 540.5^2} = 1.91$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a):

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85 \cdot fc'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.91}{0.85 \times 35}} \right) \times 540.5$$

$$= 35.93 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (As)

$$As = \frac{0.85 \cdot fc' \cdot a \cdot b}{fy} = \frac{0.85 \times 35 \times 35.93 \times 400}{400} = 1068.9 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal ... (SNI:2847-2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35.93}{0.8} = 44.91 \text{ mm}$$

$$c/dt = 44.91/540.5 = 0.083 < 0.375 \quad (\text{terkendali tarik OK!})$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI:2847-2013 Ps. 21.5.2.1)

$$A_s = 1068.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} \times 400 \times 540.5$$

$$= 799.41 \text{ mm}^2 < A_s \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1.4 \cdot 400 \cdot 540.5}{400}$$

$$= 756.70 \text{ mm}^2 < A_s \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$A_{s_{\max}} = 0.025 \times 400 \times 540.5 = 5405 \text{ mm}^2 > A_s \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga A_s perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{1tul}}} = \frac{1068.9}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 4.82, \text{ digunakan } 5 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

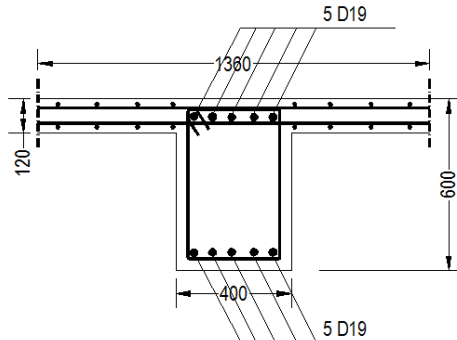
$$S = \frac{b_w - 2 \cdot d_{ckng} - 2 \cdot \emptyset_{sngkg} - n \cdot \emptyset_{tul \text{ utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 7 \times 19}{5 - 1} = 51.3 > 25 \text{ mm} \dots\dots (\text{OK!})$$

d aktual = 540.50 mm

$$A_s \text{ aktual} = 5 \times (0.25 \pi 19^2) = 1416.9 \text{ mm}^2$$

Untuk Penampang Balok-T dengan momen positif (+) maka kapasitas penampang aktual harus di cek sebagai Balok T dengan penampang seperti pada Gambar 7.4 sbb:



Gambar 7.4 Penampang Balok-T B1 Tumpuan

Dimana :

$$B_w = 400 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat (H}_f\text{)} = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 600 - 120 = 480 \text{ mm}$$

$$B_w + 2H_b = 400 + 2 \times 480 = 1360 \text{ mm}$$

$$B_w + 8H_f = 400 + 2 \times 120 = 1360 \text{ mm}$$

Digunakan Lebar Efektif (B_{eff}) = 1360 mm

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1416.9 \times 400}{0.85 \times 35 \times 400} = 47.63 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.63}{0.8} = 59.54 \text{ mm} < H_f = 120 \text{ mm, maka}$$

dipakai Balok-T Palsu

$$c/d_t = 59.54 / 540.5 = 0.093 < 0.375 \text{ (terkendali tarik OK!)}$$

Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) \\ &= 0.9 \times 1416.9 \times 400 (540.5 - (0.5 \times 47.63)) \\ &= 263,557,980.40 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$263,557,980.40 \text{ Nmm} < 263,557,980.40 \text{ Nmm} \dots\dots (\text{OK!})$$

Untuk kebutuhan tulangan lentur di sepanjang bentang balok B1 dihitung dengan cara yang sama. Selanjutnya hasil hitungan ditabelkan pada Tabel 7.1 dan Tabel 7.2 untuk Balok B2.

Tabel 7.1 Tulangan Lentur Balok B1

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As psg (mm ²)	ϕMn (Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
Tump.	Kan. Neg	254,867,000.0	1368.025	5 D19	1416.9	263,557,980.4
	Kan. Pos	201,065,000.0	1068.852	5 D19	1416.9	263,557,980.4
	Kir. Neg	226,566,000.0	1209.903	5 D19	1416.9	263,557,980.4
	Kir. Pos	214,015,000.0	1140.315	5 D19	1416.9	263,557,980.4
Lap.	Negative	104,978,000.0	799.410	3 D19	850.2	161,050,136.9
	Positive	134,751,000.0	799.410	3 D19	850.2	161,050,136.9

Tabel 7.2 Tulangan Lentur Balok B2

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As psg (mm ²)	ϕMn (Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
Tump.	Kan. Neg	410,131,000.0	1850.583	7 D19	1983.7	438,353,448.5
	Kan. Pos	369,440,000.0	1660.071	6 D19	1700.3	378,063,806.2
	Kir. Neg	362,521,000.0	1627.839	7 D19	1983.7	438,353,448.5
	Kir. Pos	321,613,000.0	1438.222	6 D19	1700.3	378,063,806.2
Lap.	Negative	242,532,750.0	1184.140	5 D19	1416.9	316,996,737.6
	Positive	202,532,750.0	1184.140	5 D19	1416.9	316,996,737.6

b. Tulangan Longitudinal Untuk Torsi

Pengaruh torsi diatur dalam *SNI:2847-2013 Ps. 15.5.1*, untuk komponen *non-prategang* jika T_u kurang dari

$\phi 0.083 \lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$ maka pengaruh torsi dapat

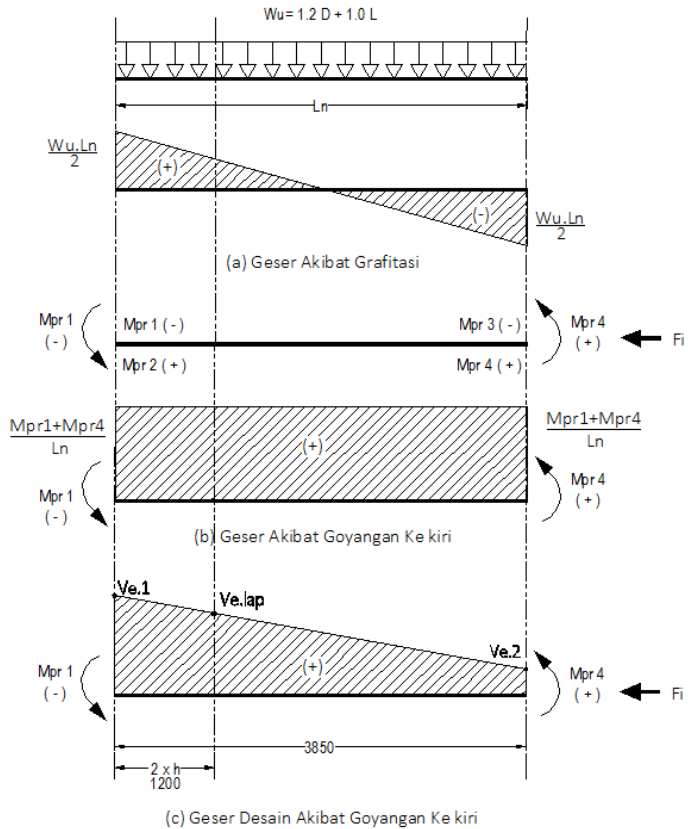
diabaikan. Untuk balok B1 pengaruh torsi dapat diabaikan karena memungkinkannya terjadi redistribusi momen ke pelat lantai yang menggapit kedua sisi balok tersebut.

7.2.3 Tulangan Transversal Balok Induk

Penulangan transversal atau geser harus di desain sesuai persyaratan *SNI:2847-2013 Ps. 21.5.3*. Gaya geser harus di dasarkan pada gaya geser desain (V_e) sesuai *Ps.21.5.4.1*. hal ini diartikan bahwa tulangan geser atau tulangan trasversal dapat menjamin kekangan saat terbentuk sendi plastis pada ujung balok akibat goyangan.

a. Mengitung Gaya Geser Desain

Gaya geser desain dihitung berdasarkan momen ujung balok (M_{pr}). Momen ujung dihitung berdasarkan nilai tegangan tarik baja sebesar $1.25 f_y$ (*SNI:2847-2013 Pasal 21.6.2.2*). Akibat goyangan gempa maka momen ujung kanan akan bekerja bersamaan dengan momen ujung kiri begitu juga sebaliknya. Ilustrasi mekanisme geser desain pada balok B1 menurut SNI akibat goyangan kekiri di ilustrasikan pada Gambar 7.5.



Gambar 7.5 Gaya Geser Desain V_e Pada Balok B1 Akibat Goyangan Kiri

Menghitung momen ujung (M_{pr}) akibat goyangan ke kiri

Momen ujung tumpuan kiri negative (M_{pr1})

$$a_{pr} = \frac{A_s \cdot 1.25 f_y}{0.85 x f_c' x b} = \frac{1416.9 \times 1.25 \times 400}{0.85 \times 35 \times 400} = 59.53 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = A_s \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a) \\ = 1416.9 \times 1.25 \times 400 (540.5 - (0.5 \times 59.53))$$

$$= 361,834,942.85 \text{ Nmm}$$

Momen ujung tumpuan kanan positif (M_{pr4})

$$a_{pr} = \frac{As \cdot 1.25 fy}{0.85 x f'c' x b} = \frac{1416.9 x 1.25 x 400}{0.85 x 35 x 400} = 59.53 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr4} &= As \cdot 1.25 fy \cdot (d - 0.5a) \\ &= 1416.9 \times 1.25 \times 400 (540.5 - (0.5 \times 59.53)) \\ &= 361,834,942.85 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Terfaktor Akibat Beban Gravitasi

$$V_g = \frac{Wu \cdot ln}{2} = 159,660 \text{ N (ETABS)}$$

Sehingga Gaya Geser Desain akibat goyangan ke kiri adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{e1} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{ln} + V_g \\ &= \frac{361,834,942.85 + 361,834,942.85}{3850} + 159,660 \\ &= 245,356.20 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{ln} - V_g \\ &= \frac{361,834,942.85 + 361,834,942.85}{3850} - 159,660 \\ &= 130,576.20 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom = $2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$, maka gaya geser desainnya sbb:

$$\begin{aligned} V_{eLap} &= \frac{(3850 - 1200) \times (245,456.20 - 130,576.20)}{3850} + 130,576.20 \\ &= 128,182.47 \text{ N} \end{aligned}$$

Nilai gaya geser desain akibat gempa kanan dan gempa kiri bernilai sama karena desain tulangan lentur untuk masing-masing ujung (kanan dan kiri) bernilai sama.

b. Penulangan Geser di daerah sendi plastis

Untuk daerah sendi plastis sepanjang 2h dari muka kolom
 $= 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$,

$$V_c = 0 \quad (\text{SNI:2847-2013 Ps. 21.5.4.2})$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI:2847-2013 pasal 9.3.2.3})$$

Tumpuan Kanan (Interior)

$$V_e = 245,356.20 \text{ N}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 1/2 \times 19 = 540.5 \text{ mm}$$

$$V_s = (V_e / \phi) - V_c$$

$$= (245,356.20 / 0.75) - 0 = 327,141.61 \text{ N}$$

$$V_{s \max} = 0.66 \sqrt{f_c'} b w x d$$

$$= 0.66 \sqrt{35} \times 400 \times 540.5 = 844,177.26 \text{ N}$$

$$V_s \text{ pakai} = 327,141.61 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 = $A_v : 157 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 540.5}{327,141.61} = 103.76 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 540.5/4 = 135.13 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai Sengkang D10-100

Tumpuan Kiri (Interior)

$$V_e = 245,356.20 \text{ N}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 1/2 \times 19 = 540.5 \text{ mm}$$

$$V_s = (V_e / \phi) - V_c$$

$$= (245,356.20 / 0.75) - 0 = 327,141.61 \text{ N}$$

$$V_{s \max} = 0.66 \sqrt{f_c'} b w x d$$

$$= 0.66 \sqrt{35} \times 400 \times 540.5 = 844,177.26 \text{ N}$$

$$V_s \text{ pakai} = 327,141.61 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 = $A_v : 157 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 540.5}{327,141.61} = 103.76 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 540.5/4 = 135.13 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai Sengkang D10-100

c. Penulangan Geser di daerah luar sendi plastis

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom $> 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$, beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser (v_c) yang terjadi sehingga:

$$V_u = 128,182.47 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f_c'}) x b w x d$$

$$= 0.17 \sqrt{35} x 350 x 540.5 = 155,058.97 \text{ N}$$

$V_s < V_c$, maka digunakan tulangan minimum

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah luar sendi plastis (SNI 03-2847-2013 Ps. 21.5.3.4)

$$S = d/2 = 540.5/2 = 270.3 \text{ mm}$$

Dipakai Sengkang D10-200

7.2.4 Panjang Penyaluran Tulangan Balok Induk

a. Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tarik

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1,0 \text{ (SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(a))}$$

$$\Psi_e = 1,0 \text{ (SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(b))}$$

$$\Psi_s = 0,8 \text{ (SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(c))}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(d))}$$

$$c_b = \text{Decking} + D_{\text{tul geser}} + 0,5 D_{\text{tul lentur}} = 59,5 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0 \text{ (SNI:2847-2013 pasal 12.2.3)}$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$(cb+Ktr) / db = (59.5+ 0) / 19 = 3.13 > 2.5$, maka diambil
 $= 2.5$

$$ld = \left(\frac{fy}{1.1\lambda\sqrt{fc'}} \times \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{cb + Ktr}{db}\right)} \right) db = \left(\frac{400}{1.1\sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8}{(2.5)} \right) \times 19$$

$$= 373.71 \text{ mm}$$

$ld_{min} = 300 \text{ mm}$(SNI:2847-2013 pasal 12.2.1)
 dipakai $ld = 380 \text{ mm}$

b. Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tekan

Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik (ldc) tidak boleh diambil lebih kecil dari 200 mm (SNI:2847-2013 Pasal.12.3.1)

$$ldc_1 = \left(\frac{0.24 fy}{\lambda\sqrt{fc'}} \right) db = \left(\frac{0.24 \times 400}{1\sqrt{35}} \right) \times 19 = 308.31 \text{ mm}$$

$ldc_2 = (0.043 fy) db = (0.043 \times 400) \times 19 = 326.8 \text{ mm}$
 dipakai $ldc = 380 \text{ mm}$

c. Panjang Kait

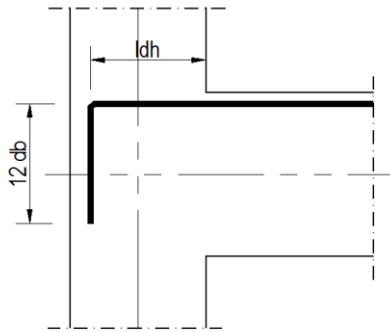
Panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait diilustrasikan pada Gambar S12.12 SNI-2847:2013 dan dapat dihitung untuk kait 90' sbb:

$$ldh = \left(\frac{0.24\psi_e f_y}{\lambda\sqrt{fc'}} \right) db = \frac{0.24 \times 1 \times 400}{1\sqrt{35}} \times 19 = 308.31 \text{ mm}$$

dipakai $ldh = 350 \text{ mm}$

$12 db = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$, diambil 300 mm

Untuk lebih jelasnya pada panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait dapat dilihat pada Gambar 7.6



Gambar 7.6 Panjang Penyaluran Pada Kait

7.2.5 Rekapitulasi Perhitungan Balok Induk

Rekapitulasi kebutuhan tulangan pada Balok B1 dan B2 masing-masing ditabelkan pada Tabel 7.3 dan Tabel 7.4

Tabel 7.3 Kebutuhan Tulangan Balok B1

Tulangan	Tumpuan eksterior	Lapangan	Tumpuan Interior
Tul Atas	5 D19	3 D19	5 D19
Tul Bawah	5 D19	3 D19	5 D19
Tul Pinggang	2 D13	2 D13	2 D13
Sengkang	D10 - 100	D10 - 200	D10 - 100

Tabel 7.4 Kebutuhan Tulangan Balok B2

Tulangan	Tumpuan eksterior	Lapangan	Tumpuan Interior
Tul Atas	7 D19	5 D19	7 D19
Tul Bawah	6 D19	5 D19	6 D19
Tul Pinggang	2 D13	2 D13	2 D13
Sengkang	D10 - 80	D10 - 200	D10 - 80

7.3 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom harus di desain dengan prinsip *Beam Sway Mecanism* dimana kekuatan kolom harus lebih kuat dibanding dengan kuat balok (*Strong Coloum Weak Beam*). Dalam perhitungan tulangan kolom diambil contoh pada kolom K1 (50/70) dengan data-data perencanaan sbb:

Mutu beton	= 35	MPa
Mutu tulangan	= 400	MPa
Diameter tulangan longitudinal	= D22	mm
Diameter tulangan transversal	= D12	mm
Selimit beton	= 40	mm

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} \quad (\text{SNI 2847 2013 Ps. 10.2.7.3})$$

$$= 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

7.3.1 Tulangan Longitudinal Kolom

a. Output Gaya Dalam

Gaya dalam yang diambil untuk perhitungan terletak pada kolom K1 frame C9 pada lantai 1 yang nilai gayanya ultimit. Gaya dalam yang terjadi pada kolom K1 ditabelkan pada Tabel 7.5

Tabel 7.5 Gaya Dalam Kolom K1-C9

Kombinasi	Ujung Bawah			Ujung Atas		
	PU (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	PU (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
COMB1	2025.01	0.067	1.087	1981.14	0.123	3.497
COMB2	2178.89	0.79	2.65	2141.29	1.27	6.497
COMB3	1584.28	135.882	197.731	1546.68	90.586	10.995
COMB4	1611.46	134.455	187.162	1573.86	88.421	10.59
COMB5	2413.95	133.425	183.15	2376.35	86.754	0.221
COMB6	2441.13	136.912	193.72	2403.53	92.253	0.626

Tabel 7.5 Lanjutan.....

Kombinasi	Ujung Bawah			Ujung Atas		
	PU (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	PU (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
COMB7	1842.96	450.416	76.754	1805.35	298.087	7.542
COMB8	2091.86	449.679	37.511	2054.25	296.937	4.178
COMB9	1933.56	450.709	41.522	1895.95	298.604	6.192
COMB10	2182.46	451.446	72.742	2144.85	299.753	2.827
COMB11	873.37	136.354	196.425	845.17	91.341	8.058
COMB12	900.55	133.983	185.855	872.35	87.666	7.653
COMB13	1703.04	133.897	184.457	1674.83	87.508	3.157
COMB14	1730.22	136.44	195.027	1702.01	91.499	3.562
COMB15	1132.04	450.888	75.447	1103.84	298.841	4.606
COMB16	1380.94	450.151	38.817	1352.74	297.691	1.241
COMB17	1222.64	450.237	40.216	1194.44	297.85	3.255
COMB18	1471.54	450.974	74.049	1443.34	298.999	0.11

b. Cek Syarat Kolom Sebagai Struktur Penahan Gempa

1. Nilai Pu harus lebih besar dari $Ag \cdot f_c' / 10$ (SNI:2847-2013 Pasal 21.6.1)

$$Ag \cdot f_c' / 10 = (500 \times 700) \times 35 / 10 = 1,225,000 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

2. Dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm (SNI:2847-2013 Pasal 21.6.1.1)

$$\text{Dimensi kolom} = 500 \times 700 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

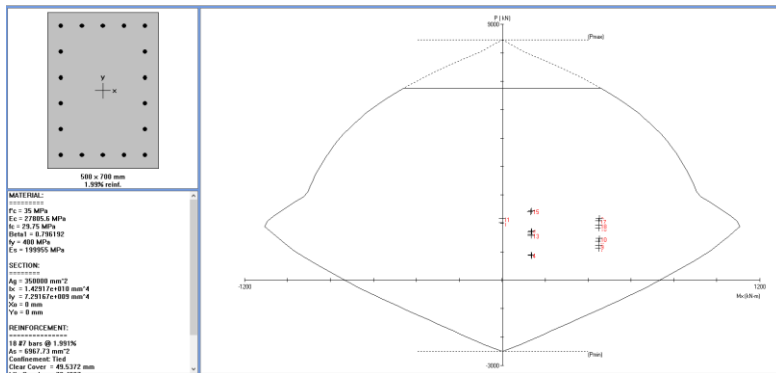
3. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap penampang tegaklurusnya tidak boleh kurang dari 0.4 (SNI:2847-2013 Pasal 21.6.1.2)

$$b/h = 500/700 = 0.71 > 0.4 \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

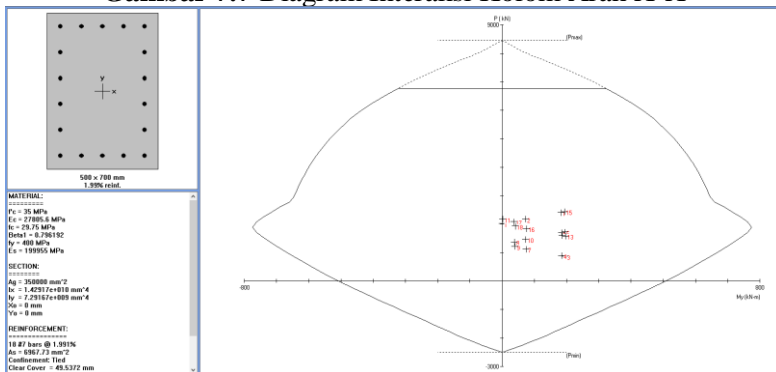
c. Perhitungan Tulangan Longitudinal

Perhitungan tulangan longitudinal kolom menggunakan program bantuan PCA-COL. Gaya-gaya yang bekerja pada kolom diin-put masuk dalam program. Hasil dari

perhitungan awal dengan program PCA-COL didapatkan rasio tulangan 1.99 % dengan diameter tulangan D-22. Diagram interaksi kolom k1 hasil perhitungan dengan program PCA-COL untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 7.7 dan Gambar 7.8



Gambar 7.7 Diagram Interaksi Kolom Arah X-X



Gambar 7.8 Diagram Interaksi Kolom Arah Y-Y

d. Kontrol Rasio Penulangan & Spasi Tulangan

Menurut (SNI:2847-2013 Pasal 21.6.3.1), rasio penulangan untuk daerah dengan wilayah gempa tinggi tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$

atau dengan kata lain rasio tulangan berkisar antara 1% - 6 %.

Rasio tul hasil = 1.99 %(OK!)

Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar d_b tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI:2847-2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{bw - 2.dckng - 2.\emptyset sngkg - n.\emptyset \text{ tul utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S_{x-x} = \frac{700 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 6 \times 22}{6-1} = 92.8 > 25 \text{ mm (OK!)}$$

$$S_{y-y} = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 5 \times 22}{5-1} = 71.5 > 25 \text{ mm (OK!)}$$

e. **Cek Syarat SCWB**

Menurut SNI 2847 2013 pasal 21.6.2.2 .Kekuatan kolom harus memenuhi persamaan 7.1 dibawah ini

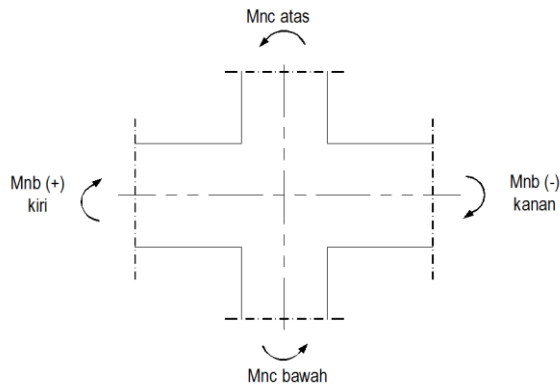
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \text{(7.1)}$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ =jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan **kekuatan lentur terendah**.

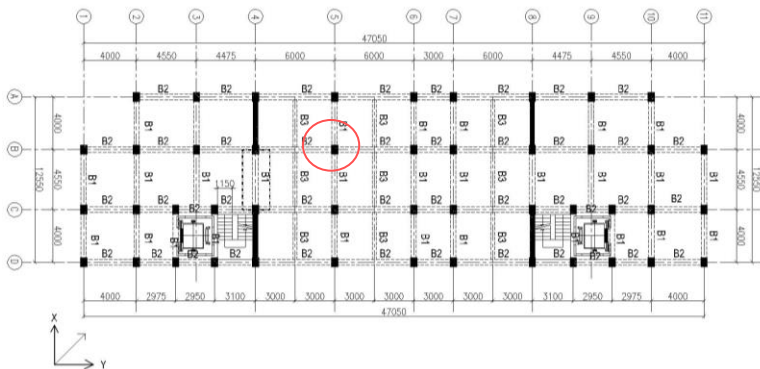
$\sum M_{nb}$ =jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint

Kekuatan nominal ialah kekuatan elemen struktur sebelum dikalikan faktor reduksi atau ϕ , Menkanisme SCWB pada joint interior di ilustrasikan pada Gambar 7.9.



Gambar 7.9 Mekanisme SCWB

Untuk mendapatkan momen nominal balok terbesar maka diambil letak HBK di joint interior pada kolom K1-C17 antara lantai 1 dan lantai 2 seperti pada Gambar. 7.10



Gambar 7.10 Letak Joint HBK untuk cek SCWB

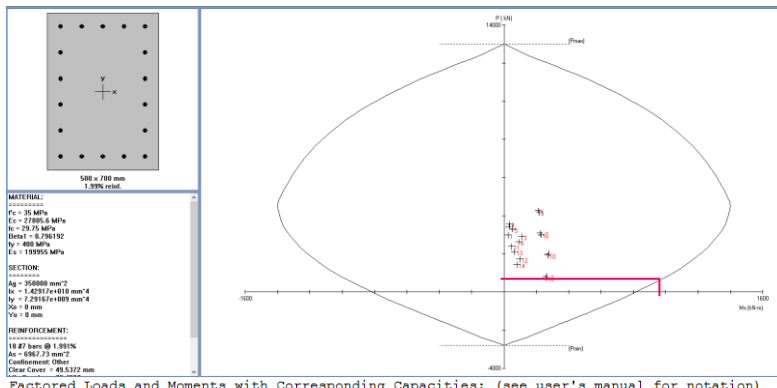
Menentukan Nilai M_{nc}

Nilai M_{nc} diambil pada pangkal dan ujung kolom pada joint kolom K1-C17 untuk masing-masing arah. Nilai M_{nc} diperoleh dari diagram interaksi kolom (PCACOL), yaitu dengan mencari momen terendah yang dihasilkan

dari kombinasi beban aksial terfaktor untuk masing-masing arah. Beban aksial terfaktor untuk masing-masing arah pada joint di kolom K1-C17 ditabelkan pada Tabel 7.6. selanjutnya diambil contoh untuk menghitung nilai *Mnc* yaitu pada kolom K1-C17 arah x-x bawah dapat dilihat pada Gambar 7.11.

Tabel 7.6 Gaya Dalam Kolom K1-C9 pada HBK

Kombinasi	Bawah			Atas		
	PU (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	PU (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
COMB1	2987.18	25.803	4.804	2762.73	51.251	12.185
COMB2	3435.5	32.429	7.124	3160	63.999	17.753
COMB3	3584.6	35.716	25.932	3231.86	4.2	218.39
COMB4	2908.04	111.216	25.389	2704.09	159.621	214.815
COMB5	3306.67	54.091	37.383	3021.95	46.675	244.84
COMB6	2630.11	92.84	37.926	2494.18	117.147	248.414
COMB7	4276.64	213.568	4.405	3774.13	210.191	60.43
COMB8	4193.26	219.08	14.59	3711.16	222.934	78.539
COMB9	2021.44	276.205	2.596	2014.88	335.88	48.515
COMB10	1938.06	270.692	16.398	1951.91	323.138	90.454
COMB11	2397.58	47.691	28.84	2144.88	27.726	225.569
COMB12	1721.02	99.241	28.298	1617.11	136.095	221.995
COMB13	2119.65	66.066	34.475	1934.97	70.201	237.661
COMB14	1443.09	80.866	35.017	1407.2	93.62	241.235
COMB15	3089.62	225.542	7.313	2687.15	233.717	67.609
COMB16	3006.24	231.055	11.681	2624.18	246.46	71.36
COMB17	834.42	264.23	5.505	927.9	312.354	55.694
COMB18	751.04	258.718	13.49	864.93	299.611	83.275



No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	2987.2	25.8	1324.7	51.339
2	3435.5	32.4	1363.4	42.043
3	2908.0	111.2	1317.2	11.844
4	3584.6	35.7	1370.2	38.363
5	3306.7	54.1	1353.9	25.029
6	2630.1	92.8	1289.7	13.892
7	4276.6	213.6	1395.6	6.535
8	4193.3	219.1	1393.1	6.359
9	2021.4	276.2	1216.8	4.405
10	1938.1	270.7	1204.2	4.449
11	2397.6	47.7	1265.5	26.536
12	1721.0	99.2	1170.6	11.795
13	2119.6	66.1	1231.3	18.638
14	1443.1	80.9	1125.8	13.922
15	3089.6	225.5	1334.9	5.919
16	3006.2	231.1	1326.5	5.741
17	834.4	264.2	1010.0	3.823
18	751.0	258.7	991.3	3.832

*** Program completed as requested! ***

Gambar 7.11 Diagram Interaksi kolom K1-C17 arah x-x Bawah

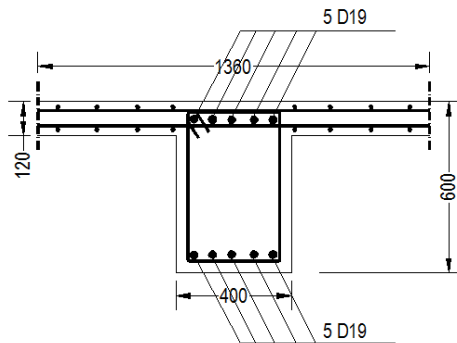
Dari Gambar 7.10 didapat nilai M_{nc} pada kolom K1-C17 arah x-x bawah adalah 991.3 KNm= 991,300,000 Nmm, sehingga dengan cara yang sama nilai M_{nc} untuk masing-masing arah dapat ditabelkan pada Tabel 7.7

Tabel 7.7 Perhitungan M_{nc} pada Joint-C17

Arah	h kolom	M_{nc} atas (Nmm)	M_{nc} bawah (Nmm)	ΣM_{nc} (Nmm)
x-x	70	1,016,800,000	991,300,000	2,008,100,000.00
y-y	50	703,100,000	685.600,000	1,388,700,000.00

Menentukan Nilai M_{nb}

kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint dihitung harus mempertimbangkan pelat lantai yang di cor secara monolit dengan balok, sehingga balok dan pelat lantai bekerja secara bersama. Lebar efektif pelat lantai yang ikut dihitung harus sesuai dengan (SNI:2847-2013 Pasal 13.2.4), penampang balok B1 pada muka joint dapat dilihat pada Gambar.7.12



Gambar 7.12 Penampang Balok B1 Tumpuan

Dimana :

$$B_w = 400 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat (H}_f\text{)} = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 600 - 120 = 480 \text{ mm}$$

$$B_w + 2H_b = 400 + 2 \times 480 = 1360 \text{ mm}$$

$$B_w + 8H_f = 400 + 2 \times 120 = 1360 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan Lebar Efektif (} B_{eff} \text{)} = 1360 \text{ mm}$$

Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke muka joint, ΣM_{nb} dihitung dari penjumlahan M_{nb} pada muka joint (kanan dan kiri) pada masing-masing arah. Untuk arah x-x maka :

Balok Tumpuan Kanan (-)

Luas Tulangan Bagian Atas

$$\text{As Balok} = 5 \text{ D19} = 1416.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Pelat} = \text{D10-200} = 1256 \text{ mm}^2$$

$$\text{As total} = 1416.9 + 1256 = 2672.9 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{(1416.9 \times (40 + 10 + \frac{19}{2})) + (628 \times (120 - 20 - \frac{10}{2})) + (628 \times (20 + \frac{10}{2}))}{2672.9}$$

$$= 59.73 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 59.73 = 540.27 \text{ mm}$$

$$a = \frac{\text{As} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot x b} = \frac{2672.9 \times 400}{0.85 \times 35 \times 400} = 71.88 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= \text{As} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) \\ &= 2672.9 \times 400 (540.27 - (0.5 \times 71.88)) \\ &= 539,210,832.43 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Balok Tumpuan Kiri (+)

Luas Tulangan Bagian Bawah

$$\text{As Balok} = 5 \text{ D19} = 1416.9 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 19/2 = 540.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{\text{As} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot x b} = \frac{1416.9 \times 400}{0.85 \times 35 \times 400} = 38.10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= \text{As} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) \\ &= 1416.9 \times 400 (540.5 - (0.5 \times 38.10)) \\ &= 295,541,597.34 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Untuk arah y-y dihitung dengan cara yang sama, sehingga nilai M_{nb} pada muka Joint C ditabelkan pada Tabel 7.8

Tabel 7.8 Perhitungan M_{nb} pada Joint-C

Arah	Ukuran balok	M_{nb} Kiri (Nmm)	M_{nb} Kanan (Nmm)	$1.2 \Sigma M_{nb}$ (Nmm)
x-x	40/60	539,210,832.43	295,541,597.34	1,001,702,915.73
y-y	50/70	646,127,832.43	352,218,597.34	1,198,015,715.73

Sehingga syarat SCWB dapat dihitung sbb,

Joint C17 Arah x-x

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

$$2,008,100,000 \text{ Nmm} > 1,001,702,915 \text{ Nmm} \dots (\text{OK!})$$

Joint C17 Arah y-y

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

$$1,388,700,000 \text{ Nmm} > 1,198,015,715 \text{ Nmm} (\text{OK!})$$

7.3.2 Tulangan Trasversal Kolom

a. Tulangan Transversal Sebagai Confinement.

Daerah sendi plastis kolom

Daerah Pemasangan Tulangan

Daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (*hoop*).

Tulangan *hoop* diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari 1,2 atau 3 sbb: (SNI:2847-2013 pasal 21.6.4.1)

- 1) Tinggi komponen struktur di joint, $h = 700 \text{ mm}$
- 2) $1/6$ bentang bersih komponen struktur = $1/6 \times 5000 = 833.33 \text{ mm}$
- 3) 450 mm

Maka jarak untuk l_o digunakan 850 mm

Spasi maksimum *hoop*

Spasi maksimum *hoop*, s_{max} , pada daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{max} tidak boleh melebihi dari

nilai terkecil dari 1,2 dan 3 sbb: (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3):

- 1) Seperempat dimensi komponen struktur minimum = $1/4 \times 600 = 150 \text{ mm}$
- 2) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil = $6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 3) s_o , dengan s_o tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0.5hx}{3}$$

$$= 100 + \frac{350 - 0.5(500 - 2(40) - (12/2))}{3} = 147.5 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasi *hoop* (s) = 100 mm (minimum) sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

Luas tulangan *confinement*.

Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang *hoop* tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara a dan b. (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4) :

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dots\dots\dots (a)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \dots\dots\dots (b)$$

Dimana:

b_c = lebar penampang inti beton (yang terkekang), mm
 $= b - 2(\text{selimut} + 1/2d_b)$

$b_c (x-x) = 700 - 2(40 + 1/2(12))$
 $= 608 \text{ mm}$

$b_c (y-y) = 500 - 2(40 + 1/2(12))$
 $= 408 \text{ mm}$

A_{ch} = luas penampang yang diukur sampai tepi luar tulangan trasversal, mm^2

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= (b - 2t_{selimut}) \times (h - 2t_{selimut}) \\
 &= (500 - 2(40)) \times (700 - 2(40)) \\
 &= 260,400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

arah (x-x), lebar : 700 mm

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} &= 0.3 \left(\frac{S.bc.fc'}{fyt} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0.3x \left(\frac{100x608x35}{400} \right) \left(\frac{500x700}{176400} - 1 \right) = 549.16 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{sh2} = 0.09 \left(\frac{S.bc.fc'}{fyt} \right) = 0.09x \left(\frac{100x608x35}{400} \right) = 478.80 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 5 kaki D12-100

$$\begin{aligned}
 A_{spasang} &= 5 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 \\
 &= 565.2 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 549.16 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK!})
 \end{aligned}$$

arah (y-y), lebar : 500 mm

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} &= 0.3 \left(\frac{S.bc.fc'}{fyt} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0.3x \left(\frac{100x408x35}{400} \right) \left(\frac{500x700}{176400} - 1 \right) = 368.52 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{sh2} = 0.09 \left(\frac{S.bc.fc'}{fyt} \right) = 0.09x \left(\frac{100x408x35}{400} \right) = 321.30 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 4 kaki D12-100

$$\begin{aligned}
 A_{spasang} &= 4 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 \\
 &= 452.16 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 549.16 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK!})
 \end{aligned}$$

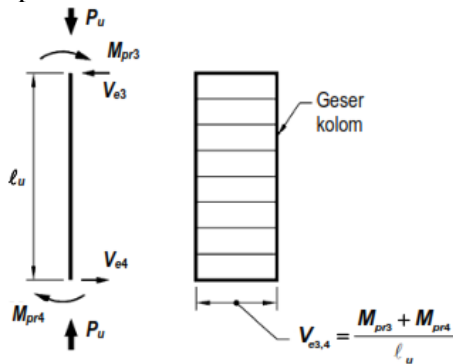
Daerah luar sendi plastis kolom

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum yang terkecil antara 1 dan 2 sbb: (SNI:2847-2013 pasal 21.6.4 5) :

- 1) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil =
 $6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
 - 2) 150 mm
- Digunakan Sengkang (hoop) 4D12 – 130

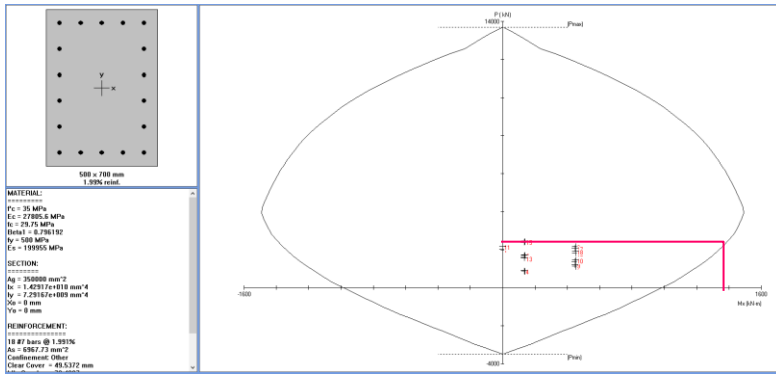
b. Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser
Daerah sendi plastis kolom

Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus di desain dengan gaya geser desain V_e yang diatur dalam Pasal 21.6.5.1 SNI 2847 2013, dimana nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisis struktur. Perhitungan V_e dihitung dengan ketentuan Pasal 21.6.2.2 seperti Gambar 7.13



Gambar 7.13 Gaya Geser Disain untuk Kolom

Nilai M_{pr} didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan nilai **momen terfaktor terbesar** akibat beban P_u terfaktor yang bekerja dengan menggunakan $f_s=1.25 f_y$ dan $\phi=1$ dan dengan $l_n=3.8 \text{ m}$ (lantai 1). perhitungan M_{pr} dengan beban aksial terfaktor di-input dari Tabel 7.5 menggunakan PCA-COL, hasil dapat dilihat pada Gambar 7.14



Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	2025.0	0.1	1341.6	999.999
2	2182.5	451.4	1360.3	3.013
3	873.4	136.4	1163.4	8.532
4	900.5	134.0	1168.3	8.720
5	1703.0	133.9	1302.3	9.726
6	1730.2	136.4	1305.7	9.570
7	1132.0	450.9	1209.5	2.682
8	1380.9	450.2	1252.5	2.782
9	1222.6	450.2	1225.3	2.721
11	2178.9	0.8	1359.9	999.999
12	1611.5	134.5	1290.9	9.601
13	1584.3	135.9	1286.6	9.469
14	2413.9	133.4	1387.0	10.396
15	2441.1	136.9	1390.1	10.153
16	1843.0	450.4	1319.6	2.930
17	2091.9	449.7	1349.6	3.001
18	1933.6	450.7	1330.6	2.952

Gambar 7.14 Nilai M_{pr} Kolom Ujung Bawah arah x-x

Dari Gambar 7.13 didapat nilai M_{pr} yaitu pada kolom K1 arah x-x ujung bawah adalah 1,390.1 KNm = 1,390,100,000 Nmm, sehingga dengan cara yang sama nilai M_{pr} untuk masing-masing arah dapat ditabelkan pada Tabel 7.9

Tabel 7.9 Perhitungan M_{pr} pada Kolom K1

Arah	h kolom	M_{pr} atas (Nmm)	M_{pr} bawah (Nmm)	ΣM_{pr} (Nmm)
x-x	70	1,290,200,000	1,390,100,000	2,680,300,000
y-y	50	914,300,00	979,700,000	1,694,000,000

Maka V_e bisa dihitung :

$$V_e = \frac{Mpr.bawah + Mpr.Atas}{ln}$$

$$V_{e \ x-x} = \frac{2680,300,000}{3800} = 705,340 \text{ N}$$

$$V_{e \ y-y} = \frac{1,694,000,000}{3800} = 445,790 \text{ N}$$

V_u dari ETABS = 197,680 N

maka pakai nilai V_e untuk masing-masing arah.

Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

Nilai $V_c=0$ untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) terpenuhi (SNI 2847:2013 pasal 21.6. 5.2) :

a) Gaya geser yang ditimbulkan gempa, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .

$$50\% \times V_e > V_u$$

$$50\% \times 445.79 \text{ kN} > 197.68 \text{ kN}$$

$$222.89 \text{ kN} > 197.68 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

b) Gaya tekan Aksial terfaktor termasuk gaya aksial gempa tidak melampaui $A_g f' / 10$. (nilai P_u diambil nilai dari gaya terfaktor terkecil table 7.1)

$$P_u < A_g f' / 10 = 0.5 \times 0.7 \times 35(1000) / 10$$

$$751.04 \text{ kN} < 1225 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Maka diambil nilai $V_c= 0$,

Besarnya nilai V_s dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan *confinement*.

arah (x-x), lebar : 70 cm (5 kaki D12-100)

$$A_{sh} = 5 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 = 565.2 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 40 - 12 - 22/2 = 637 \text{ mm}, \text{ sehingga;}$$

$$V_{S_{pasang}} = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{565.2 \times 400 \times 637}{100} = 1,440,129.6 \text{ N}$$

Maka ;

$$\begin{aligned}\phi \cdot (V_c + V_s) &= 0,75 \times (0 \text{ kN} + 1,440,129.6 \text{ N}) \\ &= 1,440,129.6 \text{ N} > 705,340,000 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!})\end{aligned}$$

arah (y-y), lebar : 50 cm (4 kaki D12-100)

$$A_{sh} = 4 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 = 452.16 \text{ mm}^2$$

$$d = 500 - 40 - 12 - 22/2 = 437 \text{ mm, sehingga;}$$

$$V_{Spasang} = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{452.16 \times 400 \times 437}{100} = 790,375.68 \text{ N}$$

Maka ;

$$\begin{aligned}\phi \cdot (V_c + V_s) &= 0,75 \times (0 \text{ N} + 1790,375.68 \text{ N}) \\ &= 592,781.76 \text{ N} > 445,790,000 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!})\end{aligned}$$

Maka, tulangan transversal penahan geser hasil perhitungan tulangan transversal sebagai *confinement* aman digunakan untuk menahan geser.

Daerah luar sendi plastis kolom

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4 5) :

- 1) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil =
 $6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 2) 150 mm

Digunakan Sengkang (hoop) 4D12 – 130

7.3.3 Sambungan Lewatan Tulangan Longitudinal Kolom

Sesuai Pasal 21.6.3.3 SNI 2847 2013 sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan dihitung sebagai sambungan tarik, karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum

sambungan lewatannya adalah $1,3\ell_d$. (SNI3-2847:2013 pasal 12.15.1).

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1,0 \text{(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(a))}$$

$$\Psi_e = 1,0 \text{(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(b))}$$

$$\Psi_s = 1,0 \text{(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(c))}$$

$$\lambda = 1,0 \text{(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(d))}$$

$$c_b = \text{Decking} + D_{tul \text{ geser}} + 0,5D_{tul \text{ lentur}}$$

$$= 40+12+0.5 \times 22 = 63 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0 \text{(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3)}$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$$(c_b+K_{tr}) / db = (63+ 0) / 22 = 2.86 > 2.5, \text{ maka diambil} = 2.5$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{db}\right)} \right) db$$

$$= \left(\frac{400}{1.1\sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{(2.5)} \right) \times 22 = 540.89 \text{ mm}$$

$$l_d \text{ min} = 300 \text{ mm(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.1)}$$

$$1.3 l_d = 1.3 \times 540.89 = 703.153 \text{ mm, dipakai } 710 \text{ mm}$$

7.3.4 Rekapitulasi Perhitungan Kolom

Rekapitulasi kebutuhan tulangan kolom ditaelkan pada Tabel 7.10

Tabel 7.10 Kebutuhan Tulangan Kolom

Tulangan	Tumpuan Atas		Lapangan		Tumpuan Bawah	
Pokok	18	D22	18	D22	18	D22
Senggang (x-x)	5D12	- 100	5D10	- 130	5D12	- 100
Senggang (y-y)	4D12	- 100	4D10	- 130	4D12	- 100

7.4 Hubungan Balok-Kolom

a. Cek Syarat Panjang Joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3).

$b = 500 \text{ mm} > 20d_b = 20 (22) = 440 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$

$h = 700 \text{ mm} > 20d_b = 20 (22) = 440 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$

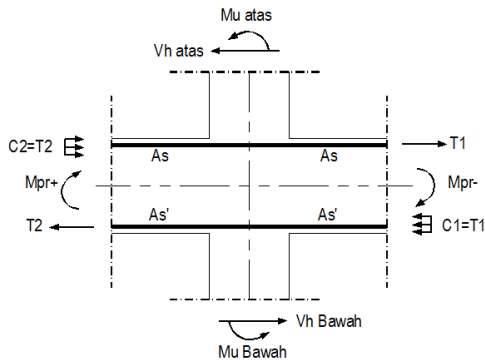
b. Kebutuhan Tulangan Transversal Untuk Confinement Pada Joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan *confinement* yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Spasi vertikal tulangan *confinement* ini diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm (SNI:2847-2013 pasal 21.7.3.2).

dicoba menggunakan $s_{min} = 150 \text{ mm}$, maka digunakan sengkang (hoops) sbb:

- arah x-x 5D12-150
- arah y-y 4D12-150

c. Hitung Gaya Geser Pada Joint



Gambar 7.15 Skema Geser Yang Terjadi Di Joint

Arah Sumbu X-X

$$\text{As Balok} = 5 \text{ D19} = 1416.9 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{As Pelat} = \text{D10-200} = 1256 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{As total} = 1416.9 + 1256 = 2672.9 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{As}' = 5 \text{ D19} = 1416.9 \quad \text{mm}^2$$

$$d = 600 - 59.73 = 540.27 \text{ mm}$$

$$d' = 600 - 59.5 = 540.5 \text{ mm}$$

$$T1 = \text{As} \cdot 1.25 f_y = 1,336,462.5 \text{ N}$$

$$T2 = \text{As}' \cdot 1.25 f_y = 708,462.5 \text{ N}$$

Atas (M_{pr-})

$$a_{pr} = \frac{T1}{0.85 x f_c' x b} = \frac{\text{As} \cdot 1.25 f_y}{0.85 x f_c' x b} = \frac{2672.9 x 1.25 x 400}{0.85 x 35 x 400}$$

$$= 112.31 \text{ mm}$$

$$M_{pr-} = \text{As} \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 2672.9 \times 1.25 \times 400 (540.27 - (0.5 \times 112.31))$$

$$= 647,003,031.27 \text{ Nmm}$$

Bawah (M_{pr+})

$$a_{pr} = \frac{T1}{0.85 x f_c' x b} = \frac{\text{As} \cdot 1.25 f_y}{0.85 x f_c' x b} = \frac{1416.9 x 1.25 x 400}{0.85 x 35 x 400}$$

$$= 59.53 \text{ mm}$$

$$M_{pr+} = \text{As}' \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 1416.9 \times 1.25 \times 400 (540.35 - (0.5 \times 59.53))$$

$$= 361,671,996.48 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mu atas} = \text{Mu Bawah} = (M_{pr-} + M_{pr+})/2$$

$$= (647,003,031.27 + 361,671,996.48) / 2$$

$$= 504,337,513.87 \text{ Nmm}$$

$$Vu = Vh_{bawah} + Vh_{aatas} = \frac{Mu_{bawah}}{hn/2} + \frac{Mu_{atas}}{hn/2}$$

$$= \left(\frac{504,337,513.87}{4800/2} \right) + \left(\frac{504,337,513.87}{2800/2} \right)$$

$$= 570,381.71 \text{ N}$$

Maka dari skema gaya-gaya yang bekerja pada joint seperti pada Gambar 7.14 didapat gaya geser Arah x-x sbb:

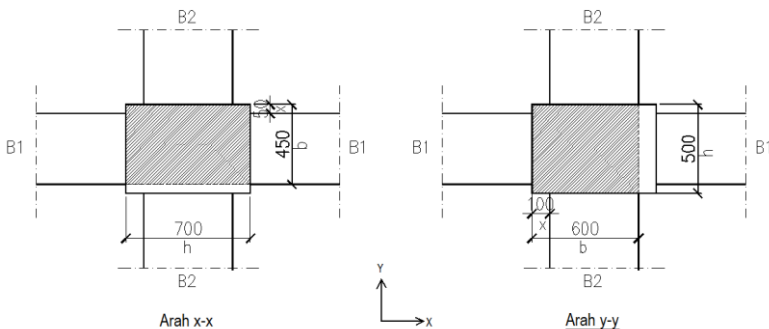
$$\begin{aligned} V_u \text{ x-x} &= T1 + T2 - V_u \\ &= 1,336,462.5 + 708,462.5 - 570,381.71 \\ &= 1,474,543.29 \text{ N} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama maka untuk Arah y-y didapatkan $V_u \text{ y-y} = 1,920,100.29 \text{ N}$

d. Cek Kuat Geser Joint

Kuat geser joint yang terkekang oleh balok pada empat muka atau sesuai (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1) adalah

$$V_n = 1.7 \sqrt{f_c'} \cdot A_j$$



Gambar 7.16 Luasan Efektif Pada Joint HBK C-17

Lebar Efektif Pada HBK

$$\begin{aligned} b.\text{eff} &= b+h \leq b+2x \\ \text{x-x} &= 450 + 700 < 450 + (2 \times 50), \\ &\text{dipakai } b.\text{eff} = 550 \text{ mm} \\ \text{y-y} &= 600 + 500 < 600 + (2 \times 100), \\ &\text{dipakai } b.\text{eff} = 800 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas Efektif Pada HBK

$$A_j \text{ x-x} = b.\text{eff} \times h = 550 \times 700 = 385000 \text{ mm}^2$$

$$A_j \text{ y-y} = b \cdot \text{eff} \times h = 800 \times 500 = 400000 \text{ mm}^2$$

Kuat Geser Nominal Pada HBK

$$\phi V_n = 0.75 \times 1.7 \sqrt{f'_c} \cdot A_j$$

$$\phi V_n \text{ x-x} = 0.75 \times 1.7 \sqrt{35} \times (385000) = 2,904,055 \text{ N}$$

$$\phi V_n \text{ y-y} = 0.75 \times 1.7 \sqrt{35} \times (400000) = 3,017,200 \text{ N}$$

Cek Kuat Geser Pada HBK

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\text{Arah x-x: } 2,904,055 \text{ N} > 1,474,543.29 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

$$\text{Arah y-y: } 3,017,200 \text{ N} > 1,920,100.29 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!})$$

7.5 Perencanaan Dinding Geser

7.5.1 Data Perencanaan

$$\text{Tinggi Dinding total, } (h_w) = 43000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Dinding, } (h) = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Dinding arah x, } (l_w) = 4700 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu Beton, } (f'_c) = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Baja, } (f'_y) = 400 \text{ MPa}$$

Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperoleh dari kombinasi envelope hasil analisa struktur dengan Etabs v9.7.2 dengan nilai maksimum terdapat pada dinding geser label SW2 lantai 1 sbb:

$$P_u = 6,957,250.00 \text{ N}$$

$$V_{ux} = 1,735,802.00 \text{ N}$$

$$M_{uy} = 13,420,780,900.00 \text{ Nmm}$$

7.5.2 Tulangan Transversal Untuk Menahan Geser

a. *Cek Jumlah Lapis Tulangan Yang Dibutuhkan*

Berdasarkan SNI-2847:2013 Pasal 21.9.2.2, bila V_u melebihi $0.17 \lambda A_{CV} \sqrt{f'_c}$ harus digunakan dua tirai tulangan

$$A_{CV} = l_w \times h = 4700 \times 350 = 1645 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$V_{ux} \geq 0.17\lambda A_{CV}\sqrt{fc'} = 0,17 \times 1645000 \times \sqrt{35} = 1,654,000N$
 $1,735,802 N > 1,654,000 N \rightarrow$ maka digunakan 2 tirai tulangan

b. Perhitungan Kuat Geser Oleh Beton

Menentukan kuat geser beton (V_c) sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6, dimana V_c diambil yang lebih kecil diantara (a) dan (b) sebagai berikut :

$$d = 0.8x l_w = 0.8 \times 4700 = 3760 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_C &= 0.27\lambda\sqrt{fc'} \times h \times d + \frac{Pu \times d}{4l_w} \\ &= 0,27 \times \sqrt{35} \times 350 \times 3760 + \frac{6,957,250 \times 3760}{4 \times 4700} \\ &= 3,493,551.47 N \dots\dots\dots(a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_C &= \left(0,05\lambda\sqrt{fc'} + \frac{l_w \left(0.1\lambda\sqrt{fc'} + 0.2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) hd \\ &= \left(0,05\sqrt{35} + \frac{5800 \left(0,1\sqrt{35} + 0,2 \frac{6,957,250}{4700 \times 300} \right)}{\frac{13,420,780,900}{1,735,802} - \frac{4700}{2}} \right) 300 \times 3760 \\ &= 2,041,356.20 N \dots\dots\dots(b) \end{aligned}$$

Maka, digunakan $V_c = 2,041,356.20 N$

c. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Trasversal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1,735,802}{0,75} - 2,041,356.20 = 273,046.47 \text{ N}$$

Digunakan tulangan transversal 2D13 dengan $s = 250 \text{ mm}$
 $A_{vt} = 265.57 \text{ mm}^2$

$$V_s = \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{265.57 \times 400 \times 3760}{250} = 1,596,225.28 \text{ N}$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.1 Rasio tulangan transversal dan longitudinal (ρ_t dan ρ_l) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm, maka:

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{265,57}{350 \times 250} = 0.003 \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

$$S = 250 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Sehingga kuat geser penampang nominal total sbb:

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s = 2,041,356.20 + 1,596,225.28 \\ &= 3,637,581.48 \text{ N} \end{aligned}$$

d. Cek Syarat Kuat Geser Nominal Penampang

Nilai V_n yang digunakan tidak boleh melebihi (SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1)

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{350}{4700} = 0.07 < 1.5 \dots\dots\dots \text{sehingga, } \alpha_c = 0,17$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \\ &= 1645 \times 10^3 (0,17 \sqrt{35} + 0.0030 \times 400) \\ &= 3,649,713.31 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga , $3,637,581.48 \text{ N} < 3,649,713.31 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK!})$

e. Chek Syarat Kuat Geser Nominal Maksimum

Untuk semua segmen *shearwall* nilai V_n tidak boleh lebih besar dari $0,66A_{cv}\sqrt{f'c}$ (SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.4).

$$A_{CV} = l_w x h = 4700 \times 350 = 1645 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$V_n < 0,66A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$3,637,581.48 \text{ N} \leq 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} = 0,66 \times 1645000 \sqrt{35}$$

$$3,637,581.48 \text{ N} < 6,423,087.82 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

f. Chek Syarat Kuat Geser Penampang

$$\phi V_n > V_u$$

$$0.75 \times 3,637,581.48 \text{ N} > 1,735,802.00 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

$$2,728,186.11 \text{ N} > 1,735,802.00 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

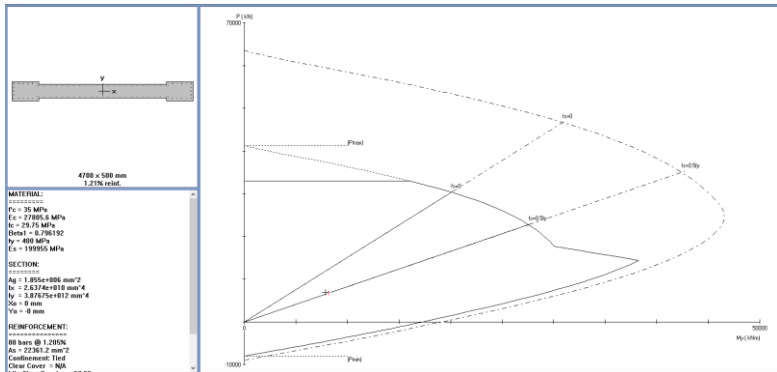
7.5.3 Tulangan Longitudinal Penahan Kombinasi Beban Aksial Dan Lentur

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.1 Rasio tulangan transversal dan longitudinal (ρ_t dan ρ_l) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm, maka

Tulangan longitudinal direncanakan menggunakan D16-200 ($A_{vt} = 201,06 \text{ mm}^2$)

$$\rho_l = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{201,06}{350 \times 200} = 0.0028 \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P-M dari SpColoumn Dari Gambar 7.17 diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan dan rasio tulangan 1.12 %.



Gambar 7.17 Diagram Interaksi P-M *shearwall*

7.5.4 Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan *displacement*. Menurut SNI-2847:2013 Ps. 21.9.6.2 daerah tekan harus diberi komponen batas apabila persamaan 7.2 terpenuhi.

$$c > \frac{\ell_w}{600(\delta_u / h_w)} \quad (7.2)$$

Dimana :

c : sumbu netral terbesar akibat aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan perpindahan desain.

δ_u : nilai simpangan/ perpindahan maksimum dinding geser di puncak gedung (Δ)

δ_u / h_w tidak boleh diambil $< 0,007$

Nilai Syarat Komponen Batas

Dari pemodelan ETABS didapat nilai $\Delta = 90$ mm.

Arah x : $\delta_u / h_w = 90 / 43000 = 0.0021 < 0.007$

Maka pakai $\delta_u / h_w = 0,007$

Nilai c didapatkan dengan program bantu sp-Column seperti pada Gambar 7.18, dengan P_u dan M_u diambil terbesar dari output hasil analisa ETABS.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:									
No.	Pu kN	Muy kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu kNm	NA depth mm	Dt mm	depth mm	eps_t	Phi
1	6957.25	7894.58	29455.43	3.731	979	4650	0.01126	0.900	

*** End of output ***

Gambar 7.18 Result Shearwall dengan sp-Coloumn

Dari Gambar 7.17 didapatkan nilai $c = 979$ mm.

$$\text{Maka : } \left(\frac{l_w}{600 \times (\delta_u / h_w)} \right) = \left(\frac{4700}{600 \times 0,007} \right) = 1119 \text{ mm} > c$$

Karena pada perencanaan awal digunakan *boundary element* maka dinding struktur didesain dengan *boundary element*.

Menurut SNI-2847:2013 ps 21.9.6.4, *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada $(c - 0,1 l_w)$ dan $c/2$.

$$\begin{aligned} (c - 0,1 l_w) &= 979 - (0,1 \times 4700) \\ &= 509 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c/2 = 979/2 = 489.5 \text{ mm}$$

Jadi *boundary element* harus dipasang sejauh 700 mm dari serat tekan terluar (sesuai dengan rencana awal)

Tulangan Transversal pada elemen pembatas khusus harus memenuhi SNI-2847:2013 ps. 21.6.4.2 samapi 21.6.4.4 dimana luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari persamaan 7.3

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(\frac{s \times b_c \times f'_c}{f_{yt}} \right) \dots \dots \dots (7.3)$$

Dimana :

A_{sh} : Luas penampang total tulangan transversal (mm^2)

s : Spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)

b_c : Dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu – sumbu tulangan pengekang (mm)

A_{ch} : Luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi luar tulangan transversal (mm^2)

Jarak tulangan transversal diambil terkecil antara $1/3$ dimensi terkecil penampang, $6db$ atau S_o .

Digunakan sengkang tertutup D-13 dengan jarak s :

- $1/3 \times 500 = 166.66 \text{ mm}$
- $6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \frac{350 - 0.5hx}{3}$
 $= 100 + \frac{350 - 0.5(500 - 2(40) - (12/2))}{3} = 147.5 \text{ mm}$

diambil $s = 100 \text{ mm}$

maka nilai A_{sh} , untuk masing-masing sisi sbb:

Arah (x-x), lebar : 700 mm

$$A_{sh} = 0.09 \left(\frac{S.bc.fc'}{f_{yt}} \right) = 0.09x \left(\frac{100x608x35}{400} \right) = 478.80 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 4 kaki D13

$$A_{S_{pasang}} = 4 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (13)^2$$

$$= 530.93 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 478.80 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Arah (y-y), lebar : 500 mm

$$A_{sh} = 0.09 \left(\frac{S.bc.fc'}{f_{yt}} \right) = 0.09x \left(\frac{100x408x35}{400} \right) = 321.30 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 4 kaki D13

$$A_{s_{pasang}} = 4 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (13)^2$$

$$= 530.93 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 321.30 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

7.5.5 Rekapitulasi Perhitungan Dinding Geser

Rekapitulasi kebutuhan tulangan dinding geser ditaelkan pada Tabel 7.11

Tabel 7.11 Kebutuhan Tulangan Dinding Geser

Tulangan	Tumpuan Atas	Lapangan	Tumpuan Bawah
Badan :			
Longitudinal	D16 - 200	D16 - 200	D16 - 200
Transversal	2D13 - 250	2D13 - 250	2D13 - 250
<i>Boundary Element</i>			
Longitudinal	17 D22	17 D22	17 D22
Sengkang (x-x)	4D13 - 100	4D13 - 100	4D13 - 100
Sengkang (y-y)	4D13 - 100	4D13 - 100	4D13 - 100

BAB VIII EVALUASI KINERJA

8.1 Analisa Pushover

Untuk mengetahui kinerja dari struktur yang didesain, maka perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*) harus dianalisa dengan *pushover analysis* dengan memasukkan property material yang digunakan seperti mutu beton, jumlah tulangan dll. Analisa pushover dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS v.9.7.2. Prinsip dari analisa pushover adalah dengan memberikan beban dorong statik secara bertahap sampai gedung tersebut mengalami keruntuhan. Beberapa tahapan yang penting dalam pemodelan dengan Analisa Pushover adalah sebagai berikut :

Step 1 : Menentukan *Gravity Nonlinier Case*

Dalam hal ini prosentase beban yang digunakan dalam analisa pushover yaitu 100% beban mati (termasuk beban mati tambahan) dan 50% beban hidup. Selain itu efek P-Delta harus ditambahkan karena pada analisa pushover *displacement* yang terjadi akan terus bertambah seiring dengan penambahan beban dorong statik yang diberikan pada bangunan.

Load	Scale Factor
DEAD	1
SD	1
LIVE	0.5

Stage	Active Group
1	ALL

Gambar 8.1 input static nonlinier case gravity

Step 2 : Menentukan *Nonlinier Pushover Case*

Nonlinier Pushover Case dengan menentukan pushover untuk tingkat *displacement* dengan memasukkan target *displacement magnitude* = 1 dengan arti bahwa pushover-step atau kalkulasi perhitungan akan berhenti pada nilai *displacement* atp sebesar 1m (jika struktur belum mengalami keruntuhan). selanjutnya digunakan pengaturan secara default ETABS seperti pada Gambar 8.2

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: PUSHK

Options

Load to Level Defined by Pattern

Push to Disp. Magnitude: 1

Use Conjugate Displ. for Control

Monitor: UX | 1786 | STDRY12

Start from Previous Case: GRAF

Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps: 10

Maximum Null Steps: 50

Maximum Total Steps: 200

Maximum Iterations/Step: 10

Iteration Tolerance: 1.000E-04

Event Tolerance: 0.01

Member Unloading Method: Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern

Load	Scale Factor
acc di X	-1
acc di X	1

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Loads Apply to Added Elements Only

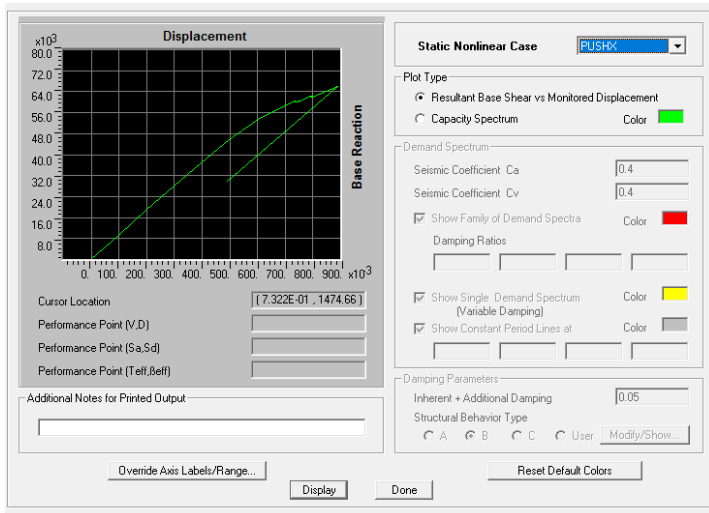
OK Cancel

Gambar 8.2 input *static nonlinier pushover case*

Selanjutnya di *run- static nonlinear analysis* pada ETABS, runing akan dilakukan secara otomatis dengan program ETABS dengan memberikan beban dorong secara bertahap sampai struktur mengalami keruntuhan. Setelah selesai runing akan didapatkan kurva kapasitas, kurva kapasitas dari struktur akan digunakan untuk evaluasi kinerja struktur tersebut dengan 3 metode yaitu ATC-40, FEMA 356, FEMA 440.

8.2 Kurva Kapasitas

Kurva kapasitas hasil analisis pushover pada masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 8.3 dan Gambar 8.4.



(a) kurva kapasitas

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-IS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
0	-0.0019	0.0000	1694	0	0	0	0	0	0	0 1694
1	0.0981	9323.6631	1694	0	0	0	0	0	0	0 1694
2	0.1981	18648.6133	1692	2	0	0	0	0	0	0 1694
3	0.2758	25889.0449	1648	46	0	0	0	0	0	0 1694
4	0.3961	36881.7266	1628	62	4	0	0	0	0	0 1694
5	0.4965	45695.6328	1408	250	31	5	0	0	0	0 1694
6	0.6011	53276.7930	1319	160	197	18	0	0	0	0 1694
7	0.7022	58770.5039	1288	144	241	20	0	1	0	0 1694
8	0.7963	60460.2227	1287	143	241	21	0	1	0	1 1694
9	0.7965	60229.7773	1287	141	240	24	0	0	0	2 1694
10	0.7967	60043.0352	1286	141	239	25	0	1	0	2 1694
11	0.7997	60213.3125	1285	141	240	25	0	0	0	3 1694
12	0.7999	60046.9453	1275	145	237	33	0	1	0	3 1694
13	0.7479	60449.8242	1275	142	239	34	0	0	0	4 1694
14	0.7481	60247.7891	1240	140	218	91	0	1	0	4 1694
15	0.7903	62258.2969	1240	140	216	93	0	0	0	5 1694
16	0.7906	62069.7813	1233	142	213	100	0	1	0	5 1694
17	0.7948	62295.8320	1231	144	210	103	0	0	0	6 1694
18	0.7950	62116.0469	1227	147	208	105	0	1	0	6 1694
19	0.7998	62364.9336	1227	145	207	107	0	1	0	7 1694
20	0.8000	62163.3359	1225	146	202	113	0	0	0	8 1694
21	0.8002	62011.9297	1157	164	140	224	0	1	0	8 1694
22	0.8887	65944.5156	1157	164	140	224	0	0	1	8 1694
23	0.4889	29609.3125	1694	0	0	0	0	0	0	0 1694

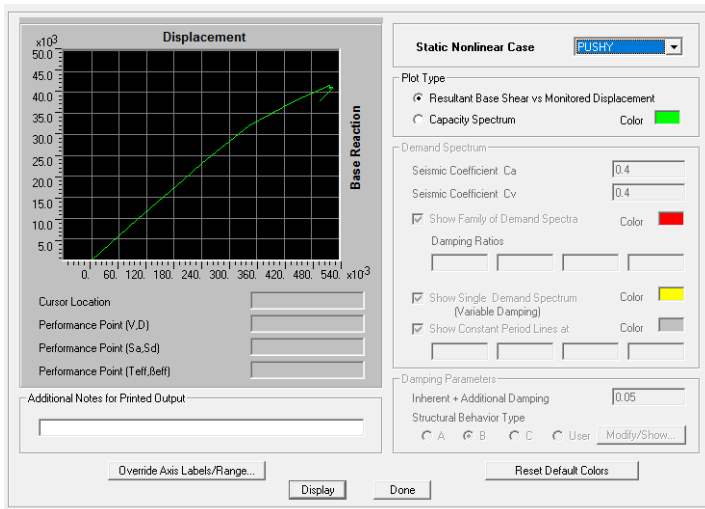
(b) gaya geser & displacement setiap step

Pushover Case PUSHX

Step	T_{eff}	τ_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	ALPHA	PF(*)
0	1.307	0.050	0.000	0.000	0.390	0.918	1.000	1.000
1	1.307	0.050	0.075	0.176	0.390	0.918	0.778	1.341
2	1.305	0.050	0.149	0.352	0.389	0.919	0.777	1.344
3	1.305	0.050	0.207	0.488	0.389	0.920	0.777	1.344
4	1.310	0.050	0.296	0.694	0.391	0.916	0.779	1.344
5	1.319	0.056	0.371	0.858	0.382	0.884	0.780	1.344
6	1.348	0.070	0.451	0.998	0.368	0.816	0.782	1.338
7	1.392	0.090	0.529	1.099	0.355	0.737	0.784	1.330
8	1.407	0.095	0.556	1.131	0.352	0.716	0.784	1.328
9	1.410	0.097	0.556	1.126	0.351	0.710	0.784	1.327
10	1.413	0.099	0.557	1.123	0.350	0.705	0.784	1.326
11	1.414	0.099	0.559	1.126	0.350	0.704	0.784	1.326
12	1.416	0.101	0.559	1.123	0.349	0.699	0.784	1.326
13	1.420	0.102	0.566	1.130	0.348	0.696	0.784	1.325
14	1.422	0.104	0.566	1.126	0.347	0.691	0.784	1.325
15	1.439	0.109	0.599	1.164	0.346	0.673	0.784	1.323
16	1.442	0.110	0.599	1.161	0.345	0.669	0.784	1.322
17	1.443	0.111	0.602	1.165	0.345	0.668	0.784	1.322
18	1.446	0.112	0.603	1.161	0.344	0.663	0.784	1.322
19	1.447	0.113	0.607	1.166	0.344	0.662	0.784	1.321
20	1.450	0.114	0.607	1.162	0.343	0.658	0.784	1.321
21	1.452	0.116	0.607	1.159	0.342	0.654	0.784	1.321
22	1.486	0.124	0.676	1.233	0.343	0.626	0.784	1.317

(c) periode efektif setiap step

Gambar 8.3 Kurva Kapasitas arah x-x



(a) kurva kapasitas

Pushover Case PUSHY											
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-8.960E-05	0.0000	1694	0	0	0	0	0	0	0	1694
1	0.0999	9617.4209	1694	0	0	0	0	0	0	0	1694
2	0.1999	19234.1836	1693	1	0	0	0	0	0	0	1694
3	0.2399	23082.6055	1604	83	7	0	0	0	0	0	1694
4	0.3431	31955.4375	1507	92	65	30	0	0	0	0	1694
5	0.4439	38090.3086	1454	80	69	89	0	2	0	0	1694
6	0.5198	41603.8398	1454	79	66	92	0	0	1	2	1694
7	0.5198	41106.1406	1454	79	66	92	0	0	0	3	1694
8	0.5213	41197.3789	1454	79	65	92	0	1	0	3	1694
9	0.5213	41162.5586	1454	79	65	92	0	0	1	3	1694
10	0.5213	41070.5234	1454	77	67	91	0	1	1	3	1694
11	0.5243	41255.8555	1454	77	67	90	0	1	2	3	1694
12	0.5243	41152.2578	1454	77	67	89	0	1	2	4	1694
13	0.5243	40991.7734	1454	77	67	85	0	0	4	7	1694
14	0.4955	37778.3906	1694	0	0	0	0	0	0	0	1694

(b) gaya geser & displacement setiap step

Pushover Case PUSHY								
Step	Teff	*eff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF**)
0	1.374	0.050	0.000	0.000	0.410	0.873	1.000	1.000
1	1.374	0.050	0.079	0.169	0.410	0.873	0.835	1.263
2	1.378	0.051	0.157	0.334	0.408	0.866	0.845	1.271
3	1.379	0.051	0.189	0.400	0.409	0.865	0.846	1.272
4	1.411	0.065	0.271	0.547	0.394	0.796	0.856	1.268
5	1.489	0.097	0.354	0.643	0.371	0.674	0.868	1.254
6	1.554	0.119	0.419	0.698	0.364	0.607	0.873	1.242
7	1.566	0.126	0.419	0.688	0.360	0.590	0.876	1.240
8	1.567	0.126	0.421	0.690	0.360	0.590	0.876	1.240
9	1.568	0.127	0.421	0.689	0.359	0.588	0.876	1.239
10	1.570	0.128	0.421	0.687	0.359	0.585	0.876	1.239
11	1.571	0.128	0.423	0.690	0.359	0.585	0.876	1.239
12	1.574	0.130	0.423	0.688	0.358	0.582	0.877	1.239
13	1.578	0.132	0.424	0.684	0.357	0.576	0.878	1.238

(c) periode efektif setiap step

Gambar 8.4 Kurva Kapasitas arah y-y

Dari gambar 8.3 dan 8.4 didapat beberapa parameter dan ditabelkan pada Tabel 8.1 sbb:

Tabel 8.1 Parameter Hasil Pushover Analisis

Parameter (a)	Arah x-x (b)	Arah y-y (c)
<i>Displacement yield, Δy (m)</i>	0.1981	0.1999
<i>Ultimate displacement, Δu (m)</i>	0.8887	0.5243
<i>Teff yeild (det.)</i>	1.305	1.378
<i>Base Force yeild, $Vb-y$ (KN)</i>	18648.61	19234.18
<i>Base Force ultimate, $Vb-u$ (KN)</i>	65944.52	40991.77

8.3 Evaluasi Kinerja Struktur

Dari output analisa pushover didapatkan kurva kapasitas dari struktur, selanjutnya dari kurva kapasitas tadi di evaluasi kinerjanya dengan 3 metode yaitu ATC-40, FEMA 356, dan FEMA 440.

8.3.1 Metode Spektrum Kapasitas ATC40

Metode Spektrum Kapasitas atau *Capacity Spectrum* (ATC 40) secara default sudah *build-in* pada program ETABS v9.7.2 yang digunakan dalam analisis pushover ini. Untuk mendapatkan *performance point* maka kita terlebih dahulu harus memasukan beberapa parameter yang dihitung sesuai dengan dokumen ATC40. Dari **Bab 6.1.3** pada perhitungan respons gempa untuk wilayah Yogyakarta didapatkan :

- a. Parameter respons percepatan pada periode 2,0 dt (S_{MS})

$$S_{MS} = 1.35 \text{ g}$$

- b. Parameter respons percepatan pada periode 1,0 dt (S_{MI})

$$S_{MI} = 1.20 \text{ g}$$

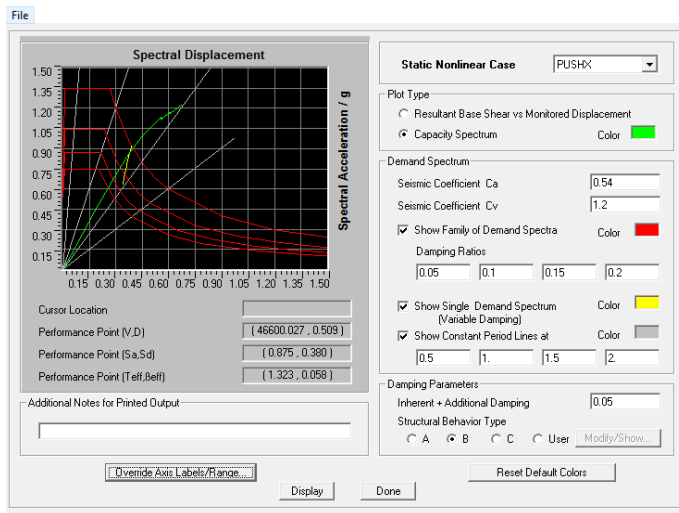
Selanjutnya berdasarkan ATC 40 pasal 4.4.3.1 dapat dihitung parameter nilai C_A dan C_V sbb:

$$C_A = 0.4 S_{MS} = 0.4 \times 1.35 = 0.54 \text{ g}$$

$$C_V = S_{MI} = 1.2 \text{ g}$$

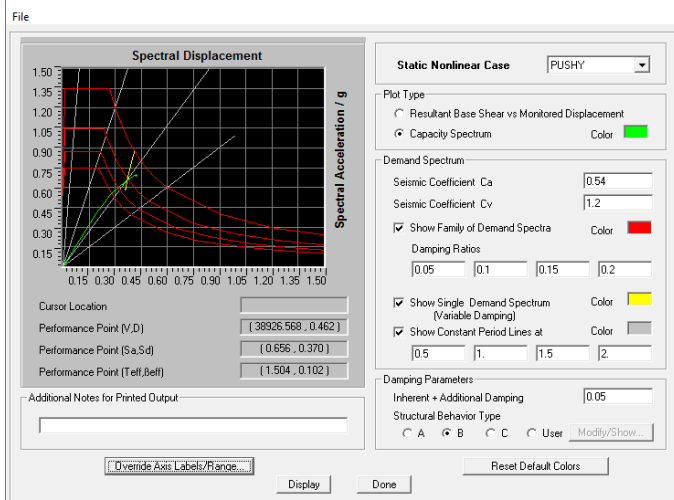
Selain parameter nilai C_A dan C_V kita harus menentukan *damping* parameter dan *Structural Behavior Type*, disini *damping* parameter diisikan nilai 0.05 atau 5% (*damping* pada bangunan beton bertulang). Untuk *Structural Behavior Type* di pilih type B, yang artinya struktur merupakan bangunan baru dan mempunyai *long periode respons* (ATC 40 ps.4.4.3.1). Setelah memasukan parameter-parameter diatas maka *performance point* untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 8.5 dan Gambar 8.6

PUSHOVER CURVE - CASE PUSHX



Gambar 8.5 Spektrum Kapasitas Arah x-x

PUSHOVER CURVE - CASE PUSHY



Gambar 8.6 Spektrum Kapasitas Arah y-y

Dari Spektrum Kapasitas sesuai ATC-40 pada Gambar 8.5 dan 8.6 didapat parameter-parameter hasil pada Tabel 8.2 dibawah ini.

Tabel 8.2 Parameter Hasil Metode Spektrum Kapasitas ATC-40

Parameter (a)	Arah x-x (b)	Arah y-y (c)
Target Perpindahan, δ (m)	0.509	0.462
Gaya Geser Dasar, V_{base} (KN)	46,600.00	38,926.56
Periode Efektif, T_{eff} (det)	1.323	1.504
Redaman Efektif Ekivalen, β_{eff}	0.058	0.102

Selanjutnya untuk menentukan tingkat kinerja struktur parameter yang diperlukan adalah nilai *drift* rata-rata tiap lantai dimana total tinggi lantai = 43 m. Penentuan level kinerja struktur didasarkan pada Tabel 2.1 yang bersumber pada Tabel 11-2 ATC-40 sbb:

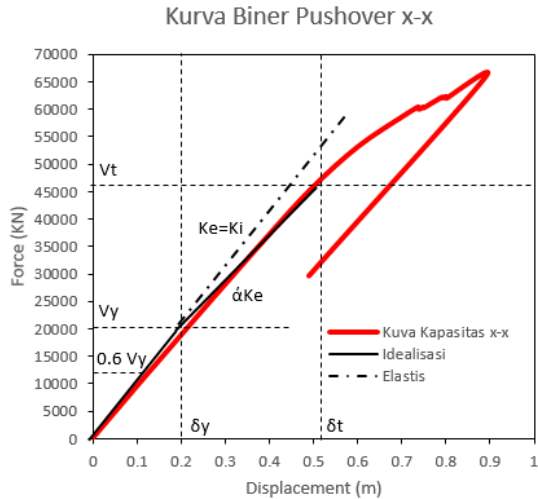
$$\text{Arah x-x} = 0.509 / 43 = 0.012 \dots\dots\dots(\text{Damage Control})$$

$$\text{Arah x-x} = 0.462 / 43 = 0.011\dots\dots\dots(\text{Damage Control})$$

Maka sesuai ATC-40 struktur termasuk dalam level kategori *Damage Control* (DO) SP-2 yang berarti transisi antara *Immediate Ocupancy* (IO) SP-1 dan *Life Safety* (LS) SP-3. hal ini berarti desain awal dengan DDBD dengan *limit drift* pada kondisi *Life Safety* tercapai.

8.3.2 Metode FEMA 356

Pada metode FEMA 356 diambil contoh perhitungan untuk arah x-x dengan hasil kurva biner pushover arah x-x pada Gambar 8.7



Gambar 8.7 Kurva Biner Pushover arah x-x

Menghitung Periode Efektif Struktur :

kekakuan efektifnya:

$$k_e = \frac{0.6 \times V_y}{0.6 \times \Delta_y} = \frac{0.6 \times 20000}{0.6 \times 0.2} = 100,000 \text{ KN/m}$$

$$k_i = k_e = 100,000 \text{ KN/m}$$

$$T_i = 1.323 \text{ det.}$$

Maka periode efektifnya sbb:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1.323 \sqrt{\frac{100,000}{100,000}} = 1.323 \text{ det.}$$

Menghitung Target Perpindahan Rencana :

$$T_e = 1.323 \text{ det}$$

$$C_0 = 1.5 \text{ (Tabel 3-2 FEMA 356 untuk bangunan } > 10 \text{ lt)}$$

$$C_1 = 1.0 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$T_s = 0.6 \text{ det}$$

$$C_2 = 1 \text{ (Tabel 3-3 FEMA356 dengan Framing Type 2 dengan Level kinerja Life Safety dan } T_e \geq T_s \text{)}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_e} = \frac{0.8}{1.323} = 0.605 \text{ g}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \cdot C_m = \frac{0.605}{20000 / 85675.16} \times 1.0 = 2.59$$

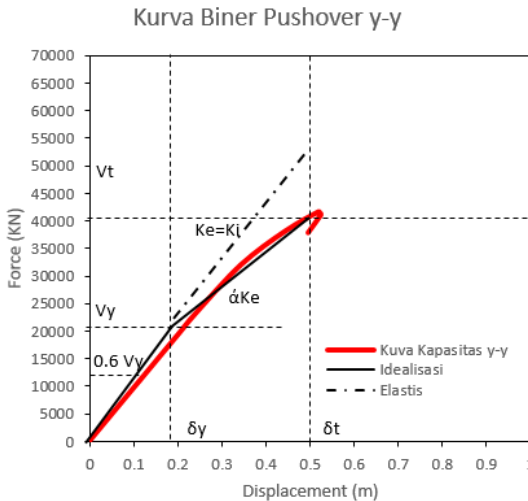
$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e} = 1.0 + \frac{|0.16| (2.59 - 1)^{3/2}}{1.32} = 1.24$$

maka target perpindahannya sbb:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \text{ g}$$

$$= 1.5 \times 1 \times 1 \times 1.24 \times 0.605 \times \frac{1.32^2}{4\pi^2} \times 9.81 = 0.524 \text{ m}$$

untuk arah y-y dengan cara yang sama didapatkan $T_e = 1.504$ det dan target perpindahan = 0.500 m, dengan kurva biner Pushover arah y-y pada Gambar 8.8



Gambar 8.8 Kurva Biner Pushover arah y-y

8.3.3 Metode FEMA 440

Untuk metode FEMA 440 dengan rumus seperti FEMA 356. diketahui $T_e > 0.2$ detik sehingga faktor C_1 , C_2 dapat diambil dengan nilai 1. sehingga target perpindahannya sama dengan FEMA 356.

8.4 Pembahasan Desain dan Analisis

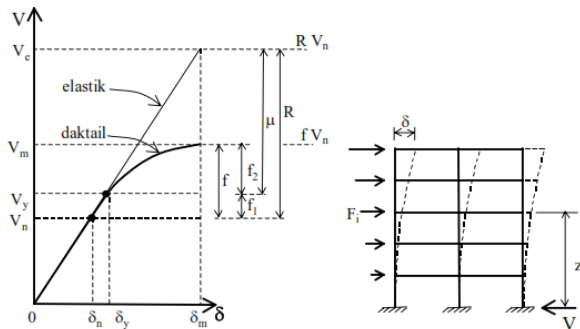
Pembahasan terhadap perilaku seismik dilakukan untuk mengetahui resepon seismik terhadap gempa rencana. Dalam pembahasan ini akan dibahas mengenai parameter-parameter respons struktur aktual dan juga nilai *drift* dan *displacement profile* antara desain dengan metode DDBD dan hasil analisa pushover.

8.4.1 Parameter Respon Struktur

Dalam pembahasan ini akan dihitung nilai-nilai parameter respons struktur aktual terhadap desain DDBD. Parameter tsb diantaranya *displacement ductility*, *force reduction factor*, R dan *base force* desain aktual. Dalam hal ini kita perlu mengetahui idealisasi respon struktur terhadap gempa rencana,

A. Idealisasi Respon Struktur Menurut SNI 1726 2002

Idealisasi Respons struktur sesuai SNI 1726 2002 digambarkan pada Gambar 8.9



Gambar 8.9 Respon Struktur dalam SNI 1726 2002

Nilai daktilitas dalam SNI 1726 2002 bukan merupakan nilai dari *displacement ductility* karena nilai daktilitas di sini digambarkan sebagai nilai Gaya Geser Elastis, V_e dibagi dengan Gaya geser saat leleh, V_y . Besaran nilai daktilitas bergantung pada faktor kuat lebih total, f yang merupakan penjumlahan faktor kuat lebih bahan f_1 dan f_2 yang merupakan faktor kuat lebih akibat hiperstatikan struktur saat terjadinya sendi plastis. Besaran pada parameter-parameter tersebut ditabelkan pada Tabel 8.3

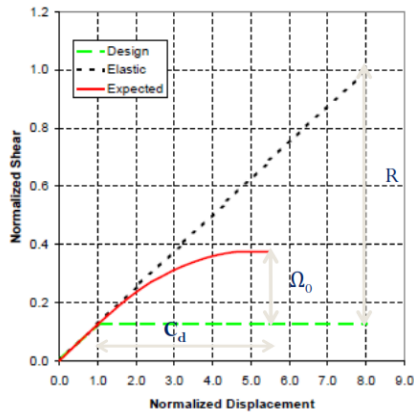
Tabel 8.3 Tingkat Daktilitas Struktur SNI 1726 2002

Taraf kinerja struktur	μ	R pers.(6)	f_2 pers.(37)	f pers.(39)
Elastik penuh	1,0	1,6	1,00	1,6
Daktil parsial	1,5	2,4	1,09	1,7
	2,0	3,2	1,17	1,9
	2,5	4,0	1,26	2,0
	3,0	4,8	1,35	2,2
	3,5	5,6	1,44	2,3
	4,0	6,4	1,51	2,4
	4,5	7,2	1,61	2,6
5,0	8,0	1,70	2,7	
Daktil penuh	5,3	8,5	1,75	2,8

B. Idealisasi Respon Struktur Menurut SNI 1726 2012

Dalam SNI gempa tahun 2012 parameter-parameter yang digunakan sudah jauh berbeda dengan yang tercantum dalam SNI gempa 2002. Ada 3 parameter penting dalam SNI gempa 2012 yaitu R faktor modifikasi respons, Faktor kuat lebih sistem, Ω , dan faktor pembesaran defleksi, C_d . Meskipun dalam SNI gempa 2012 tidak dicantumkan dimana nilai C_d , Ω , maupun R pada gambar idealisasi respon struktur, namun dalam *bahan presentasi* dalam Seminar HAKI 2011 yang dikemukakan oleh Bambang Budiono, idealisasi respon struktur diambil dari

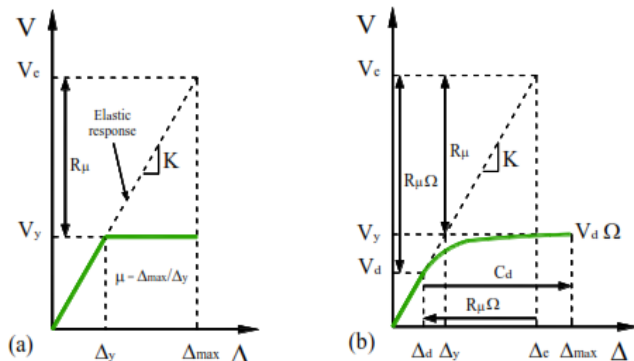
FEMA 451. Idealisasi respon struktur ditunjukkan pada Gambar 8.10



Gambar 8.10 Respon Struktur dalam FEMA 451

Sumber: FEMA 451

Idealisasi respons struktur sesuai Gambar 8.10 tersebut dapat lebih jelasnya digambarkan pada Gambar 8.11



Gambar 8.11 Idealisasi Respon Struktur (a) pendekatan secara *displacement* (b) desain methodology dalam berbagai *building code*
sumber : carrillo dkk, 2014

Pada Gambar 8.11 diketahui beberapa parameter-parameter sbb:

- V_e : gaya geser dasar elastis , KN
 V_y : gaya geser dasar pada pelelehan pertama , KN
 V_m : gaya geser dasar maksimum , KN
 V_d : gaya geser dasar desain , KN
 Δ_{\max} : perpindahan maksimum, m
 Δ_y : perpindahan saat pelelehan pertama, m
 Δ_d : perpindahan desain, m
 μ : *displacement ductility*, $\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$
 R_μ : *force reduction factor* daktailitas, nilai R_μ bergantung pada periode struktur, dalam Priestley & Paulay 1992 disebutkan ada 3 kondisi yaitu:
 $R_\mu = 1.0$ untuk $T < 0.03$ s
 $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$ untuk $0.12 \text{ s} \leq T \leq 0.5 \text{ s}$
 $R_\mu = \mu$ untuk $T \geq 1.0$ s
 R : *force reduction factor* (seperti yang tercantum dalam code) nilainya dihitung sbb:
 $R = R_\mu \times \Omega$
 C_d : Faktor pembesaran defleksi, ditentukan sesuai SNI maupun dengan rumus (dalam *carrillo dkk, 2014*) sbb:
 $C_d = \frac{\Delta_m}{\Delta_d} = \frac{\Delta_m \times \Delta_y}{\Delta_y \times \Delta_d} = \mu \cdot \Omega$
 Ω : faktor kuat lebih sistem (ditentukan sesuai dalam SNI 1726 2012)

C. Contoh Perhitungan

Diambil contoh perhitungan untuk arah y-y dengan Kurva Biner metode FEMA 356 pada Gambar 8.12



Gambar 8.12 Kurva Hubungan Gaya dan Perpindahan Arah y-y

Dari Gambar 8.12 diketahui data-data sebagai berikut:

$$\Delta_{\max} = 0.500 \text{ m}$$

$$\Delta_y = 0.190 \text{ m}$$

$$V_y = 20,400.00 \text{ KN}$$

$$T_e = 1.504 \text{ detik, maka } T \geq 1.0 \text{ s} \rightarrow R_\mu = \mu$$

$$\Omega = 3 \text{ (diambil dalam SNI 1726 2012 Tabel 9) untuk SRMK}$$

Perhitungan displacement ductility :

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{0.500}{0.190} = 2.6316 = R_\mu$$

Perhitungan faktor R

$$R = R_{\mu} \times \Omega = 2.6316 \times 3 = 7.8947$$

Perhitungan Gaya Geser Desain Aktual, Vd

$$Vd = R_y / \Omega = 20,400.00 / 3 = 6,800.00 \text{ KN}$$

Secara keseluruhan untuk masing-masing arah dan masing-masing parameter ditabelkan pada Tabel 8.4 dan 8.5 Dengan perhitungan yang sama sbb:

Tabel 8.4 Evaluasi hasil Desain Arah x-x (Sistem Ganda)

Parameter	Rencana	Hasil Analisis Pushover		
	DDBD	ATC-40	FEMA 356	FEMA 440
Target Perpindahan, Δm (m)	0.483	0.509	0.524	0.524
Yeild Displacement, Δy (m)	0.1913	0.1981	0.2000	0.2000
Displacement ductility, μ ($\Delta u / \Delta y$)	2.5248	2.5694	2.6200	2.6200
Redaman Efektif Ekivalen, ξ_{eff}	14.03%	5.80%	-	-
Periode Efektif, T_{eff} (det)	3.6	1.323	1.323	1.323
R_{μ} factor = μ ($T \geq 1.0$ s)		2.5694	2.6200	2.6200
Faktor Kuat Lebih, Ω (SNI)		2.5	2.5	2.5
R factor ($R_{\mu} \times \Omega$)		6.4235	6.5500	6.5500
Vbase Max, V_m (KN)		46,600.00	46,500.00	46,500.00
Vbase yeild, V_y (KN)		18,648.61	20,000.00	20,000.00
Vbase Desain, V_d (KN)	9,435.32	7,459.44	8,000.00	8,000.00
% Vbase Desain Aktual vs DDBD		79.06%	84.79%	84.79%
Drift Desain	0.002		-	-
Drift aktual ($\Delta m / T_{tot}$)	-	0.012	0.012	0.012
Level Kinerja	Life Safety	Damage Control	Damage Control	Damage Control

Tabel 8.5 Evaluasi hasil Desain Arah x-x (SRMK)

Parameter	Rencana DDBD	Hasil Analisis Pushover		
		ATC-40	FEMA 356	FEMA 440
Target Perpindahan, Δ_m (m)	0.475	0.462	0.500	0.500
Yeild Displacement, Δ_y (m)	0.2106	0.1999	0.1900	0.1900
Displacement ductility, μ (Δ_u/Δ_y)	2.2551	2.3112	2.6316	2.6316
Redaman Efektif Ekvivalen, ξ_{eff}	15.23%	10.20%	-	-
Periode Efektif, T_{eff} (det)	3.67	1.504	1.504	1.504
R_μ factor = μ ($T \geq 1.0$ s)		2.3112	2.6316	2.6316
Faktor Kuat Lebih, Ω (SNI)		3	3	3
R factor ($R_\mu \times \Omega$)		6.9335	7.8947	7.8947
Vbase Max, V_m (KN)		38,926.56	40,500.00	40,500.00
Vbase yeild, V_y (KN)		19,234.18	20,400.00	20,400.00
Vbase Desain, V_d (KN)	9,926.85	6,411.39	6,800.00	6,800.00
% Vbase Desain Aktual vs DDBD		64.59%	68.50%	68.50%
Drift Desain	0.002		-	-
Drift aktual (Δ_m/T_{tot})	-	0.011	0.012	0.012
Level Kinerja	Life Safety	Damage Control	Damage Control	Damage Control

Dari Tabel 8.4 dan 8.5 didapatkan nilai target perpindahan rencana dengan DDBD memiliki nilai yang hampir mendekati dengan nilai hasil evaluasi dengan metode ATC-40, FEMA 356, dan FEMA 440. Level kinerja hasil evaluasi berada dibawah level kinerja rencana dimana level kinerja hasil evaluasi pada level *Damage Control* sedangkan level kinerja rencana adalah *Life Safety*. Dari segi gaya, desain dengan DDBD memberikan nilai yang lebih besar dibandingkan nilai aktual. dari segi nilai reduksi gaya, R untuk sistem ganda bernilai berkisar 6.4

s/d 6.8 ini terbukti hampir mendekati nilai R dalam SNI 1726 2012 tabel 9 untuk sistem ganda (SDK & SRMK) yaitu 7, begitu juga nilai R pada frame untuk arah y-y bernilai 6.9 s/d 7.8 dan mendekati nilai dalam SNI untuk SRMK yaitu 8.

8.4.2 Perbandingan *Drift* Dan *Displacement*

Dalam pembahasan ini nilai *drift* dan *displacement* yang nantinya dihasilkan dari hasil analisa pushover bukan merupakan suatu batasan tertentu hanya untuk mengetahui perilaku akhir dari struktur yang kita desain, maka sesuai *Priestley dkk 2007* Bab. 5.4, nilai *drift* desain dan hasil analisis non linier atau pushover juga *displacement* profil desain dan hasil pushover perlu dibandingkan. untuk *drift* desain akan dihitung menggunakan persamaan 8.3 dibawah yang bersumber pada *Priestley dkk 2007*.

$$\theta_i = \left(1.00 - 0.5 \frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \theta_0 \dots\dots\dots (8.3)$$

Dimana :

θ_0 : desain *drift* limit rencana sesuai level kinerja (0.02 *life safety*)

θ_i : *drift* pada lantai ke-i

H_i : ketinggian pada lantai ke-i

H_n : ketinggian puncak.

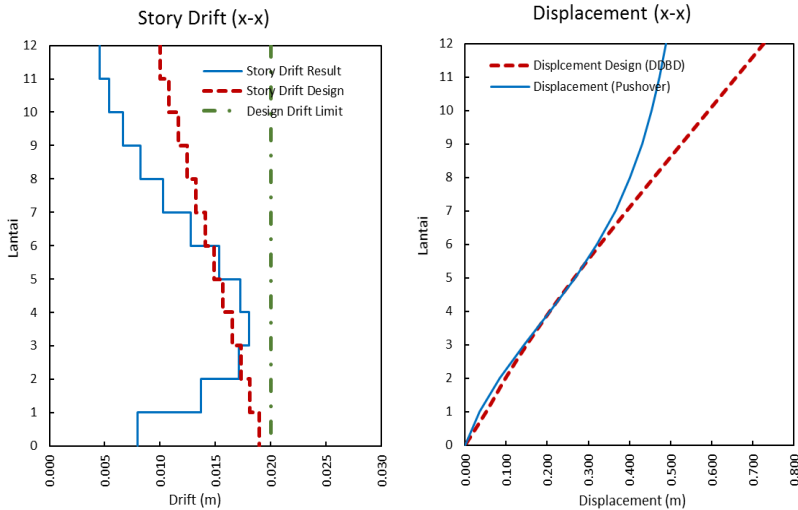
Selanjutnya untuk perhitungan nilai *drift* desain akan dihitung pada masing-masing arah pada Tabel 8.6 dan 8.7, juga nilainya akan dibandingkan dengan nilai hasil *drift* pada analisa pushover. nilai *drift* hasil adalah nilai bersarnya perpindahan antar lantai dibagi dengan ketinggian lantai. Kemudian hasil dari Tabel 8.4 dan 8.5 akan dibuat grafik pada Gambar 8.13. dan 8.14.

Tabel 8.6 Perbandingan Nilai *Drift* Dan *Displacement* Arah xx

level	Hi	Desain Drift Limit	Displ. Design (DDBD)	Drift Design	Displ. hasil (Pushover)	Story Drift
12	43.0	0.02	0.727	0.010	0.489	0.005
11	39.5	0.02	0.660	0.011	0.473	0.005
10	36.0	0.02	0.593	0.012	0.454	0.007
9	32.5	0.02	0.526	0.012	0.431	0.008
8	29.0	0.02	0.459	0.013	0.402	0.010
7	25.5	0.02	0.393	0.014	0.366	0.013
6	22.0	0.02	0.328	0.015	0.321	0.015
5	18.5	0.02	0.266	0.016	0.267	0.017
4	15.0	0.02	0.206	0.017	0.207	0.018
3	11.5	0.02	0.150	0.017	0.144	0.017
2	8.0	0.02	0.098	0.018	0.084	0.014
1	4.5	0.02	0.051	0.019	0.036	0.008
0	0	0.02	0.000	0.020	0.000	0.000

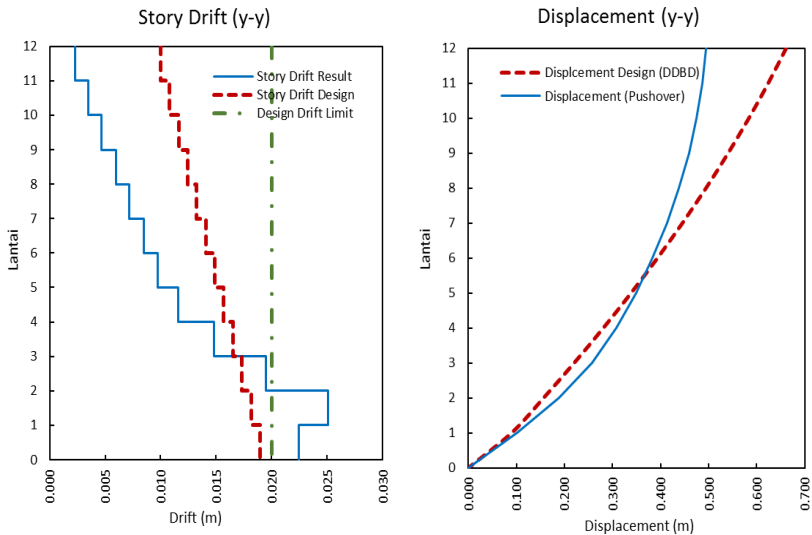
Tabel 8.7 Perbandingan Nilai *Drift* Dan *Displacement* arah y-y

level	Hi	Desain Drift Limit	Displ. Design (DDBD)	Drift Design	Displ. hasil (Pushover)	Story Drift
12	43.0	0.02	0.662	0.010	0.496	0.002
11	39.5	0.02	0.625	0.011	0.487	0.003
10	36.0	0.02	0.585	0.012	0.475	0.005
9	32.5	0.02	0.541	0.012	0.459	0.006
8	29.0	0.02	0.495	0.013	0.438	0.007
7	25.5	0.02	0.446	0.014	0.413	0.008
6	22.0	0.02	0.394	0.015	0.383	0.010
5	18.5	0.02	0.339	0.016	0.349	0.012
4	15.0	0.02	0.281	0.017	0.309	0.015
3	11.5	0.02	0.220	0.017	0.257	0.019
2	8.0	0.02	0.157	0.018	0.189	0.025
1	4.5	0.02	0.090	0.019	0.101	0.022
0	0	0.02	0.000	0.020	0.000	0.000



Gambar 8.13 (a) Perbandingan Drift (b) Perbandingan Displacement Profile Sistem Ganda (arah x-x)

Dari Gambar 8.8 tersebut dapat diketahui bahwa nilai *displacement* untuk arah x-x (sistem ganda) hasil *pushover analysis* memiliki kurva hampir mendekati nilai *displacement* rencana dengan DDBD, tetapi mulai lantai ke 7 sampai ke 12 *displacement* hasil *pushover* menunjukkan *displacement* yang lebih kecil terhadap rencana DDBD, hal ini dikarenakan desain kebutuhan tulangan dan ukuran elemen penampang yang didesain tipikal dari lantai 1-12. hal ini juga berlaku untuk nilai *drift*, dimana dari Gambar 8.8 a dapat kita lihat bahwa grafik *drift result* dari *pushover analysis* masih jauh dari grafik *design drift limit* dan mulai lantai ke 5 -12 nilainya akan semakin berkurang. Nilai *drift* hasil *pushover analysis* memiliki kurva yang melebihi nilai *drift* desain tetapi masih belum melebihi nilai *design drift limit* (*Life Safety Level*).



Gambar 8.14 (a) Perbandingan Drift (b) Perbandingan Displacement Profile SRMK (arah y-y)

Dari Gambar 8.9 tersebut dapat diketahui bahwa nilai *displacement* untuk arah y-y (SRMK) hasil *pushover analysis* memiliki kurva hampir mendekati nilai *displacement* rencana dengan DDBD, tetapi mulai lantai ke 7 sampai ke 12 *displacement* hasil *pushover* menunjukkan *displacement* yang lebih kecil terhadap rencana DDBD, hal ini dikarenakan desain kebutuhan tulangan dan ukuran elemen penampang yang didesain tipikal dari lantai 1-12. hal ini juga berlaku untuk nilai *drift*, dimana dari Gambar 8.9 a dapat kita lihat bahwa grafik *drift result* dari *pushover analysis* pada lantai 1 dan 2 melebihi nilai *design drift limit* yang ingin kita dapatkan, hal ini dikarenakan struktur yang didesain struktur yang tipikal untuk lantai 1-12 dan pada lantai satu tinggi tingkatnya 4.5m sedangkan lantai berikutnya hanya 3.5m sehingga mengakibatkan terjadinya *soft story* pada lantai 1. *Design drift limit* disini berarti desain *drift* yang ingin kita dapatkan terhadap struktur yang kita rancang

dan bukan merupakan suatu batasan tertentu karena dalam *performance based design* nilai performa dari keseluruhan system-lah yang lebih diperhitungkan. Jika kita ingin struktur tersebut dalam batasan *design drift limit* maka pada lantai 1 dan 2 perlu penambahan kekakuan dari struktur (misalnya kekakuan balok, karena balok akan sangat berpengaruh terhadap *drift* maupun *displacement* dari struktur) dalam Priestley dkk 2007 Bab. 5.4 mengatakan demikian. Begitu juga untuk lantai 4-12 karena desainnya tipikal maka kekakuannya berlebih, jika kita menginginkan struktur yang efisien maka kita perlu merubah desain (bisa pada jumlah tulangan maupun dimensi elemen struktur) pada lantai tersebut se-efisien mungkin sehingga nantinya kurva *drift result* hampir mendekati nilai *design drift limit* yang kita harapkan.

BAB IX KESIMPULAN

9.1 KESIMPULAN

Dari hasil pembahasan yang dilakukan dalam tugas akhir ini maka dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Nilai *displacement ductility*, μ , aktual dari hasil analisa pushover terhadap struktur yang didesain dengan DDBD menunjukkan nilai yang mendekati nilai desain dengan DDBD untuk sistem ganda arah x-x dan SRMK arah y-y.
2. Nilai faktor reduksi gaya, R aktual dari hasil analisa pushover terhadap struktur yang didesain dengan DDBD menunjukkan hasil yang mendekati nilai R pada SNI 1726 2012 untuk sistem ganda arah x-x dan SRMK arah y-y
3. Gaya geser desain, V_d aktual dari hasil analisa pushover terhadap struktur yang didesain dengan DDBD menunjukkan hasil yang lebih kecil ($\pm 15\%$ untuk sistem ganda arah x-x dan $\pm 30\%$ untuk SRMK arah y-y) dibandingkan nilai gaya geser desain dengan DDBD.
4. Nilai target *displacement* hasil dengan metode ATC-40, FEMA 356, FEMA 440 berturut-turut adalah 0.509, 0.524, 0.524 untuk arah x-x dan 0.462, 0.500, 0.500. sedangkan desain *displacement* metode DDBD adalah 0.483 m untuk arah x-x dan 0.475 untuk arah y-y hal ini menunjukkan target *displacement* hasil hampir mendekati desain.
5. Level kinerja bangunan sesuai metode ATC-40, FEMA 356, FEMA 440 berturut-turut adalah Damage Control (0.012), Damage Control (0.012), Damage Control (0.012). hal ini menunjukkan level kinerja rencana bangunan (*Life Safety*) belum terlampaui.

9.2 SARAN

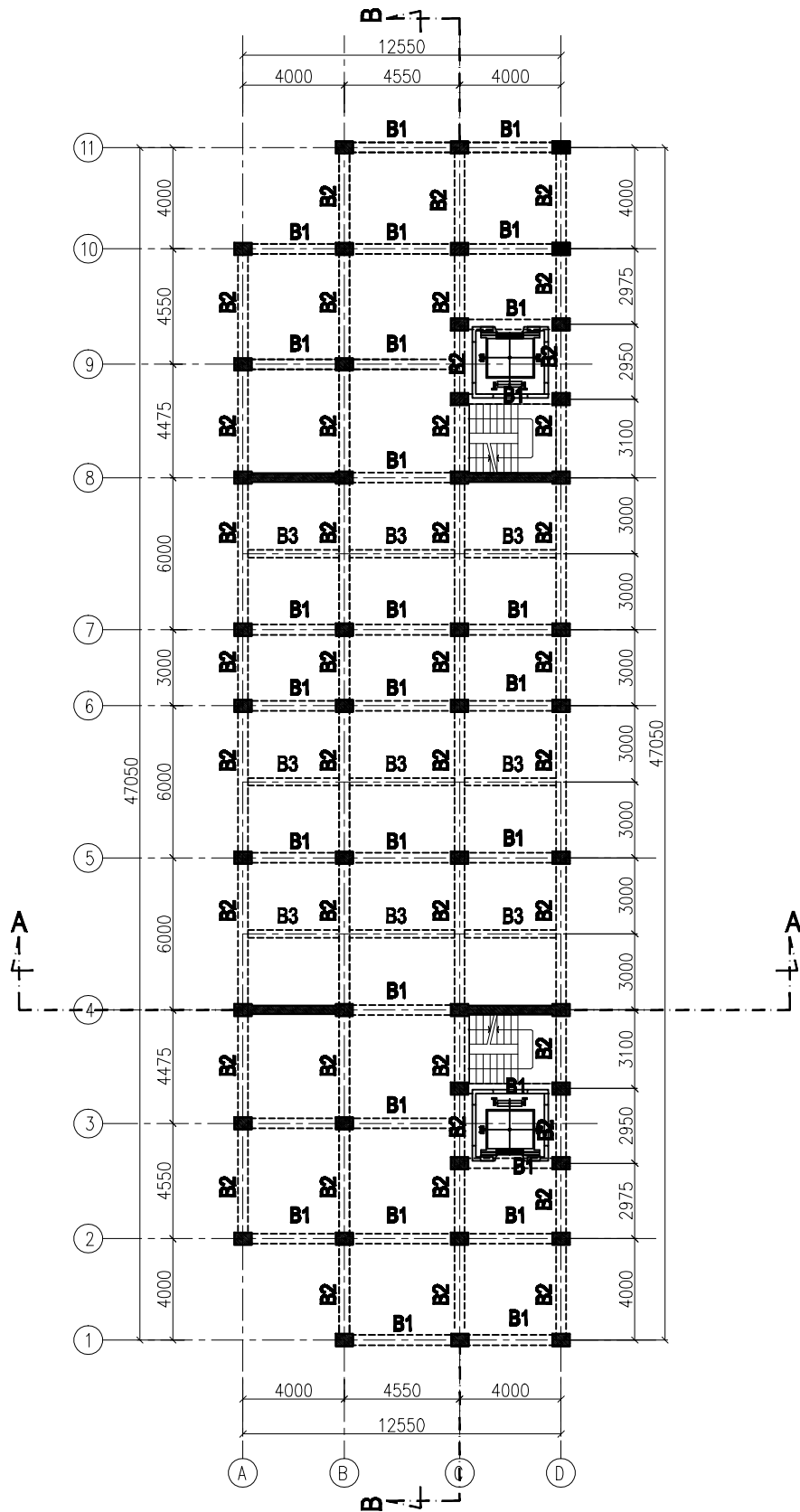
Ada beberapa saran setelah penulis menyelesaikan tugas akhir ini, diantaranya :

1. Perlu adanya studi lebih lanjut untuk menggambarkan keefektifan penggunaan prosedur DDBD terhadap desain berbasis gaya seperti yang tercantum dalam standar yang berlaku di Indonesia maupun di dunia.
2. Dalam desain dengan DDBD perlu dilakukan analisis terhadap respons gempa *Time History* atau *NLRTHA procedure* dan juga perlu dibandingkan dengan hasil dari *NSP procedure* atau *pushover analysis*.
3. Jika telah ada *update* standar terbaru tentang *performance based design* atau *seismic rehabilitation on buildings*, maka perlu dilakukan pengecekan terhadap standar tersebut, mengingat FEMA 440 dikeluarkan pada tahun 2006.

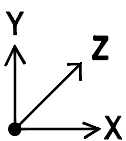
DAFTAR PUSTAKA

- ASCE 7-10. 2010. **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Virginia : American Society of Civil Engineers
- ATC 40. 1996. **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**. Volume 1. California: Applied Technology Council
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2013)**. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)**. Jakarta: BSN.
- Carrillo, Julian, Giovanni Gonzalez dan Astrid Rubiano. 2014. **Displacement Ductility For Seismic Design of RC Walls For Low-rise Housing**. Columbia. Latin American Journal of Solids and Structures 11 (2014) 725-737
- Computers and Structures, Inc. 1999. **Etabs User's Manual-Three Dimensional Analysis and Design of Building System**. First Edition. California: Computers and Structures Inc.
- FEMA 273. 1997. **NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Buildings** Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356. 2000. **Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings**. Wasington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440. 2005. **Improvement of Nonlinear Static Seismic Anaysis Procedures**. Wasington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

- FEMA 451. 2006. **NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures and Accompanying Commentary and Maps.** Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- Paulay, T., Priestley, M.J.N. 1992. **Seismic Design of Reinforced Concrete And Masonry Buildings.** New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Priestley, M.J.N., G.M. Calvi, dan M.J. Kowalsky. 2007. **Displacement-Based Seismic Design of Structures.** Pravia : IUSS Press.
- PUSKIM. 2002. **Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI-1726-2002).** Bandung: Pusat Penelitian dan Pengembangan Teknologi Pemukiman
- Sullivan T.J., M.J.N Priestley, dan G.M. Calvi. 2006 .**Direct Displacement Based Design of Frame-Wall Structures.** Jurnal of Earthquake Engineering. Diunduh dari https://www.researchgate.net/publication/232867175_Direct_displacement_design_of_frame-wall_structures pada 5 Desember 2016



Keterangan:
 B1 40/60
 B2 50/70
 B3 25/30



RENCANA BALOK (Lt. 1-12)

SKALA 1:250



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

TUGAS AKHIR
 RC14-1501

DOSEN PEMBIMBING
 1. Prof. Tivyo, ST.MT.Pd
 2. Prof. Dr. I Gusti Putu Raka

DIBUAT OLEH:
 ARDIAN EKA PRATAMA
 3118-106-082

NAMA GAMBAR
 Rencana Balok Lantai 1-12

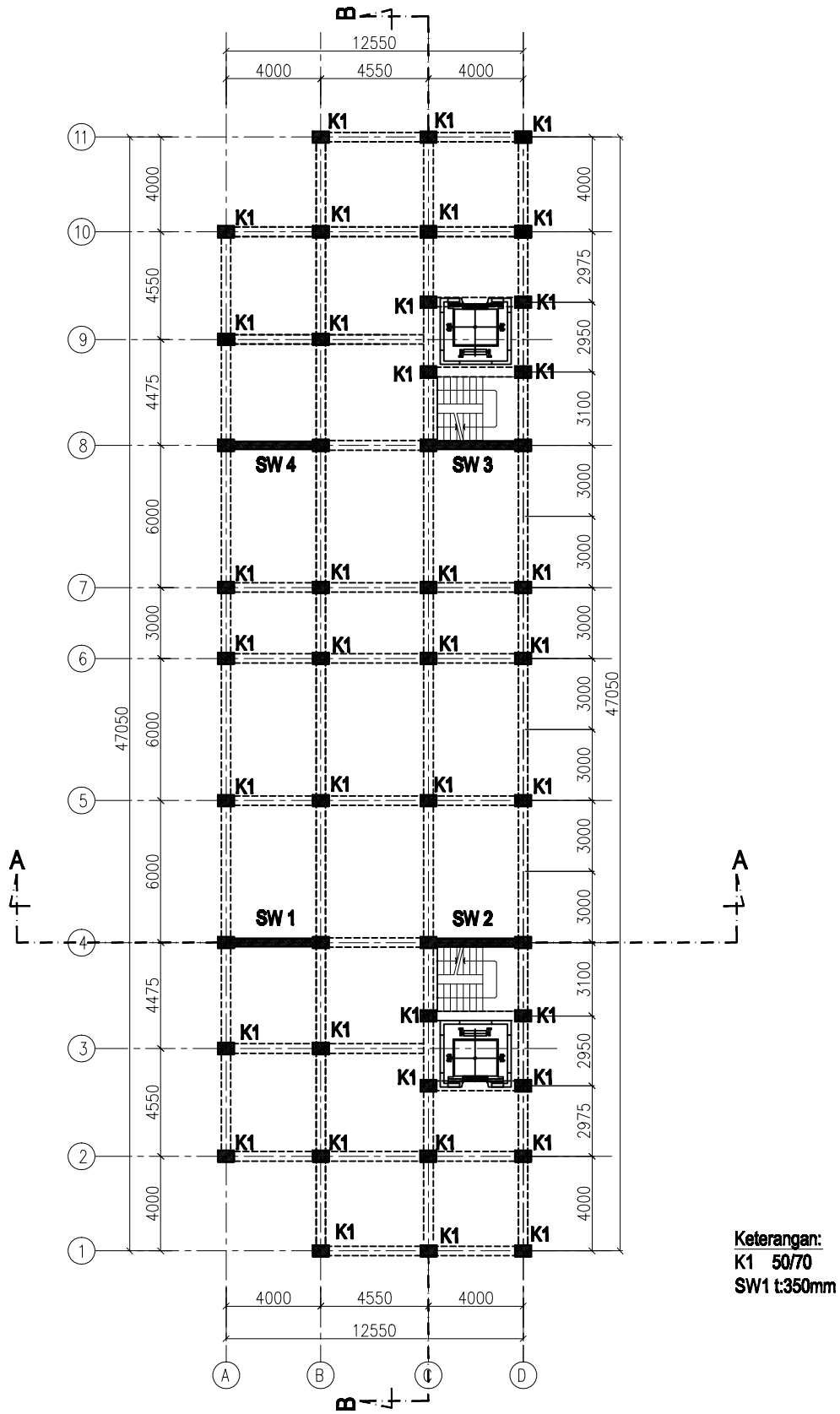
KETERANGAN

SKALA

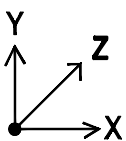
1 : 250

NO. GAMBAR

1



Keterangan:
 K1 50/70
 SW1 t:350mm



RENCANA KOLOM & DINDING GESER (Lt. 1-12)

SKALA 1:250



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

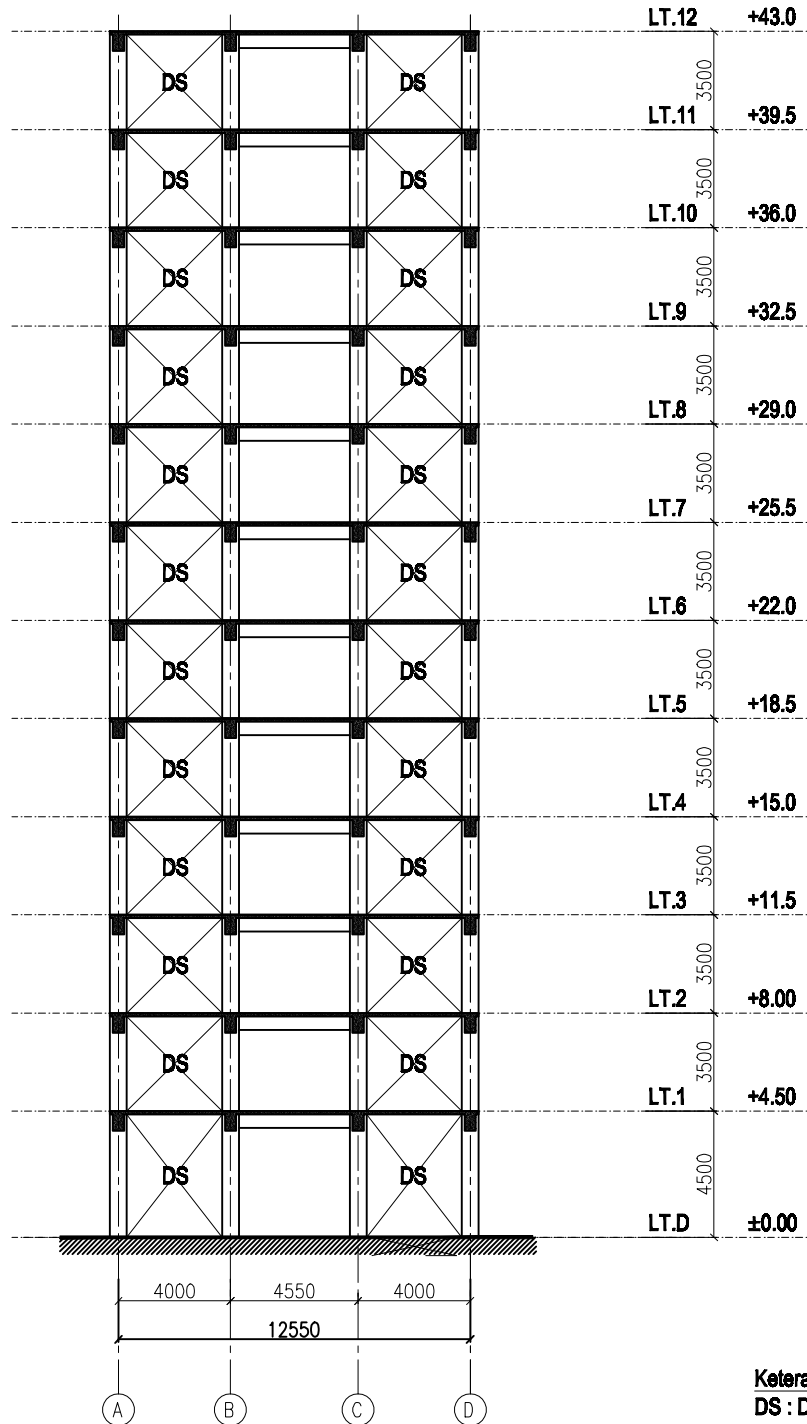
TUGAS AKHIR
 RC14-1501

DOSEN PEMBIMBING
 1. Prof. Tirto, ST.MT.Phd
 2. Prof. Dr. I Gusti Putu Raka

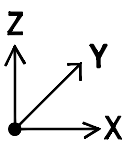
DIBUAT OLEH :
 ARDIAN EKA PRATAMA
 3118-106-082

NAMA GAMBAR
 Rencana Kolom dan Dinding
 Geser Lantai 1-12
 KETERANGAN

SKALA
 1 : 250
 NO. GAMBAR
 2



Keterangan:
DS : Dinding Struktural



POTONGAN A-A

SKALA 1:250



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

TUGAS AKHIR
RC14-1501

DOSEN PEMBIMBING
1. Prof. Tirto, ST.MT.Pd
2. Prof. Dr. I Gusti Putu Raka

DIBUAT OLEH :
ARDIAN EKA PRATAMA
3118-106-082

NAMA GAMBAR

Potongan A-A

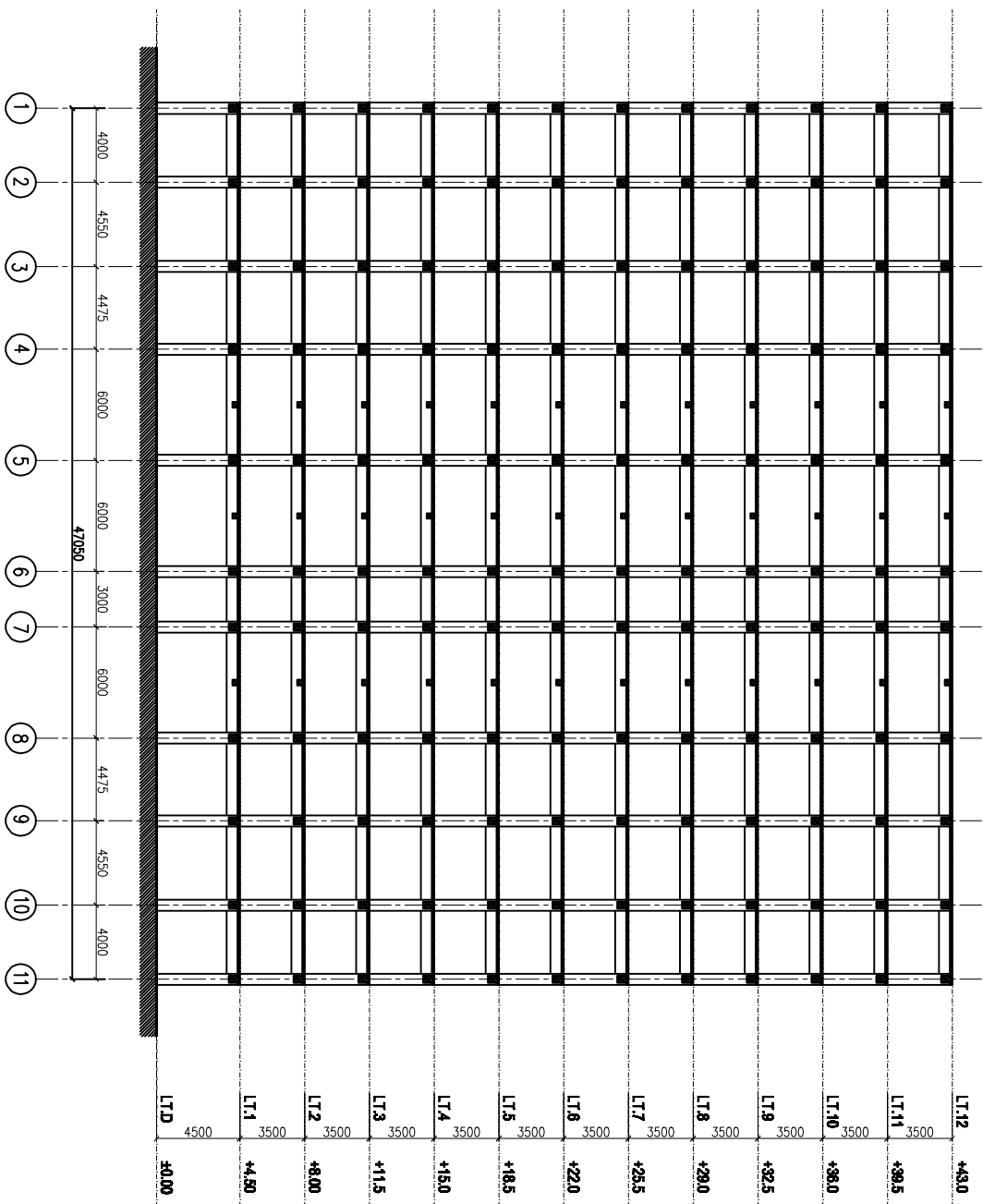
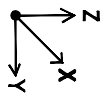
KETERANGAN

SKALA

1 : 250

NO. GAMBAR

3

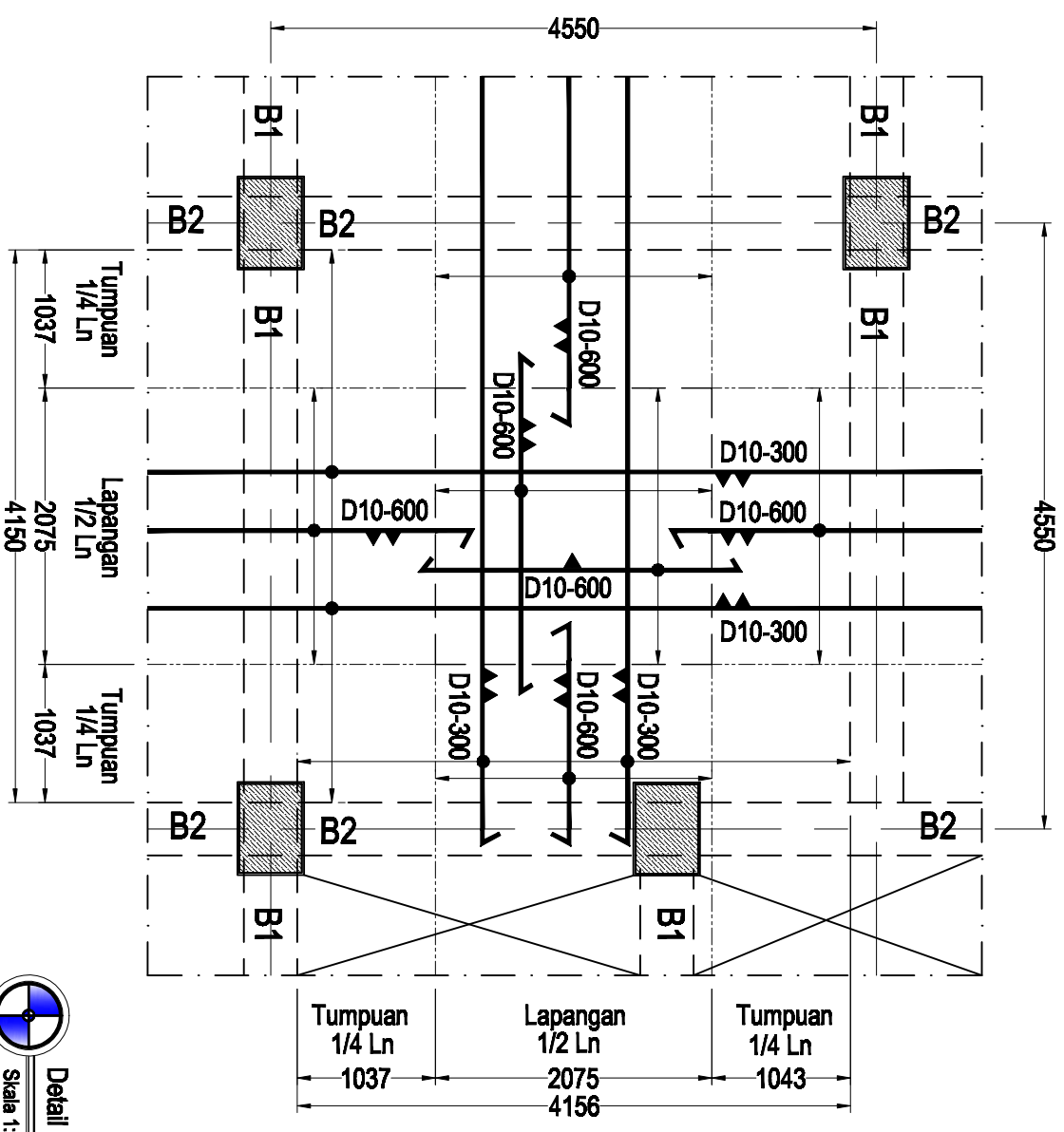


KETERANGAN:
 *Typical untuk semua luasan Pelat

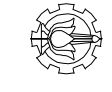
MUTU BETON
 $f'_c = 35 \text{ MPa}$

MUTU BAJA TULANGAN
 $f_y = 400 \text{ Mpa (B&TP-40)}$

AS Susut : D10-300 ; $A_s=340 \text{ mm}^2$
 AS Pokok :
 -Hitungan : D10-200 ; $A_s=471 \text{ mm}^2$
 -Dipasang:(D10-300 + D10-800)
 $= A_s: 209,33 + 340 = 549,33 \text{ mm}^2$



Detail Pelat Lantai LT. 1-11
 Skala 1:50



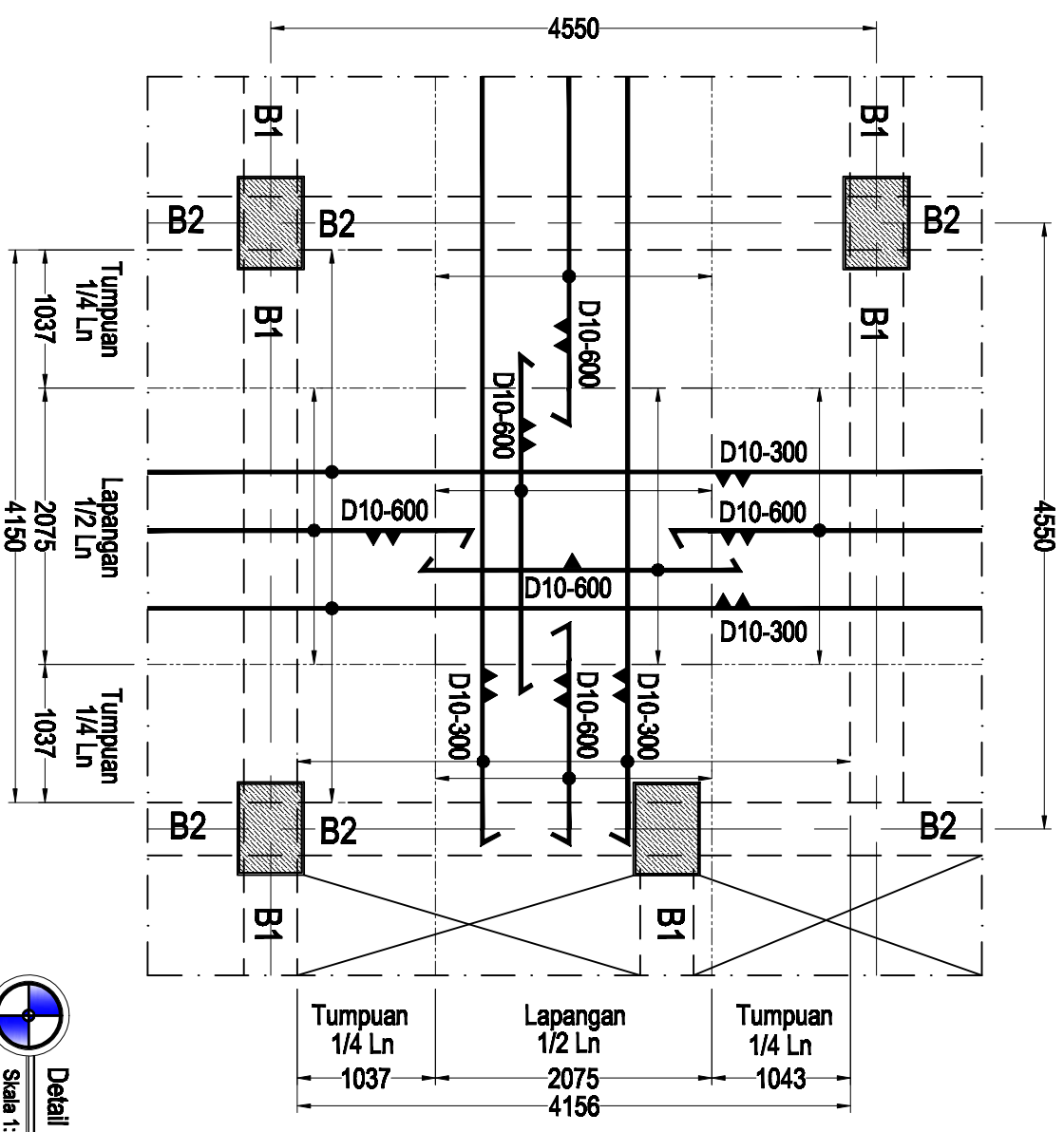
KETERANGAN:
 *Typical untuk semua luasan Pelat


MUTU BETON
 $f'_c = 35 \text{ MPa}$

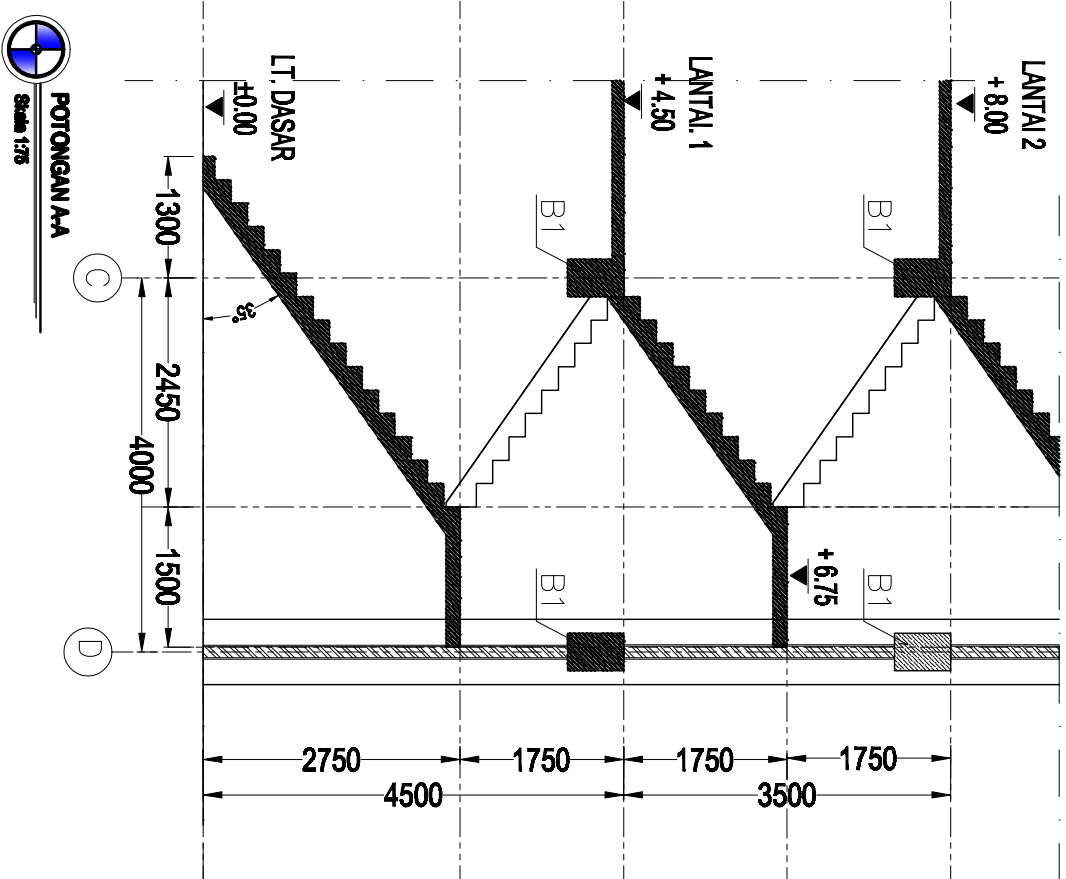
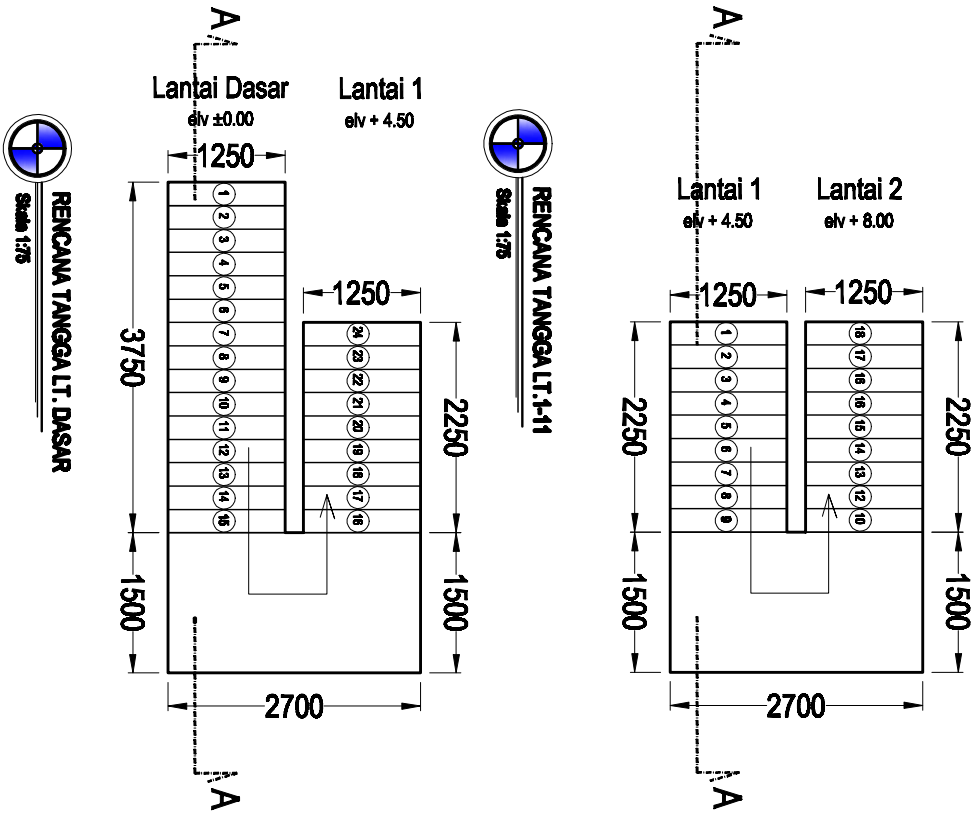
MUTU BAJA TULANGAN
 $f_y = 400 \text{ Mpa (B400)}$

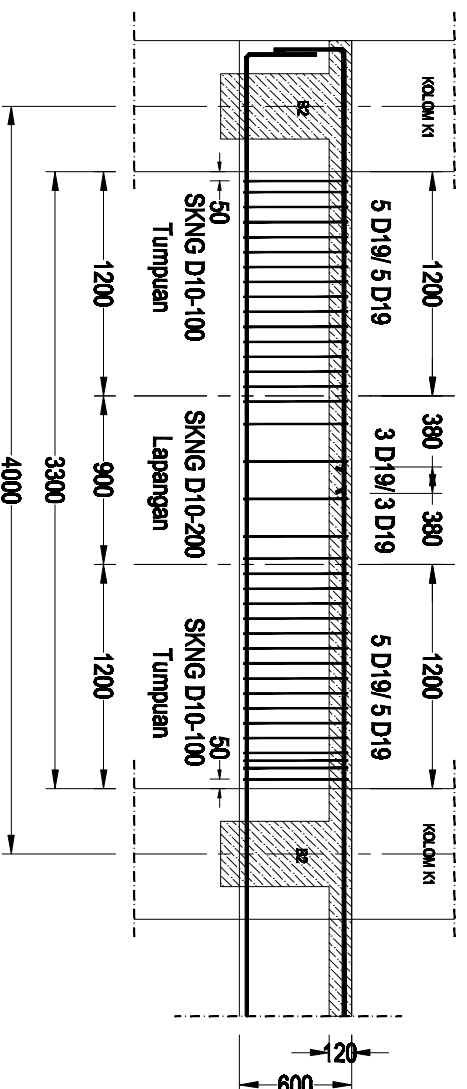
AS Susut : D10-300 ; $A_s=340 \text{ mm}^2$

AS Pokok :
 -Hilungun : D10-200 ; $A_s=471 \text{ mm}^2$
 -Dipasang : (D10-300 + D10-600)
 = $A_s: 209,33 + 340 = 549,33 \text{ mm}^2$



 **Detail Pelat Atap**
 Skala 1:50





DETAIL BALOK INDIK B1 (400 X 600)

TIBE BALOK	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
POSSI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
TUANGAN ATAS	5 D 19	3 D 19	5 D 19	5 D19	3 D19	5 D19
TUANGAN BAWAH	5 D 19	3 D 19	5 D 19	5 D19	3 D19	5 D19
TUANGAN SENGANG	D10 - 100	D10 - 200	D10 - 100	5 D19	3 D19	5 D19
TUANGAN PINGGANG	2 D13	2 D13	2 D13	5 D19	3 D19	5 D19
SELAMUT BETON	40 mm			5 D19	3 D19	5 D19
MUTU BETON $f_c' = 35 \text{ MPa}$	MUTU BAJA TUANGAN			5 D19	3 D19	5 D19
	$f_y = 240 \text{ MPa}$ (BUTR-24) untuk modal ϕ			5 D19	3 D19	5 D19
	$f_y = 400 \text{ MPa}$ (BUTR-40) untuk modal D			5 D19	3 D19	5 D19



PROGRAM SARJANA LINTAS JURUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

TUGAS AKHIR
 RC14-1501

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Taha SUTAPUD
2. Prof. Dr. I Gusti Puji Naba

DEBILAT OLEH :

ARDIAN BAK PRATAMA
 5116-166-082

NAMA GAMBAR

Detail Balok B1

SKALA

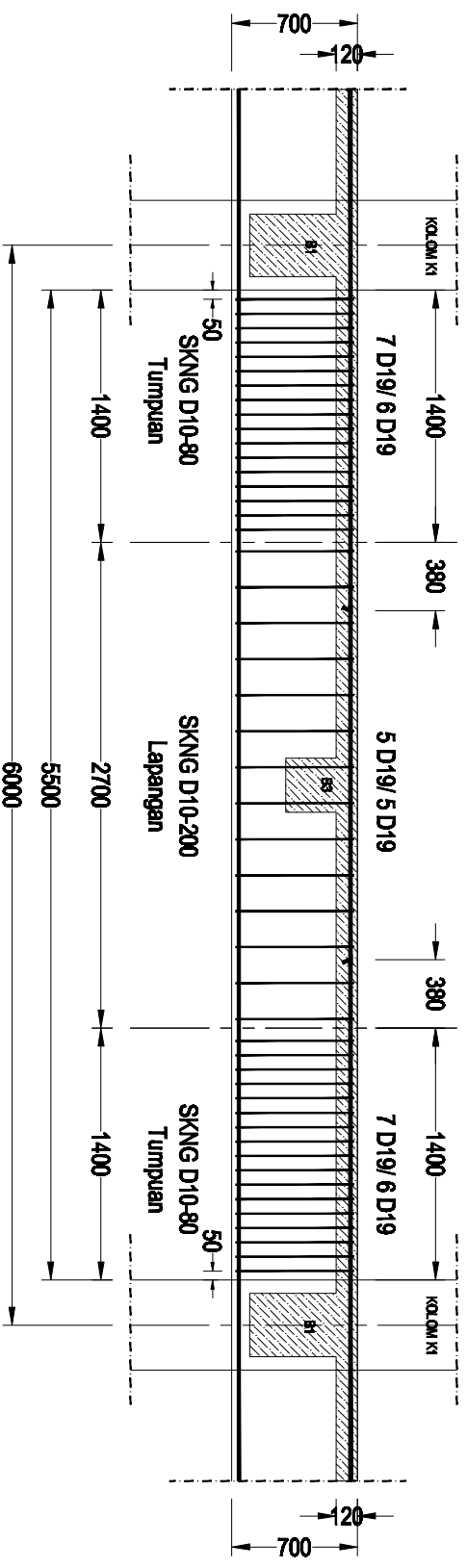
NTS

KETERANGAN

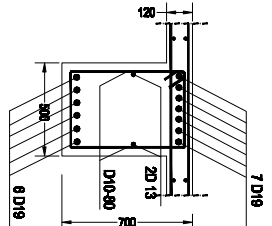
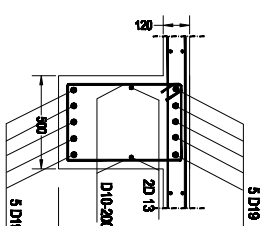
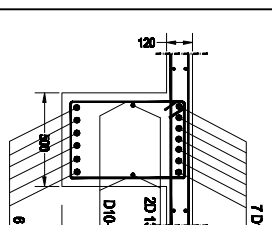
*Typical untuk semua Lantai

NO. GAMBAR

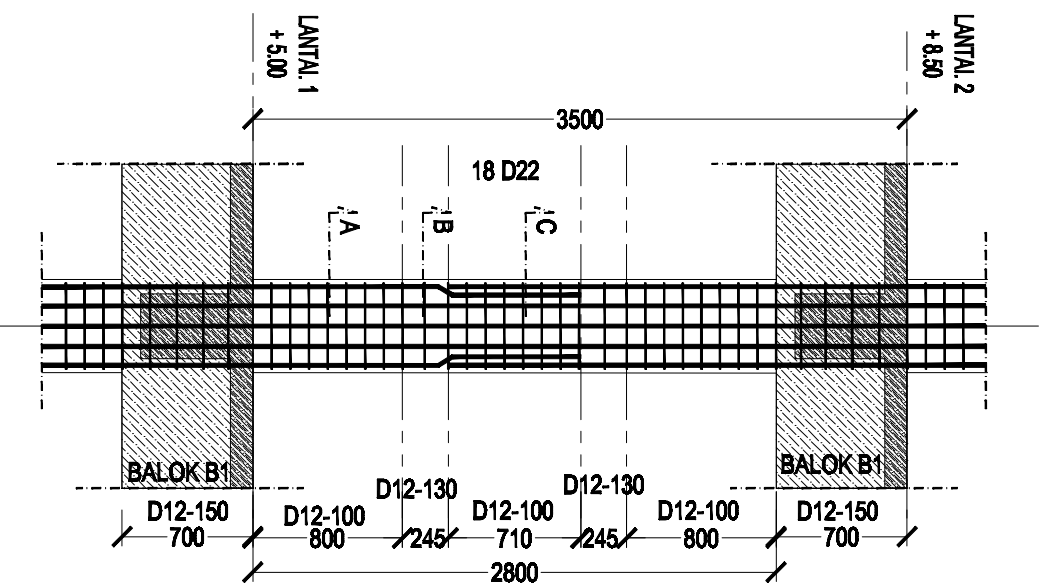
8



DETAIL BALOK INDIK B2 (500 X 700)

TIBE BALOK	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
TULANGAN ATAS	7 D 19	5 D 19	7 D 19			
TULANGAN BAWAH	5 D 19	5 D 19	5 D 19			
TULANGAN SENGKANG	D10 - 80	D10 - 200	D10 - 80			
TULANGAN PINGGANG	2 D13	2 D13	2 D13			
SELAMUT BETON	40 mm					
MUTU BETON $f_c = 35 \text{ MPa}$	MUTU BAJA TULANGAN $f_y = 240 \text{ Mpa}$ (BUTP-24) untuk modal ϕ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ (BUTP-40) untuk modal D					





SAMBUNGAN	
Longitudinal	18 D22
Sengkang:	
Arah x-x	5D12-100
Arah y-y	4D12-100
Selimut	40 mm

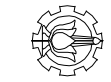
LAPANGAN	
Longitudinal	18 D22
Sengkang:	
Arah x-x	5D12-130
Arah y-y	4D12-130
Selimut	40 mm

TUMPUAN	
Longitudinal	18 D22
Sengkang:	
Arah x-x	5D12-100
Arah y-y	4D12-100
Selimut	40 mm

KETERANGAN:
MUTU BETON
 $f_c' = 35 \text{ MPa}$
MUTU BAJA TULANGAN
 $f_y = 400 \text{ Mpa (BJTP-40)}$



DETAIL KOLOM K1
 NTS



PROGRAM SARJANA LINTAS JURUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

TUGAS AKHIR
 RC-14-1501

DOSEN PEMBIMBING
 1. Prof. Taha SUTANTO
 2. Prof. Dr. I Gusti Pawan

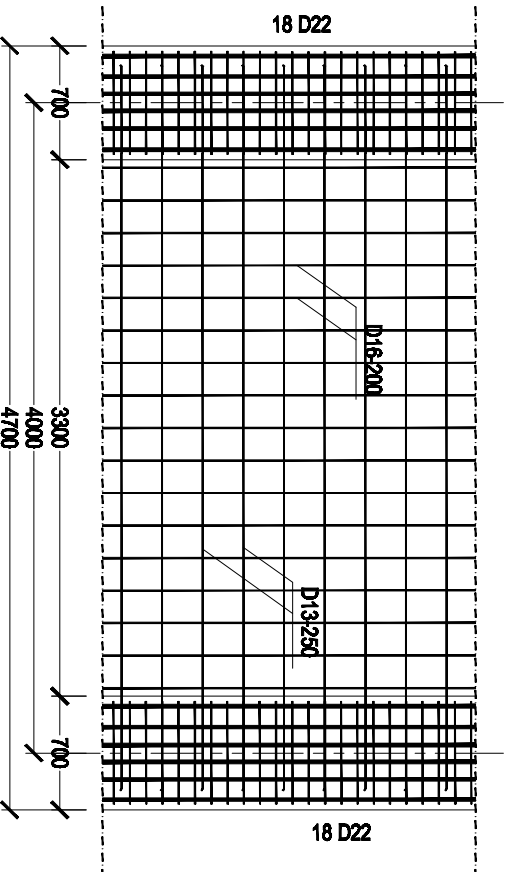
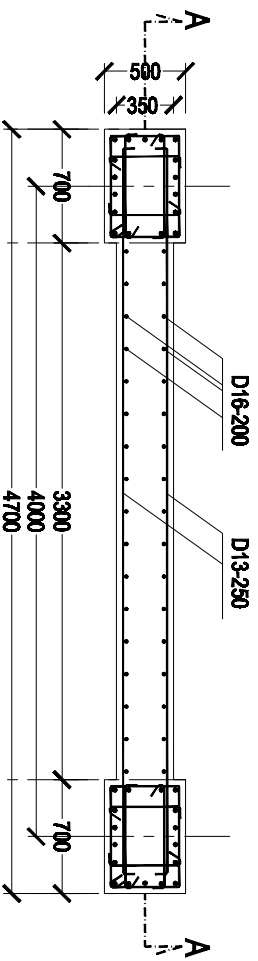
DEBILITASI:
 ARDAN BAKRYATAMA
 5116-164-02

NAMA GAMBAR SKALA

Detail Kolom K1 NTS

KETERANGAN NO. GAMBAR

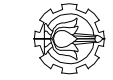
*Typical untuk semua Lantai 10



POTONGAN A-A

TUL. Longitudinal : 18 D22 :	D16-200	D16-200
TUL. Geser	4D13-100	D13-250	4D13-100
TUL. Geser	4D13-100	D13-250	4D13-100
Boundary Element		D13-250		Boundary Element

KETERANGAN:
MUTU BETON
 $f'_c = 35 \text{ MPa}$
MUTU BAJA TULANGAN
 $f_y = 400 \text{ Mpa (BJTP-40)}$



BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Bantul, 12 Mei 1994, merupakan anak tunggal. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu : SDN 1 Pacar Bantul, Kemudian melanjutkan pendidikan di SMP Negeri 1 Sewon Bantul dan selanjutnya di SMA Negeri 1 Sewon Bantul. Setelah lulus pendidikan SMA pada tahun 2012 penulis diterima di Program Diploma Teknik Sipil Sekolah Vokasi Universitas Gadjah Mada Yogyakarta dan lulus pada bulan Agustus tahun 2015. Pada Bulan September 2015 penulis diterima pada Program Sarjana (S-1) Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar dengan NRP : 3115.105.062. Alamat email : ardianep88@gmail.com