

TUGAS AKHIR

EVALUASI PERILAKU SEISMIC STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG ASRAMA DI YOGYAKARTA DENGAN *NONLINEAR STATIC PROCEDURE* (*EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF DORMITORY BUILDING STRUCTURE IN YOGYAKARTA USING NONLINEAR STATIC PROCEDURE*)

**(Studi Kasus: Gedung Asrama C Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah
Yogyakarta, Daerah Istimewa Yogyakarta)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Muhammad George Husien Zen
21511057**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
PROGRAM SARJANA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**

2026

TUGAS AKHIR

EVALUASI PERILAKU SEISMIC STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG ASRAMA DI YOGYAKARTA DENGAN *NONLINEAR STATIC PROCEDURE* (*EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF DORMITORY BUILDING STRUCTURE IN YOGYAKARTA USING NONLINEAR STATIC PROCEDURE*)

(Studi Kasus: Gedung Asrama C Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah
Yogyakarta, Daerah Istimewa Yogyakarta)

Disusun oleh
Muhammad George Husien Zen
21511057

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
Untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 19 Mei 2026

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

22/05/2026

Penguji I

22-05-2026

Penguji II

22.05.26

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.(Eng)., IPM.
NIK: 095110101

Jafar S.T., MURP., M.T.
NIK: 185111305

Astriaana Hardawati S.T., M.Eng.
NIK: 165111301

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

25/05/2026

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.(Eng)., IPM
NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia seluruhnya merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta,

Yang membuat pernyataan,


Muhammad George Husien Zen

(21511057)

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur atas kehadiran Allah Subhanahu wa ta'ala yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Evaluasi Perilaku Seismik Struktur Bangunan Gedung Asrama di Yogyakarta dengan *Nonlinear Static Procedure*”. Shalawat serta salam selalu dilimpahkan kepada Rasulullah Muhammad Shallallahu 'alaihi wasallam, keluarga dan sahabat serta para pengikut beliau hingga akhir zaman.

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi salah satu syarat dalam menyelesaikan studi jenjang Strata Satu (S1) di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini terdapat pelbagai rintangan yang dihadapi penulis, namun berkat dukungan, saran, kritik, dan bantuan dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada :

1. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.(Eng)., IPM., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir sekaligus Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, yang telah memberikan bimbingan, arahan, masukan, serta dukungan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini hingga dapat terselesaikan dengan baik.
2. Bapak Jafar S.T., MURP., M.T. selaku Dosen Penguji I, atas saran, kritik, dan masukan yang diberikan dalam penyempurnaan Tugas Akhir ini selama proses sidang.
3. Ibu Astriana Hardawati S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II, atas saran, kritik, dan masukan yang diberikan dalam penyempurnaan Tugas Akhir ini selama proses sidang.
4. PT. Erosia Construction selaku kontraktor pelaksana serta seluruh tim lapangan yang telah memberikan kesempatan, data, informasi, serta bantuan selama proses pengambilan data dan penyusunan Tugas Akhir ini.

5. Tim Pengembangan Kampus selaku Manajemen Konstruksi serta almamater Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta tercinta yang telah memberikan kesempatan, data, informasi, serta bantuan selama proses pengambilan data dan penyusunan Tugas Akhir ini.
6. Orang tua serta keluarga yang senantiasa memberikan doa, dukungan, motivasi, serta semangat yang selalu diberikan selama ini hingga proses penyusunan Tugas Akhir ini.
7. Teman-teman Teknik Sipil, khususnya rekan-rekan terdekat yang telah memberikan bantuan, dukungan, serta kebersamaan selama masa studi hingga penyusunan Tugas Akhir ini.
8. Teman-teman sekolah yang selama 11 tahun selalu memberikan dukungan, semangat, serta doa dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.

Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya. Namun, saya menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kata sempurna. Oleh karena itu, saya memohon maaf dan berharap Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi saya khususnya dan bagi pembaca pada umumnya.

Yogyakarta,
Penulis,

Muhammad George Husien Zen
(21511057)

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xvi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvii
ABSTRAK	xxi
<i>ABSTRACT</i>	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	6
1.3 Tujuan Penelitian	7
1.4 Batasan Penelitian	7
1.5 Manfaat Penelitian	8
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	10
2. 1 Penelitian Terdahulu	10
2. 2 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terkait Analisis <i>Pushover</i>	16
2. 3 Keaslian Penelitian	22
BAB 3 LANDASAN TEORI	23
3.1 Konsep Bangunan Tahan Gempa	23
3.2 Analisis Struktur Bangunan	24
3.3 Pembebanan Struktur	26
3.3.1 Beban Mati	26
3.3.2 Beban Hidup atau <i>Live Load</i> (LL)	28
3.3.3 Beban Gempa atau <i>Earthquake</i> (E)	30
3.4 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019	30

3.4.1	Kategori Risiko Bangunan	30
3.4.2	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)	33
3.4.3	Klasifikasi Situs	33
3.4.4	Parameter Percepatan Terpetakan	34
3.4.5	Koefisien situs & parameter respons spektral percepatan MCER	36
3.4.6	Parameter Percepatan Spektral Desain	38
3.4.7	Spektrum Respons Desain	38
3.4.8	Kategori Desain Seismik	40
3.4.9	Sistem Struktur	41
3.4.10	Klasifikasi struktur beraturan dan tidak beraturan	42
3.5	Analisis Gaya Lateral/Statik Ekuivalen	45
3.5.1	Gaya Geser Dasar Seismik	45
3.5.2	Koefisien Respons Seismik	45
3.5.3	Periode Fundamental Struktur	45
3.5.4	Distribusi Vertikal Gaya Seismik	47
3.5.5	Penentuan Simpangan Antar Tingkat (<i>Drift Ratio</i>)	48
3.5.6	Pengaruh P-Delta	49
3.6	Analisis Respons Spektrum	50
3.6.1	Parameter Respons Ragam dan Penskalaan Gaya	50
3.7	<i>Nonlinear Static Procedure</i> (NSP)	51
3.7.1	Kurva Kapasitas (<i>capacity curve</i>)	52
3.7.2	Metode Spektrum Kapasitas (<i>Capacity Spectrum Method</i>)	54
3.7.3	<i>Performance Point</i>	58
3.7.4	Level Kinerja Bangunan (<i>Building Performance Level</i>)	59
3.7.5	Mekanisme Sendi Plastis	61
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		65
4.1	Objek Penelitian	65
4.2	Data bangunan	66
4.3	Aplikasi Penelitian	68
4.4	Tahapan Penelitian	69
4.5	Bagan Alir Penelitian	71

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	73
5.1 Pemodelan Bangunan	73
5.1.1 Properti Material	74
5.1.2 Pemodelan Kolom	77
5.1.3 Pemodelan Balok	79
5.1.4 Pemodelan Pelat	82
5.2 Pembebanan Struktur	83
5.2.1 Beban Mati	83
5.2.2 Beban Hidup	85
5.2.3 Beban Gravitasi Berdasarkan Berat Seismik Efektif	85
5.2.4 Beban Gempa	86
5.3 Analisis Gaya Lateral/Statik Ekuivalen	90
5.3.1 Periode Struktur	90
5.3.2 Koefisien Respons Seismik (C_s)	92
5.3.3 Gaya Geser Dasar Statik	93
5.4 Analisis Respons Spektrum	94
5.4.1 <i>Define Response Spectrum</i>	94
5.4.2 Pendefinisian Beban Gempa Respons Spektrum	95
5.4.3 Penskalaan Gaya	96
5.5 Persyaratan Ketidakberaturan Struktur	97
5.5.1 Ketidakberaturan Horizontal	97
5.5.2 Ketidakberaturan Vertikal	101
5.6 Pengecekan Simpangan Antar Tingkat dan Pengaruh P-Delta	106
5.6.1 Simpangan Antar Tingkat (<i>drift ratio</i>)	106
5.6.2 Pengaruh P-Delta	110
5.7 <i>Nonlinear Static Procedure</i>	113
5.7.1 <i>Define Nonlinear Static Case</i>	113
5.7.2 <i>Define Hinges</i> (Sendi Plastis)	123
5.8 Hasil <i>Nonlinear Static Procedure</i>	128
5.8.1 Kurva Kapasitas (<i>pushover curve</i>)	128
5.8.2 <i>Performance Point</i>	133

5.8.3	Level Kinerja Bangunan Berdasarkan ATC-40	135
5.8.4	Mekanisme Sendi Plastis	137
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		142
6.1	Kesimpulan	142
6.2	Saran	143
DAFTAR PUSTAKA		145
LAMPIRAN		148

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Penelitian yang dilakukan Terkait Analisis <i>Nonlinear Static Procedure</i>	16
Tabel 3.1 Beban Mati Desain Minimum	27
Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata dan Terpusat Minimum	29
Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Untuk Beban Gempa	31
Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa	33
Tabel 3.5 Klasifikasi Situs	34
Tabel 3.6 koefisien Situs F_a	36
Tabel 3.7 koefisien Situs F_v	37
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	41
Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	41
Tabel 3.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	42
Tabel 3.11 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur	43
Tabel 3.12 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur	44
Tabel 3.13 Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung	46
Tabel 3.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	46
Tabel 3.15 Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_a)	49
Tabel 3.16 <i>Building Performance Level</i>	59
Tabel 3.17 Dampak dan Kategori Bangunan Berdasarkan Level Kinerja Bangunan	60
Tabel 3.16 <i>The Roof Drift Ratio Limit</i>	61
Tabel 4.1 Data Elemen Balok	67
Tabel 4.2 Data Elemen Kolom	68
Tabel 4.3 Tipe dan Dimensi Pelat	68
Tabel 5.1 Rekapitulasi Hasil Massa Tiap Elemen Struktur secara Manual	86
Tabel 5.2 Rekapitulasi Hasil Massa Bangunan Manual dan ETABS	86

Tabel 5.3 Perbandingan Gaya Geser Bangunan dengan Faktor Skala Awal	96
Tabel 5.4 Perbandingan Gaya Geser Bangunan dengan Faktor Skala Baru	97
Tabel 5.5 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b	98
Tabel 5.6 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Sumbu X	102
Tabel 5.7 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Sumbu Y	102
Tabel 5.8 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Sumbu X	103
Tabel 5.9 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Sumbu Y	103
Tabel 5.10 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2	104
Tabel 5.11 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe pada Sumbu X	106
Tabel 5.12 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe pada Sumbu Y	106
Tabel 5.13 Rekapitulasi Pengecekan Simpangan Antar Tingkat (<i>Drift Ratio</i>) dengan Analisis Statik Ekuivalen	108
Tabel 5.14 Rekapitulasi Pengecekan Simpangan Antar Tingkat (<i>Drift Ratio</i>) dengan Analisis Respons Spektrum	108
Tabel 5.15 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu X dengan Analisis Statik Ekuivalen	111
Tabel 5.16 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu Y dengan Analisis Statik Ekuivalen	111
Tabel 5.17 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu X dengan Analisis Respons Spektrum	111
Tabel 5.18 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu Y dengan Analisis Respons Spektrum	112
Tabel 5.19 <i>Base Shear vs Monitored Displacement</i> Sumbu X	132
Tabel 5.20 <i>Base Shear vs Monitored Displacement</i> Sumbu Y	132
Tabel 5.21 <i>Performance Point</i> Hasil Analisis <i>Pushover</i>	135

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lempengan Utama di Indonesia berdasarkan Data Geodetik	1
Gambar 1.2 <i>Cross-section</i> Distribusi Gempa di Sepanjang Pulau Jawa dan Sekitarnya	2
Gambar 1.3 Radius Dampak Gempa 2006 di Yogyakarta Sepanjang Sesar Opak	4
Gambar 1.4 Gedung Asrama C Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta	5
Gambar 1.5 Keruntuhan Struktur Bangunan Asrama di Sidoarjo	6
Gambar 3.1 Konsep Analisis Statik Ekuivalen	24
Gambar 3.2 Penyederhanaan Spektrum Gempa Menjadi Respons Spektrum	25
Gambar 3.3 Kurva Kapasitas Bangunan Analisis <i>Pushover</i> hingga Kondisi Plastis	26
Gambar 3.4 Peta Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Pada Periode Pendek atau 0,2 Detik (S_s)	35
Gambar 3.5 Peta Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Pada Periode 1 Detik (S_1)	35
Gambar 3.6 Spektrum Respons Desain	39
Gambar 3.7 Peta transisi periode panjang, T_L , wilayah Indonesia	40
Gambar 3.8 Penentuan Simpangan Antar Tingkat	48
Gambar 3.9 Pengambilan Nilai Periode Struktur	51
Gambar 3.10 Ilustrasi Analisis <i>Pushover</i>	52
Gambar 3.11 Kurva Kapasitas <i>Pushover</i>	54
Gambar 3.12 Konversi Respons Spektrum ke Format ADRS	56
Gambar 3.13 Konversi Kurva Kapasitas ke Spektrum Kapasitas	57
Gambar 3.14 <i>Performance Point</i> Metode Spektrum Kapasitas	58
Gambar 3.15 Mekanisme Pergeseran Lateral	62
Gambar 3.16 Respons Struktur Terhadap Gempa	63
Gambar 3.17 Distribusi Sendi Plastis Hasil Analisis Menggunakan <i>Software</i> SAP2000	64

Gambar 4.1 Denah Lantai 1 Bangunan Gedung Asrama	65
Gambar 4.2 Tampak Depan Bangunan Gedung Asrama	66
Gambar 4.3 Bagan Alir Tahapan Penelitian	71
Gambar 5.1 3D Model Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta	73
Gambar 5.2 Tampak X-Z Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta	73
Gambar 5.3 Tampak Y-Z Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta	74
Gambar 5.4 Tampak X-Y Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta	74
Gambar 5.5 <i>Add New Material Property</i>	75
Gambar 5.6 <i>Material Property Data</i> Tulangan	75
Gambar 5.7 <i>Material Property Design Data</i> Tulangan	76
Gambar 5.8 <i>Material Property Data</i> Beton	76
Gambar 5.9 <i>Material Property Design Data</i> Beton	77
Gambar 5.10 <i>Frame Property Shape Type</i> Kolom	77
Gambar 5.11 <i>Frame Section Property Data</i> Kolom	78
Gambar 5.12 <i>Frame Section Property Reinforcement Data</i> Kolom	78
Gambar 5.13 <i>Property/Stiffness Modification Factors</i> Kolom	79
Gambar 5.14 <i>Frame Property Shape Type</i> Balok	79
Gambar 5.15 <i>Section Designer Section Property Data</i> Balok	80
Gambar 5.16 <i>Section Designer</i> Balok	80
Gambar 5.17 <i>Section Object Data</i> Balok	81
Gambar 5.18 <i>Property/Stiffness Modification Factors</i> Balok	81
Gambar 5.19 <i>Slab Property Data</i>	82
Gambar 5.20 <i>Slab Property Layer Definition Data</i>	82
Gambar 5.21 <i>Quick Layer Definition Data</i>	83
Gambar 5.22 Grafik Respons Spektrum Gempa	90
Gambar 5.23 <i>Define Response Spectrum Functions</i>	94
Gambar 5.24 <i>Define Response Spectrum Functions</i>	95
Gambar 5.25 <i>Load Case Data</i>	96
Gambar 5.25 Denah Tampak Atas Bangunan	98
Gambar 5.26 Bukaan Pada Denah Bangunan	99

Gambar 5.27 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Turus Terhadap Bidang (Tipe 4)	100
Gambar 5.28 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Tipe 4)	101
Gambar 5.29 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b	102
Gambar 5.30 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2	103
Gambar 5.31 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3	104
Gambar 5.32 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4	105
Gambar 5.33 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5	106
Gambar 5.34 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat dengan Analisis Statik Ekuivalen	109
Gambar 5.35 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat dengan Analisis Respons Spektrum	109
Gambar 5.36 Perbandingan Koefisien Stabilitas dengan Analisis Statik Ekuivalen	112
Gambar 5.37 Perbandingan Koefisien Stabilitas dengan Analisis Respons Spektrum	113
Gambar 5.38 <i>Load Case Data Gravity Pushover's Case</i>	114
Gambar 5.39 <i>Load Application Gravity Pushover's Case</i>	115
Gambar 5.40 <i>Result Saved Gravity Pushover's Case</i>	116
Gambar 5.41 <i>Nonlinear Parameters Gravity Pushover's Case</i>	116
Gambar 5.42 <i>Load Case Data Pushover X's Case</i>	117
Gambar 5.43 <i>Load Application Pushover X's Case</i>	118
Gambar 5.44 <i>Result Saved Pushover X's Case</i>	119
Gambar 5.45 <i>Nonlinear Parameters Pushover X's Case</i>	119
Gambar 5.46 <i>Load Case Data Pushover Y's Case</i>	120
Gambar 5.47 <i>Load Application Pushover Y's Case</i>	121
Gambar 5.48 <i>Result Saved Pushover Y's Case</i>	122
Gambar 5.49 <i>Nonlinear Parameters Pushover Y's Case</i>	122
Gambar 5.50 <i>Select by Frame Property</i>	123
Gambar 5.51 <i>Frame Assignment - Hinges</i>	124
Gambar 5.52 <i>Beam's Auto Hinge Assignment Data</i>	125

Gambar 5.53 <i>Select by Frame Property</i>	126
Gambar 5.54 <i>Frame Assignment - Hinges</i>	126
Gambar 5.52 <i>Column's Auto Hinge Assignment Data</i>	127
Gambar 5.53 Kurva Kapasitas Arah X	128
Gambar 5.54 Kurva Kapasitas Arah Y	129
Gambar 5.55 Perbandingan Kurva Kapasitas Arah X dan Arah Y	129
Gambar 5.56 Konfigurasi Dimensi Kolom terhadap Denah Bangunan	130
Gambar 5.57 Kurva Kapasitas Arah X dengan Variasi Kolom Persegi	131
Gambar 5.58 Spektrum Kapasitas Arah X	134
Gambar 5.59 Spektrum Kapasitas Arah Y	134
Gambar 5.60 3D <i>View</i> Sendi Plastis Pertama Arah X pada <i>Step</i> ke-16	137
Gambar 5.61 <i>Plan View</i> Sendi Plastis Pertama Arah X pada <i>Step</i> ke-16	138
Gambar 5.62 3D <i>View</i> Sendi Plastis Akhir Arah X pada <i>Step</i> ke-56	138
Gambar 5.63 <i>Elevation View</i> Sendi Plastis Akhir Arah X pada <i>Step</i> ke-56	139
Gambar 5.64 3D <i>View</i> Sendi Plastis Pertama Arah Y pada <i>Step</i> ke-20	139
Gambar 5.65 <i>Plan View</i> Sendi Plastis Pertama Arah Y pada <i>Step</i> ke-20	140
Gambar 5.66 3D <i>View</i> Sendi Plastis Akhir Arah X pada <i>Step</i> ke-56	140
Gambar 5.67 <i>Elevation View</i> Sendi Plastis Akhir Arah X pada <i>Step</i> ke-56	141

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 *As Built Drawing* Asrama Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah
Yogyakarta

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

α_1	= Koefisien massa modal pada mode pertama
β	= Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser yang diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0
β_{eff}	= Redaman efektif struktur pada kondisi nonlinier
ρ	= Faktor redundansi
Ω_0	= Faktor kuat lebih
δ_x	= Simpangan pusat massa pada tingkat-x
δ_{xe}	= Simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal 3.5.5, yang ditentukan dengan analisis elastik
δ_t	= Nilai simpangan atau perpindahan dari <i>performance point</i> (m)
δ_l	= Nilai simpangan atau perpindahan awal leleh (m)
θ	= Koefisien stabilitas
ϕ_{il}	= Amplitudo mode pertama pada tingkat ke-i
$\phi_{1,roof}$	= Amplitudo mode pertama pada atap
Δ	= Simpangan antar tingkat desain
Δ_{roof}	= Simpangan atap
a	= Koefisien modifikasi respons, R, untuk penggunaan pada keseluruhan standar. Nilai R mereduksi gaya ke level kekuatan bukan pada level tegangan izin
ADRS	= <i>Acceleration Displacement Respon Spectrum</i>
ATC-40	= <i>Applied Technology Council</i>
b	= Jika nilai pada tabel faktor kuat lebih, Ω_0 , lebih besar atau sama dengan 2,5, maka Ω_0 diizinkan untuk direduksi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel
c	= Faktor Pembesaran Simpangan Lateral, C_d
C_d	= Faktor pembesaran defleksi
C_s	= Koefisien respons seismik

CSM	= <i>Capacity Spectrum Method</i>
C_u	= Koefisien batas atas pada periode yang dihitung
C_{vx}	= Faktor distribusi vertikal
d	= TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan
DC	= <i>Damage Control</i>
D_t	= Nilai simpangan atau perpindahan dari <i>performance point</i> (m)
F_a	= Koefisien situs untuk periode pendek (0,2 detik)
F_v	= Koefisien situs untuk periode panjang (1 detik)
F_x	= Gaya seismik lateral
g	= Percepatan gravitasi
H	= Tinggi total bangunan (m)
h_i dan h_x	= Tinggi Dari Dasar Sampai Tingkat i Atau x (m)
h_n	= Ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur
h_{sx}	= Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)
I_e	= Faktor keutamaan gempa
IO	= <i>Immediate Occupancy</i>
k	= Eksponen yang terkait dengan periode struktur
LdS	= <i>Limited Safety</i>
LS	= <i>Life Safety</i>
MCE_R	= Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget
N	= Jumlah tingkat
NSP	= <i>Nonlinear Static Procedure</i>
PF_1	= Faktor partisipasi modal pada mode pertama
P_i	= Total gaya aksial pada tingkat- i
P_x	= Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat- x (kN)
R	= Koefisien modifikasi respons
S_1	= Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R dari peta gempa pada periode 0,2 detik
SA	= Tanah batuan keras
S_a	= Percepatan spektral

SB	= Tanah batuan
SC	= Tanah keras
SD	= Tanah sedang
S_d	= Simpangan spektral
S_{D1}	= Percepatan spektral desain untuk periode 1 detik
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
S_{DS}	= Percepatan spektral desain untuk periode pendek
SE	= Tanah lunak
SF	= Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs
S_{M1}	= Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah pada periode panjang (1 detik)
S_{MS}	= Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah pada periode pendek (0,2 detik)
SS	= <i>Structural Stability</i>
S_s	= Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R dari peta gempa pada periode 1 detik
S_v	= Kecepatan spektral
T	= Periode getar fundamental struktur
T_a	= Periode fundamental pendekatan
T_{eff}	= Periode getar efektif struktur dari <i>performance point</i> hasil analisis <i>pushover</i>
T_L	= Peta transisi periode panjang
V	= Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)
V_i	= Total gaya geser pada tingkat-i
V_x	= Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x – 1 (kN)
V_t	= Gaya geser hasil respons spektrum (<i>Unscaled</i>) dan/atau gaya geser dasar dari <i>performance point</i> hasil analisis <i>pushover</i>
W	= Berat seismik efektif atau berat mati bangunan ditambah beban hidup
w_i/g	= Massa pada tingkat ke-i

w_i dan w_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

ABSTRAK

Indonesia memiliki tingkat aktivitas seismik yang tinggi akibat pertemuan beberapa lempeng tektonik aktif, khususnya Pulau Jawa yang memiliki zona subduksi dengan *dip angle* lebih curam dibandingkan wilayah lainnya di Indonesia. Selain itu, terjadinya kasus keruntuhan bangunan asrama pada salah satu pondok pesantren lain pada 2025 silam serta lokasi bangunan penelitian yang berada dalam wilayah terdampak Gempa Yogyakarta 2006 akibat aktivitas Sesar Opak, menjadikan bangunan tersebut perlu dievaluasi kinerja seismiknya.

Penelitian dilakukan pada Gedung Asrama Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta melalui tahapan pemodelan struktur berdasarkan SNI 1726:2019, SNI 1727:2020, dan SNI 2847:2019. Untuk analisis linear dilakukan dengan analisis statik ekuivalen serta analisis respons spektrum untuk mengevaluasi ketidakberaturan struktur, simpangan antar tingkat dan pengaruh *P-delta*, lalu analisis *nonlinear static procedure* berdasarkan ATC-40 sehingga diperoleh *pushover curve*, *performance point*, dan mekanisme sendi plastis.

Hasil analisis linear menunjukkan struktur tidak memiliki ketidakberaturan horizontal maupun vertikal serta nilai simpangan antar tingkat dan pengaruh *P-delta* memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019. Untuk analisis *pushover*, diperoleh kurva kapasitas arah x dengan nilai *base shear* maksimum 17679,6086 kN dan *displacement* maksimum 201,441 mm, sedangkan arah y memiliki nilai *base shear* maksimum 21394,983 kN dan *displacement* maksimum 308,355 mm. Pada evaluasi *performance level* bangunan berdasarkan ATC-40 melalui perhitungan *maximum total drift ratio* dan *maximum inelastic drift ratio*, diketahui kategori kinerja *damage control* (DC) pada kedua arah x dan y. Mekanisme sendi plastis yang terbentuk cenderung mengikuti konsep *strong column weak beam*, ditandai dengan plastifikasi awal yang dominan terjadi pada elemen balok sebelum kolom mengalami pelelehan atau *beam sway mechanism*.

Kata kunci: Analisis *Pushover*, ATC-40, Perilaku Seismik, *Nonlinear Static Procedure*, Sendi Plastis

ABSTRACT

Indonesia has a high level of seismic activity due to the interaction of several active tectonic plates, particularly Java Island, which has a subduction zone with a steeper dip angle compared to other regions in Indonesia. In addition, the occurrence of a dormitory building collapse at another Islamic boarding school in 2025 ago, as well as the location of the studied building within the area affected by the 2006 Yogyakarta Earthquake caused by the Opak Fault activity, makes it necessary to evaluate the building's seismic performance.

This study was conducted in the Dormitory Building of Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta through structural modeling procedures based on SNI 1726:2019, SNI 1727:2020, and SNI 2847:2019. Linear analysis was carried out using equivalent static analysis and response spectrum analysis to evaluate structural irregularities, inter-story drift, and P-delta effects. Furthermore, Nonlinear Static Procedure analysis based on ATC-40 was performed to obtain the pushover curve, performance point, and plastic hinge mechanism.

The results of the linear analysis indicate that the structure does not exhibit horizontal or vertical irregularities, while the inter-story drift and P-delta effects satisfy the requirements specified in SNI 1726:2019. In the pushover analysis, the capacity curve in the x-direction shows a maximum base shear of 17,679.6086 kN and a maximum displacement of 201.441 mm, while the y-direction shows a maximum base shear of 21,394.983 kN and a maximum displacement of 308.355 mm. Based on the evaluation of the building performance level according to ATC-40 through the calculation of the maximum total drift ratio and maximum inelastic drift ratio, the structure is categorized under the Damage Control (DC) performance level in both the x and y directions. The resulting plastic hinge mechanism tends to follow the strong column–weak beam concept, indicated by the initial plastification predominantly occurring in beam elements before yielding occurs in the columns, also known as the beam sway mechanism.

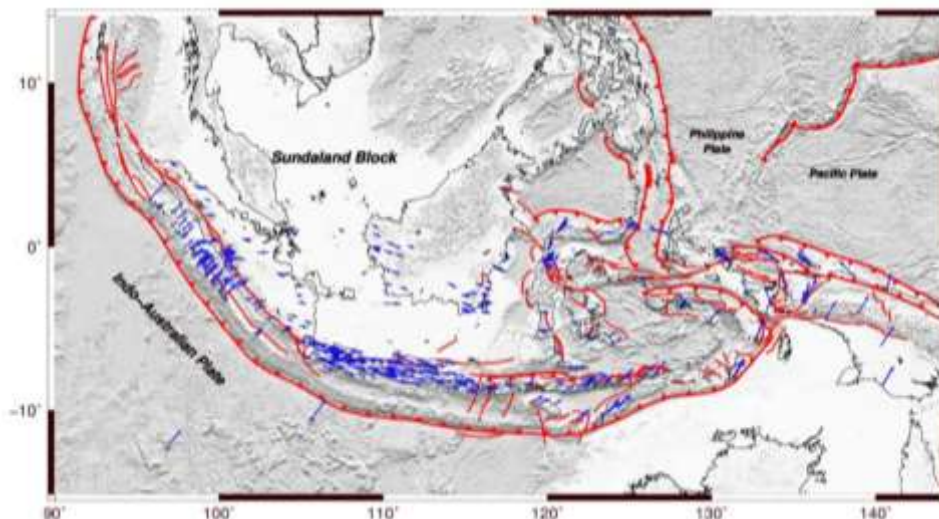
Keywords: *Pushover Analysis, ATC-40, Seismic Behavior, Nonlinear Static Procedure, Plastic Hinges.*

BAB I

PEDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

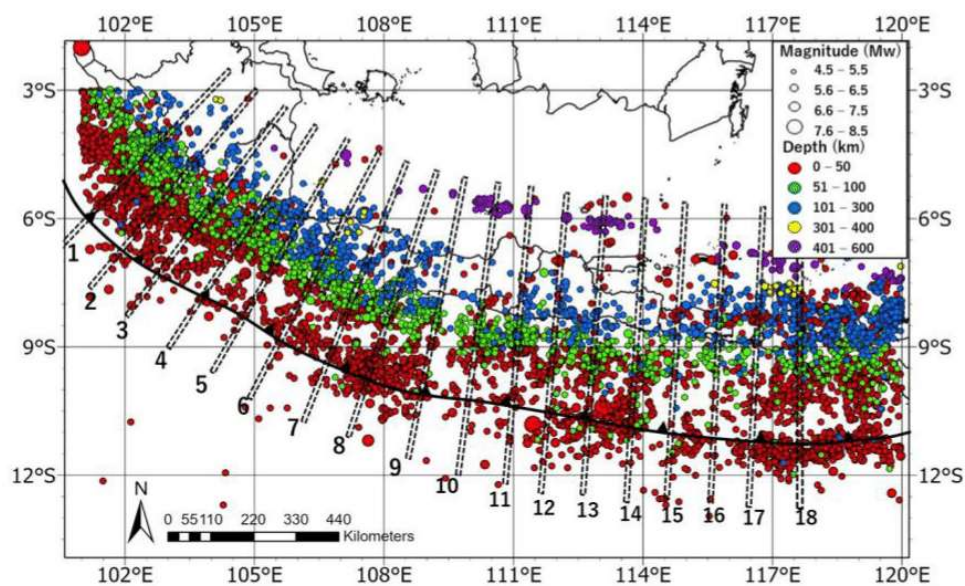
Indonesia merupakan salah satu wilayah dengan predikat terjadinya bencana gempa bumi yang tinggi. Hal ini disebabkan adanya pertemuan antara beberapa *microblocks* atau lempeng kecil dengan lempengan tektonik dunia. Indonesia terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik dunia yaitu Lempeng Eurasia, Lempeng Indo-Australia, Lempeng Filipina, dan Lempeng Pasifik seperti pada Gambar 1.1 (PusGen, 2017). Selanjutnya pada penelitian yang dilakukan Bird (2003) menggunakan data seismologis, geologis, dan geodetik diketahui lempeng kecil di Indonesia diantaranya Lempeng Maoke, Laut Maluku, Laut Banda, Timor, Woodlark, Kepala Burung, Sunda, dan Burma. Tingginya peristiwa gempa bumi di wilayah Indonesia tersebut, sebagai akibat dari berlangsungnya proses tektonik pada zona subduksi aktif di wilayah timur hingga wilayah barat Indonesia.



Gambar 1.1 Peta Lempengan Utama di Indonesia berdasarkan Data Geodetik

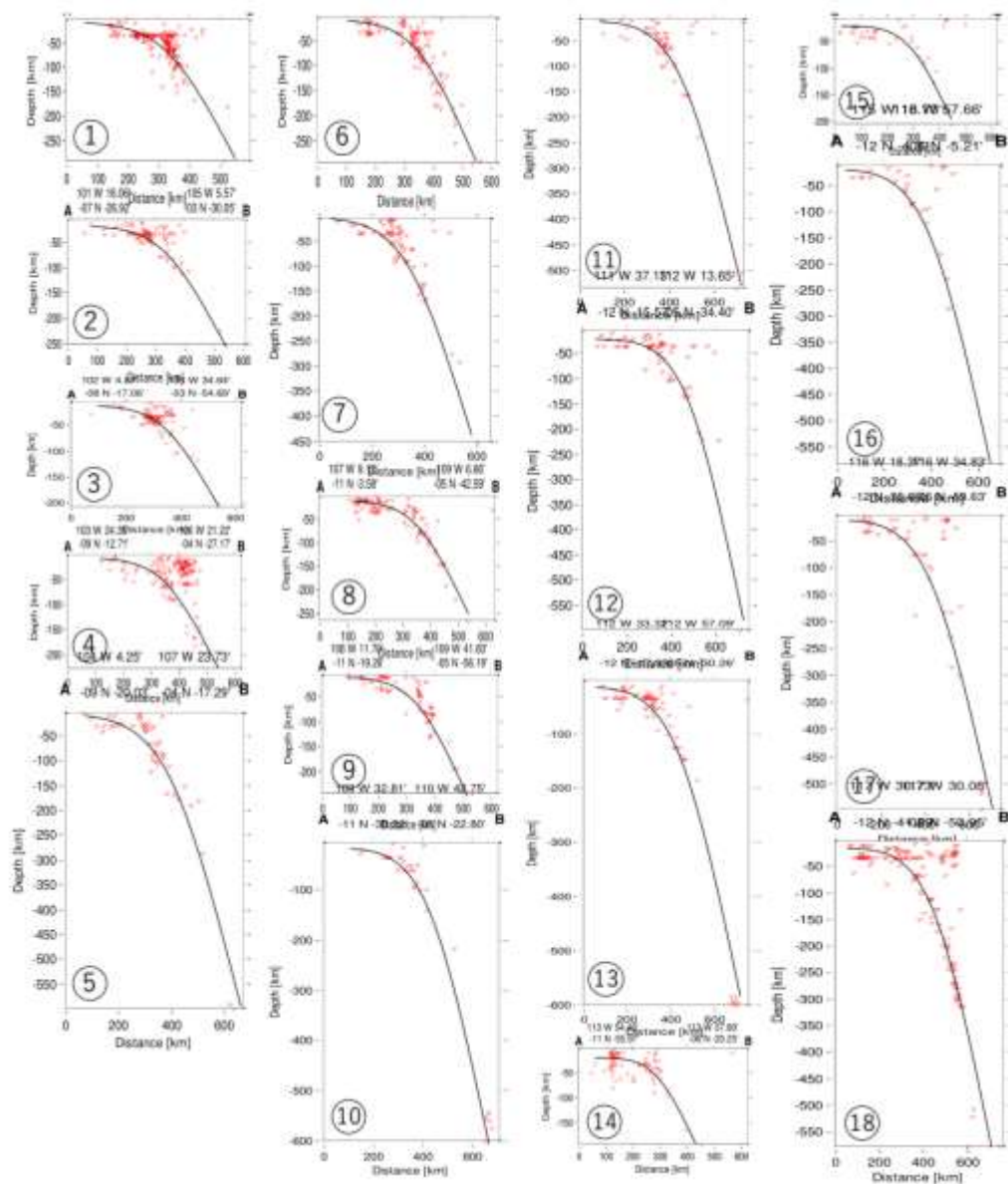
(Sumber : PuSGeN, 2017)

Muntafi dan Nojima (2021) mengemukakan, Pulau Jawa terletak pada zona subduksi antara lempeng Indo-Australia yang bergerak ke utara dan lempeng Eurasia yang berada di atasnya. Zona subduksi ini memiliki sudut kemiringan (*dip angle*) yang lebih curam dibandingkan dengan zona subduksi di Sumatra, yang dipengaruhi oleh usia kerak samudera yang lebih tua di bawah Jawa dibandingkan Sumatra. Hal ini menyebabkan karakteristik gempa di Jawa cenderung berbeda dengan di Sumatra. Data gempa pada penelitian tersebut menunjukkan bahwa gempa-gempa besar dengan magnitudo di atas 7,0 cukup sering terjadi di zona subduksi Jawa, termasuk gempa tsunami pada tahun 1921, 1994, dan 2006. Gempa 2006 yang tahapan interseismiknya diduga akibat keberadaan Sesar Opak, menimbulkan kerusakan ratusan ribu bangunan serta ribuan korban jiwa akibat gempa tersebut. Gambar 1.2 menampilkan distribusi kejadian gempa sepanjang Pulau Jawa dan sekitarnya serta tampilan *cross-section* (CS) sebanyak 18 buah yang menunjukkan sudut kemiringan subduksi dan kedalaman gempa per segmennya.



Gambar 1.2 *Cross-section* Distribusi Gempa di Sepanjang Pulau Jawa dan Sekitarnya

(Sumber : Muntafi dan Nojima, 2021)

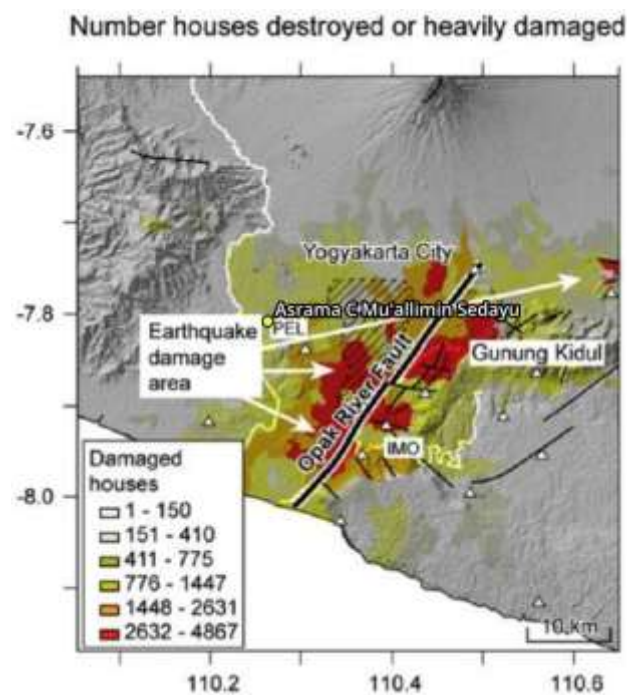


Lanjutan Gambar 1.2 Cross-section Distribusi Gempa di Sepanjang Pulau Jawa dan Sekitarnya

(Sumber : Muntafi dan Nojima, 2021)

Berhubungan dengan potensi kerusakan bangunan akibat adanya gempa, maka perlu dilakukan evaluasi perilaku seismik pada struktur bangunan eksisting atau yang sudah dibangun. Evaluasi perilaku seismik merupakan penerapan konsep *Performance Based Seismic Evaluation* (PBSE), yaitu suatu konsep yang diterapkan dengan mengevaluasi struktur bangunan eksisting dalam memenuhi tingkat kinerja yang telah ditetapkan saat perancangan dengan menggunakan

analisis yang menggambarkan perilaku struktur secara nonlinier terhadap beban gempa (*pushover*) sehingga dapat ditentukan langkah-langkah yang perlu diambil, seperti rehabilitasi atau perkuatan bangunan agar tetap aman dan beroperasi sesuai dengan standar (Muntafi, 2012). Evaluasi perilaku seismik akan dilakukan pada bangunan Gedung Asrama C milik Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta. Gedung tersebut berlokasi di Sedayu, Kabupaten Bantul yang terhadap Sesar Opak cukup berdekatan, yaitu dengan jarak tegak lurusnya berkisar $\pm 15,5$ km dan masih dalam radius dampak gempa 2006 yang disinyalir terjadi sepanjang Sesar Opak seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.3, sehingga perlu dilakukan evaluasi perilaku seismik terhadap bangunan tersebut.



Gambar 1.3 Radius Dampak Gempa 2006 di Yogyakarta Sepanjang Sesar Opak

(Sumber : Walter dkk., 2008)

Madrasah Mu'allimin itu sendiri merupakan sekolah kader pendidikan calon ulama, pendidik, dan pemimpin bangsa dibawah naungan PP (pimpinan pusat) Muhammadiyah dan didirikan langsung oleh KH Ahmad Dahlan pada tahun 1918 yang berlokasi di Jl. Letjen S.Parman No.68, Wirobrajan, Kota Yogyakarta. Dalam

perkembangannya selama lebih dari 1 abad, Mu'allimin mengalami ekspansi ke wilayah Sedayu, Bantul sebagai Kampus Terpadu Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta. Dalam pengembangan kawasan kampus terpadu tersebut, banyak dibangun fasilitas gedung sebagai penunjang pendidikan salah satunya pembangunan Gedung Asrama C sebagai tempat tinggal para santri selama kegiatan pendidikan di Mu'allimin berlangsung.



Gambar 1.4 Gedung Asrama C Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta

(Sumber : Dokumentasi Pribadi, 4 Juli 2025)

Disisi lain, Gambar 1.5 dalam investigasi Tempo yang dilakukan Trikarinaputri (2025) menunjukkan kasus runtuhnya bangunan asrama Pondok Pesantren Al Khoziny di Sidoarjo pada 29 September 2025 yang menimbulkan korban jiwa menunjukkan pentingnya evaluasi perilaku seismik struktur bangunan asrama guna menjamin keamanan dan keselamatan penghuninya. Bangunan tersebut mengalami keruntuhan diduga akibat kegagalan struktur pada saat menahan beban tambahan, menunjukkan bahwa perencanaan dan analisis struktur harus memperhatikan karakteristik gempa serta kemampuan bangunan dalam menahan gaya lateral gempa secara memadai.



Gambar 1.5 Keruntuhan Struktur Bangunan Asrama di Sidoarjo

(Sumber : Umarul Faruq/Dok. Antara, 29 September 2025)

Dalam mengevaluasi perilaku seismik struktur bangunan Gedung Asrama Mu'allimin digunakan analisis statik nonlinier *pushover* (*Nonlinear Static Procedure*) sebagai metodenya. Metode ini menjadi metode yang efektif untuk mengevaluasi kinerja seismik struktur, karena mampu memetakan perkembangan sendi plastis dan pola keruntuhan struktur secara bertahap ketika beban lateral akibat gempa meningkat. Hasil dari analisis *pushover* berupa identifikasi titik-titik kritis performa bangunan, termasuk batas elastis, plastis, hingga potensi keruntuhan yang nantinya digunakan dalam menentukan tingkatan kinerja (*performance level*) berdasarkan pedoman *Applied Technology Council* (ATC) 40. ATC-40 adalah dokumen pedoman yang berisi metode evaluasi dan perancangan kinerja struktur bangunan terhadap beban gempa, khususnya menggunakan analisis statik nonlinier atau metode *pushover*. ATC-40 banyak digunakan di Indonesia sebagai acuan dalam menilai tingkat kinerja (*performance level*) struktur gedung setelah mengalami gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Dari penjabaran latar belakang pada pembahasan sebelumnya, diperoleh beberapa rumusan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana hasil dari pengecekan ketidakberaturan serta pengaruh P-delta setelah dilakukan analisis pada struktur Gedung Asrama Mu'allimin?

2. Bagaimana hasil *pushover curve* (kurva kapasitas) dari analisis *pushover*?
3. Bagaimana kategori *performance level* bangunan yang diperoleh setelah dilakukan analisis *pushover* berdasarkan ATC-40?
4. Bagaimana mekanisme sendi plastis yang terjadi setelah dilakukan analisis pada struktur bangunan dengan analisis *pushover*?

1.3 Tujuan Penelitian

Mengacu pada rumusan masalah yang diperoleh, maka tujuan dari penelitian ini ialah sebagai berikut.

1. Mengetahui hasil ketidakberaturan serta pengaruh P-delta pada struktur Gedung Asrama Mu'allimin,
2. Mengetahui hasil *pushover curve* (kurva kapasitas) dari analisis *pushover*, sehingga diketahui perilaku seismik secara bertahap ketika beban lateral akibat gempa meningkat,
3. Mengetahui kategori *performance level* dari struktur bangunan berdasarkan ATC-40,
4. Mengetahui mekanisme sendi plastis atau potensi keruntuhan pada struktur bangunan dengan analisis *pushover*.

1.4 Batasan Penelitian

Ditetapkan beberapa batasan penelitian sebagai parameter agar permasalahan dan pembahasan terarah serta tidak melebar dari topik yang ditentukan dengan rincian sebagai berikut.

1. Bangunan dalam penelitian ini adalah Gedung Asrama C Mu'allimin (Badan Kepegawaian Daerah) yang berlokasi di Jalan Suroto 5, Kelurahan Argorejo, Kecamatan Sedayu, Kabupaten Bantul, DIY.
2. Struktur bangunan yang ditinjau merupakan struktur beton bertulang yang terdiri dari 4 lantai dan dimodelkan berdasarkan dokumen *as built drawing*.
3. Analisis struktur dilakukan pada komponen struktur bagian atas (*upper structure*) sehingga struktur bawah (*lower structure*) tidak dianalisis.
4. Bangunan gedung berada pada kondisi tanah sedang dengan pengujiannya berdasarkan CPT (*cone penetration test*)

5. *Input* pembebanan gedung meliputi :
 - a. beban mati (berat bangunan itu sendiri),
 - b. beban hidup (berdasarkan pada fungsi bangunan), dan
 - c. beban gempa (beban lateral gempa terhadap bangunan).
6. Peraturan-peraturan yang digunakan meliputi :
 - a. SNI 1726:2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
 - b. SNI 2847:2019, Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan.
 - c. SNI 1727:2020, Beban Desain Minimum Dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
 - d. ATC-40 1996, *Applied Technology Council* untuk acuan dalam menilai tingkat kinerja (*performance level*) struktur gedung setelah mengalami gempa.
7. Analisis struktur dilakukan dengan bantuan *software* ETABS menggunakan analisis *pushover* untuk mengetahui perilaku seismik bangunan.
8. Penelitian berfokus pada peninjauan ketidakberaturan bangunan, *drift ratio*, kontrol P-delta, *performance level*, dan mekanisme sendi plastis bangunan.
9. Anggaran dan metode pelaksanaan bangunan tidak ditinjau.

1.5 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang diperoleh melalui penelitian ini, adalah sebagai berikut.

1. Bagi penulis, mengembangkan keilmuan dalam bidang desain dan analisis struktur bangunan beton bertulangan (*reinforced concrete*) menggunakan bantuan *software* ETABS khususnya dalam jenis analisis *nonlinear static procedure* (NSP).
2. Bagi pembaca, menambah wawasan keilmuan dalam bidang desain dan analisis bangunan menggunakan analisis *nonlinear static procedure* (NSP) agar dapat mengetahui perilaku seismik bangunan apabila diberikan beban gempa secara inkremental hingga pada batas plastis struktur bangunan tersebut, dan juga dapat

dijadikan referensi kepada pembaca apabila hendak melakukan penelitian dengan topik yang serupa.

3. Bagi praktisi, dapat digunakan sebagai referensi dalam merencanakan atau mengevaluasi bangunan ke depannya agar dapat mencapai target level kinerja bangunan yang diharapkan sehingga bangunan memiliki kapasitas yang dalam menerima beban gempa yang direncanakan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2. 1 Penelitian Terdahulu

Tinjauan pustaka dilakukan dengan memuat uraian sistematis tentang hasil penelitian/perancangan dari penelitian terdahulu. Berikut ini beberapa penelitian mengenai evaluasi perilaku seismik bangunan dengan metode *pushover*.

1. Evaluasi Seismik Struktur Bangunan Bertingkat Dengan Analisis Statik Nonlinier (*Pushover*) Menggunakan Program ETABS

Penelitian yang dilakukan oleh Setyadi dan Muntafi (2024) mengkaji kinerja struktural bangunan bertingkat terhadap gempa pada kawasan yang dilalui Sesar Sumatera, sehingga berpotensi terpapar gempa bumi tektonik. Gedung Multazam dipilih sebagai objek, dengan model 5 lantai dan struktur utama berupa beton bertulang. Analisis *pushover* statik nonlinier dilakukan sebagai metode utama menggunakan ETABS, dengan evaluasi kinerja berdasarkan nilai kurva kapasitas (*base shear vs displacement*), distribusi sendi plastis, dan penentuan tingkat kinerja struktur pada *performance point* sesuai ketentuan ATC-40. Dari penelitian yang dilakukan disimpulkan beberapa hasil penelitian sebagai berikut.

- a. Berdasarkan kurva kapasitas hasil analisis *pushover* diperoleh nilai maksimum *base shear* pada sumbu x terjadi pada step-243 sebesar 20105,37 kN dan sumbu y pada step-211 sebesar 18823,68 kN. Untuk nilai *performance point* pada sumbu x diperoleh *base shear* sebesar 1767,10 kN, gaya geser *performance point* (V_t) sebesar 12496,2 kN, *displacement* (δ_t) sebesar 0,10959 m, periode efektif (T_{eff}) sebesar 0,919 detik, dan redaman efektif (B_{eff}) sebesar 6,92%, sedangkan pada sumbu y diperoleh *base shear* sebesar 1767,10 kN, gaya geser *performance point* (V_t) sebesar 12798,2 kN, *displacement* (δ_t) sebesar 0,11821 m, periode efektif (T_{eff}) sebesar 0,947 detik, dan redaman efektif (B_{eff}) sebesar 8,48%.

- b. *Drift* maksimum total pada sumbu x 0,005145 dan sumbu y 0,005550, keduanya $<0,01$ sehingga struktur berada pada kategori *Immediate Occupancy* (IO). Untuk *Drift* maksimum in-elastis pada sumbu x 0,0050780 dan sumbu y 0,005483, keduanya $>0,005$ dan $<0,015$ sehingga masuk kategori *Damage Control* (DC), berarti bangunan tetap aman dan risiko korban sangat rendah.

2. *Evaluation Of Seismic Performance Of Hospital Building Using Pushover Analysis Based On ATC-40*

Penelitian yang dilakukan oleh Zebua dkk. (2023) mengevaluasi kinerja seismik sebuah gedung rumah sakit Cut Nyak Dien Meulaboh Aceh yang dirancang dengan struktur tahan gempa menggunakan metode analisis *pushover* berdasarkan pedoman ATC-40. Fokus penelitian adalah untuk mengetahui tingkat kinerja struktur gedung setelah mengalami perubahan desain elemen struktur selama pembangunan serta untuk memastikan keamanan struktur terhadap beban gempa.

Gedung yang dianalisis merupakan bangunan bertingkat tiga dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dan dilengkapi *shear wall* untuk peningkatan kekakuan dan kekuatan struktur. Analisis *pushover* dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS dengan memperhitungkan beban mati, beban hidup, dan beban gempa lateral sesuai standar SNI 1726:2019.

Berikut merupakan beberapa hasil dari penelitian yang dilakukan.

- a. Untuk analisis pada sumbu x diperoleh *displacement* maksimum yang terjadi adalah 163,8 mm (0,164 m) dengan *drift ratio* sebesar 0,0126 atau 1,26% dari tinggi total lantai, untuk nilai *base shear* mencapai sekitar 64247,1 kN pada step akhir *pushover*, dan mekanisme sendi plastis mulai terjadi pada langkah analisis ke 4 hingga 9. Sedangkan analisis pada sumbu y diperoleh *displacement* maksimum yang terjadi adalah 105,7 mm (0,106 m) dengan *drift ratio* sebesar 0,0081 atau 0,81% dari tinggi total lantai, untuk nilai *base shear* mencapai sekitar 17388,4 kN, dan mekanisme sendi plastis mulai terjadi pada langkah analisis ke 5 hingga 11.

- b. Analisis *drift* menunjukkan seluruh nilai perpindahan antar lantai masih berada di bawah ambang batas menurut SNI 1729:2019, yakni maksimum 34,62 mm untuk lantai tertinggi dengan *drift* maksimal terjadi pada lantai paling atas dan searah sumbu y dengan nilai 22 mm, sedangkan arah x sebesar 14,67 mm.
 - c. Mekanisme sendi plastis yang terjadi sesuai dengan pola bangunan tahan gempa, dengan balok yang mulai mengalami pelelehan lebih dahulu daripada kolom. Untuk tingkat kinerja struktur bangunan rumah sakit berada pada tingkat kinerja *Immediate Occupancy* (IO) untuk arah y dan *Damage Control* untuk arah x, yang berarti bangunan mengalami kerusakan struktural namun masih cukup stabil secara keseluruhan dan aman untuk digunakan pasca-gempa dengan kerusakan yang terbatas pada elemen non-struktural.
3. Evaluasi Kinerja Seismik Struktur Menara Sabilulungan 99 Kabupaten Bandung dengan Metode Analisis Statis Nonlinier *Pushover*

Penelitian yang dilakukan Erizal dkk. (2024) mengevaluasi kinerja seismik struktur Menara Sabilulungan 99 yang terletak di Kabupaten Bandung menggunakan metode analisis *pushover* statis nonlinear berdasarkan standar FEMA 440 dan FEMA 356. Struktur yang dianalisis yaitu Menara Sabilulungan 99, salah satu bangunan tinggi di wilayah Jawa Barat dengan strukturnya beton bertulang sistem rangka pemikul momen. Analisis *pushover* dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS dan memodelkan beban gempa sebagai beban lateral yang meningkat secara bertahap hingga struktur mengalami deformasi pasca-elastik. Adapun dalam analisis *pushover* digunakan *displacement coefficient method* (DCM), yaitu pendekatan yang mengubah respons linear statis dari sistem SDOF yang sama dengan cara mengalikan respons tersebut menggunakan beberapa koefisien mulai dari C_0 hingga C_3 , sehingga diperoleh perpindahan global maksimum yang menjadi nilai target perpindahan saat struktur mencapai tingkat performa yang diinginkan.

Adapun hasil penelitian dijelaskan dalam poin-poin berikut ini.

- a. Hasil analisis *pushover* diperoleh untuk sumbu x nilai *base shear* sebesar 11551,25 kN dan perpindahan atap sebesar 682,862 mm, sedangkan untuk sumbu y nilai *base shear* sebesar 12303,08 kN dan perpindahan atap sebesar 798,00 mm. Pada saat *performance point*, sumbu x memiliki nilai gaya geser dasar (V_t) sebesar 10402,90 kN dengan perpindahan atap target (δ_t) sebesar 596,36 mm, sedangkan sumbu y memiliki nilai gaya geser dasar (V_t) sebesar 10178,88 kN dengan perpindahan atap target (δ_t) sebesar 601,83 mm. Perpindahan atap pada sumbu y sedikit lebih besar dibanding sumbu x, mengindikasikan kekakuan yang lebih rendah di arah y.
 - b. Sendi plastis pertama kali terbentuk pada perpindahan atap 443,29 mm (x) dan 355,94 mm (y). Jumlah sendi plastis pada arah y lebih banyak dibandingkan arah x, menunjukkan bahwa arah y memiliki kecenderungan deformasi plastis lebih besar. Berdasarkan parameter deformasi (*maximum total drift* dan *maximum inelastic drift*) menurut ATC-40 dan FEMA 356, struktur diklasifikasikan memiliki kinerja Life Safety (LS) pada kedua arah x dan y. Nilai maksimum total drift mencapai 0,01 untuk kedua arah.
4. *Damage and Loss Probability Assessment Of Reinforced Concrete Building due to Yogyakarta Earthquake Scenario Using Pushover and HAZUS Analysis (Case Study: Student Center Building, Faculty of Social Science, UNY)*

Penelitian yang dilakukan oleh Muntafi dkk. (2018) ini dilakukan pada Gedung *Student Center* Fakultas Ilmu Sosial Universitas Negeri Yogyakarta (UNY), sebuah bangunan beton bertulang tiga lantai yang dibangun tahun 2012 dengan memperhatikan peraturan gempa tahun 2002 (SNI 1726:2002). Penelitian bertujuan untuk mengevaluasi kinerja seismik bangunan tersebut menggunakan metode *pushover* dan menentukan tingkat kinerja bangunan berdasarkan pedoman ATC-40.

Metode yang digunakan meliputi pemodelan struktur 3D dengan perangkat lunak SAP2000, melakukan analisis *pushover* pada dua arah utama struktur (sumbu x dan y), serta menghitung probabilitas tingkat kerusakan bangunan menggunakan metode HAZUS. Penelitian juga menghitung estimasi nilai kerugian ekonomi akibat kerusakan bangunan berdasarkan FEMA-1999 dengan

menggunakan data hasil probabilitas kerusakan. Penelitian mengadopsi peta seismik terbaru dan skenario gempa Yogyakarta 2006 sebagai dasar analisis beban gempa.

Berikut merupakan beberapa hasil dari penelitian yang dilakukan.

- a. Berdasarkan hasil analisis menggunakan *software* SAP2000 untuk *pushover* x didapatkan hasil *base shear* sebesar 325,030 ton, gaya geser *performance point* (V_t) sebesar 247,177 ton, *displacement* (δ_t) sebesar 0,058 m, periode efektif (T_{eff}) sebesar 1,111 detik, redaman efektif (B_{eff}) sebesar 7,3 %. Untuk *pushover* y didapatkan hasil *base shear* sebesar 205,204 ton, gaya geser *performance point* (V_t) sebesar 175,996 ton, *displacement* (δ_t) sebesar 0,063 m, periode efektif (T_{eff}) sebesar 1,234 detik, redaman efektif (B_{eff}) sebesar 7,1 %.
 - b. Untuk arah x, *maximum drift ratio* total sebesar 0,004 dan *maximum inelastic drift ratio* sebesar 0,00301, sedangkan untuk arah y, *maximum drift ratio* total sebesar 0,00434 dan *maximum inelastic drift ratio* sebesar 0,00335 sehingga memenuhi kriteria *Immediate Occupancy* (IO), yang berarti struktur hanya mengalami kerusakan minimal dan tetap aman serta dapat langsung digunakan setelah gempa.
 - c. Probabilitas kerusakan bangunan pada berbagai level diantaranya *slight* (kerusakan ringan) 22,59%, *moderate* (kerusakan sedang) 21,60%, *extensive* (kerusakan berat) 3,71%, dan *complete* (runtuh total) 0,23%. Sedangkan untuk total kerentanan (*vulnerability*) bangunan adalah 48,12%, artinya peluang bangunan mengalami kerusakan ringan hingga berat kurang dari 50%.
5. *A Comparative Research of The Piloti-type RC Structure and Non-piloti-type RC Structure Under The Nonlinear Pushover Analysis*

Penelitian yang dilakukan Shi dkk. (2024) ini membandingkan perilaku struktur beton bertulang tipe Piloti dan non-Piloti terhadap beban gempa menggunakan metode analisis *pushover*. Struktur tipe Piloti memiliki ciri khas lantai dasar terbuka, sementara tipe non-Piloti merupakan struktur konvensional tanpa ruang terbuka di lantai dasar.

Metode yang digunakan adalah analisis statik nonlinier (*pushover*) di perangkat lunak SAP2000 dengan memperhatikan deskripsi material, desain balok, kolom, dan dinding, serta beban mati dan hidup sesuai standar Korea. Studi ini menggunakan data spektrum respons Gempa Pohang 2017 untuk menilai performa struktur dalam dua arah, yaitu sumbu x dan y. Adapun tujuan dari penelitian ini yaitu untuk mengetahui perbandingan kekuatan struktur antara struktur piloti dan non-piloti meliputi nilai *base shear*, *displacement*, *drift ratio*, dan mekanisme sendi plastis pada kedua jenis struktur tersebut.

Berikut merupakan beberapa hasil dari penelitian yang dilakukan.

- a. *Base shear* sumbu x pada struktur Piloti sebesar 6568,37 kN, jauh lebih besar dibanding non-Piloti yaitu 3669,58 kN. Untuk *displacement* sumbu x Piloti 1,87 mm, sedangkan non-Piloti hanya 0,39 mm. Periode waktu efektif (T_{eff}) sumbu x Piloti 0,12 detik, sedangkan non-Piloti 0,05 detik. Nilai redaman efektif (B_{eff}) sumbu x Piloti dan non-Piloti sama, yaitu 0,05.
- b. *Base shear* sumbu y pada struktur Piloti sebesar 4212,45 kN, sedangkan non-Piloti yaitu 3795,47 kN. Untuk *displacement* sumbu y Piloti 5,35 mm, sedangkan non-Piloti hanya 0,47 mm. Periode waktu efektif (T_{eff}) sumbu y Piloti 0,18 detik, sedangkan non-Piloti 0,05 detik. Nilai redaman efektif (B_{eff}) sumbu y Piloti dan non-Piloti sama, yaitu 0,05.
- c. Nilai *drift ratio* yang diperoleh untuk struktur non-Piloti yaitu 0,0017 untuk sumbu x dan 0,0016 untuk sumbu y, sedangkan struktur Piloti sumbu x 0,0126 dan sumbu y 0,0183. Pada mekanisme sendi plastis, struktur Piloti terfokus pada lantai dasar, menandakan potensi kegagalan akibat konsentrasi gaya, sedangkan struktur non-Piloti memperlihatkan distribusi gaya lateral dan deformasi yang lebih merata, sehingga lebih tahan gempa.

2. 2 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terkait Analisis *Pushover*

Perbandingan penelitian-penelitian terdahulu dengan yang akan penulis teliti dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Penelitian yang dilakukan Terkait Analisis *Nonlinear Static Procedure*

Aspek	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang dilakukan
	Dermawan Zebua, As Andika Sah Putra, Leonardus Setia Budi Wibowo ,dan Sania Alfiani (2023)	Erizal, Naufal Rifqi Arrafi, dan Sekar Mentari (2024)	Mayga Bima Setyadi dan Yunalia Muntafi (2024)	Mo Shi, Minwoo Choi, Yeol Choi (2024)	Muhammad George Husien Zen (2025)
Judul	<i>Evaluation Of Seismic Performance Of Hospital Building Using Pushover Analysis Based On ATC-40</i>	Evaluasi Kinerja Seismik Struktur Menara Sabilulungan 99 Kabupaten Bandung dengan Metode Analisis Statis Nonlinier <i>Pushover</i>	Evaluasi Seismik Struktur Bangunan Bertingkat Dengan Analisis Statik Nonlinier (<i>Pushover</i>) Menggunakan Program ETABS	<i>A Comparative Research of The Piloti-type RC Structure and Non-piloti-type RC Structure Under The Nonlinear Pushover Analysis</i>	Evaluasi Perilaku Seismik Struktur Bangunan Gedung Asrama di Yogyakarta dengan <i>Nonlinear Static Procedure</i>
Tujuan	Menetapkan kriteria level performa struktur bangunan rumah sakit yang mengalami perubahan desain selama pelaksanaan konstruksi, dengan tujuan mengevaluasi perilaku struktur terhadap beban gempa dan menentukan level performa bangunan berdasarkan analisis <i>pushover</i> menggunakan metode ATC-40.	Mengevaluasi kinerja seismik struktur yang terletak di Kabupaten Bandung menggunakan metode analisis <i>pushover</i> statis nonlinear berdasarkan standar FEMA 440 dan FEMA 356.	Mengkaji kinerja struktural bangunan bertingkat terhadap gempa pada kawasan yang dilalui Sesar Sumatera, berdasarkan nilai kurva kapasitas (<i>base shear vs displacement</i>), distribusi sendi plastis, dan penentuan tingkat kinerja struktur pada <i>performance point</i> sesuai ketentuan ATC-40.	Mengetahui perbandingan kekuatan struktur antara struktur piloti dan non-piloti meliputi nilai <i>base shear</i> , <i>displacement</i> , <i>drift ratio</i> , dan mekanisme sendi plastis pada kedua jenis struktur tersebut.	Analisis awal menggunakan metode statik ekuivalen dan respons spektrum untuk identifikasi ketidakberaturan serta pengaruh P-delta pada struktur, kemudian mengetahui kinerja struktur asrama dengan NSP berdasarkan kurva kapasitas hasil <i>pushover</i> , kategori <i>performance level</i> dari <i>performace point</i> hasil analisis, dan mekanisme sendi plastis yang terjadi saat diberikan beban gempa secara inkremental.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terkait Analisis *Pushover*

Aspek	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang dilakukan
	Dermawan Zebua, As Andika Sah Putra, Leonardus Setia Budi Wibowo ,dan Sania Alfiani (2023)	Erizal, Naufal Rifqi Arrafi, dan Sekar Mentari (2024)	Mayga Bima Setyadi dan Yunalia Muntafi (2024)	Mo Shi, Minwoo Choi, Yeol Choi (2024)	Muhammad George Husien Zen (2025)
Bentuk dan Tingkat Bangunan Gedung	Gedung beton bertulang Rumah Sakit Cut Nyak Dien Aceh, dengan tipe bangunan berbentuk persegi panjang dan jumlah tingkat sebanyak tiga tingkat dan penambahan <i>shearwall</i> untuk peningkatan kekakuan struktur.	Gedung beton bertulang Menara Sabilulungan 99 Kabupaten Bandung, dengan tipe bangunan yang termasuk <i>high rise building</i> berbentuk persegi dan jumlah tingkat sebanyak tujuh tingkat.	Gedung beton bertulang Asrama Haji Multazam Provinsi Lampung, dengan tipe bangunan berbentuk persegi panjang dan jumlah tingkat sebanyak enam tingkat.	Gedung beton bertulang tipe piloti yang berada di Korea, dengan tipe bangunan berbentuk persegi dan jumlah tingkat sebanyak lima tingkat.	Gedung beton bertulang Asrama Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta, dengan tipe bangunan berbentuk persegi panjang dengan jumlah tingkat sebanyak 4 tingkat.
Metode Penelitian	Metode analisis <i>pushover</i> secara statis nonlinier dengan perangkat lunak ETABS berdasarkan panduan ATC-40. Model struktur bangunan rumah sakit 3 lantai dianalisis dengan mempertimbangkan beban mati, beban hidup, dan beban gempa (linear dan <i>nonlinear</i> statis). Proses	Analisis <i>pushover</i> berbasis perangkat lunak ETABS, dengan pemodelan struktur mengacu pada gambar <i>as built</i> dan seluruh beban gempa dihitung melalui spektrum respons sesuai SNI 1726:2019. Analisis <i>pushover</i> dilakukan secara <i>deformation-controlled</i> hingga target perpindahan 2% dari tinggi	Penelitian ini dimulai dengan studi literatur dan pengumpulan data penting, meliputi <i>shop drawing</i> struktur dan data hasil uji tanah SPT, kemudian dilanjutkan pemodelan struktur 3d secara detail di ETABS. Setelah pemodelan, seluruh beban (beban mati, beban tambahan, beban hidup, dan beban gempa) dihitung dan di-	Analisis <i>pushover</i> berbasis pemodelan numerik di SAP2000, mengacu pada desain standar Korea serta parameter mutu material sesuai standar nasional, penentuan beban mati dan hidup, serta penetapan properti sendi plastis berdasarkan ASCE 41-13. Analisis dilakukan dalam	Pemodelan berdasarkan dokumen <i>as built drawing</i> menggunakan <i>software</i> ETABS, input berbagai pembebanan dilakukan (beban mati, beban tambahan, beban hidup, dan beban gempa). Dilakukan analisis awal dengan metode statik ekuivalen dan respons spektrum untuk identifikasi ketidakberaturan struktur,

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terkait Analisis *Pushover*

Aspek	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang dilakukan
	Dermawan Zebua, As Andika Sah Putra, Leonardus Setia Budi Wibowo ,dan Sania Alfiani (2023)	Erizal, Naufal Rifqi Arrafi, dan Sekar Mentari (2024)	Mayga Bima Setyadi dan Yunalia Muntafi (2024)	Mo Shi, Minwoo Choi, Yeol Choi (2024)	Muhammad George Husien Zen (2025)
Metode Penelitian	penelitian meliputi perancangan awal, analisis simpangan dan drift, penentuan titik performa, evaluasi plastik hinge pada balok dan kolom untuk mengidentifikasi perilaku yield dan tingkat performa struktur bangunan setelah gempa. Penilaian hasil menggunakan kategori performa Immediate Occupancy mengacu pada SNI dan ATC-40 untuk menilai kerusakan dan keselamatan struktur.	bangunan, memanfaatkan <i>Displacement Coefficient Method</i> (DCM) dan <i>capacity spectrum method</i> mengacu FEMA 356, FEMA 440, dan ATC-40. Hasil kurva <i>pushover</i> digunakan untuk menilai nilai target perpindahan, <i>drift</i> maksimum, dan distribusi sendi plastis, sehingga tingkat kinerja struktur dapat diidentifikasi pada kategori yang sesuai dengan parameter deformasi dan batasan regulasi.	<i>input</i> sesuai standar SNI 1726:2019. Analisis <i>pushover</i> dilakukan dengan memberikan beban lateral bertahap pada dua sumbu, serta pendefinisian sendi plastis pada balok dan kolom untuk menilai urutan dan pola keruntuhan struktur. Hasil analisis berupa kurva kapasitas untuk mengevaluasi nilai <i>performance point</i> , target <i>displacement</i> , dan tingkat kinerja struktur berdasarkan parameter <i>drift</i> menurut ATC-40.	dua arah terhadap <i>base shear</i> , perpindahan lateral, serta distribusi sendi plastis, untuk mengidentifikasi perbedaan respons struktural dan potensi kerentanan akibat desain lantai dasar terbuka pada sistem Piloti, sehingga hasilnya memberikan referensi penting tentang kelemahan serta strategi penguatan struktur Piloti dalam konteks tahan gempa.	simpangan antar tingkat (<i>story drift</i>), dan pengaruh P-delta. Proses analisis selanjutnya dengan <i>pushover</i> melalui pendefinisia sendi plastis pada model sehingga diperoleh kurva kapasitas (<i>base shear vs displacement</i>), penentuan <i>performance level</i> berdasarkan ATC-40 melalui hasil <i>performance point</i> dan mekanisme sendi plastis (<i>yielding</i>).

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terkait Analisis *Pushover*

Aspek	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang dilakukan
	Dermawan Zebua, As Andika Sah Putra, Leonardus Setia Budi Wibowo ,dan Sania Alfiani (2023)	Erizal, Naufal Rifqi Arrafi, dan Sekar Mentari (2024)	Mayga Bima Setyadi dan Yunalia Muntafi (2024)	Mo Shi, Minwoo Choi, Yeol Choi (2024)	Muhammad George Husien Zen (2025)
Hasil Penelitian	a. Untuk analisis pada sumbu x diperoleh <i>displacement</i> maksimum yang terjadi adalah 163,8 mm (0,164 m) dengan <i>drift ratio</i> sebesar 0,0126 atau 1,26% dari tinggi total lantai, untuk nilai <i>base shear</i> mencapai sekitar 64247,1 kN pada step akhir <i>pushover</i> , dan mekanisme sendi plastis mulai terjadi pada langkah analisis ke 4 hingga 9. Sedangkan analisis pada sumbu y diperoleh <i>displacement</i> maksimum yang terjadi adalah 105,7 mm (0,106 m) dengan <i>drift ratio</i> sebesar 0,0081 atau 0,81% dari tinggi total lantai, untuk nilai <i>base shear</i> mencapai sekitar 17388,4 kN, dan mekanisme	a. Hasil analisis <i>pushover</i> diperoleh untuk sumbu x nilai <i>base shear</i> sebesar 11551,25 kN dan perpindahan atap sebesar 682,862 mm, sedangkan untuk sumbu y nilai <i>base shear</i> sebesar 12303,08 kN dan perpindahan atap sebesar 798,00 mm. Pada saat <i>performance point</i> , sumbu x memiliki nilai gaya geser dasar (V_i) sebesar 10402,90 kN dengan perpindahan atap target (δ_i) sebesar 596,36 mm, sedangkan sumbu y memiliki nilai gaya geser dasar (V_i)	a. Berdasarkan kurva kapasitas hasil analisis <i>pushover</i> diperoleh nilai maksimum <i>base shear</i> pada sumbu x terjadi pada step-243 sebesar 20105,37 kN dan sumbu y pada step-211 sebesar 18823,68 kN. Untuk nilai <i>performance point</i> pada sumbu x diperoleh <i>base shear</i> sebesar 1767,10 kN, gaya geser <i>performance point</i> (V_i) sebesar 12496,2 kN, <i>displacement</i> (δ_i) sebesar 0,10959 m, periode efektif (T_{eff}) sebesar 0,919 detik, dan	a. <i>Base shear</i> sumbu x pada struktur Piloti sebesar 6568,37 kN, jauh lebih besar dibanding non-Piloti yaitu 3669,58 kN. Untuk <i>displacement</i> sumbu x Piloti 1,87 mm, sedangkan non-Piloti hanya 0,39 mm. Periode waktu efektif (T_{eff}) sumbu x Piloti 0,12 detik, sedangkan non-Piloti 0,05 detik. Nilai redaman efektif (B_{eff}) sumbu x Piloti dan non-Piloti sama, yaitu 0,05. b. <i>Base shear</i> sumbu y pada struktur Piloti sebesar 4212,45 kN,	a. Hasil analisis awal (statik ekuivalen dan respons spektrum) diketahui struktur teridentifikasi memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, sehingga terdapat beberapa pasal pada SNI 1726:2019 yang harus dipenuhi dan hasil pengecekan simpangan antar tingkat serta pengaruh P-delta struktur diketahui hasilnya telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2019 tentang <i>drift limit</i> dan batas pengaruh P-delta. b. Hasil kurva kapasitas dari analisis <i>pushover</i> c. Hasil <i>performance point</i> dari analisis <i>pushover</i>

	sendi plastis mulai terjadi pada langkah analisis ke 5 hingga 11. b. Analisis <i>drift</i> menunjukkan seluruh nilai perpindahan antar lantai masih berada di bawah ambang batas menurut SNI 1729:2019, yakni maksimum 34,62 mm untuk lantai tertinggi dengan <i>drift</i> maksimal terjadi pada lantai paling atas dan searah sumbu y dengan nilai 22 mm, sedangkan arah x sebesar 14,67 mm. c. Mekanisme sendi plastis yang terjadi sesuai dengan pola bangunan tahan gempa, dengan balok yang mulai mengalami pelelehan lebih dahulu daripada kolom. Untuk tingkat kinerja struktur bangunan rumah sakit berada pada tingkat kinerja <i>Immediate Occupancy</i> (IO) untuk arah y	sebesar 10178,88 kN dengan perpindahan atap target (δ_t) sebesar 601,83 mm. Perpindahan atap pada sumbu y sedikit lebih besar dibanding sumbu x, mengindikasikan kekakuan yang lebih rendah di arah y. b. Sendi plastis pertama kali terbentuk pada perpindahan atap 443,29 mm (x) dan 355,94 mm (y). Jumlah sendi plastis pada arah y lebih banyak dibandingkan arah x, menunjukkan bahwa arah y memiliki kecenderungan deformasi plastis lebih besar. Berdasarkan parameter deformasi (<i>maximum total drift</i> dan <i>maximum inelastic drift</i>)	redaman efektif (B_{eff}) sebesar 6,92%, sedangkan pada sumbu y diperoleh <i>base shear</i> sebesar 1767,10 kN, gaya geser <i>performance point</i> (V_t) sebesar 12798,2 kN, <i>displacement</i> (δ_t) sebesar 0,11821 m, periode efektif (T_{eff}) sebesar 0,947 detik, dan redaman efektif (B_{eff}) sebesar 8,48%. b. <i>Drift</i> maksimum total pada sumbu x 0,005145 dan sumbu y 0,005550, keduanya <0,01 sehingga struktur berada pada kategori <i>Immediate Occupancy</i> (IO). Untuk <i>Drift</i> maksimum in-elastis pada sumbu x 0,0050780 dan	sedangkan non-Piloti yaitu 3795,47 kN. Untuk <i>displacement</i> sumbu y Piloti 5,35 mm, sedangkan non-Piloti hanya 0,47 mm. Periode waktu efektif (T_{eff}) sumbu y Piloti 0,18 detik, sedangkan non-Piloti 0,05 detik. Nilai redaman efektif (B_{eff}) sumbu y Piloti dan non-Piloti sama, yaitu 0,05. c. Nilai <i>drift rasio</i> yang diperoleh untuk struktur non-Piloti yaitu 0,0017 untuk sumbu x dan 0,0016 untuk sumbu y, sedangkan struktur Piloti sumbu x 0,0126 dan sumbu y 0,0183. Pada mekanisme sendi plastis, struktur Piloti terfokus pada lantai dasar, menandakan	d. Mekanisme sendi plastis yang terjadi pada saat analisis <i>pushover</i>
--	--	--	--	---	--

	dan <i>Damage Control</i> untuk arah x, yang berarti bangunan mengalami kerusakan struktural namun masih cukup stabil secara keseluruhan dan aman untuk digunakan pasca-gempa dengan kerusakan yang terbatas pada elemen non-struktural.	menurut ATC-40 dan FEMA 356, struktur diklasifikasikan memiliki kinerja Life Safety (LS) pada kedua arah x dan y. Nilai maksimum total drift mencapai 0,01 untuk kedua arah.	sumbu y 0,005483, keduanya >0,005 dan <0,015 sehingga masuk kategori <i>Damage Control</i> (DC), berarti bangunan tetap aman dan risiko korban sangat rendah.	potensi kegagalan akibat konsentrasi gaya, sedangkan struktur non-Piloti memperlihatkan distribusi gaya lateral dan deformasi yang lebih merata, sehingga lebih tahan gempa.	
--	--	--	---	--	--

2. 3 Keaslian Penelitian

Meskipun penelitian tentang evaluasi bangunan menggunakan *nonlinear static procedure* yang mengacu dokumen ATC-40 cukup banyak dilakukan di Indonesia dalam menentukan tingkat kinerja (*performance level*) struktur bangunan baik dalam tahap perencanaan maupun evaluasi struktur bangunan eksisting, implementasi penelitian terhadap Gedung Asrama Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta belum pernah dilakukan, sehingga penelitian yang dilakukan bukan plagiasi karya lainnya dan merupakan karya asli. Kondisi bangunan yang baru selesai diresmikan pada 3 Juli 2025 dan digunakan oleh ratusan jiwa sebagai asrama tempat tinggal di madrasah, menjadi salah satu alasan perlu dilakukannya evaluasi perilaku seismik bangunan apabila suatu saat terjadi gempa, sehingga dapat diketahui kapasitas bangunan dalam menahan gaya gempa yang diberikan atau direncanakan. Selain itu, peristiwa runtuhnya struktur bangunan asrama di pondok pesantren lain pada beberapa waktu silam juga menjadi faktor yang melatarbelakangi penelitian ini sangat penting untuk dilakukan.

BAB 3

LANDASAN TEORI

3.1 Konsep Bangunan Tahan Gempa

Bangunan tahan gempa didasarkan pada prinsip perencanaan, perancangan struktur, dan implementasi elemen-elemen konstruksi yang mampu meredam energi gempa secara efektif serta menjaga integritas struktur selama kejadian seismik. Berdasarkan SNI 1726:2019, bangunan tahan gempa harus dirancang dengan memperhatikan kontinuitas struktur, integritas sambungan, konfigurasi denah yang simetris, serta penggunaan material dan detail penulangan yang memadai agar struktur memiliki daktilitas yang cukup, yakni kemampuan struktur untuk mengalami deformasi plastis tanpa mengalami keruntuhan total.

Selain itu, berdasarkan UBC 1997 dan prinsip yang dijelaskan dalam Hoedjajanto & Imran (2002), desain bangunan tahan gempa perlu memperhatikan sistem struktur yang sesuai dengan tingkat risiko daerah, menekankan integritas struktur melalui penulangan dan pengikatan yang efektif, serta memastikan bobot bangunan relatif ringan dan penggunaan pondasi yang kuat untuk mengurangi gaya inersia akibat gempa. Prinsip desain ini bertujuan agar saat gempa kecil tidak terjadi kerusakan, gempa sedang hanya memicu kerusakan arsitektural non-struktural, dan gempa besar sekalipun tidak menyebabkan keruntuhan tiba-tiba yang membahayakan jiwa penghuni.

Hoedajanto (2016) menambahkan, hal penting lainnya yang perlu diperhatikan agar bangunan tahan gempa berkilat pada arah yang benar yaitu adanya pemahaman yang baik mengenai:

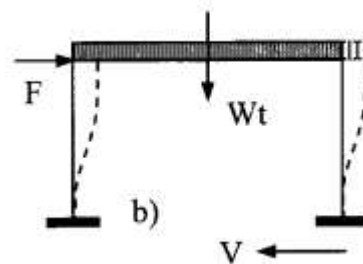
1. Gempa dan gerakan tanah akibat gempa.
2. Konsep dasar respons struktur terhadap beban gempa.
3. Konsep dasar dari perilaku komponen struktur beton akibat gempa.
4. Filosofi dasar dari standar yang dipakai
5. Pengaruh dari ketinggian terhadap gedung dan masyarakat secara keseluruhan.

3.2 Analisis Struktur Bangunan

Dalam melakukan analisis struktur bangunan terdapat beberapa metode analisis dalam memperhitungkan gaya gempa, diantaranya sebagai berikut.

1. Analisis Statik Ekuivalen

Analisis statik ekuivalen merupakan metode penyederhanaan di mana beban gempa riil yang berasal dari percepatan tanah diubah menjadi beban lateral statis yang didistribusikan ke elemen-elemen struktur seperti kolom dan balok. Metode ini mengasumsikan bahwa respons struktur terhadap gempa dapat direpresentasikan oleh beban horizontal yang besarnya dihitung berdasarkan massa struktur dan parameter seismik wilayah setempat. Kelebihan metode ini terletak pada kemudahan penerapan, namun memiliki keterbatasan dalam memperkirakan perilaku dinamis struktur yang lebih kompleks (Pawirodikromo, 2012).



Gambar 3.1 Konsep Analisis Statik Ekuivalen

(Sumber : Pawirodikromo, 2012)

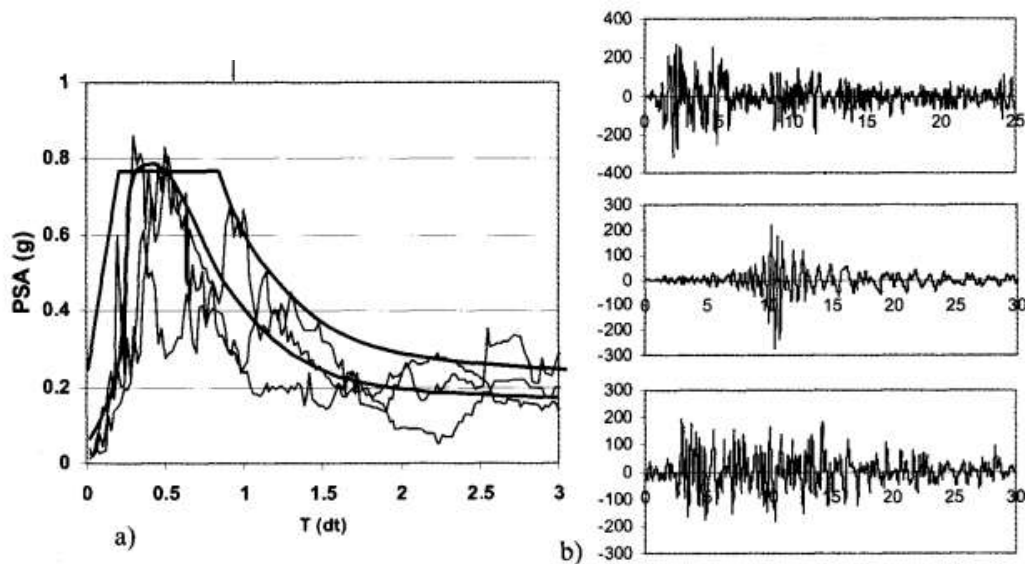
2. Analisis Dinamik

Analisis dinamis umumnya digunakan untuk struktur yang lebih kompleks, Pawirodikromo (2012) dalam Buku Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan menjelaskan, dalam analisis dinamis dibagi menjadi dua jenis sebagai berikut.

a. Analisis Respons Spektrum

Merupakan metode di mana respons struktur berupa perpindahan, kecepatan, atau percepatan maksimum diperoleh dari spektrum respons desain. Total respons struktur dihitung melalui superposisi respons masing-

masing mode bentuk getar struktur. Metode ini efisien untuk bangunan dengan banyak derajat kebebasan dan bersifat elastik.



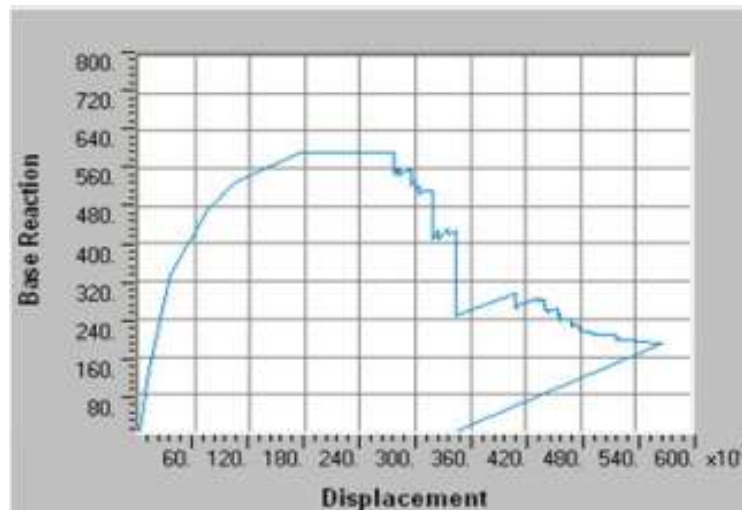
Gambar 3.2 Penyederhanaan Spektrum Gempa Menjadi Respons Spektrum
(Sumber : Pawirodikromo, 2012)

b. Analisis *Time History*

Pada metode ini, struktur dianalisis berdasarkan rekaman gempa aktual (*accelerogram*), sehingga respons struktur dihitung secara langsung terhadap urutan kejadian gempa pada tiap interval waktu. Cara ini sesuai untuk struktur elastis maupun in-elastis, serta mampu memprediksi perilaku struktur secara lebih detail namun membutuhkan data dan komputasi yang lebih besar.

3. Analisis Statik Nonlinier *Pushover*

Menurut Utomo dkk. (2012), analisis statik nonlinier *pushover* adalah metode di mana struktur diberi beban lateral yang nilainya dinaikkan secara inkremental hingga menyebabkan sendi plastis pertama terbentuk dan diteruskan hingga struktur mencapai kondisi gagal atau target perpindahan tertentu. Metode ini memungkinkan analisis perilaku pasca-elastik dan in-elastis struktur sehingga dapat digunakan untuk mengevaluasi kapasitas maksimum dan mekanisme keruntuhan struktur.



Gambar 3.3 Kurva Kapasitas Bangunan Analisis *Pushover* hingga Kondisi Plastis

(Sumber : Muntafi, 2012)

3.3 Pembebanan Struktur

Salah satu faktor utama dalam perancangan struktur bangunan adalah penentuan beban struktur, karena sangat mempengaruhi keamanan dan stabilitas suatu struktur bangunan. Dalam merancang struktur, perlu diidentifikasi berbagai jenis beban yang akan bekerja pada bangunan selama masa pelayanannya. Dalam SNI 1727:2020 dijelaskan, beban pada struktur bangunan digolongkan menjadi beberapa jenis, yaitu beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa, dan kombinasi dari beban-beban tersebut. Namun dalam penelitian ini beban angin tidak diperhitungkan.

3.3.1 Beban Mati

Beban mati adalah semua beban yang bersifat tetap dan berasal dari berat seluruh elemen bangunan. Beban mati relatif mudah diprediksi karena sifatnya yang permanen dan jarang mengalami perubahan signifikan selama umur bangunan. Dalam *input* pembebanan di ETABS beban mati diklasifikasi menjadi dua jenis, yaitu *Dead Load* (DL) dan *Super Imposed Dead Load* (SIDL). *Dead load* adalah beban yang berasal dari berat sendiri elemen-elemen struktur utama yang bersifat permanen, seperti balok, kolom, pelat lantai, atap, dan komponen struktural lainnya yang menjadi bagian pokok bangunan dan terpasang tetap selama umur bangunan.

Sedangkan SIDL atau beban mati tambahan merujuk pada beban non-struktural permanen, seperti *finishing* lantai, plester, plafon, partisi tetap, instalasi pipa permanen, dan elemen-elemen lain yang dipasang secara permanen tetapi bukan bagian utama struktur. SIDL termasuk dalam kategori beban mati, tetapi ruang lingkupnya diperluas hingga elemen non-struktural yang dipasang permanen.

Tabel 3.1 Beban Mati Desain Minimum

Komponen	Beban (kN/m ²)
Langit-langit	
Papan gypsum (per mm tebal)	0,008
Saluran mekanikal	0,19
Plester pada keramik atau beton	0,24
Sistem saluran baja gantung	0,1
Rangka logam gantung + plester semen	0,72
Rangka logam gantung + plester gypsum	0,48
Penutup Atap Dan Dinding	
Genteng asbes-semen	0,19
Genteng aspal	0,1
Genteng semen	0,77
Genteng tanah liat (tambahkan 0.48 kN/m ² untuk mortar)	0,57
Isian Lantai	
Beton cinder, per mm	0,017
Beton ringan, per mm	0,015
Pasir, per mm	0,015
Beton batu, per mm	0,025

Lanjutan Tabel 3.1 Beban Mati Desain Minimum

Komponen	Beban (kN/m²)
Lantai Dan Penutup Lantai	
Blok aspal (51 mm) + spesi 13 mm	1,44
Finishing semen (25 mm) di atas beton batu	1,53
Keramik / ubin kuarsa (19 mm) + spesi 13 mm	0,77
Keramik / ubin kuarsa (19 mm) + spesi 25 mm	1,1
Finishing beton (per mm tebal)	0,023
Marmer + spesi di atas beton	1,58
Batu tulis (per mm tebal)	0,028
Ubin padat 25 mm + spesi 10 mm	1,1
Subflooring, 19 mm	0,14
Terrazzo (38 mm) langsung di atas pelat	0,91
Terrazzo (25 mm) + spesi 51 mm	1,53
Terrazzo (25 mm) + spesi batu 51 mm	1,53
Dinding Rangka	
Jendela, kaca, rangka, kusen	0,38
Tebal bata: 102 mm	1,87
Tebal bata: 203 mm	3,78
Tebal bata: 305 mm	5,51
Tebal bata: 406 mm	7,42

Sumber : SNI 1727:2020

3.3.2 Beban Hidup atau *Live Load* (LL)

Beban hidup adalah beban yang berubah-ubah selama umur bangunan, seperti beban orang, furnitur, peralatan yang dapat dipindah, serta beban yang dihasilkan oleh kegiatan penghuni atau pengguna gedung. Beban hidup diatur lebih lanjut dalam peraturan berdasarkan fungsi ruangan dan jenis penggunaan struktur, yaitu peraturan SNI 1727:2020.

Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata dan Terpusat Minimum

Hunian/Penggunaan	Beban Merata (Psf / kN/m²)	Beban Terpusat (lb / kN)
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,90)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,90)
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	
Lobi	100 (4,79)	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	
Panggung pertemuan	100 (4,79)	
Lantai podium	150 (7,18)	
Ruang lainnya	100 (4,79)	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup area dilayani (≤ 100 psf / 4,79 kN/m ²)	
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,45)
Di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)
Tangga permanen		Lihat pasal 4.5.4
Rumah tinggal		
Semua hunian ruang lainnya		
Ruang pribadi	40 (1,92)	
Ruang publik	100 (4,79)	
Koridor publik	100 (4,79)	
Atap		
Atap datar/berbubung/lengkung	20 (0,96)	
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	

Sumber : SNI 1727:2020

3.3.3 Beban Gempa atau *Earthquake* (E)

Berdasarkan SNI 1726:2019, beban gempa adalah gaya yang bekerja pada struktur akibat gerakan tanah (*ground motion*) yang ditimbulkan oleh gempa bumi. Beban gempa diperhitungkan secara khusus karena memiliki potensi besar menyebabkan deformasi bahkan *failure* pada struktur bangunan. Gaya gempa yang terjadi memperhitungkan pengaruh gempa horizontal maupun vertikal dengan metode pendekatan statik ekuivalen untuk bangunan dengan bentuk sederhana dan tinggi terbatas atau dengan metode dinamik respons spektrum atau *time history* untuk bangunan kompleks, tinggi, atau berada di zona risiko tinggi.

3.4 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

Berdasarkan SNI 1726:2019 terdapat beberapa persyaratan dalam tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan, yaitu sebagai berikut.

3.4.1 Kategori Risiko Bangunan

Dalam SNI 1726:2019 dijelaskan, kategori risiko bangunan adalah pengelompokan struktur bangunan gedung dan nongedung berdasarkan konsekuensi atau akibat yang terjadi jika struktur tersebut gagal atau runtuh, khususnya dalam konteks ketahanan terhadap beban gempa. Penentuan kategori risiko bertujuan untuk mengatur tingkat keamanan desain struktur sesuai fungsi dan tingkat kepentingan bangunan, sehingga struktur yang lebih penting atau menampung banyak jiwa harus memiliki tingkat keamanan lebih tinggi.

Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mal - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas Penitipan Anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung yang tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan akibat ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air	III

**Lanjutan Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung
Untuk Beban Gempa**

- Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber : SNI 1726:2019

3.4.2 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Pada SNI 1726:2019 dijelaskan bahwa setiap kategori risiko bangunan yang ditentukan berdasarkan peruntukan fungsi bangunan, harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa masing-masing pada Tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726:2019

3.4.3 Klasifikasi Situs

Merupakan pengelompokan kondisi tanah di lokasi bangunan berdasarkan karakteristik geoteknik dan responsnya terhadap gempa bumi. Klasifikasi ini penting karena mempengaruhi besaran parameter percepatan dan gaya seismik yang harus diperhitungkan dalam desain struktur. Penetapan kelas situs dilakukan berdasarkan penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium, dengan mempertimbangkan salah satu parameter-parameter yang ada yaitu, kecepatan gelombang geser rata-rata (V_s), nilai N SPT rata-rata, atau nilai daya dukung tanah rata-rata (S_u). Dalam Tabel 3.5 berikut ini disajikan klasifikasi situs berdasarkan parameter yang diberikan.

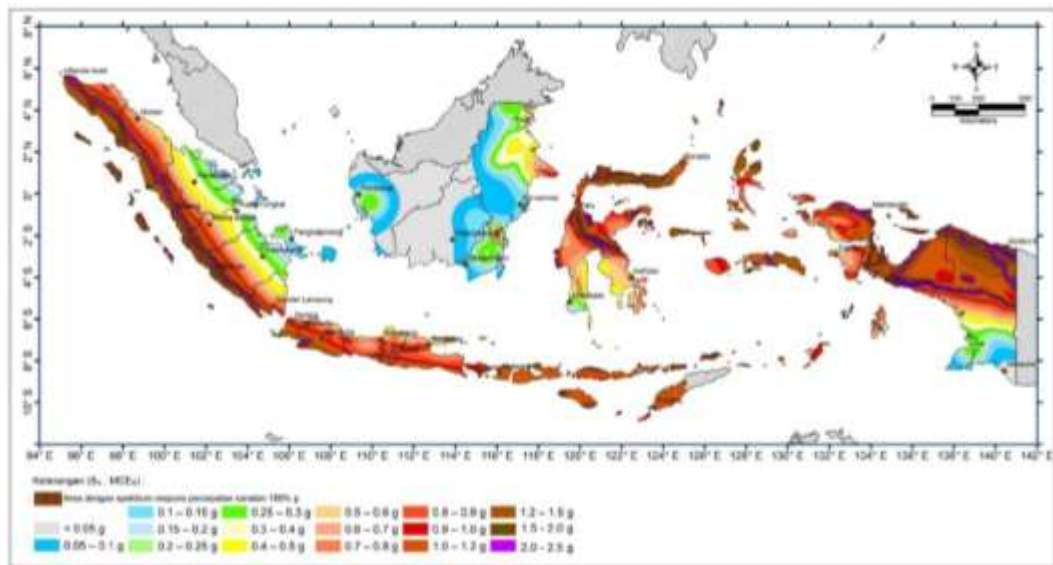
Tabel 3.5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser nirair $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, investigasi geoteknik spesifik diperlukan)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Sumber : SNI 1726:2019

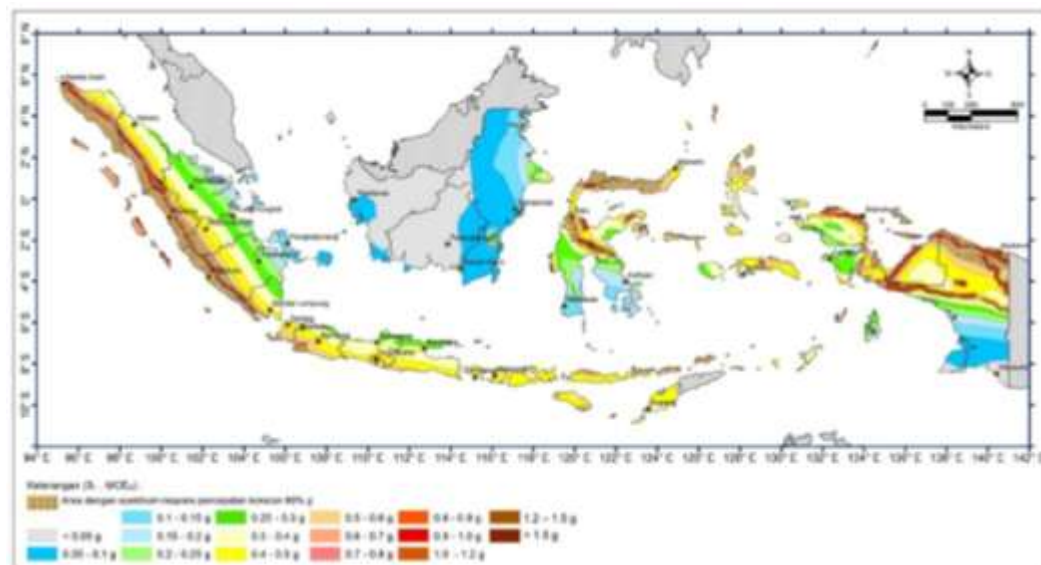
3.4.4 Parameter Percepatan Terpetakan

Parameter ini mencerminkan besarnya percepatan tanah dasar (batuan dasar) yang digunakan sebagai dasar desain struktur terhadap beban gempa. Berdasarkan SNI 1726:2019 terdapat dua parameter percepatan terpetakan yaitu, parameter percepatan respons spektral gempa pada periode pendek atau 0,2 detik (S_s) dan parameter percepatan respons spektral gempa pada periode 1 detik (S_1). Merupakan nilai percepatan gempa maksimum dengan probabilitas tertentu pada lokasi tertentu (situs) yang diperoleh dari pemetaan dan analisis seismik wilayah seperti yang dapat dilihat pada Gambar 3.4 dan Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.4 Peta Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Pada Periode Pendek atau 0,2 Detik (S_s)

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 3.5 Peta Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Pada Periode 1 Detik (S_1)

(Sumber : SNI 1726:2019)

3.4.5 Koefisien situs & parameter respons spektral percepatan MCER

Pada SNI 1726:2019 dijelaskan, dalam menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) seperti pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.6 koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s > 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726:2019

Catatan :

- $SS^{(a)}$ = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 3.7 koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁					
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 4	S ₁ > 0,5	S ₁ ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					
SF	SS ^(a)					

Sumber : SNI 1726:2019

Catatan :

- SS^(a) = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Untuk parameter respons spektral percepatan di permukaan tanah pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan pengaruh kelas situs berdasarkan koefisien kelasnya, harus ditentukan dengan perumusan Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2 berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.2)$$

Keterangan:

F_a = Koefisien situs untuk periode pendek (0,2 detik),

F_v = Koefisien situs untuk periode panjang (1 detik),

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R dari peta gempa pada periode 0,2 detik, dan

S₁ = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R dari peta gempa pada periode 1 detik.

3.4.6 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan Persamaan 3.3 dan Persamaan 3.4 berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (3.4)$$

Keterangan:

S_{MS} = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah pada periode pendek (0,2 detik), dan

S_{M1} = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah pada periode panjang (1 detik).

3.4.7 Spektrum Respons Desain

Pada SNI 1726:2019 dijelaskan, bila spektrum respons desain diperlukan dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 3.6 dan mengikuti ketentuan berikut.

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan 3.5 berikut.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.5)$$

2. Untuk periode 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 periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan 3.6 berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.6)$$

4. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan 3.7 berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (3.7)$$

Keterangan:

S_{DS} = Percepatan spektral desain untuk periode pendek,

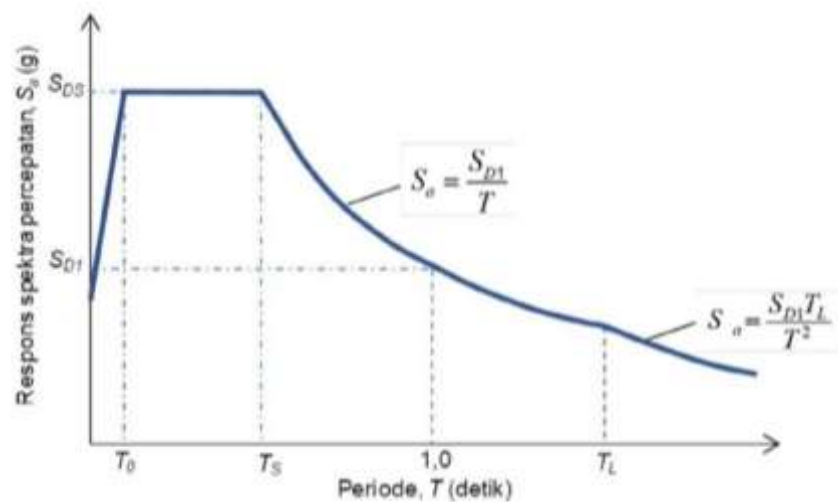
S_{D1} = Percepatan spektral desain untuk periode 1 detik,

T = Periode getar fundamental struktur,

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

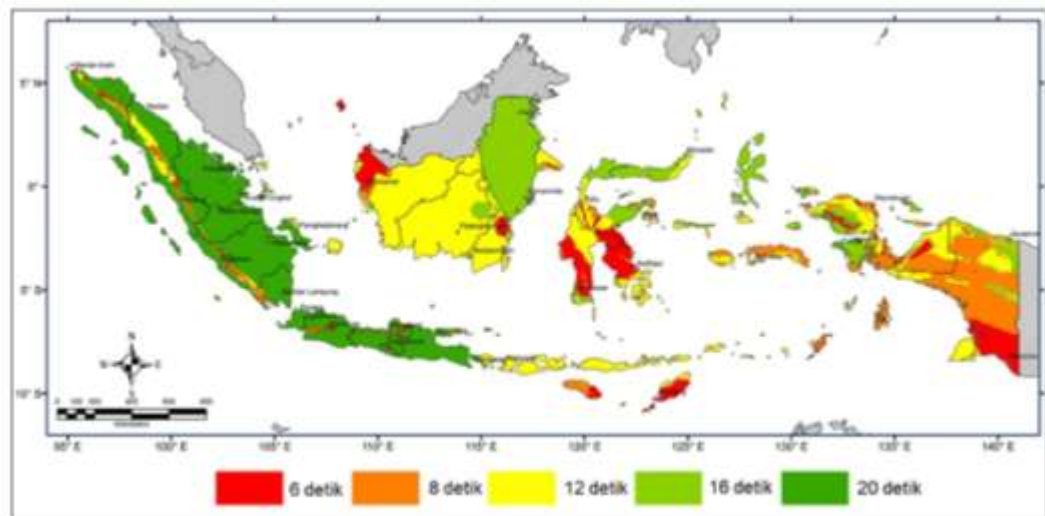
$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

T_L = Peta transisi periode panjang.



Gambar 3.6 Spektrum Respons Desain

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 3.7 Peta transisi periode panjang, T_L , wilayah Indonesia

(Sumber : SNI 1726:2019)

3.4.8 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019, setiap struktur harus ditetapkan kategori desain seismik sesuai ketentuan pasal ini. Apabila struktur berkategori risiko I, II, atau III berada di kawasan dengan nilai parameter respons spektral percepatan terpetakan periode 1 detik (S_1) lebih dari atau sama dengan 0,75, maka strukturnya diklasifikasikan ke dalam kategori desain seismik E. Jika strukturnya berkategori risiko IV di lokasi dengan nilai $S_1 \geq 0,75$, maka kategori desain seismiknya adalah F. Untuk struktur lainnya, penetapan kategori desain seismik didasarkan pada kategori risiko serta parameter respons spektral percepatan desain (S_{DS} dan S_{D1}). Penetapan kategori desain seismik bagi setiap bangunan dan struktur harus mengacu ke kondisi kategori yang paling berat sesuai Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 berikut, tanpa memperhatikan periode getar fundamental struktur (T).

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

Sumber : SNI 1726:2019

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai SD1	Kategori Risiko	
	I, II, III	IV
$S_{D1} \leq 0,067$	A	A
$0,067 < S_{D1} \leq 0,133$	B	C
$0,133 < S_{D1} \leq 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : SNI 1726:2019

3.4.9 Sistem Struktur

Dalam SNI 1726:2019 dijelaskan, sistem struktur adalah pengelompokan metode dan konfigurasi elemen struktur utama yang dirancang untuk menahan beban gravitasi serta beban lateral akibat gempa. Setiap sistem memiliki karakteristik perancangan dan persyaratan berbeda, serta nilai koefisien modifikasi respons gempa (R), faktor kuat-lebih (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) yang spesifik. Pemilihan sistem struktur harus memperhatikan tujuan desain keamanan dan performa bangunan terhadap gempa sesuai kategori risiko dan klasifikasi desain seismik yang disajikan pada Tabel 3.10 berikut.

Tabel 3.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R ^a	Ω ₀ ^b	C _d ^c	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h _n (m) ^d				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber : SNI 1726:2019

Catatan :

- ^a Koefisien modifikasi respons, R , untuk penggunaan pada keseluruhan standar. Nilai R mereduksi gaya ke level kekuatan bukan pada level tegangan izin.
- ^b Jika nilai pada tabel faktor kuat lebih, Ω_0 , lebih besar atau sama dengan 2,5, maka Ω_0 diizinkan untuk direduksi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel.
- ^c Faktor pembesaran simpangan lateral, C_d .
- ^d TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan.

3.4.10 Klasifikasi struktur beraturan dan tidak beraturan

Pada SNI 1726:2019 dijelaskan, dalam perencanaan struktur tahan gempa membedakan ketidakberaturan struktur menjadi dua kategori utama, yaitu ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal. Ketidakberaturan ini penting untuk diidentifikasi karena dapat mempengaruhi respons struktur terhadap beban gempa dan menentukan perlakuan khusus dalam analisis serta desain struktur.

1. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal terjadi jika terdapat ketidakberaturan pada denah bangunan yang menyebabkan distribusi massa, kekakuan, atau sistem penahan gaya lateral tidak merata. Tabel 3.11 menampilkan tipe-tipe ketidakberaturan horizontal.

Tabel 3.11 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4, Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4, Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Sumber : SNI 1726:2019

2. Ketidakberaturan Vertikal

Tabel 3.12 menampilkan tipe-tipe ketidakberaturan vertikal.

Tabel 3.12 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1, Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakteraturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Sumber : SNI 1726:2019

3.5 Analisis Gaya Lateral/Statik Ekuivalen

3.5.1 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019, gaya geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.8 berikut.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.8)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respons seismik dan

W = Berat seismik efektif.

3.5.2 Koefisien Respons Seismik

Dalam SNI 1726:2019, untuk penentuan Koefisien respons seismik (C_s) harus sesuai dengan Persamaan 3.9 dan perhitungan nilai C_s pada Persamaan 3.9 tidak perlu melebihi Persamaan 3.10 untuk $T \leq T_L$ dan/atau Persamaan 3.11 untuk $T > T_L$.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.9)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.10)$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Untuk nilai C_s yang diperhitungkan tidak boleh kurang dari Persamaan 3.12 serta Persamaan 3.13 untuk struktur dengan nilai S_1 lokasi bangunan sama dengan atau lebih besar dari 0,6g.

$$C_s = 0,044 S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01 \quad (3.12)$$

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.13)$$

3.5.3 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur, T , pada arah yang dianalisis harus dihitung secara jelas melalui metode analisis yang tepat. Nilai T ini tidak diperbolehkan melebihi hasil kali antara koefisien batas atas periode yang dihitung (C_u) dari Tabel

3.13 dan periode fundamental pendekatan, T_a , sebagaimana tercantum dalam Persamaan 3.14. Sebagai opsi, periode fundamental pendekatan, T_a , yang diperoleh sesuai Persamaan 3.14, dapat dipakai langsung dalam analisis tanpa perlu perhitungan tambahan.

Tabel 3.13 Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain Pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 1726:2019

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.14)$$

Keterangan:

h_n = Ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan

koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 3.14 berikut.

Tabel 3.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

Sumber : SNI 1726:2019

Sebagai alternatif, diizinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dari Persamaan 3.15 berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 3 m:

$$T_a = 0,1 N \quad (3.15)$$

Keterangan:

N = Jumlah tingkat

3.5.4 Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Distribusi vertikal gaya seismik pada SNI 1726:2019 adalah cara membagi gaya gempa total (geser dasar) ke setiap tingkat bangunan sesuai ketinggian lantai dan berat masing-masing lantai. Gaya seismik lateral (F_x) harus ditentukan dari Persamaan 3.16 dengan menggunakan faktor distribusi vertikal (C_{vx}) melalui Persamaan 3.17 berikut.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.16)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.17)$$

Keterangan:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal,

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

w_i dan w_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x ,

h_i dan h_x = Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m), dan

k = Eksponen terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$

untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$

untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

3.5.5 Penentuan Simpangan Antar Tingkat (*Drift Ratio*)

Dalam SNI 1726:2019, penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau, seperti pada Gambar 3.8. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Simpangan pusat massa pada tingkat-x (δ_x) (mm) ditentukan berdasarkan dengan Persamaan 3.18 berikut.

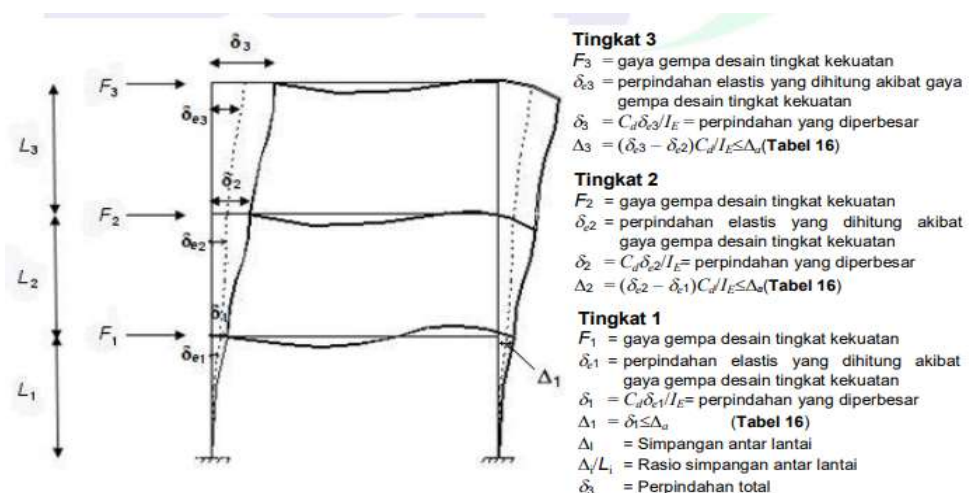
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.18)$$

Keterangan:

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral dalam Tabel 3.10,

δ_{xe} = Simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik, dan

I_e = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan dalam Tabel 3.4.



Gambar 3.8 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber : SNI 1726:2019)

Dalam SNI 1726:2019 juga dijelaskan, simpangan antar tingkat (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) untuk semua tingkatan yang mana terdapat pada Tabel 3.15 berikut.

Tabel 3.15 Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_a)

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

Sumber : SNI 1726:2019

3.5.6 Pengaruh P-Delta

Pada SNI 1726:2019, pengaruh P-delta pada suatu tingkat struktur dapat menyebabkan terjadinya tambahan momen dan gaya geser, serta mempengaruhi perilaku struktur akibat gaya dan simpangan pada elemen struktur. Jika terjadi simpangan antar tingkat, efek P-delta ditentukan melalui perhitungan koefisien stabilitas (θ) pada Persamaan 3.19 dengan hasil perhitungan tersebut tidak boleh melebihi 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.19)$$

Keterangan:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN),

Δ = Simpangan antar tingkat desain (mm),

I_e = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan dalam Tabel 3.4,

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x – 1 (kN),

h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm), dan

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral dalam Tabel 3.10.

Selain itu, terdapat batas maksimum koefisien stabilitas ($\theta_{\max}$) yang dihitung berdasarkan Persamaan 3.20 berikut.

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_D} \leq 0,25 \quad (3.20)$$

Keterangan:

β = Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser yang diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Jika θ lebih dari 0,10 tetapi masih di bawah atau sama dengan $\theta_{\max}$, maka disyaratkan adanya koreksi pada gaya dan momen elemen struktur akibat efek P-delta dengan cara mengalikan gaya-gaya terkait dengan $1,0/(1-\theta)$. Apabila nilai θ melebihi $\theta_{\max}$, struktur dianggap tidak stabil dan perlu didesain ulang.

3.6 Analisis Respons Spektrum

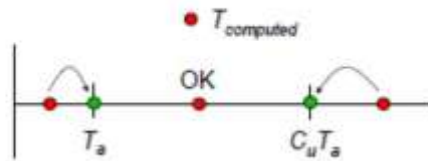
3.6.1 Parameter Respons Ragam dan Penskalaan Gaya

Dalam SNI 1726:2019 dijelaskan, setiap parameter desain yang terkait dengan gaya pada struktur, termasuk simpangan antar tingkat, gaya dukung, serta gaya pada elemen struktur individu untuk setiap ragam, harus dihitung berdasarkan properti masing-masing ragam dan respons spektrum sesuai definisi dalam Pasal 3.4.7 dengan nilai gaya pada struktur harus dibagi dengan faktor (R/I_e).

Jika periode fundamental yang dihasilkan dari analisis melebihi batas yang ditentukan, yaitu hasil kali antara koefisien C_u dan periode pendekatan T_a pada satu arah tertentu, maka nilai periode struktur diambil sebesar $C_u.T$, seperti pada Gambar 3.9. Apabila hasil kombinasi respons gaya geser dasar melalui analisis ragam (V_t) kurang dari 100% (minimum untuk mencapai massa ragam terkomposisi paling sedikit 90 % dari nilai massa aktual) desain gaya geser dasar statik ekuivalen (V), maka gaya dari analisis ragam tersebut wajib diskalakan menggunakan Persamaan 3.21.

Decisions Regarding Appropriate Period to Use

if $T_{computed}$ is $> C_u T_a$ use $C_u T_a$
 if $T_a < T_{computed} < C_u T_a$ use $T_{computed}$
 if $T_{computed} < T_a$ use T_a



Gambar 3.9 Pengambilan Nilai Periode Struktur

(Sumber : Pawirodikromo, 2012)

$$FS = \frac{V}{V_t} \quad (3.21)$$

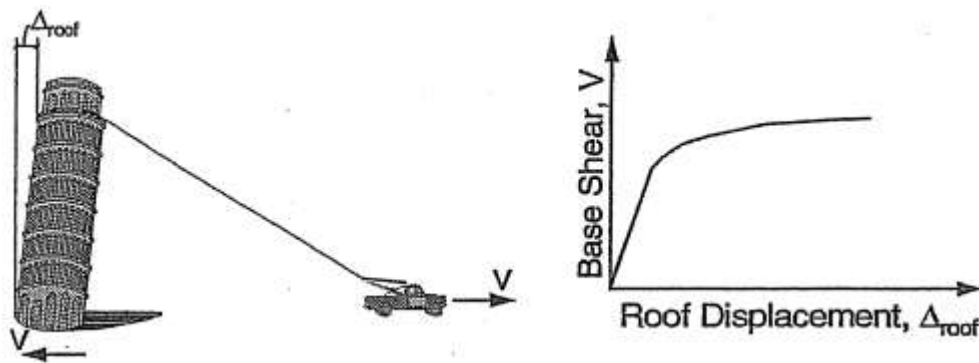
Keterangan:

V = Gaya geser dasar statik ekuivalen pada Persamaan 3.8 dan

V_t = Gaya geser hasil respons spektrum (*Unscaled*).

3.7 Nonlinear Static Procedure (NSP)

Analisis struktur bangunan dengan metode *Nonlinear Static Procedure* (NSP) atau *pushover analysis* berfokus pada penilaian kinerja struktur terhadap beban gempa secara bertahap hingga mencapai kondisi nonlinier. Metode NSP merupakan komponen dari *performance based design* juga dapat digunakan dalam *performance based evaluation* yang sangat berguna untuk mengukur kapasitas dan respons in-elastis suatu struktur ketika menerima gaya lateral akibat gempa, dengan memberikan beban statik lateral secara inkremental hingga tercapai perpindahan target atau keruntuhan tertentu. Hasil analisis ini berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) yang menggambarkan hubungan antara *base shear* dan *roof displacement*, sehingga dapat diketahui perilaku struktur dari kondisi elastis, plastis, hingga runtuh, juga lokasi elemen kritis yang memerlukan perkuatan (Utomo dkk., 2012).



Gambar 3.10 Ilustrasi Analisis *Pushover*

(Sumber : ATC-40, 1996)

Analisis NSP/*Pushover* dilakukan dengan bantuan perangkat lunak pemodelan struktur berbasis *finite element*, seperti ETABS atau SAP2000, dan berpedoman pada standar seperti ATC-40 dan FEMA 356/440 yang memberikan kriteria kinerja struktur bangunan sesuai level gempa. Kinerja struktur didefinisikan sebagai kemampuan struktur memenuhi kebutuhan tersebut, dengan tujuan agar struktur mampu bertahan sesuai dengan kapasitas yang direncanakan.

Terdapat dua metode dalam analisis *pushover* yaitu metode spektrum kapasitas (*capacity spectrum method*) dan metode koefisien perpindahan (*displacement coefficient method*). Dalam ATC-40 1996 dijelaskan, prosedur analisis statik nonlinier *pushover* (*capacity spectrum method* dan *displacement coefficient method*) memerlukan penentuan tiga hal utama: kebutuhan/gaya gempa (*demand*) berupa simpangan, kapasitas (*capacity*), dan kinerja. *Demand* merupakan representasi dari gaya gempa yang bekerja, sementara *capacity* adalah kemampuan struktur dalam menahan kebutuhan gempa tersebut. Kinerja struktur ditentukan oleh kemampuan kapasitas untuk menahan *demand* sehingga memenuhi tujuan desain.

3.7.1 Kurva Kapasitas (*capacity curve*)

Berdasarkan ATC-40 1996, desain berbasis kinerja struktur (*performance-based design*), terdapat dua komponen utama yaitu *demand* (tuntutan gempa) dan *capacity* (kapasitas struktur) dengan penjelasan sebagai berikut.

1. *Demand*

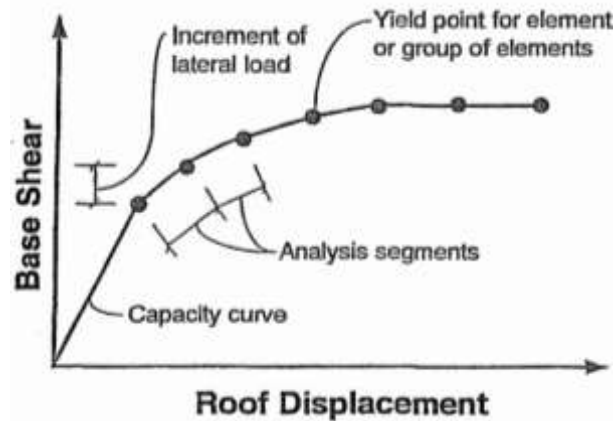
Gerakan tanah saat gempa menghasilkan pola-pola simpangan horizontal yang kompleks pada struktur dan bisa berubah seiring waktu. Melacak gerakan ini di setiap waktu untuk menetapkan kebutuhan desain struktur dinilai tidak praktis. Pada metode analisis linear umumnya menggunakan gaya lateral sebagai kondisi desain, namun dalam metode nonlinier justru lebih mudah dan langsung untuk menggunakan seperangkat simpangan lateral sebagai dasar desain. Untuk struktur dan gempa tertentu, *demand* simpangan merupakan estimasi respons maksimum yang diperkirakan akan dialami gedung selama gempa.

2. *Capacity*

Kapasitas keseluruhan struktur bergantung pada kekuatan dan kapasitas deformasi dari setiap komponen struktur. Untuk mengetahui kapasitas di luar batas elastis, diperlukan analisis nonlinier seperti prosedur *pushover*. Analisis ini menggunakan serangkaian analisis elastis bertingkat yang dikombinasikan untuk mendekati diagram kapasitas gaya-simpangan struktur secara keseluruhan. Model matematika struktur juga dimodifikasi agar memperhitungkan reduksi kekuatan akibat komponen yang sudah melewati batas leleh. Beban lateral terus diberikan hingga lebih banyak komponen mulai leleh, dan proses ini dilakukan berulang sampai struktur menjadi tidak stabil atau sampai batas tertentu tercapai. Kurva kapasitas *pushover* ini memperkirakan perilaku struktur setelah melewati batas elastisnya.

Utomo dkk. (2012) menjelaskan, kurva kapasitas *pushover* menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) di sumbu vertikal dan simpangan atap (*roof displacement*) di sumbu horizontal. Kurva ini dibuat dengan memberikan beban lateral secara bertahap ke struktur, lalu dicatat respons perpindahan pada titik acuan atap bangunan. Pada bagian awal kurva, respons struktur bersifat linier sesuai perilaku elastisnya. Setelah mencapai titik leleh (*yield point*), sebagian elemen mulai mengalami deformasi permanen sehingga kurva menjadi non-linier. Titik-titik pada Gambar 3.11 berikut menunjukkan inkremen atau penambahan beban lateral yang diberikan secara bertahap, sedangkan segmen analisis (*analysis*

segments) digunakan untuk mengevaluasi tahap-tahapan hingga *yield* terjadi pada satu atau kelompok elemen.



Gambar 3.11 Kurva Kapasitas *Pushover*

. (Sumber : ATC-40, 1996)

3.7.2 Metode Spektrum Kapasitas (*Capacity Spectrum Method*)

Metode spektrum kapasitas (CSM) merupakan metode yang umum digunakan sebagai komparasi antara kapasitas dari desain struktur terhadap gempa (*capacity*) dan kebutuhan (*demand*) dalam hal ini, yaitu pergerakan tanah atau gaya gempa. Kurva kapasitas yang diperoleh dari analisis *pushover* dikonversi ke dalam format *Acceleration Displacement Respon Spectrum* (ADRS) dan juga memodifikasi respons spektrum (*demand spectrum*) dalam format ADRS. Hal ini didasarkan pada deformasi maksimum akibat reduksi spektrum elastis sistem SDOF (*single degree of freedom*) melalui potongan dengan kurva kapasitas yang memperkirakan deformasi in-elastis maksimum pada koordinat spektrum sehingga dihasilkan *performance point* dari perpotongan tersebut. Hasil *performance point* digunakan dalam menentukan tingkat kinerja (*performance level*) dari struktur bangunan yang salah satunya berdasarkan pada dokumen ATC-40 (Munafi dkk., 2018).

Berdasarkan ATC-40 1996, penerapan metode spektrum kapasitas mengharuskan respons spektrum (*demand*) maupun kurva kapasitas struktur (*pushover*) digambarkan dalam domain percepatan spektral terhadap simpangan spektral. Spektra yang digambarkan dalam format ini dikenal sebagai *Acceleration Displacement Response Spectra* (ADRS).

1. Konversi Respons Spektrum ke Format ADRS

Setiap titik pada kurva respons spektrum memiliki nilai unik, yaitu percepatan spektral (S_a), kecepatan spektral (S_v), simpangan spektral (S_d), dan periode, T . Untuk mengubah spektrum dari format standar S_a terhadap T ke format ADRS, perlu dihitung nilai S_d di setiap titik pada kurva S_{ai} dan T_i . Nilai S_d dapat diperoleh dengan Persamaan 3.22 berikut dan Persamaan 3.23 untuk perhitungan periode T . Ilustrasi konversi respons spektrum ke format ADRS dapat dilihat pada Gambar 3.12.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \cdot g \quad (3.22)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (3.23)$$

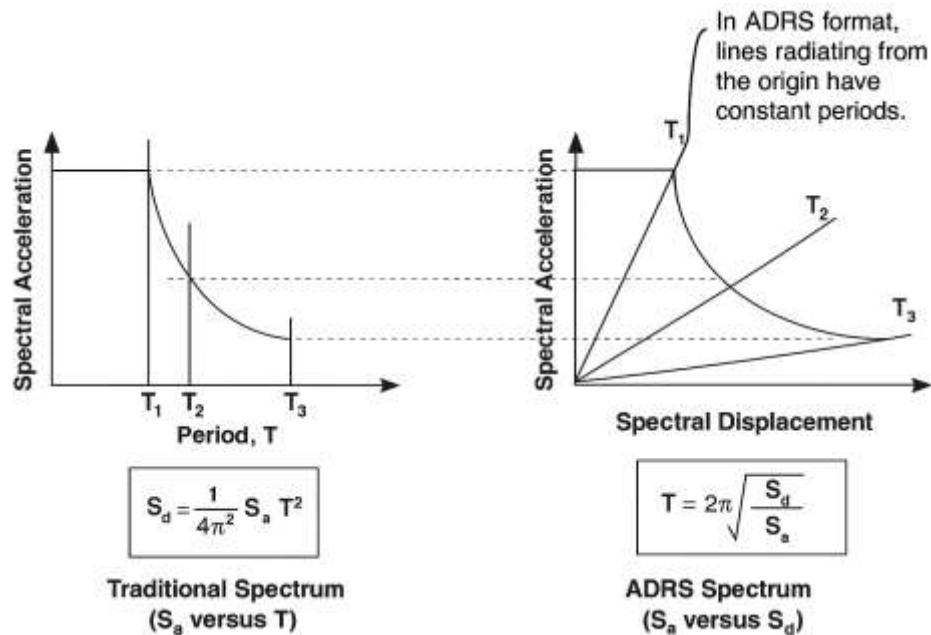
Keterangan:

S_a = Percepatan spektral,

S_d = Simpangan spektral,

g = Percepatan gravitasi, dan

T = Periode getar fundamental.



Gambar 3.12 Konversi Respons Spektrum ke Format ADRS

(Sumber : ATC-40, 1996)

2. Konversi Kurva Kapasitas ke Spektrum Kapasitas

Untuk membentuk *capacity spectrum* dari kurva kapasitas (*pushover*), diperlukan konversi setiap titik pada kurva menjadi koordinat spektral mode pertama. Titik V_i dan Δ_{roof} pada kurva kapasitas diubah ke titik S_{ai} dan S_{di} pada spektrum kapasitas dengan menggunakan Persamaan 3.24 dan Persamaan 3.25 berikut ini.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.24)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{roof}}}{PF_1 \cdot \phi_{1,\text{roof}}} \quad (3.25)$$

Di mana PF_1 adalah faktor partisipasi modal mode pertama yang ditentukan melalui Persamaan 3.26 dan α_1 adalah koefisien massa modal mode pertama yang ditentukan Persamaan 3.27. Ilustrasi konversi kurva kapasitas ke spektrum kapasitas dapat dilihat pada Gambar 3.13.

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.26)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i / g) \right] \cdot \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.27)$$

Keterangan:

PF_1 = Faktor partisipasi modal pada mode pertama,

α_1 = Koefisien massa modal pada mode pertama,

w_i/g = Massa pada tingkat ke-i,

ϕ_{i1} = Amplitudo mode pertama pada tingkat ke-i,

$\phi_{1,roof}$ = Amplitudo mode pertama pada atap,

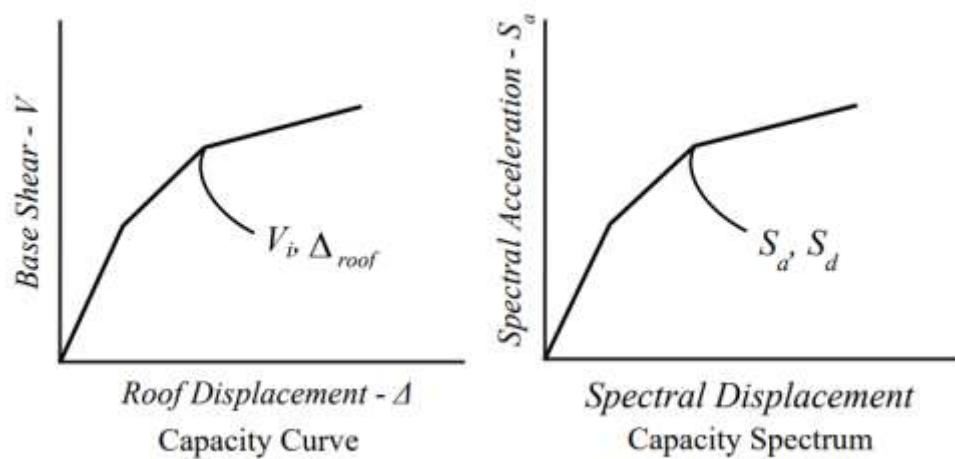
V = Gaya geser dasar,

W = Berat mati bangunan ditambah beban hidup,

Δ_{roof} = Simpangan atap,

S_a = Percepatan spektral, dan

S_d = Simpangan spektral.

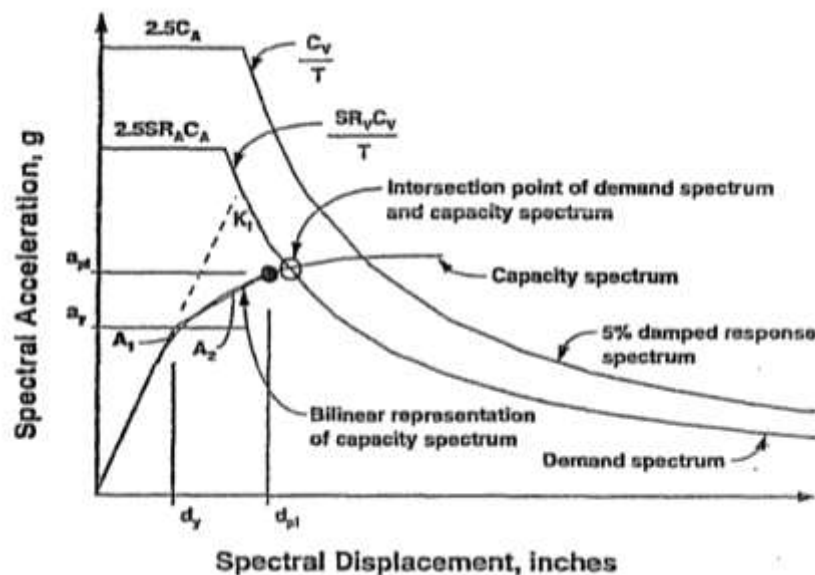


Gambar 3.13 Konversi Kurva Kapasitas ke Spektrum Kapasitas

(Sumber : ATC-40, 1996)

3.7.3 Performance Point

Sebagaimana dijelaskan oleh Suwandi (2019), *performance point* adalah titik di mana *capacity curve* berpotongan dengan *response spectrum curve* yang dipergunakan dalam *capacity spectrum method*. Pada *performance point* dapat diperoleh informasi mengenai periode bangunan (T_{eff}) dan redaman efektif (β_{eff}) akibat perubahan kekakuan struktur setelah terjadi sendi plastis. Berdasarkan informasi tersebut, respons-respons struktur lainnya seperti nilai simpangan tingkat dan posisi sendi plastis dapat diketahui. Gambar 3.14 menampilkan ilustrasi *performance point* pada analisis *pushover* metode spektrum kapasitas.



Gambar 3.14 Performance Point Metode Spektrum Kapasitas

(Sumber : ATC-40, 1996)

Menurut ATC-40 (1996), *performance point* merepresentasikan kondisi di mana kapasitas struktur sama dengan tuntutan (*demand*) gempa rencana, sehingga menjadi acuan utama dalam evaluasi kinerja struktur terhadap gempa. *Performance point* menunjukkan simpangan maksimum dan gaya geser dasar yang harus mampu ditahan struktur pada saat terjadi gempa rencana. Pada titik ini, dapat dievaluasi tingkat kinerja struktur, seperti *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS), *Damage Control* (DC), atau *Collapse Prevention* (CP), berdasarkan nilai *drift* dan posisi sendi plastis yang terjadi pada struktur.

3.7.4 Level Kinerja Bangunan (*Building Performance Level*)

Performance level menurut ATC-40 adalah konsep yang mendefinisikan seberapa besar tingkat kerusakan dan kinerja struktur bangunan akibat beban gempa, yang digunakan dalam analisis *pushover*. ATC-40 digunakan sebagai dokumen desain rehabilitasi dan evaluasi struktur tahan gempa, membagi kinerja bangunan menjadi beberapa level berdasarkan batasan *drift* dan kerusakan fisik baik pada komponen struktural maupun non-struktural seperti yang diperlihatkan pada Tabel 3.16. Performance level ini menilai apakah bangunan masih aman dan seberapa besar tingkat kerusakan setelah mengalami gempa.

Tabel 3.16 *Building Performance Level*

<i>Building Performance Level</i>						
<i>Nonstructural Performance Levels</i>	<i>Structure Performance Level</i>					
	<i>SP-1 Immediate Occupancy</i>	<i>SP-2 Damage Control (Range)</i>	<i>SP-3 Life Safety</i>	<i>SP-4 Limited Safety (Range)</i>	<i>SP-5 Structural Stability</i>	<i>SP-6 Not Considered</i>
<i>NP-A Operational</i>	1-A <i>Operational</i>	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B Immediate Occupancy</i>	1-B <i>Immediate Occupancy</i>	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C Life Safety</i>	1-C	2-C	3-C <i>Life Safety</i>	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D Hazards Reduced</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E Not Considered</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E <i>Structural Stability</i>	<i>Not Applicable</i>

Sumber : ATC-40 (1996)

Lebih lanjut, Tabel 3.17 menunjukkan dampak dan kategori bangunan berdasarkan level kinerja bangunan yang ditargetkan atau yang diperoleh.

Tabel 3.17 Dampak dan Kategori Bangunan Berdasarkan Level Kinerja Bangunan

Tingkat Kinerja	Dampak Bangunan pada Tingkat Kinerja Tersebut	Kategori Bangunan yang Ditargetkan pada Tingkat Kinerja Tersebut
<i>Immediate Occupancy</i> (IO)	Kerusakan sangat terbatas, struktur dan elemen non-struktur tetap berfungsi, bangunan dapat langsung digunakan kembali setelah gempa.	Bangunan vital (rumah sakit, fasilitas darurat, kantor penting)
<i>Damage Control</i> (DC)	Kerusakan minor hingga sedang pada elemen non-struktur dan sebagian struktur, masih dapat diperbaiki, fungsi utama tetap berjalan.	Gedung perkantoran, sekolah, fasilitas umum yang membutuhkan waktu pemulihan cepat
<i>Life Safety</i> (LS)	Kerusakan signifikan pada elemen non-struktur dan sebagian elemen struktur, namun struktur utama tidak runtuh sehingga risiko korban jiwa rendah.	Bangunan umum, perumahan, fasilitas pendidikan
<i>Limited Safety</i> (LdS)	Kerusakan lebih berat dari LS namun belum mencapai keruntuhan, struktur masih berdiri namun tidak layak huni tanpa perbaikan besar.	Bangunan umum, fasilitas yang tidak menargetkan kinerja tinggi, atau bangunan lama yang belum di <i>retrofit</i>
<i>Structural Stability</i> (SS)	Struktur mengalami kerusakan berat, hampir runtuh, kekuatan dan kekakuan sangat berkurang, risiko korban jiwa tinggi.	Bangunan dengan risiko rendah, gudang, fasilitas sementara
<i>Not Considered</i>	Kerusakan sangat berat atau keruntuhan total, struktur tidak memenuhi persyaratan minimum kinerja, tidak layak digunakan dan berisiko tinggi terhadap keselamatan.	Bangunan yang tidak ditargetkan untuk kinerja gempa, atau bangunan yang harus direhabilitasi atau dibongkar

Sumber : ATC-40 (1996)

Dalam ATC-40 (1996), diberikan batasan *roof drift ratio* yang dievaluasi berdasarkan titik performa untuk menilai kinerja struktur melalui analisis *pushover*. Parameter yang digunakan adalah *drift* total maksimum dan *drift* in-elastis maksimum. Batasan *roof drift ratio* disajikan pada Tabel 3.16 berikut.

Tabel 3.16 The Roof Drift Ratio Limit

<i>Parameter</i>	IO	<i>Damage Control</i>	LS	<i>Structural Stability</i>
<i>Maximum Total Drift</i>	0.01	0.01 to 0.02	0.02	$0.33 \times \frac{V_i}{P_i}$
<i>Maximum Inelastic Drift</i>	0.005	0.005 to 0.015	<i>no limit</i>	<i>no limit</i>

Sumber : ATC-40 (1996)

Nilai dari *drift ratio* dapat didefinisikan melalui Persamaan 3.28 untuk *maximum total drift* dan Persamaan 3.29 untuk *maximum inelastic drift* berikut ini.

$$\text{Maximum Total Drift Ratio} = \frac{\delta_t}{H_{\text{total}}} \quad (3.28)$$

$$\text{Maximum Inelastic Drift Ratio} = \frac{\delta_t - \delta_1}{H_{\text{total}}} \quad (3.29)$$

Keterangan:

δ_t = Nilai simpangan atau perpindahan dari *performance point* (m),

δ_1 = Nilai simpangan atau perpindahan awal leleh (m),

H = Tinggi total bangunan (m),

V_i = Total gaya geser pada tingkat-i, dan

P_i = Total gaya aksial pada tingkat-i.

3.7.5 Mekanisme Sendi Plastis

Dalam ATC-40, sendi plastis atau "*plastic hinges*" terbentuk sebagai zona di mana struktur mengalami deformasi plastis signifikan, biasanya terjadi pada ujung balok, ujung bawah kolom, dan pada titik tertentu struktur yang mengalami momen lentur maksimum. Terdapat dua mekanisme utama dari sendi plastis yang umum dijelaskan dalam ATC-40, yaitu:

1. *Sway Mechanism*

Mekanisme ini mengacu pada deformasi plastis yang dominan di ujung pertemuan kedua elemen struktur (balok-kolom), sehingga menyebabkan pergeseran lateral pada struktur (*sway*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar

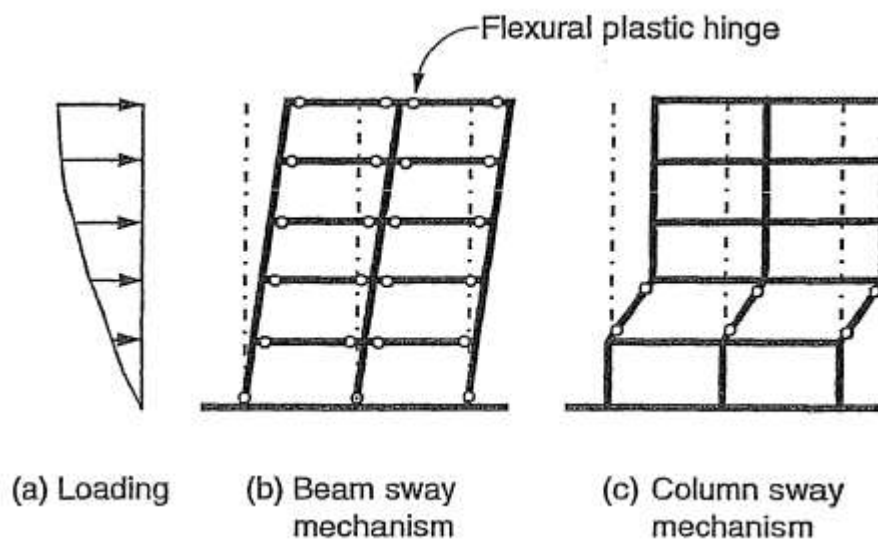
3.15. Sendi plastis terbentuk pada ujung-ujung balok dan kolom yang bertindak sebagai penghubung kedua elemen. *Sway mechanism* dibagi menjadi dua kondisi, yaitu *beam sway mechanism* dan *column sway mechanism* dengan penjelasan keduanya sebagai berikut:

a. *Beam Sway Mechanism*

Pada kondisi ini sendi plastis terbentuk terlebih dahulu pada ujung balok dan terjadi saat balok mengalami momen lentur plastis, dan kolom relatif kaku. Kondisi ini menimbulkan pergeseran lateral (*sway*) dominan akibat rotasi balok, sehingga dikenal sebagai *strong column weak beam* (SCWB).

b. *Column Sway Mechanism*

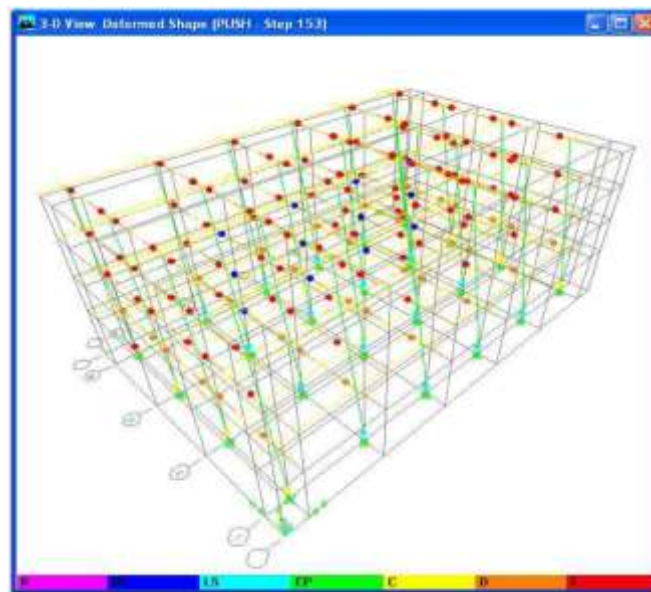
Pada kondisi ini sendi plastis terbentuk terlebih dahulu pada ujung bawah kolom terutama di lantai dasar. Kondisi ini menandakan kolom relatif lemah dibanding balok, yang berisiko menyebabkan kegagalan global. Mekanisme ini menghasilkan deformasi geser besar pada kolom yang bisa menandakan keruntuhan struktur lebih serius.



Gambar 3.15 Mekanisme Pergeseran Lateral

(Sumber : ATC-40, 1996)

program, sehingga posisi dan distribusi sendi plastis bisa diketahui selama analisis berlangsung (Setyadi dan Muntafi, 2024). Dalam Muntafi (2012) dijelaskan, mekanisme ini bekerja dengan memberikan beban lateral bertahap pada struktur sampai terjadi perubahan level kinerja struktur, yang bisa dipantau dari munculnya sendi plastis seperti pada Gambar 3.17. Sendi plastis biasanya pertama kali muncul pada balok atau elemen struktur yang mengalami momen lentur maksimum. Dengan meningkatnya beban, sendi plastis ini menyebar dan membentuk pola mekanisme keruntuhan yang menunjukkan tingkat keamanan dan kapasitas struktur dalam menahan beban gempa. Pola keruntuhan yang diharapkan dari hasil ini adalah *beam sway mechanism* yang menandakan bahwa perencanaan sesuai dengan metode kolom kuat-balok lemah (*strong column weak beam*).



Gambar3.17 Distribusi Sendi Plastis Hasil Analisis Menggunakan *Software* SAP2000

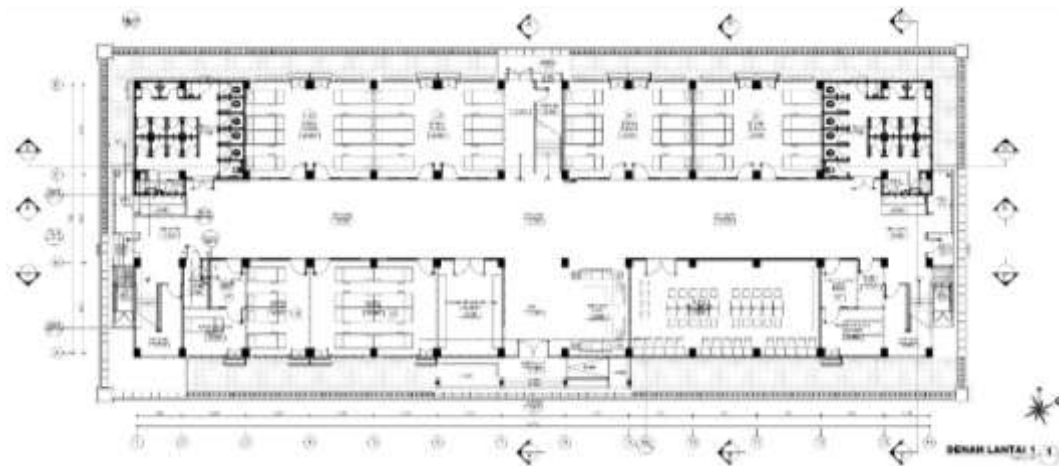
(Sumber : Muntafi, 2012)

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Objek Penelitian

Dalam penelitian ini, objek yang digunakan adalah Gedung Asrama C Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta yang berlokasi di Jln. Gang Bulu, Badut Lor, Argorejo, Kabupaten Bantul, DIY. Gedung tersebut memiliki 4 tingkat dengan tinggi total bangunan yaitu 19,2 m. Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 masing-masing memperlihatkan gambar denah dan tampak dari bangunan yang diteliti.



Gambar 4.1 Denah Lantai 1 Bangunan Gedung Asrama
(Sumber : Data As Built Drawing, 2025)



Gambar 4.2 Tampak Depan Bangunan Gedung Asrama

(Sumber : Data *As Built Drawing*, 2025)

4.2 Data bangunan

Penelitian ini menggunakan data pada dokumen *as built drawing* yang dimiliki PT. Erosia Construction selaku pelaksana proyek. Adapun data-data yang diperoleh sebagai berikut.

1. Data Umum Bangunan

- a. Nama = Asrama C Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta
- b. Lokasi = Jalan Gang Bulu, Badut Lor, Argorejo, Kabupaten Bantul, DIY
- c. Jenis bangunan = Asrama Tempat Tinggal
- d. Jumlah tingkat = 4 tingkat

2. Spesifikasi Material

- a. Mutu beton f'_c = 25 MPa
- b. Modulus elastis beton = $4700 \sqrt{f'_c} = 23500$ MPa
- c. Berat Jenis beton = 2400 kg/m^3
- d. Mutu tulangan = 420A MPa (diameter BJTS $> 10 \text{ mm}$)
420A MPa (diameter BJTP $\leq 10 \text{ mm}$)

3. Dimensi Elemen Struktur

Data elemen-elemen struktur seperti balok, kolom, dan pelat, masing-masing dapat dilihat pada Tabel 4.1, Tabel 4.2, dan Tabel 4.3 berikut ini.

Tabel 4.1 Data Elemen Balok

No	Tipe Balok	Dimensi (mm)	Letak Tulangan	Detail Tulangan		
				Tumpuan	Lapangan	Ujung Bebas
Lantai 2-4						
1	B1	300 x 550	Atas	5D19	3D19	
			Bawah	3D19	4D19	
			Susut	2D13	2D13	
			Sengkang	D10-100	D10-150	
2	B2	300 x 500	Atas	5D19	3D19	3D19
			Bawah	3D19	4D19	2D19
			Susut	2D13	2D13	2D13
			Sengkang	D10-100	D10-150	D10-150
3	B3	250 x 450	Atas	4D19	2D19	
			Bawah	3D19	3D19	
			Sengkang	D10-100	D10-150	
4	B4	250 x 400	Atas	3D16	2D16	3D16
			Bawah	2D16	2D16	2D16
			Sengkang	D10-100	D10-150	D10-100
5	B5	200 x 400	Atas	2D16	2D16	2D16
			Bawah	2D16	2D16	2D16
			Sengkang	D10-100	D10-150	D10-150
6	B7	250 x 550	Atas	3D16	2D16	3D16
			Bawah	2D16	2D16	2D16
			Sengkang	D10-100	D10-150	D10-100
Lantai Dak						
1	B1	300 x 550	Atas	5D19	3D19	
			Bawah	3D19	4D19	
			Susut	2D13	2D13	
			Sengkang	D10-100	D10-150	
2	B2	300 x 500	Atas	5D19	3D19	3D19
			Bawah	3D19	4D19	2D19
			Susut	2D13	2D13	2D13
			Sengkang	D10-100	D10-150	D10-150
3	B3	250 x 450	Atas	4D19	2D19	
			Bawah	3D19	3D19	
			Sengkang	D10-100	D10-150	
4	B4	250 x 400	Atas	3D16	2D16	3D16
			Bawah	2D16	2D16	2D16

Sumber : Data As Built Drawing (2025)

Tabel 4.2 Data Elemen Kolom

No	Tipe Kolom	Dimensi (mm)	Jenis Tulangan	Detail Tulangan			
				Atas	Tengah	Bawah	Joint
Lantai 1							
1	K1	450 x 600	Utama	18D19	18D19	18D19	18D19
			Sengkang	D1-100	D1-150	D1-100	D1-100
2	K2	300 x 300	Utama	8D16	8D16	8D16	8D16
			Sengkang	D1-100	D1-150	D1-100	D1-100
Lantai 2							
1	K1	450 x 600	Utama	18D19	18D19	18D19	18D19
			Sengkang	D1-100	D1-150	D1-100	D1-100
Lantai 3							
1	K1	450 x 600	Utama	18D19	18D19	18D19	18D19
			Sengkang	D1-100	D1-150	D1-100	D1-100
2	K1a	450 x 600	Utama	18D19	18D19	18D19	18D19
			Sengkang	D1-100	D1-150	D1-100	D1-100
Lantai 4							
1	K1	450 x 600	Utama	18D19	18D19	18D19	18D19
			Sengkang	D1-100	D1-150	D1-100	D1-100

Sumber : Data *As Built Drawing* (2025)

Tabel 4.3 Tipe dan Dimensi Pelat

No	Lantai	Tipe Pelat	Tebal (mm)	Detail Tulangan
1	2-4	Pelat B	120	Wiremesh M8
			120	D10-600
2	Dak	Pelat C	150	Wiremesh M8
			150	D10-600

Sumber : Data *As Built Drawing* (2025)

4.3 Aplikasi Penelitian

Dalam penelitian yang dilakukan, digunakan beberapa aplikasi berupa *software* sebagai penunjang pelaksanaan penelitian agar lebih mudah dalam memperhitungkan dan menyelesaikan masalah. Berikut beberapa aplikasi yang digunakan pada penelitian ini.

1. AutoCAD, digunakan sebagai media pembacaan dokumen *as built drawing* bangunan gedung.
2. Microsoft Excel, digunakan untuk melakukan perhitungan serta analisis data yang akan di *input* ETABS serta *output* yang dihasilkannya.

3. ETABS, digunakan untuk memodelkan bangunan yang akan dianalisis dengan meng-*input* olah data dari Excel dan AutoCAD.

4.4 Tahapan Penelitian

Tahapan yang dilakukan pada penelitian ini dijelaskan pada poin-poin berikut ini.

1. Studi literatur

Pada tahap ini, dilakukan kajian literatur dari berbagai sumber seperti buku, jurnal ilmiah, standar-standar (misalnya SNI dan ATC-40), dan penelitian terdahulu yang terkait dengan analisis *pushover* dan struktur tahan gempa. Tujuan tahapan ini adalah memperoleh pemahaman teoritis mengenai prinsip perhitungan beban gempa, konsep dasar analisis *pushover* meliputi *performance point* dan level kinerja bangunan, serta metodologi yang digunakan dalam penelitian sejenis.

2. Pengumpulan data

Tahapan ini meliputi pengumpulan data primer dan sekunder yang diperlukan untuk analisis, seperti data geometri bangunan pada *as built drawing*, mutu material beton dan baja, data kondisi tanah, serta data pembebanan sesuai standar yang berlaku. Data yang dikumpulkan akan digunakan sebagai dasar pemodelan dan perhitungan dalam analisis struktur.

3. Pemodelan bangunan

Pada tahap ini, bangunan dimodelkan secara tiga dimensi menggunakan *software* analisis struktur ETABS. Pemodelan mencakup penentuan dimensi elemen-elemen utama (balok, kolom, pelat), tipe pembebanan, serta pengaturan *boundary condition* sesuai kondisi eksisting atau rancangan.

4. Perhitungan pembebanan

Melakukan analisis dan perhitungan semua jenis beban yang bekerja pada bangunan, termasuk beban mati dan beban hidup yang didefinisikan pada SNI 1727:2020, serta beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019. Perhitungan ini melibatkan penentuan besar beban pada tiap elemen struktur sesuai peraturan dan rekomendasi standar yang berlaku di Indonesia.

5. *Input* pembebanan

Data pembebanan yang telah dihitung kemudian dimasukkan ke dalam model struktur di perangkat lunak ETABS. Proses ini mencakup *input* beban gravitasi (mati & hidup), beban lateral seperti beban gempa, serta pengelompokan kombinasi pembebanan untuk analisis lebih lanjut.

6. Analisis struktur bangunan

Analisis struktur dilakukan untuk mengetahui respons elastis bangunan terhadap kombinasi pembebanan. Pada tahap ini diperoleh data gaya-gaya dalam, defleksi, serta perilaku awal struktur dengan analisis statik ekuivalen dan analisis respons spektrum sebelum dilakukan analisis *pushover* (NSP). Pada tahap ini juga dilakukan pengecekan ketidakberaturan bangunan, *drift ratio*, dan pengaruh P-delta dari *output* kedua analisis awal (analisis statik ekuivalen dan analisis respons spektrum).

7. Penentuan sendi plastis balok dan kolom

Menentukan lokasi, jumlah, dan karakteristik sendi plastis pada elemen balok dan kolom yang akan digunakan dalam analisis *pushover*. Penentuan sendi plastis berdasarkan kapasitas momen, daktilitas elemen, serta spesifikasi detail penulangan untuk memodelkan perilaku nonlinier elemen struktur.

8. Analisis *pushover*

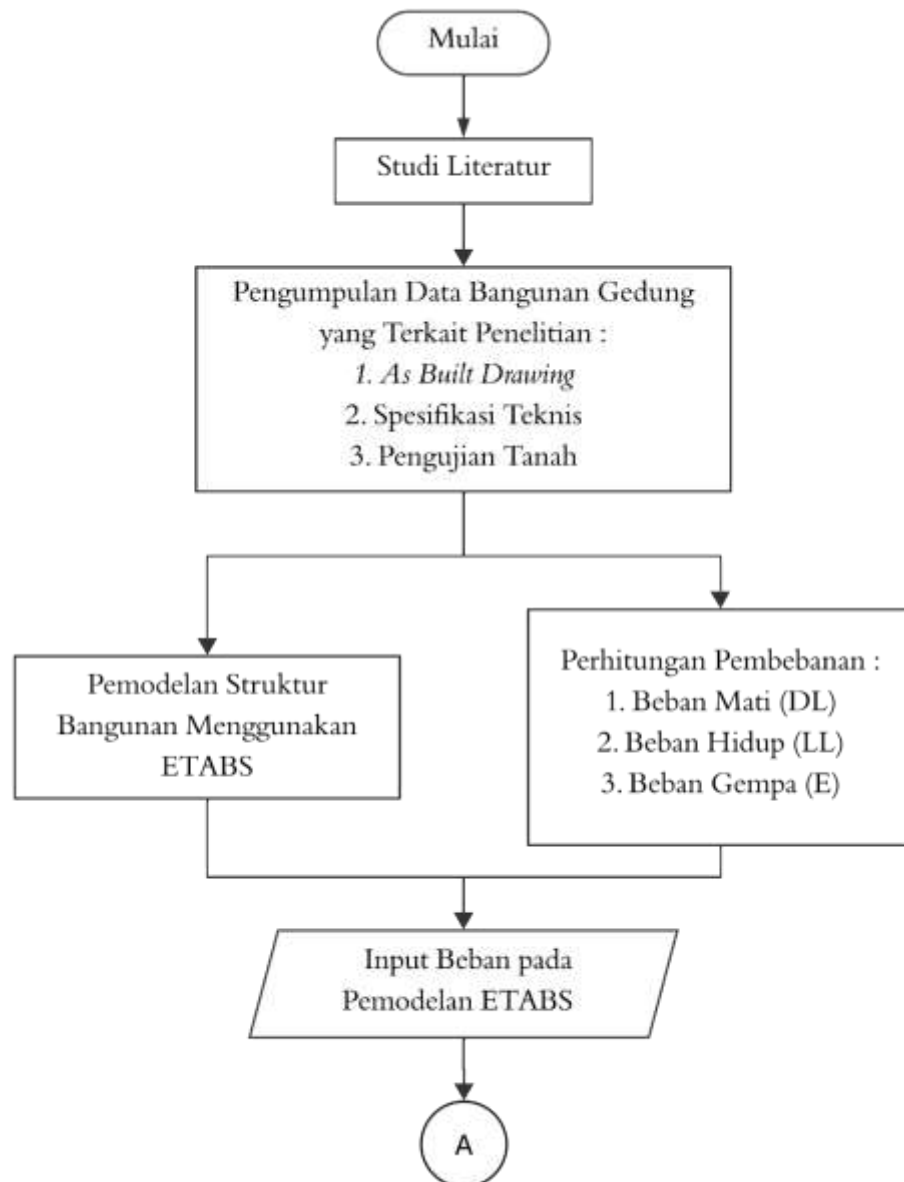
Melaksanakan analisis *pushover*, yaitu analisis statik nonlinier untuk memahami kapasitas performa struktur dalam menghadapi beban lateral hingga kondisi ultimit. Hasil analisis berupa kurva kapasitas (*pushover curve*), titik performa, dan level kinerja struktur (*performance level*) berdasarkan kriteria ATC-40.

9. Kesimpulan

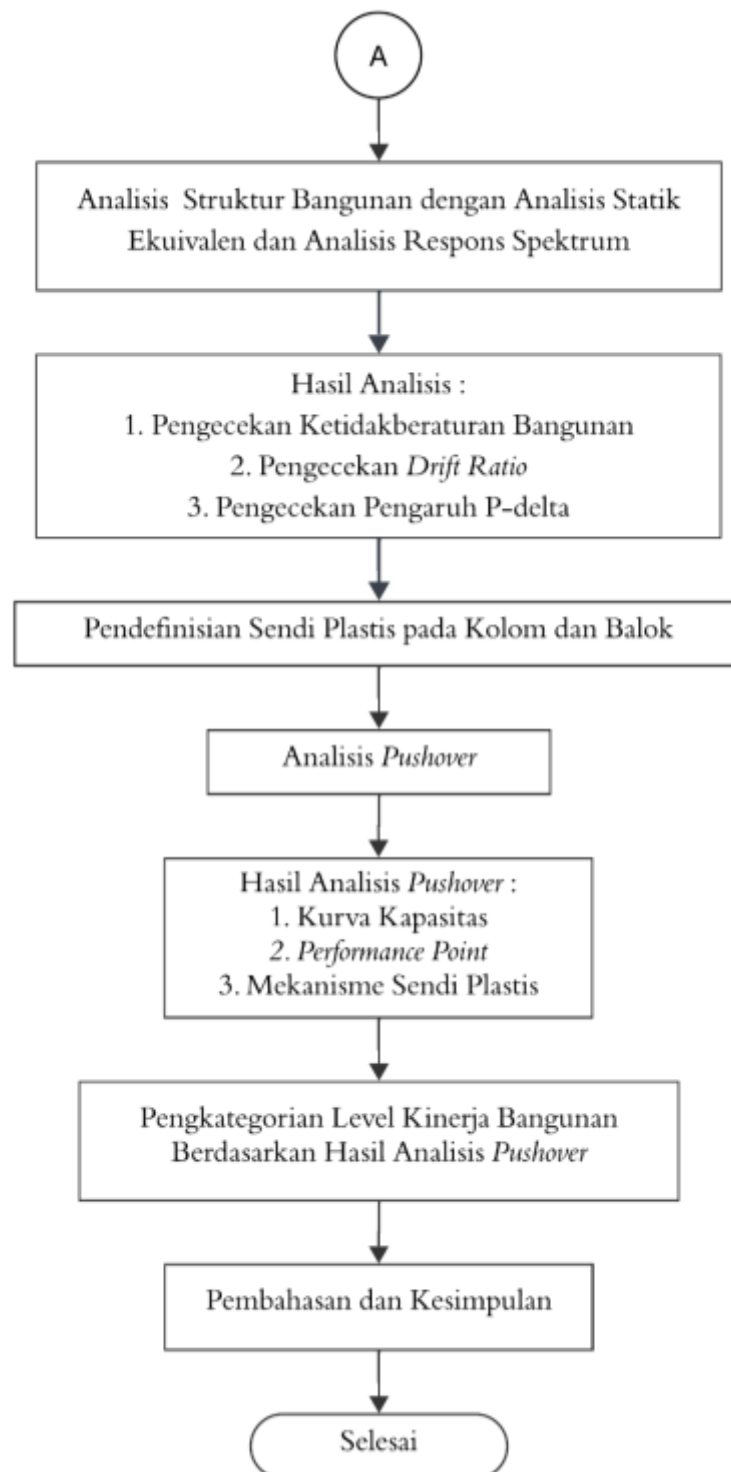
Menyusun kesimpulan dari seluruh rangkaian penelitian, termasuk pencapaian level kinerja struktur berdasarkan hasil analisis *pushover*, serta memberikan rekomendasi terkait desain atau penguatan struktur berdasarkan temuan penelitian.

4.5 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir dari tahapan penelitian ini ditunjukkan pada Gambar 4.3 berikut.



Gambar 4.3 Bagan Alir Tahapan Penelitian



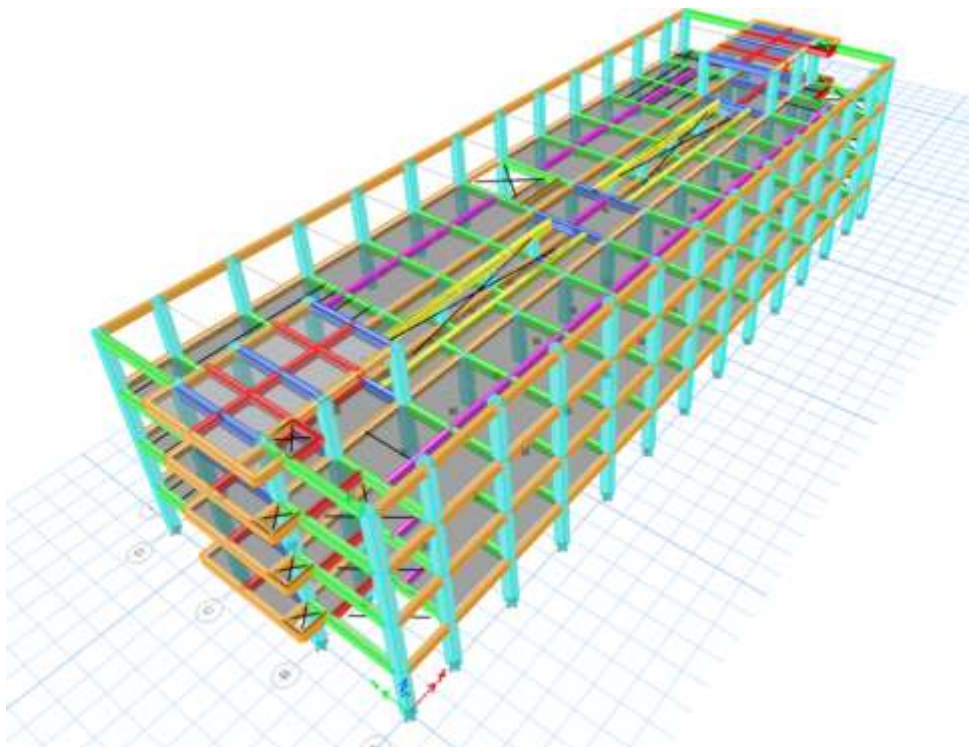
Lanjutan Gambar 4.3 Bagan Alir Tahapan Penelitian

BAB V

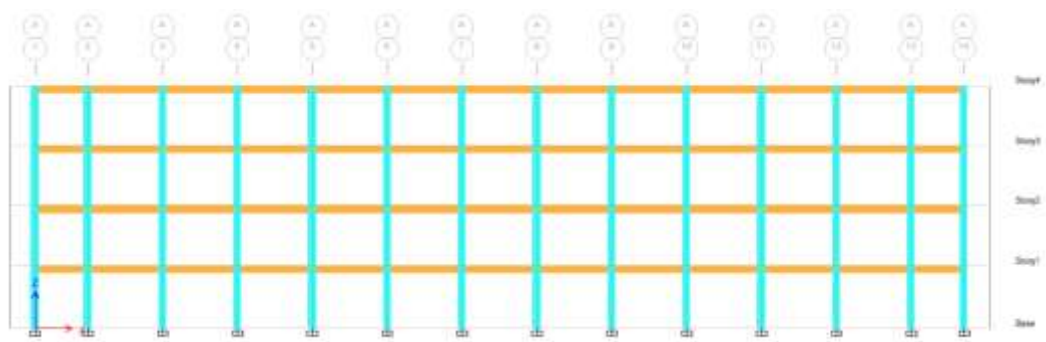
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Pemodelan Bangunan

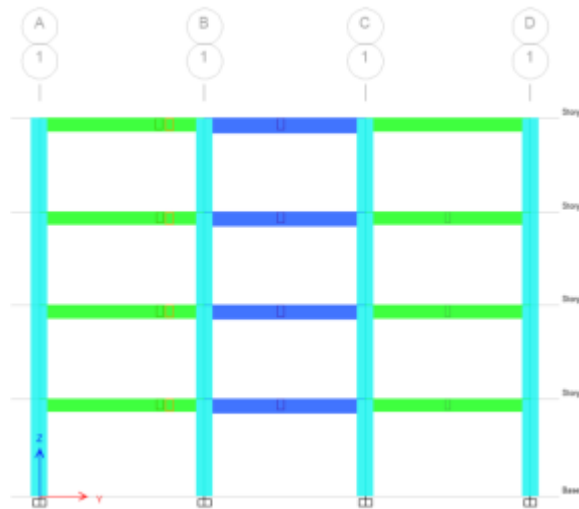
Pemodelan bangunan dilakukan menggunakan *software* ETABS dengan mendefinisikan material serta elemen struktur seperti kolom, balok, dan pelat. Hasil pemodelan dapat dilihat pada Gambar 5.1 – 5.4 berikut.



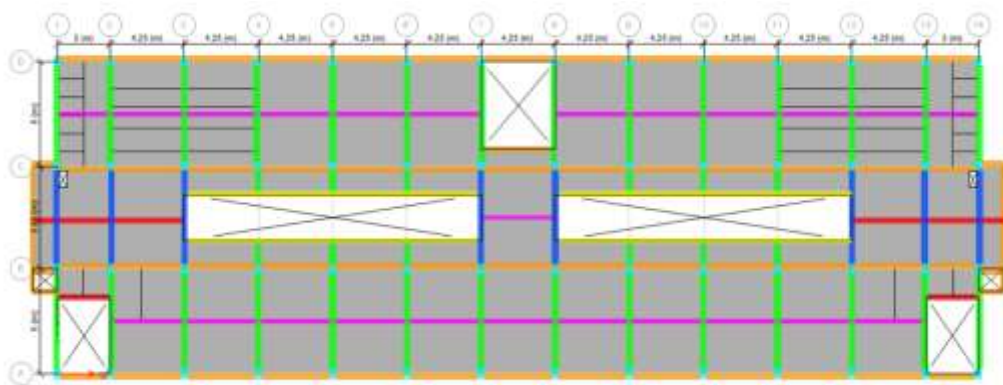
Gambar 5.1 3D Model Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta



Gambar 5.2 Tampak X-Z Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta



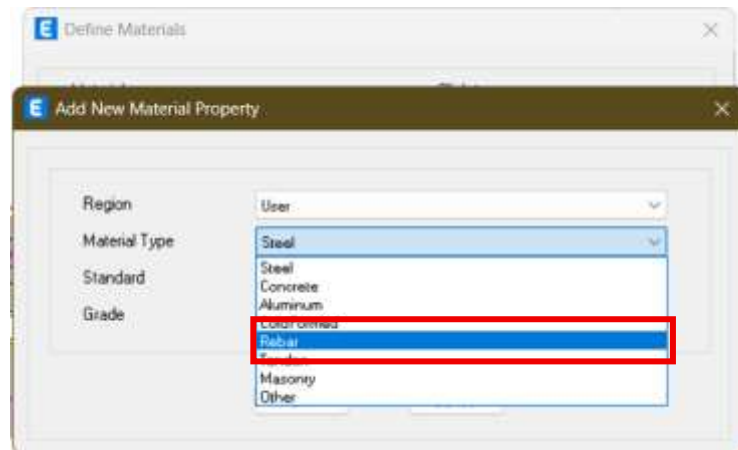
Gambar 5.3 Tampak Y-Z Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta



Gambar 5.4 Tampak X-Y Bangunan Gedung Asrama Mu'allimin Yogyakarta

5.1.1 Properti Material

Pendefinisian material dilakukan agar memastikan kesesuaiannya dengan mutu material yang digunakan. Diawali tahapan awal dengan klik *Define – Material Properties – Add New Material* – pilih *region “user”* serta material yang akan digunakan, misal: rebar/baja tulangan (Gambar 5.5).



Gambar 5.5 Add New Material Property

1. Baja Tulangan

Pada tab *Material Property Data input* keterangan material serta modulus elastisitas tulangan berdasarkan data, lalu klik *Modify/Show Material Property Design Data* (Gambar 5.6), kemudian *input* nilai mutu tulangan (Gambar 5.7) dari data spesifikasi teknis dan/atau SNI terkait.



Gambar 5.6 Material Property Data Tulangan

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: BUTS 420A

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: BUTS 420A

Design Properties for Rebar Material

Minimum Yield Strength, F_y : 425 MPa

Maximum Tensile Strength, F_u : 525 MPa

Expected Yield Strength, F_{ye} : 425 MPa

Expected Tensile Strength, F_{ue} : 525 MPa

OK Cancel

Gambar 5.7 Material Property Design Data Tulangan

2. Beton

Pada tab *Material Property Data* input keterangan material serta modulus elastisitas beton berdasarkan rumusnya, lalu klik *Modify/Show Material Property Design Data* (Gambar 5.8), kemudian *input* nilai mutu beton (Gambar 5.9) dari data spesifikasi teknis.

Material Property Data

General Data

Material Name: F'c 25 MPa

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 20.5631 kN/m³

Mass per Unit Volume: 2402.77 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E : 21500 MPa

Poisson's Ratio, ν : 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, α : 0.0000089 1/C

Shear Modulus, G : 9791.67 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

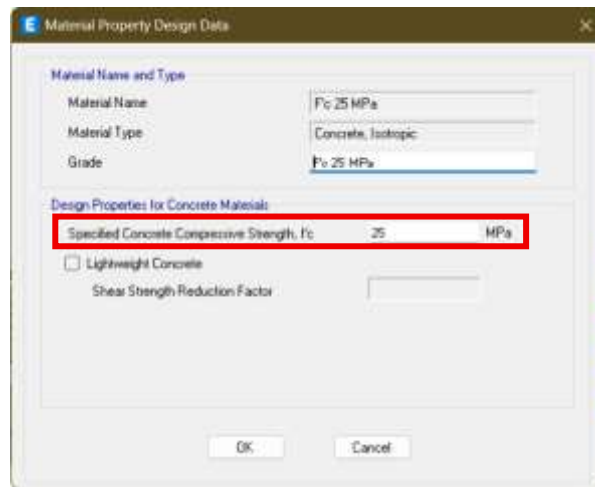
Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Sections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) ☐ User Specified

OK Cancel

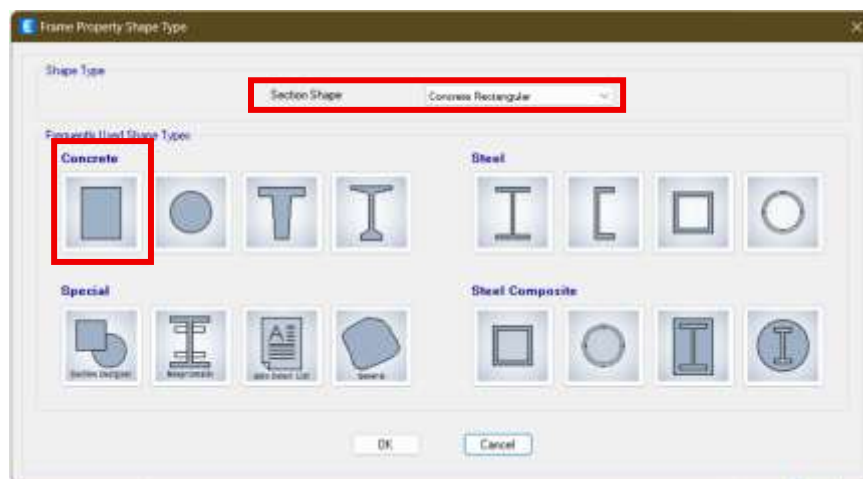
Gambar 5.8 Material Property Data Beton



Gambar 5.9 Material Property Design Data Beton

5.1.2 Pemodelan Kolom

Dalam memodelkan kolom digunakan *property shape* tipe *rectangular section*, adapun tahapannya *Define – Section Properties – Frame Sections – Add New Property* – pada tab *Frame Property Shape Type*, *Section Shape* pilih *Concrete Rectangular* dan *shape types* pilih *Rectangular Section Concrete* (Gambar 5.10).



Gambar 5.10 Frame Property Shape Type Kolom

Masukan data dan keterangan kolom pada tab *Frame Section Property Data* (Gambar 5.11) kemudian klik *Modify/Show Rebar* untuk melakukan penyesuaian data penulangan (Gambar 5.12) dan klik *Modify/Show Modifiers* untuk melakukan penyesuaian faktor modifikasi inersia kolom (Gambar 5.13).

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: I-1

Material: Fy 25 MPa

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 450 mm

Width: 600 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Gambar 5.11 Frame Section Property Data Kolom

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ PM2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beams)

Rebar Material

Longitudinal Bars: S.ITS 420A

Confinement Bars (Ties): S.ITS 420A

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 40 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-d Face: 6

Number of Longitudinal Bars Along 2-d Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 204 mm²

Confinement Bar Size and Area: 204 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 79 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 150 mm

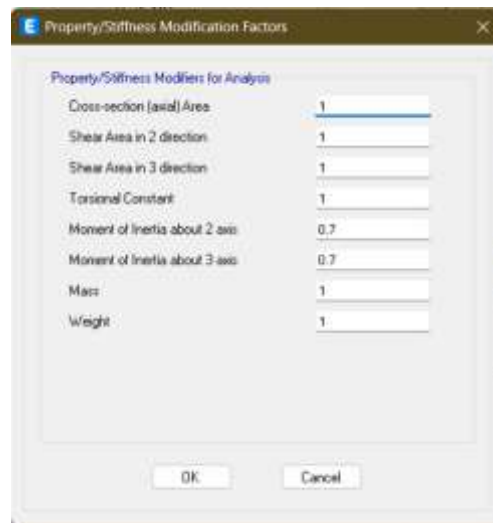
Number of Confinement Bars in 3-d: 4

Number of Confinement Bars in 2-d: 4

OK

Cancel

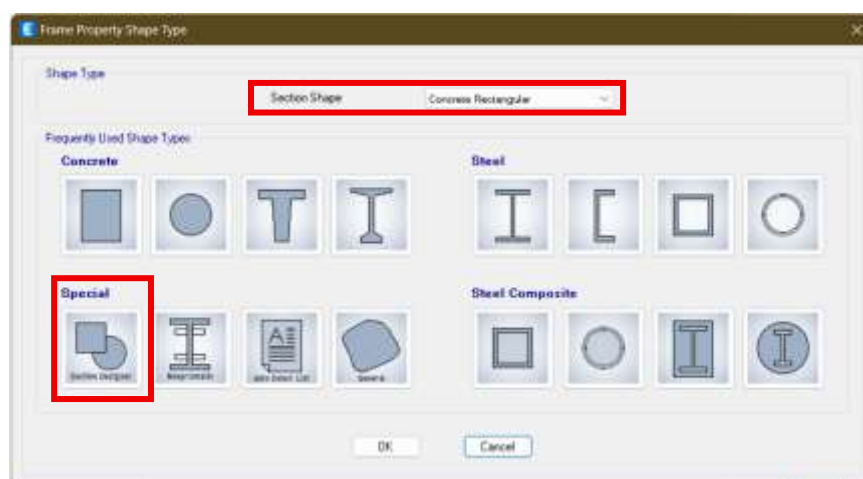
Gambar 5.12 Frame Section Property Reinforcement Data Kolom



Gambar 5.13 *Property/Stiffness Modification Factors* Kolom

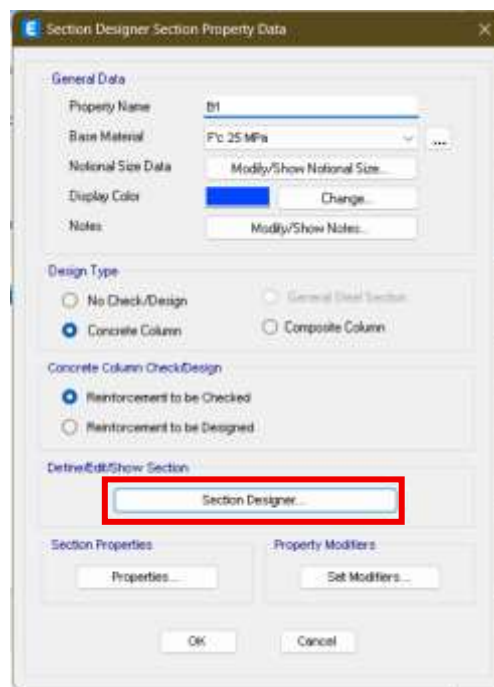
5.1.3 Pemodelan Balok

Untuk balok digunakan *property shape* tipe *section designer*, hal ini dikarenakan desain balok pada *as built drawing* memiliki tulangan rangkap sehingga perlu menggunakan *section designer* agar dapat dimodelkan secara mendetail. Urutan tahapannya yaitu, *Define – Section Properties – Frame Sections – Add New Property* – pada tab *Frame Property Shape Type*, *Section Shape* pilih *Concrete Rectangular* dan *shape types* pilih *Section Designer Special* (Gambar 5.14).

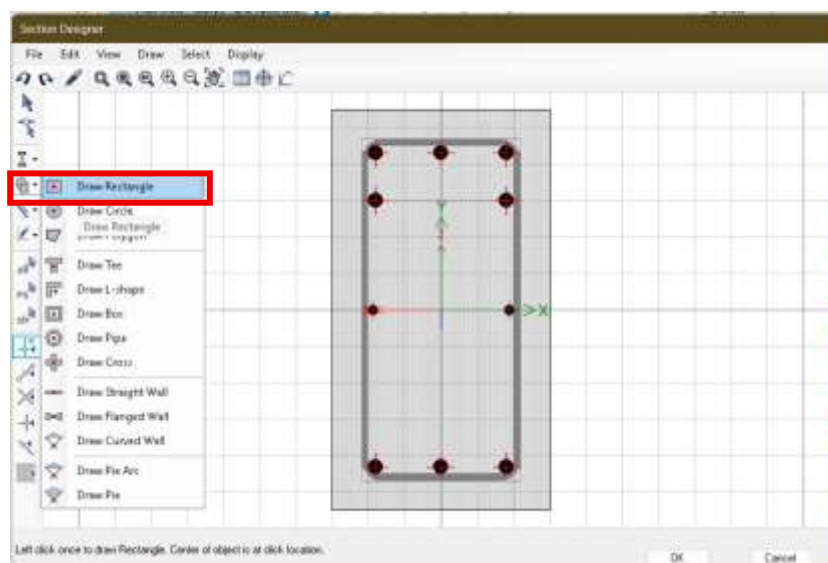


Gambar 5.14 *Frame Property Shape Type* Balok

Lakukan penyesuaian data dan keterangan balok pada tab *Section Designer* *Section Property Data* (Gambar 5.15) kemudian klik *Section Designer*, dan pada tab tersebut klik *Draw Concrete Shape* untuk melakukan desain terhadap balok (Gambar 5.16) lalu pilih *Draw Rectangle* untuk memodelkan balok berbentuk kotak.

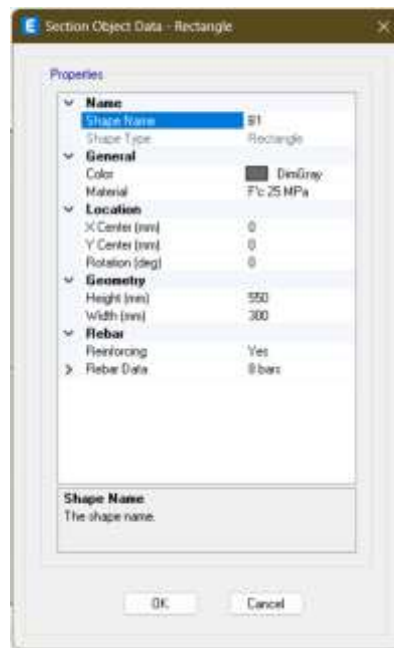


Gambar 5.15 Section Designer Section Property Data Balok



Gambar 5.16 Section Designer Balok

Klik kanan pada objek untuk melakukan *input* data balok seperti dimensi dan tulangan berdasarkan *as built drawing* (Gambar 5.17) lalu kembali pada tab *Section Designer Section Property Data* dan klik *Set Modifiers* untuk melakukan penyesuaian faktor modifikasi inersia balok (Gambar 5.18)



Gambar 5.17 Section Object Data Balok



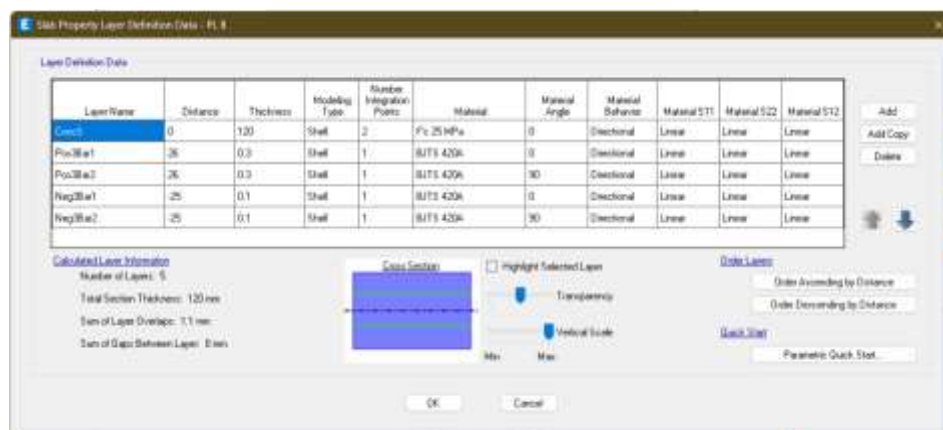
Gambar 5.18 Property/Stiffness Modification Factors Balok

5.1.4 Pemodelan Pelat

Dikarenakan desain pelat didasari pada *as built drawing*, maka pelat dimodelkan dengan *modelling type layered*. Tahapan pemodelan pelat/slab yaitu, *Define – Section Properties – Slab Sections – Add New Property* – pada tab *Slab Property Data*, *Modeling Type* pilih tipe *Layered* lalu klik *Modify/Show Layered Slab Data* untuk memodelkan pelat (Gambar 5.19), kemudian pilih *Parametric Quick Start* seperti pada Gambar 5.20.

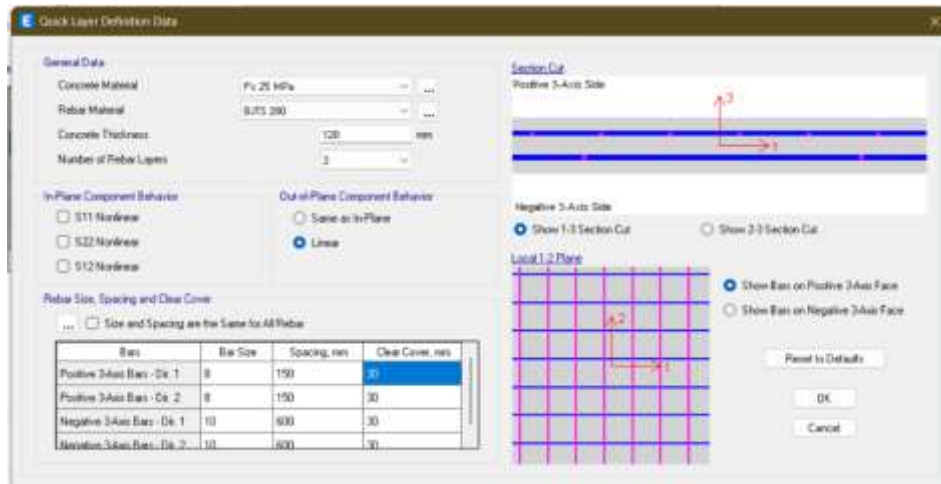


Gambar 5.19 Slab Property Data



Gambar 5.20 Slab Property Layer Definition Data

Gambar 5.21 menunjukkan tab *Quick Layer Definition Data* input data sesuai *as built drawing* terkait dimensi dan penulangan maupun data spesifikasi teknis terkait penggunaan material.



Gambar 5.21 Quick Layer Definition Data

5.2 Pembebanan Struktur

Dalam melakukan analisis struktur bangunan perlu memperhitungkan pembebanan meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa yang berdasarkan pada SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020 dengan berikut pembahasannya.

5.2.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang berasal dari berat material yang digunakan maupun terdapat pada elemen bangunan. Beban mati diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu Beban Mati (*dead load*) yang berasal dari berat sendiri elemen-elemen struktur utama dan Beban Mati Tambahan (*super imposed dead load*) yang berasal dari beban non-struktural permanen, seperti finishing lantai, plester, dan plafon. Dalam analisis ETABS beban mati (*dead load*) atau *element self mass* sudah diperhitungkan otomatis pada saat memodelkan elemen struktur, sehingga hanya perlu memperhitungkan beban mati tambahan.

1. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

$$\text{Keramik + spesi 25 mm} = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pasir tebal 5 cm} = 0,015 \text{ kN/m}^2 \text{ (per mm tebal)} \times 50 \text{ mm} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Saluran Mekanikal} = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Plafon Gypsum} &= 0,008 \text{ kN/m}^2 \text{ (per mm tebal) } \times 12 \text{ mm} = 0,096 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Rangka Plafon} &= \underline{0,1 \text{ kN/m}^2} + \\
 Q_{\text{SIDL Pelat Lantai}} &= 2,236 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Beban Mati Tambahan Pelat Atap

$$\begin{aligned}
 \text{Spesi 3 cm} &= 20,4 \text{ kN/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 0,612 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Waterproofing} &= 0,05 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Saluran Mekanikal} &= 0,19 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Plafon Gypsum} &= 0,008 \text{ kN/m}^2 \text{ (per mm tebal) } \times 12 \text{ mm} = 0,096 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Rangka Plafon} &= \underline{0,1 \text{ kN/m}^2} + \\
 Q_{\text{SIDL Pelat Lantai}} &= 1,048 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Beban Mati Tambahan Dinding

$$\begin{aligned}
 \text{a. Berat Dinding 2,95 m} &= (\text{hebel} + 2 \times \text{plesteran}) \times \text{tinggi dinding} \\
 &= (0,925 \text{ kN/m}^2 + 2 \times 0,25 \text{ kN/m}^2) \times 2,95 \text{ m} \\
 &= 4,174 \text{ kN/m} \\
 \text{b. Berat Dinding 2,90 m} &= (\text{hebel} + 2 \times \text{plesteran}) \times \text{tinggi dinding} \\
 &= (0,925 \text{ kN/m}^2 + 2 \times 0,25 \text{ kN/m}^2) \times 2,90 \text{ m} \\
 &= 4,104 \text{ kN/m} \\
 \text{c. Berat Dinding 2,85 m} &= (\text{hebel} + 2 \times \text{plesteran}) \times \text{tinggi dinding} \\
 &= (0,925 \text{ kN/m}^2 + 2 \times 0,25 \text{ kN/m}^2) \times 2,85 \text{ m} \\
 &= 4,033 \text{ kN/m} \\
 \text{d. Berat Dinding 2,24 m} &= (\text{hebel} + 2 \times \text{plesteran}) \times \text{tinggi dinding} \\
 &= (0,925 \text{ kN/m}^2 + 2 \times 0,25 \text{ kN/m}^2) \times 2,24 \text{ m} \\
 &= 3,170 \text{ kN/m} \\
 \text{e. Berat Dinding 3,28 m} &= (\text{hebel} + 2 \times \text{plesteran}) \times \text{tinggi dinding} \\
 &= (0,925 \text{ kN/m}^2 + 2 \times 0,25 \text{ kN/m}^2) \times 3,28 \text{ m} \\
 &= 4,641 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban Mati Tambahan Pelat Tangga

$$\begin{aligned}
 \text{Pasir tebal 5 cm} &= 0,015 \text{ kN/m}^2 \text{ (per mm tebal) } \times 50 \text{ mm} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Keramik + spesi 25 mm} &= 1,1 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Anak Tangga (optrede/2)} &= \underline{23,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,085 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}^2} + \\
 Q_{\text{SIDL Pelat Tangga}} &= 3,848 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5. Beban Mati Tambahan Pelat Bordes

$$\text{Pasir tebal 5 cm} = 0,015 \text{ kN/m}^2 \text{ (per mm tebal)} \times 50 \text{ mm} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Keramik + spesi 25 mm} = \underline{1,1 \text{ kN/m}^2} +$$

$$\text{Q}_{\text{SIDL}} \text{ Pelat Tangga} = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2 Beban Hidup

Penentuan penggunaan beban hidup diatur dalam SNI 1727-2020 yang berdasarkan fungsi setiap ruang pada bangunan. Diantara beban hidup yang digunakan pada bangunan asrama yaitu sebagai berikut.

- | | |
|---------------------------------|--------------------------|
| 1. Lobi dan Koridor Lantai 1 | = 4,79 kN/m ² |
| 2. Koridor di atas Lantai 1 | = 3,83 kN/m ² |
| 3. Ruang Pribadi (Kamar Santri) | = 1,92 kN/m ² |
| 4. Ruang Pribadi (Musyrif) | = 1,92 kN/m ² |
| 5. Ruang Publik (Jemuran) | = 4,79 kN/m ² |
| 6. Ruang Teknis/Kantor/Gudang | = 2,4 kN/m ² |
| 7. Ruang Pelayanan Musyrif | = 2,4 kN/m ² |
| 8. Gudang | = 2,4 kN/m ² |
| 9. Toilet | = 2,87 kN/m ² |
| 10. Tangga | = 4,79 kN/m ² |
| 11. Bordes | = 4,79 kN/m ² |
| 12. Atap | = 0,96 kN/m ² |

5.2.3 Beban Gravitasi Berdasarkan Berat Seismik Efektif

Dalam SNI 1726:2019 berat seismik efektif memperhitungkan beban mati serta tambahan beban hidup sebesar 25% apabila terdapat beban ruang penyimpanan yang lebih dari 5% terhadap berat total pada tingkat yang ditinjau. Dikarenakan beban ruang penyimpanan kurang dari 5%, persyaratan tersebut tidak perlu dilakukan dan hanya memperhitungkan beban mati dalam melakukan kontrol berat bangunan. Adapun hasil dari perhitungan keseluruhan massa bangunan secara manual dan hasil ETABS dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Rekapitulasi Berat Seismik Efektif Elemen Struktur secara Manual

Tingkat	Kolom (kg)	Balok (kg)	Pelat (kg)	Tangga (kg)	Beban Gravitasi (kg)	Beban Dinding (kg)	Total Tiap Lantai (kg)
Base	65318,4						65318,400
1	127008	176462,4	236201,04	15701	199771,807	158277,919	913421,886
2	123379,2	176462,4	236201,04	17929,2	199771,807	158277,919	912021,533
3	105753,6	176462,4	236201,04	17929,2	199771,807	159815,523	895933,538
4	44064	68848,8	30537		24007,483	19273,425	186730,708
Total Seluruh Lantai =							2973426,066

Tabel 5.2 Rekapitulasi Berat Seismik Efektif Bangunan Manual dan ETABS

Tingkat	Manual (kg)	ETABS (kg)	Rasio Tiap Lantai terhadap Hitungan Manual
Base	65318,400	65393,78	0,1%
1	913421,886	911645,06	0,2%
2	912021,533	907634,24	0,5%
3	895933,538	891526,37	0,5%
4	186730,708	195257,74	4,6%
Total	2973426,066	2971457,19	0,07%

Dari tabel hasil perhitungan di atas, rasio berat seismik efektif total senilai 0,07%, sehingga memenuhi persyaratan perbandingan berat seismik efektif yaitu rasio berat seismik efektif $\leq 5\%$. Nilai batas 5% merupakan *engineering tolerance* atau *engineering judgement*.

5.2.4 Beban Gempa

Bangunan yang diteliti berlokasi di Jalan Suroto 5, Kelurahan Argorejo, Kecamatan Sedayu, Kabupaten Bantul, DIY. Adapun bangunan tersebut memiliki empat tingkat dengan total tinggi bangunan sebesar 13,75 meter dan difungsikan sebagai bangunan asrama tempat tinggal. Berikut tahapan perhitungan beban gempa berdasarkan parameter percepatan gempa sehingga menghasilkan respons spektrum gempa.

1. Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs pada penelitian ini berdasarkan pada nilai kecepatan rata-rata gelombang geser di kedalaman 30 meter (V_{s30}) yang diperoleh melalui data USGS, dan didapatkan nilai V_{s30} senilai 294,54 m/s. Dari nilai V_{s30} yang

diperoleh, berdasarkan Tabel 3.5 kelas situs bangunan berupa Tanah Sedang (SD). Selain penentuan kelas situs ditentukan parameter lainnya seperti kategori risiko dan faktor keutamaan gempa sebagai berikut.

- a. Kelas Situs : Tanah Sedang (SD)
- b. Fungsi Bangunan : Asrama
- c. Kategori Risiko : II
- d. Keutamaan Gempa (I_e) : 1

2. Respons Spektral Percepatan Terpetakan (S_s dan S_1)

Respons spektral percepatan terpetakan periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_1) diperoleh melalui Peta Respons Spektral Percepatan pada Gambar 3.4 untuk nilai S_s dan Gambar 3.5 untuk nilai S_1 yang berdasarkan pada SNI 1726:2019. Pada penelitian ini, nilai S_s dan S_1 diambil secara akurat melalui *website* <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> milik Kementerian Perumahan Umum dan Pekerjaan Rakyat (PUPR). Nilai S_s dan S_1 diperoleh dengan *input* koordinat lokasi bangunan pada *web* tersebut, sehingga diperoleh masing-masing nilai sebagai berikut.

- a. $S_s = 1,0206 \text{ g}$
- b. $S_1 = 0,4809 \text{ g}$

3. Koefisien Situs (F_a dan F_v)

Koefisien situs merupakan faktor amplifikasi terkait percepatan getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan periode 1 detik (F_v). Faktor amplifikasi ini berfungsi untuk memodifikasi masing-masing nilai respons spektral percepatan terpetakan sehingga spektrum gempa tidak hanya mewakili kondisi tanah dasar (terpetakan) tapi juga kondisi tanah aktual atau di permukaan. Nilai F_a ditentukan pada Tabel 3.6 dan F_v pada Tabel 3.7, karena nilai S_s dan S_1 berada pada rentang nilai yang terdapat di tabel sehingga dilakukan interpolasi dan diperoleh masing-masing hasilnya sebagai berikut.

- a. $F_a = 1,0918$
- b. $F_v = 1,8191$

4. Respons Spektral Percepatan di Permukaan Tanah (S_{MS} dan S_{M1})

Respons spektral percepatan di permukaan tanah pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) disesuaikan pengaruh kelas situs berdasarkan koefisien kelasnya. Perhitungan nilai S_{MS} dan S_{M1} masing-masing ditentukan dengan perumusan Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2 di atas dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{a. } S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\ &= 1,0918 \times 1,0206 \\ &= 1,1143 \text{ g} \\ \text{b. } S_{M1} &= F_v \cdot S_1 \\ &= 1,8191 \times 0,4809 \\ &= 0,8748 \text{ g} \end{aligned}$$

5. Percepatan Spektral Desain (S_{DS} dan S_{D1})

Percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) ditentukan melalui perumusan Persamaan 3.3 dan Persamaan 3.4 di atas dengan perhitungan sebagai berikut.

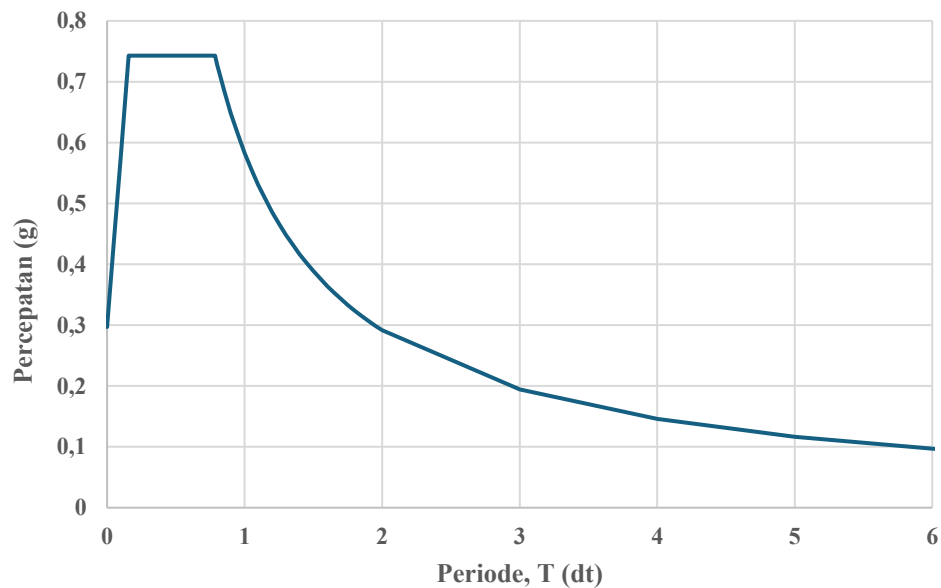
$$\begin{aligned} \text{a. } S_{DS} &= 2/3 \cdot S_{MS} \\ &= 2/3 \cdot 1,1143 \\ &= 0,7428 \text{ g} \\ \text{b. } S_{D1} &= 2/3 \cdot S_{M1} \\ &= 2/3 \cdot 0,8748 \\ &= 0,5832 \text{ g} \end{aligned}$$

6. Spektrum Respons Desain (S_a)

Dalam pembuatan respons spektrum gempa, perhitungan nilai-nilai spektrum respons desain (S_a) dipengaruhi oleh batas periode kurva respons spektrum desain meliputi periode transisi awal dengan percepatan maksimum (T_0), periode utama dengan kecepatan konstan (T_s), dan periode panjang (T_L). Berikut perhitungan nilai T_0 , T_s , T_L , dan S_a berdasarkan rumusan Persamaan 3.5, Persamaan 3.6, dan Persamaan 3.7 di atas.

$$\begin{aligned}
 \text{a. } T_0 &= 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= 0,2 \frac{0,5832}{0,7428} \\
 &= 0,1570 \text{ detik} \\
 \text{b. } T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,5832}{0,7428} \\
 &= 0,7851 \text{ detik} \\
 \text{c. } T_L &= 20 \text{ detik, diperoleh dari peta transisi panjang pada} \\
 &\quad \text{Gambar 3.7 yang berdasarkan SNI 1726:2019 atau} \\
 &\quad \text{melalui web } \underline{\text{https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/}} \\
 &\quad \text{sesuai koordinat lokasi bangunan yang diteliti.} \\
 \text{d. untuk } T < T_0, S_a &= S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\
 &= 0,7428 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,1570} \right) \\
 &= 0,297 \text{ g} \\
 \text{untuk } T_0 \leq T \leq T_s, S_a &= S_{DS} \\
 &= 0,7428 \text{ g} \\
 \text{untuk } T_s < T \leq T_L, S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\
 &= \frac{0,5832}{0,8} \\
 &= 0,729 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan parameter spektrum respons desain di atas, diperoleh grafik respons spektrum gempa yang dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.



Gambar 5.22 Grafik Respons Spektrum Gempa

7. Penentuan Kategori Desain Seismik dan Sistem Struktur

Berdasarkan Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 yang bersumber SNI 1726:2019 serta perhitungan nilai S_{DS} dan S_{DI} yang dilakukan, bangunan yang diteliti termasuk dalam kategori desain seismik D. Untuk sistem struktur bangunan berdasarkan data *as built drawing* yang dikaitkan pada Tabel 3.10 di atas termasuk dalam Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dengan beberapa parameter dari sistem strukturnya sebagai berikut.

- a. Koefisien modifikasi respons, $R = 8$
- b. Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0 = 3$
- c. Faktor pembesaran defleksi, $C_d = 5,5$

5.3 Analisis Gaya Lateral/Statik Ekuivalen

Pada analisis statik ekuivalen diperlukan perhitungan serta penentuan periode struktur (T) dan koefisien respons seismik (C_s) sehingga analisis dapat dilakukan. Berikut parameter yang diperhitungkan pada analisis statik ekuivalen.

5.3.1 Periode Struktur

Dalam menentukan periode struktur yang akan digunakan pada tahap analisis nantinya, terdapat beberapa parameter serta perhitungan yang diperlukan berdasarkan SNI 1726:2019. Adapun penjelasannya sebagai berikut.

1. Koefisien Batas Atas Periode (C_u)

Nilai C_u ditentukan berdasarkan nilai S_{D1} yang telah diperhitungkan dan diambil dari Tabel 3.13. Karena nilai S_{D1} ($0,5832$) $> 0,4$, maka berdasarkan Tabel 3.13 nilai C_u yang diperoleh yaitu 1,4.

2. Periode Fundamental Pendekatan (T_a)

Perhitungan T_a berfungsi sebagai batasan agar gaya gempa yang digunakan realistis akibat dari periode yang tidak terlalu besar maupun terlalu kecil. Rumusan T_a dilakukan berdasarkan Persamaan 3.14 dengan perhitungannya sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \cdot h_n^x \\ &= 0,0466 \times 13,8^{0,9} \\ &= 0,495 \text{ detik} \end{aligned}$$

Keterangan:

C_t = Ditentukan berdasarkan Tabel 3.14 (menggunakan Rangka beton pemikul momen)

X = Ditentukan berdasarkan Tabel 3.14 (menggunakan Rangka beton pemikul momen)

h_n = Ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

3. Periode Batas Atas atau Maksimum (T_{max})

T_{max} digunakan sebagai batas atas dalam penggunaan periode struktur, sehingga nilai periode pakai tidak boleh melebihi T_{max} . Berdasarkan Pasal 3.5.3 T_{max} diperoleh dari perkalian antara T_a dengan C_u dengan perhitungannya sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u \cdot T_a \\ &= 1,4 \times 0,495 \\ &= 0,692 \text{ detik} \end{aligned}$$

4. Periode Struktur Hasil Pemodelan (T_{comp})

Nilai T_{comp} diperoleh dari periode hasil pemodelan struktur setelah *input* pembebanan dengan hasilnya sebagai berikut.

a. $T_{comp, x} = 0,794$ detik

b. $T_{comp, y} = 0,779$ detik

5. Penentuan Periode Pakai (T)

Nilai T ditentukan berdasarkan nilai tengah antara tiga parameter periode yang diperoleh di atas dan juga ilustrasi penentuan nilai T pakai dapat dilihat pada Gambar 3.9. Karena nilai T_{comp} pada sumbu x (0,794 detik) maupun sumbu y (0,779 detik) lebih besar dari nilai T_{max} (0,692 detik), maka nilai T_{pakai} pada sumbu x dan sumbu y yaitu 0,692 detik.

5.3.2 Koefisien Respons Seismik (C_s)

Besaran gaya geser statik bangunan secara manual diperoleh melalui perhitungan antara berat seismik efektif yang telah dihitung pada Pasal 5.2.3 dikalikan dengan koefisien respons seismik (C_s) yang ditentukan dari pemilihan beberapa parameter nilai C_s berikut ini.

1. Koefisien Respons Seismik Perhitungan ($C_{s, hitung}$)

Rumusan perhitungan $C_{s, hitung}$ diambil dari Persamaan 3.9 dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_{s, hitung} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,7428}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0929 \end{aligned}$$

2. Koefisien Respons Seismik Maksimum ($C_{s, max}$)

$$\begin{aligned} C_{s, max, x} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5832}{0,692\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,1053 \end{aligned}$$

$$C_{s, max, y} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,5832}{0,692 \left(\frac{8}{1} \right)}$$

$$= 0,1053$$

3. Koefisien Respons Seismik Minimum 1 ($C_{s, \min 1}$)

$$C_{s, \min 1} = 0,044 S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01$$

$$= 0,44 \times 0,7428 \times 1$$

$$= 0,0327 \geq 0,01$$

4. Koefisien Respons Seismik Minimum 1 ($C_{s, \min 2}$)

$$C_{s, \min 2} = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$= \frac{0,5 \cdot 0,4809}{\left(\frac{8}{1} \right)}$$

$$= 0,0301$$

5. Koefisien Respons Seismik Pakai ($C_{s, \text{pakai}}$)

Karena nilai $C_{s, \text{hitung}} < C_{s, \max}$ dan $C_{s, \text{hitung}} > C_{s, \min 1}$ ataupun $C_{s, \min 2}$, maka nilai $C_{s, \text{pakai}}$ pada kedua sumbu yaitu $C_{s, x}$ dan y sebesar 0,0929.

5.3.3 Gaya Geser Dasar Statik

Dalam analisis statik ekuivalen, terdapat dua cara dalam memperoleh nilai gaya geser dasar (*base shear*) yaitu *output* analisis statik pada ETABS dan perhitungan menggunakan Persamaan 3.8. Berikut ini perhitungan gaya geser dasar menggunakan cara manual berdasarkan Persamaan 3.8.

$$V_x \text{ dan } y = C_s \cdot W$$

$$= 0,0929 \cdot 28498,75$$

$$= 2646,23 \text{ kN}$$

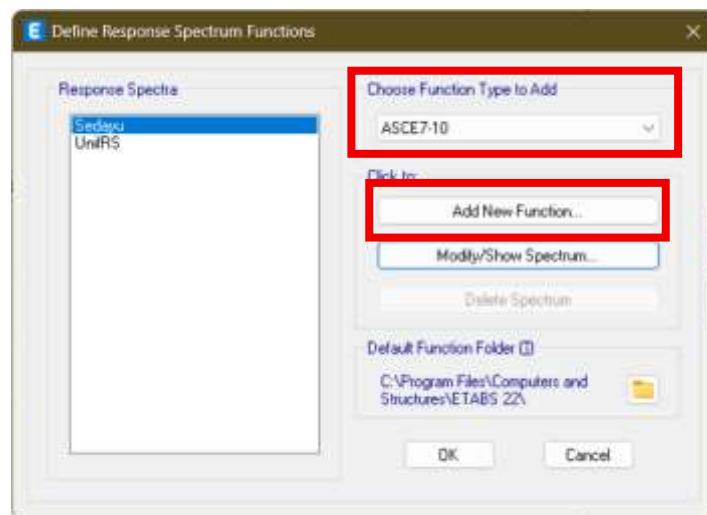
Adapun *output* gaya geser dari pemodelan ETABS diperoleh pada sumbu x dan y (V_x dan V_y) sebesar 2646,23 kN.

5.4 Analisis Respons Spektrum

Dalam Pasal 3.6.1 dijelaskan, analisis respons spektrum dilakukan setiap parameter desain yang terkait dengan gaya pada struktur, termasuk simpangan antar tingkat, gaya dukung, serta gaya pada elemen struktur individu untuk setiap ragam. Sehingga, apabila hasil kombinasi respons gaya geser dasar melalui analisis respons spektrum (V_t) kurang dari 100% (minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari nilai massa aktual) desain gaya geser dasar statik ekuivalen (V), maka gaya dari analisis ragam tersebut wajib diskalakan menggunakan Persamaan 3.21. Berikut tahapan analisis respons spektrum dengan ETABS.

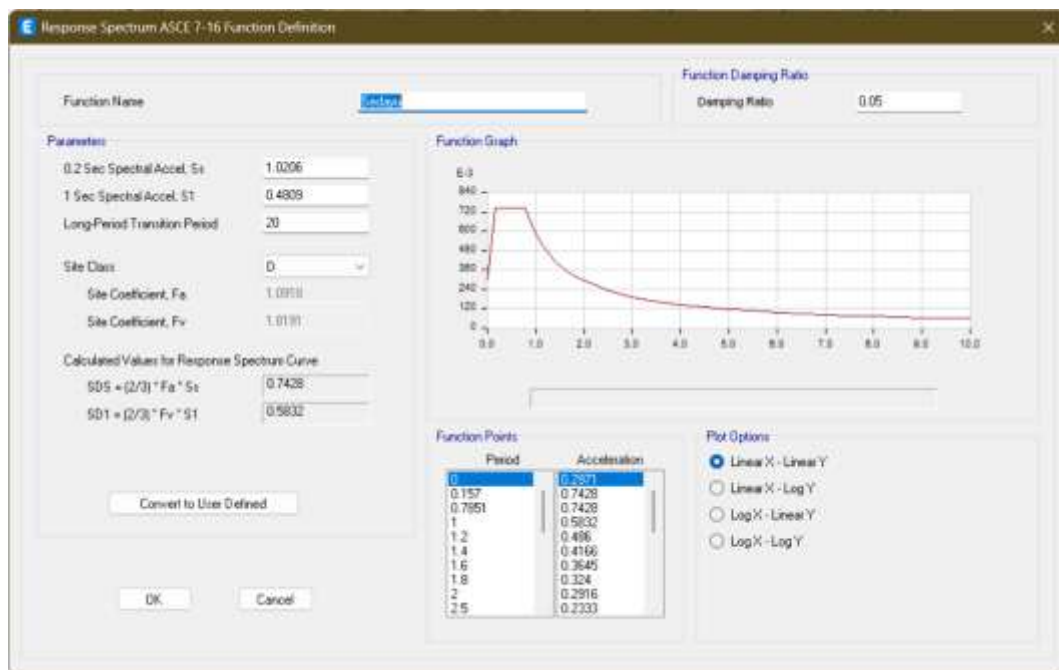
5.4.1 Define Response Spectrum

Pendefinisian respons spektrum dilakukan agar memastikan ragam yang digunakan pada analisis sesuai lokasi bangunan yang diteliti serta data parameter gempa yang digunakan. Adapun tahapannya, *Define – Function – Response Spectrum* – pada tab *Define Response Spectrum Functions*, pilih ASCE 7-16 di bagian *Choose Function Type To Add* lalu klik *Add New Function* seperti pada Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Define Response Spectrum Functions

Selanjutnya pada tab *Response Spectrum ASCE-16 Function Definition* Gambar 5.24, masukkan data parameter gempa sesuai klasifikasi dan perhitungan yang dilakukan terhadap bangunan.



Gambar 5.24 Define Response Spectrum Functions

5.4.2 Pendefinisian Beban Gempa Respons Spektrum

Tahapan ini menjadikan respons spektrum yang sudah didefinisikan tadi, diaplikasikan sebagai beban gempa dinamik pada analisis respons spektrum yang dilakukan. Adapun tahapannya, *Define – Load Cases – Add New Case* – pada tab *Load Case Data* (Gambar 5.25) ubah *Load Case Name* sesuai kebutuhan analisis (misal: *Ex MRSA Unscaled*) seperti berdasarkan kedua sumbu analisis serta tahapan gempa sebelum/sesudah diskalakan. Pada *Load Case Type* pilih *Response Spectrum* dan pada *Loads Applied input* sesuai data yang telah diperhitungkan meliputi arah gempa (U1/U2), ragam yang telah didefinisikan, dan *scale factor* menggunakan faktor skala awal gempa maupun penskalaan setelahnya.



Gambar 5.25 Load Case Data

5.4.3 Penskalaan Gaya

Dari analisis respons spektrum menggunakan faktor skala awal, diperoleh perbandingan dengan hasil analisis statik pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5.3 Perbandingan Gaya Geser Bangunan dengan Faktor Skala Awal

Arah Sumbu	Jenis Analisis		Kontrol
	V _{statik}	V _{dinamik}	
X	2646,23	2235,037	Perlu diskalakan
Y	2646,23	2109,689	Perlu diskalakan

Berdasarkan Pasal 3.6.1, dari hasil tabel di atas diketahui bahwa gempa perlu diskalakan menggunakan Persamaan 3.21 dan dilakukan contoh perhitungannya sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 FS_{\text{sumbu x}} &= \frac{V}{V_t} \\
 &= \frac{2646,23}{2235,037} \\
 &= 1,184
 \end{aligned}$$

Setelah diperoleh faktor skala baru, dilakukan pendefinisian *load case* gempa respons spektrum menggunakan faktor skala baru seperti pada Pasal 5.4.2. Hasil gaya geser analisis respons spektrum menggunakan faktor skala baru dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Perbandingan Gaya Geser Bangunan dengan Faktor Skala Baru

Arah Sumbu	Jenis Analisis		Kontrol
	V _{statik}	V _{dinamik}	
X	2646,23	2646,22	Memenuhi
Y	2646,23	2646,24	Memenuhi

Dari hasil di atas, nilai gaya geser yang diperoleh dari analisis dinamik telah memenuhi Pasal 3.6.1 yang didasari pada SNI 1726:2019.

5.5 Persyaratan Ketidakberaturan Struktur

Identifikasi ketidakberaturan dari struktur yang dianalisis perlu dilakukan karena setiap ketidakberaturan mempengaruhi respons struktur terhadap beban gempa dan menentukan perlakuan khusus atau pasal dalam menganalisis struktur. Dalam SNI 1726:2019 dijelaskan, ketidakberaturan struktur dibagi ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.

5.5.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal dibagi menjadi 5 tipe dengan identifikasi masing-masing ketidakberaturan sebagai berikut.

1. Ketidakberaturan Torsi (Tipe 1a) dan Ketidakberaturan Torsi Berlebihan (Tipe 1b)

Struktur dikategorikan memiliki ketidakberaturan torsi (1a) apabila simpangan antar lantai maksimum ($\Delta_{\max}$) di salah satu ujung struktur melintang pada satu tingkat lebih besar 1,2 kali dibandingkan simpangan rata-rata (Δ_{avg}) pada kedua ujung tingkat tersebut akibat pembebanan gempa, sedangkan ketidakberaturan torsi berlebihan (1b) apabila simpangan antar lantai maksimum di salah satu ujung struktur melintang lebih besar 1,4 kali dibandingkan simpangan rata-rata pada kedua ujung tingkat tersebut. Nilai simpangan maksimum dan simpangan rata-rata diperoleh melalui *output* analisis pada ETABS dengan hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

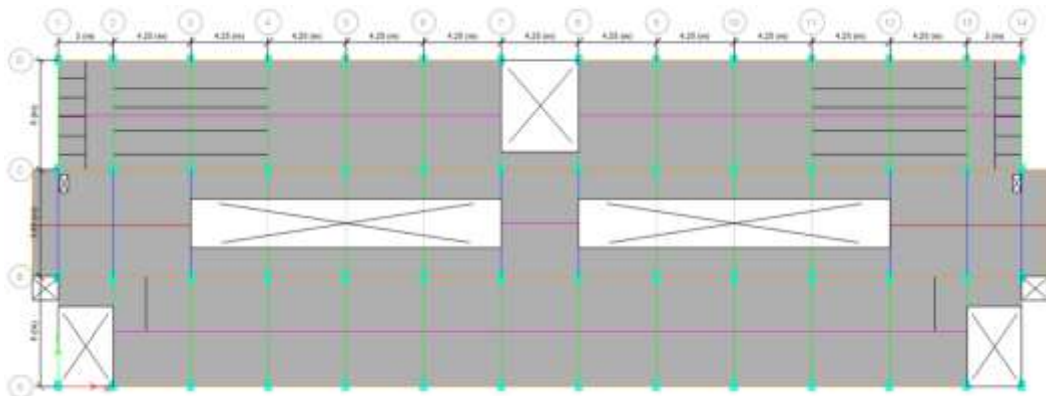
Tabel 5.5 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b

Lt.	Arah X						Arah Y					
	Δa	Δb	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Cek	Δa	Δb	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Cek
4	2,85	2,82	2,85	2,84	1,0	Reguler	5,23	5,24	5,24	5,23	1,0	Reguler
3	6,04	6,06	6,06	6,05	1,0	Reguler	7,64	7,63	7,64	7,63	1,0	Reguler
2	8,10	8,12	8,12	8,11	1,0	Reguler	8,52	8,51	8,52	8,51	1,0	Reguler
1	5,92	5,95	5,95	5,93	1,0	Reguler	5,26	5,26	5,26	5,26	1,0	Reguler

Hasil evaluasi ketidakberaturan struktur menunjukkan bahwa bangunan tidak memiliki ketidakberaturan struktur yang signifikan terhadap respons seismik secara keseluruhan. Dengan demikian, struktur secara umum telah memenuhi persyaratan keteraturan struktur dalam evaluasi gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam (Tipe 2)

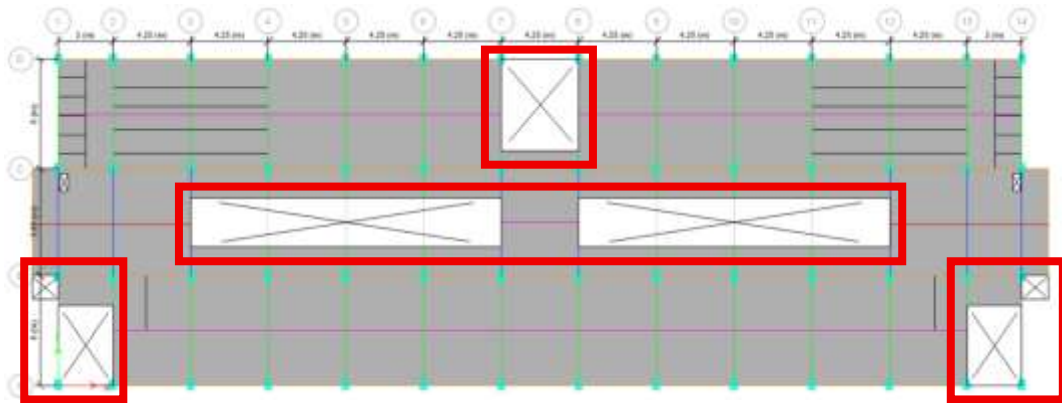
Struktur dianggap memiliki ketidakberaturan ini apabila denah bangunan memiliki sudut dalam atau cekungan yang signifikan lebih dari 15% dari denah bangunan. Umumnya terjadi pada bangunan dengan konfigurasi denah seperti bentuk L, T, U, atau konfigurasi serupa. Berdasarkan denah bangunan pada Gambar 5.26, identifikasi ketidakberaturan sudut dalam (Tipe 2) tidak memenuhi persyaratan karena bangunan berbentuk reguler atau tidak memiliki sudut dalam.



Gambar 5.25 Denah Tampak Atas Bangunan

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma (Tipe 3)

Ketidakberaturan ini terjadi apabila diafragma lantai tidak menerus atau mengalami perubahan kekakuan yang signifikan, misalnya akibat adanya bukaan besar, perubahan bentuk lantai secara mendadak, atau perbedaan kekakuan antar bagian lantai dengan perbandingan luasan terbuka lebih besar 50% dari luasan bruto bangunan.



Gambar 5.26 Bukaan Pada Denah Bangunan

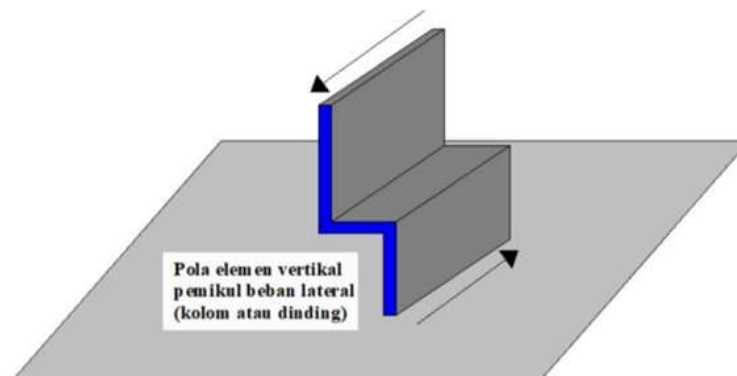
Perhitungan luasan terbuka meliputi tangga, *shaft* sampah, *shaft plumbing*, dan *void* seperti tampak pada Gambar 5.26 dengan detail perhitungannya sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 A_{\text{total}} &= 941,5875 \text{ m}^2 \\
 A_{\text{bukaan}} &= 142,1655 \text{ m}^2 \\
 \text{Cek} &= A_{\text{bukaan}} < 50\% A_{\text{total}} \\
 &= 141,3555 < 470,7938 \\
 \text{Rasio bukaan} &= 15\%
 \end{aligned}$$

Dari rasio hasil perhitungan di atas disimpulkan bahwa bangunan tidak teridentifikasi memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (Tipe 3).

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Turus Terhadap Bidang (Tipe 4)

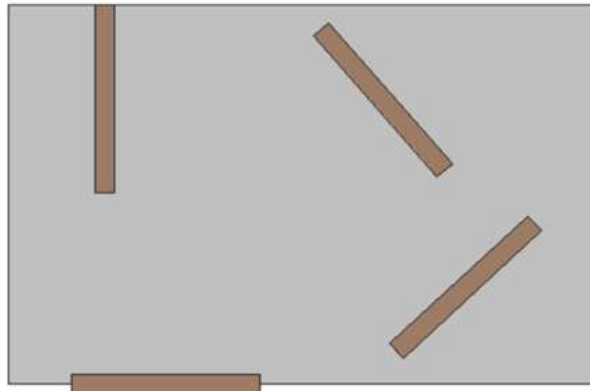
Ketidakberaturan ini terjadi apabila elemen penahan gaya gempa (*shear wall*, rangka pemikul momen, atau *bracing*) tidak sejajar dengan sumbu utama bangunan. Identifikasi terhadap *as built drawing* struktur bangunan asrama Mu'allimin diketahui bahwa elemen vertikal penahan gaya gempa (kolom) tidak memiliki pergeseran tegak lurus terhadap bidang sehingga ketidakberaturan tipe 4 ini tidak terjadi. Ilustrasi ketidakberaturan tipe 4 dapat dilihat pada Gambar 5.27 berikut.



Gambar 5.27 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Turus Terhadap Bidang (Tipe 4)

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Tipe 5)

Ketidakberaturan ini terjadi apabila konfigurasi elemen vertikal penahan gaya gempa mengalami perubahan atau pergeseran posisi yang signifikan dalam arah horizontal atau tidak paralel terhadap sumbu utama struktur bangunan penahan gempa seperti pada Gambar 5.28. Identifikasi terhadap *as built drawing* struktur bangunan asrama Mu'allimin diketahui bahwa tidak ada *shearwall* dan elemen vertikal penahan gaya gempa lain seperti kolom tidak memiliki konfigurasi yang tidak paralel terhadap sumbu utama struktur bangunan sehingga ketidakberaturan tipe 5 ini tidak terjadi.



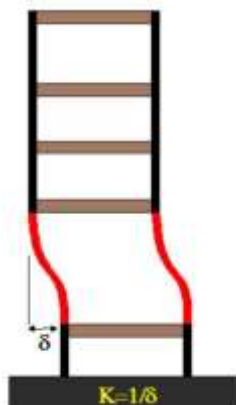
Gambar 5.28 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Tipe 4)

5.5.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal dibagi menjadi 5 tipe dengan identifikasi masing-masing ketidakberaturan sebagai berikut.

1. Ketidakberaturan Tingkat Lunak (Tipe 1a) dan Ketidakberaturan Tingkat Lunak Berlebihan (Tipe 1b)

Struktur dikategorikan memiliki ketidakberaturan tingkat lunak (1a) apabila teridentifikasi memiliki kekakuan lateral pada tingkat yang ditinjau kurang dari 70% pada tingkat atasnya atau kurang dari 80% rata-rata kekakuan lateral pada tiga tingkat di atas tingkat yang ditinjau. Sedangkan ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan (1b) terjadi apabila struktur teridentifikasi memiliki kekakuan lateral pada tingkat yang ditinjau kurang dari 60% pada tingkat atasnya atau kurang dari 70% rata-rata kekakuan lateral pada tiga tingkat di atas tingkat yang ditinjau dengan ilustrasi ketidakberaturan tipe ini dapat dilihat pada Gambar 2.29. Berikut ini menampilkan rekapitulasi identifikasi ketidakberaturan tipe 1a pada Tabel 5.6 dan Tabel 5.7 serta ketidakberaturan tipe 1b pada Tabel 5.8 dan Tabel 5.9 berdasarkan *output* kekakuan struktur dari analisis ETABS.



Gambar 5.29 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b

Tabel 5.6 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Sumbu X

Lantai	Arah X			
	Kekakuan (kN/m)			Cek
	ETABS	70% 1 Tingkat Atas	80% Rata-rata 3 Tingkat Atas	
4	93162,80			Reguler
3	247171,36	65213,96		Reguler
2	281126,00	173019,95		Reguler
1	444675,40	196788,20	165722,71	Reguler

Tabel 5.7 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Sumbu Y

Lantai	Arah X			
	Kekakuan (kN/m)			Cek
	ETABS	70% 1 Tingkat Atas	80% Rata-rata 3 Tingkat Atas	
4	57032,72			Reguler
3	198544,34	39922,90		Reguler
2	268444,51	138981,04		Reguler
1	505376,90	187911,16	139739,08	Reguler

Tabel 5.8 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Sumbu X

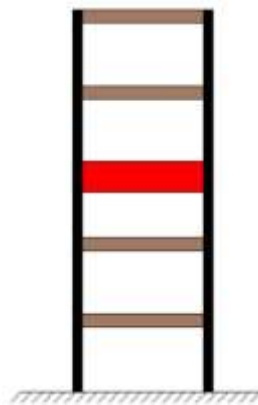
Lantai	Arah Y			
	Kekakuan (kN/m)			Cek
	ETABS	60% 1 Tingkat Atas	70% Rata-rata 3 Tingkat Atas	
4	93162,80			Reguler
3	247171,36	652139,59		Reguler
2	281126,00	1730199,54		Reguler
1	444675,40	168675,60	145007,37	Reguler

Tabel 5.9 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Sumbu Y

Lantai	Arah X			
	Kekakuan (kN/m)			Cek
	ETABS	60% 1 Tingkat Atas	70% Rata-rata 3 Tingkat Atas	
4	57032,72			Reguler
3	198544,34	399229,01		Reguler
2	268444,51	1389810,37		Reguler
1	505376,90	161066,70	122271,70	Reguler

2. Ketidakberaturan Berat atau Massa (Tipe 2)

Struktur dikategorikan memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 2 apabila teridentifikasi memiliki berat seismik efektif pada tingkat yang ditinjau lebih dari 150% berat seismik efektif pada tingkat terdekat lainnya. Ilustrasi ketidakberaturan ini dapat dilihat pada Gambar 5.30 dan Tabel 5.10 berikut ini

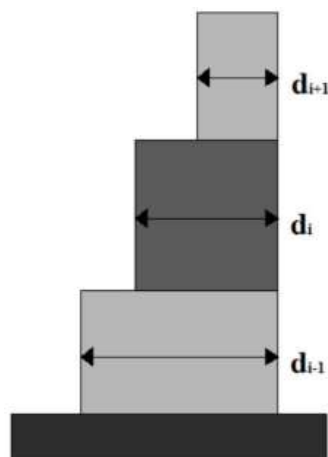
**Gambar 5.30 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2**

Tabel 5.10 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Lantai	Massa (kg)		Cek
	ETABS	150% Massa Tingkat Terdekat	
4	195257,74		Reguler
3	891526,37	1361451,36	Reguler
2	907634,24	1337289,56	Reguler
1	911645,06	1361451,36	Reguler

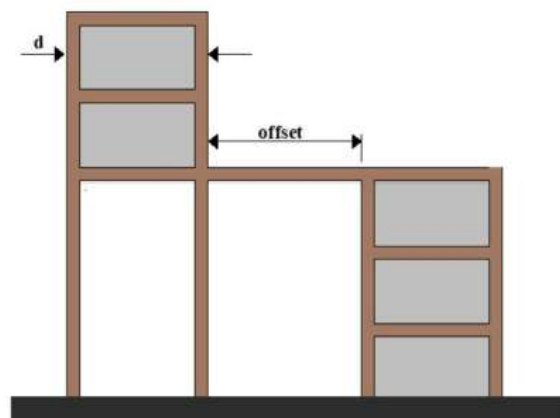
3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Tipe 3)

Struktur dikategorikan memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 3 apabila teridentifikasi memiliki geometri horizontal elemen penahan gaya gempa pada tingkat yang ditinjau lebih dari 130% geometri horizontal elemen penahan gaya gempa pada tingkat terdekat lainnya seperti ilustrasi pada Gambar 5.31. Dari identifikasi yang dilakukan pada dokumen *as built drawing* struktur asrama, diketahui bahwa elemen penahan gaya gempa (kolom) pada seluruh tingkat tipikal dengan dimensi kolomnya 45 x 60 cm, sehingga identifikasi ketidakberaturan vertikal tipe 3 ini tidak terjadi.

**Gambar 5.31 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3**

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (Tipe 4)

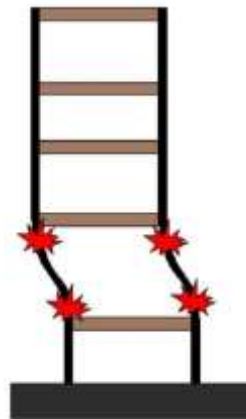
Struktur dikategorikan memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 4 apabila teridentifikasi memiliki elemen penahan gaya gempa yang mengalami pergeseran bidang antar tingkat dengan jarak yang melebihi panjang elemen tersebut seperti pada Gambar 5.32. Identifikasi yang dilakukan pada struktur asrama yang berdasarkan dokumen *as built drawing*, diketahui bahwa elemen penahan gaya gempa (kolom) tidak mengalami *offset* atau pergeseran bidang antar tingkatnya, sehingga identifikasi ketidakberaturan vertikal tipe 4 ini tidak terjadi.



Gambar 5.32 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah (Tipe 5a) dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (Tipe 5b)

Struktur dikategorikan memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 5a apabila teridentifikasi kekuatan lateral yang dimiliki total seluruh elemen pada tingkat yang ditinjau kurang dari 80% kekuatan lateral yang dimiliki tingkat atasnya. Sedangkan, ketidakberaturan vertikal tipe 5b teridentifikasi apabila kekuatan lateral pada tingkat yang ditinjau kurang dari 65% kekuatan lateral yang dimiliki tingkat atasnya dengan ilustrasi pada Gambar 5.33. Rekapitulasi hasil identifikasi ketidakberaturan tipe 5 dapat dilihat pada Tabel 5.11 untuk sumbu x dan Tabel 5.12 untuk sumbu y.



Gambar 5.33 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5

Tabel 5.11 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe pada Sumbu X

Lantai	Gaya Geser Arah X (kN)			
	ETABS	Tipe 5a (80%)	Tipe 5b (65%)	Cek
4	346,946			Reguler
3	1508,685	277,557	225,515	Reguler
2	2274,962	1206,948	980,645	Reguler
1	2646,228	1819,970	1478,726	Reguler

Tabel 5.12 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Tipe pada Sumbu Y

Lantai	Gaya Geser Arah Y (kN)			
	ETABS	Tipe 5a (80%)	Tipe 5b (65%)	Cek
4	346,946			Reguler
3	1508,685	277,557	225,515	Reguler
2	2274,962	1206,948	980,645	Reguler
1	2646,228	1819,970	1478,726	Reguler

5.6 Pengecekan Simpangan Antar Tingkat dan Pengaruh P-Delta

5.6.1 Simpangan Antar Tingkat (*drift ratio*)

Pasal 3.5.5 di atas menjelaskan bahwa simpangan antar tingkat (Δ) merupakan perbandingan simpangan pusat massa tingkat yang ditinjau terhadap simpangan pusat massa di bawahnya melalui perhitungan menggunakan Persamaan 3.18. Selain itu, pengecekan simpangan antar tingkat juga perlu memperhitungkan simpangan antar tingkat izin (Δ_a) berdasarkan Tabel 3.15 dengan masing-masing contoh perhitungannya sebagai berikut.

1. Simpangan Antar Tingkat (Δ)

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1,0$$

$$\delta_{e1} = 5,989 \text{ mm}$$

$$\delta_{e2} = 14,083 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \frac{C_d \delta_{e1}}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 5,989}{1,0} \\ &= 32,940 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \frac{C_d \delta_{e2}}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 14,083}{1,0} \\ &= 77,457 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_2 &= \delta_2 - \delta_1 \\ &= 77,457 - 32,940 \\ &= 44,517 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_a)

$$\rho = 1,3$$

$$h_{s2} = 3400 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,020 \cdot h_{sx} \\ &= 0,020 \cdot 3400 \\ &= 68 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \Delta_a / \rho \\ &= 52,308 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tabel 5.13 Rekapitulasi Pengecekan Simpangan Antar Tingkat (*Drift Ratio*) dengan Analisis Statik Ekuivalen

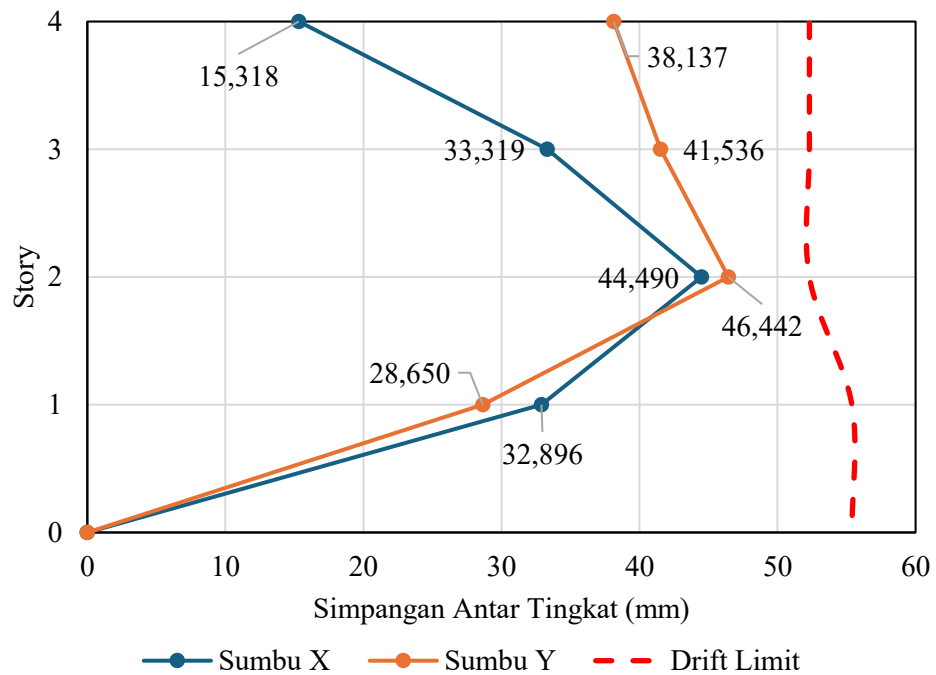
Tingkat	<i>Elastic Displacement</i>		<i>Inelastic Displacement</i>		<i>h</i>	<i>Drift</i>		<i>Drift Limit</i>	Cek
	δ_{ex}	δ_{ey}	δ_x	δ_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
4	22,913	28,139	126,022	154,765	3400	15,318	38,137	52,308	OK
3	20,128	21,205	110,704	116,628	3400	33,319	41,536	52,308	OK
2	14,070	13,653	77,385	75,092	3400	44,490	46,442	52,308	OK
1	5,981	5,209	32,896	28,650	3600	32,896	28,650	55,385	OK

Tabel 5.13 menampilkan rekapitulasi pengecekan simpangan antar tingkat dengan analisis statik ekuivalen. Karena terdapat dua tahapan analisis (statik ekuivalen dan respons spektrum) dalam pengecekan simpangan antar tingkat, maka rekapitulasi pengecekan simpangan antar tingkat dengan analisis respons spektrum dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut.

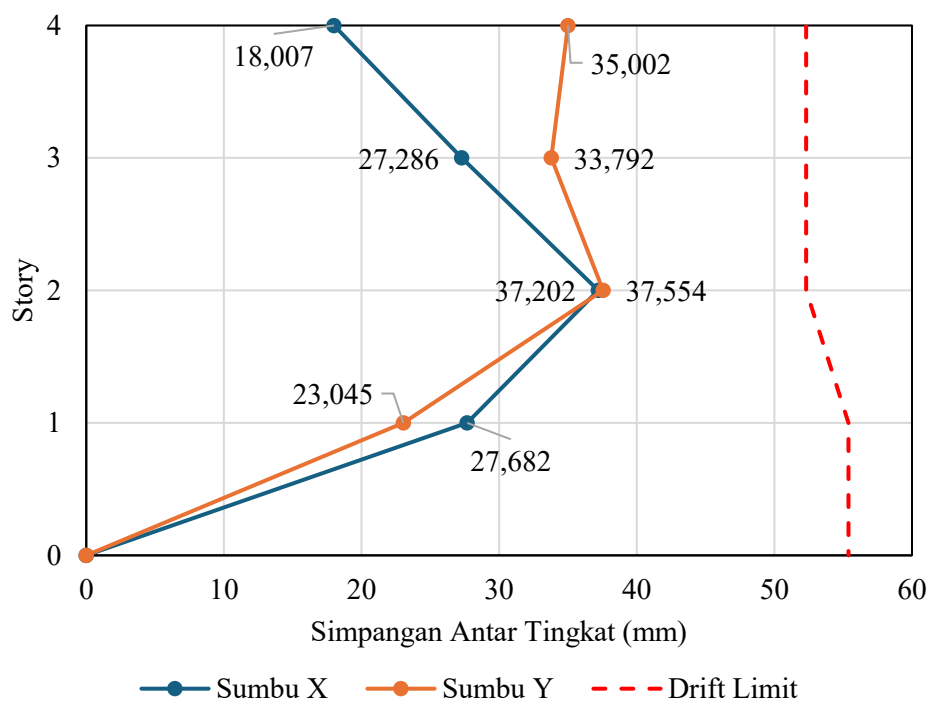
Tabel 5.14 Rekapitulasi Pengecekan Simpangan Antar Tingkat (*Drift Ratio*) dengan Analisis Respons Spektrum

Tingkat	<i>Elastic Displacement</i>		<i>Inelastic Displacement</i>		<i>h</i>	<i>Drift</i>		<i>Drift Limit</i>	Cek
	δ_{ex}	δ_{ey}	δ_x	δ_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
4	20,032	23,526	110,176	129,393	3400	18,007	35,002	52,308	OK
3	16,758	17,162	92,169	94,391	3400	27,286	33,792	52,308	OK
2	11,797	11,018	64,884	60,599	3400	37,202	37,554	52,308	OK
1	5,033	4,190	27,682	23,045	3600	27,682	23,045	55,385	OK

Hasil yang diperoleh berdasarkan Tabel 5.13 dan Tabel 5.14 diketahui bahwa pengecekan simpangan antar lantai (Δ) yang dilakukan pada dua tahapan analisis tidak melebihi batasan simpangan antar tingkat izin (Δ_a) yang dihitung berdasarkan parameter penentuan pada SNI 1726:2019, sehingga pengecekan ini telah memenuhi persyaratan yang ada. Grafik perbandingan nilai simpangan antar tingkat pada sumbu x dan y dapat dilihat pada Gambar 5.34 untuk analisis statik ekuivalen dan Gambar 5.35 untuk analisis respons spektrum.



Gambar 5.34 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat dengan Analisis Statik Ekuivalen



Gambar 5.35 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat dengan Analisis Respons Spektrum

Dari grafik diketahui bahwa rekapitulasi nilai simpangan dominan lebih besar pada sumbu y yang merupakan sumbu lemah karena dimensi bentang bangunan sumbu y yang lebih pendek dari sumbu x, hal ini sesuai dengan penelitian yang dilakukan Nagargoje dan Deshmukh (2021) dimana nilai simpangan (*story drift*) cenderung dominan lebih besar dimiliki pada sumbu lemah bangunan atau sumbu yang lebih pendek daripada sumbu lainnya.

5.6.2 Pengaruh P-Delta

Dalam Pasal 3.5.6 yang berdasarkan SNI 1726:2019 dijelaskan, perhitungan efek p-delta melalui Persamaan 3.19 diperlukan, karena mempengaruhi perilaku struktur akibat gaya dan simpangan pada elemen struktur. Efek p-delta ditentukan melalui perhitungan koefisien stabilitas (θ) yang nilainya tidak boleh melebihi 0,1 serta batasan maksimum koefisien stabilitas ($\theta_{\max}$) yang dihitung melalui persamaan 3.20. Berikut ini contoh masing-masing perhitungan beserta hasil rekapitulasi perhitungan efek p-delta yang ditampilkan pada Tabel 5.15 dan Tabel 5.16 untuk analisis statik ekuivalen serta Tabel 5.17 dan Tabel 5.18 untuk analisis respons spektrum.

1. Koefisien Stabilitas

$$P_2 = 23689,46 \text{ kN}$$

$$\Delta_2 = 44,52 \text{ mm}$$

$$I_e = 1,00$$

$$V_2 = 2274,96 \text{ kN}$$

$$h_{s2} = 3400 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \\ &= \frac{23689,46 \times 44,52 \times 1}{2274,96 \times 3400 \times 5,5} \\ &= 0,0248 \end{aligned}$$

2. Koefisien Stabilitas Maksimum

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_D}$$

$$= \frac{0,5}{1 \times 5,5}$$

$$= 0,0909$$

Tabel 5.15 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu X dengan Analisis Statik Ekuivalen

Story	Inelastic Drift (mm)	Story Forces (kN)		h (mm)	Koefisien Stabilitas	Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	P	V_x		θ_x			
4	15,318	1735,51	346,95	3400	0,0041	0,1	0,0909	OK
3	33,319	12546,98	1508,68	3400	0,0148	0,1	0,0909	OK
2	44,490	23689,46	2274,96	3400	0,0248	0,1	0,0909	OK
1	32,896	34835,64	2646,23	3600	0,0219	0,1	0,0909	OK

Tabel 5.16 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu Y dengan Analisis Statik Ekuivalen

Story	Inelastic Drift (mm)	Story Forces (kN)		h (mm)	Koefisien Stabilitas	Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_y	P	V_y		θ_y			
4	38,137	1735,51	346,95	3400	0,0102	0,1	0,0909	OK
3	41,536	12546,98	1508,68	3400	0,0185	0,1	0,0909	OK
2	46,442	23689,46	2274,96	3400	0,0259	0,1	0,0909	OK
1	28,650	34835,64	2646,23	3600	0,0190	0,1	0,0909	OK

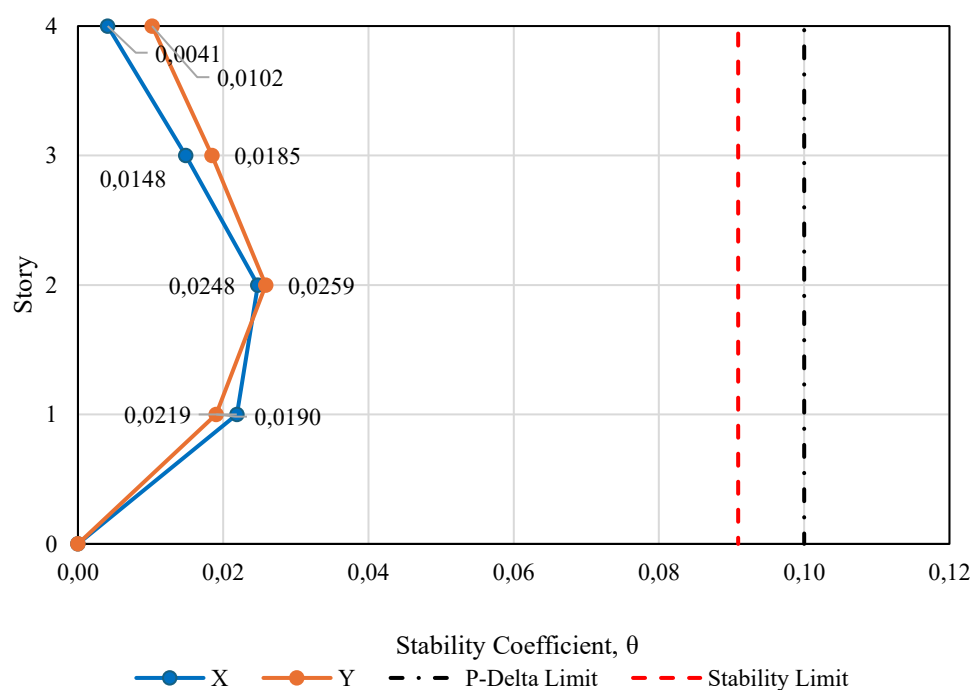
Tabel 5.17 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu X dengan Analisis Respons Spektrum

Story	Inelastic Drift (mm)	Story Forces (kN)		h (mm)	Koefisien Stabilitas	Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	P	V_x		θ_x			
4	18,007	1735,51	340,49	3400	0,0049	0,1	0,0909	OK
3	27,286	12546,98	1472,20	3400	0,0124	0,1	0,0909	OK
2	37,202	23689,46	2275,49	3400	0,0207	0,1	0,0909	OK
1	27,682	34835,64	2646,22	3600	0,0184	0,1	0,0909	OK

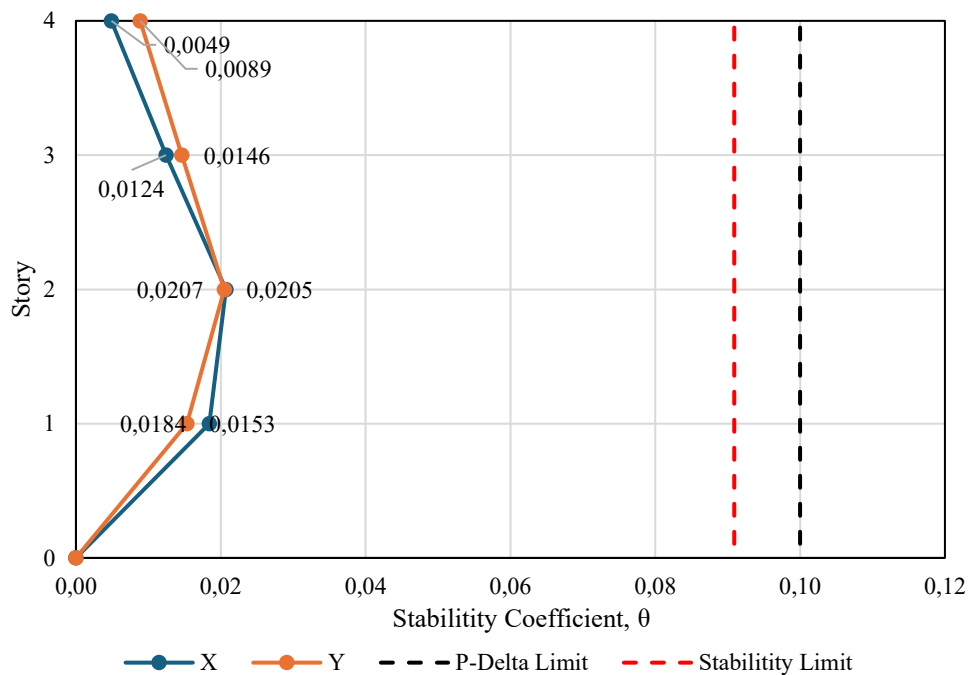
Tabel 5.18 Rekapitulasi Pengecekan Pengaruh P-Delta pada Sumbu Y dengan Analisis Respons Spektrum

Story	Inelastic Drift (mm)	Story Forces (kN)		h (mm)	Koefisien Stabilitas	Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_y	P	V_y		θ_y			
4	35,002	1735,51	365,74	3400	0,0089	0,1	0,0909	OK
3	33,792	12546,98	1551,99	3400	0,0146	0,1	0,0909	OK
2	37,554	23689,46	2321,97	3400	0,0205	0,1	0,0909	OK
1	23,045	34835,64	2646,24	3600	0,0153	0,1	0,0909	OK

Dari hasil rekapitulasi perhitungan koefisien stabilitas (θ) pada tabel-tabel di atas, diketahui bahwa nilai yang diperoleh tidak melebihi batasan koefisien stabilitas (θ_{max}) yang ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019, sehingga perhitungan telah memenuhi persyaratan yang ada. Adapun grafik perbandingan nilai koefisien stabilitas antara kedua sumbu (x dan y) dapat dilihat pada Gambar 5.36 untuk analisis statik ekuivalen dan Gambar 5.37 untuk analisis respons spektrum.



Gambar 5.36 Perbandingan Koefisien Stabilitas dengan Analisis Statik Ekuivalen



Gambar 5.37 Perbandingan Koefisien Stabilitas dengan Analisis Respons Spektrum

Dari grafik hasil perbandingan di atas diketahui nilai koefisien stabilitas pada sumbu x lebih kecil daripada sumbu y, hal ini menandakan bahwa stabilitas struktur cenderung lebih kuat menerima gaya gempa pada arah gempa x dibandingkan y. Ini terjadi karena sumbu x merupakan sumbu kuat denah struktur bangunan yang berdasarkan rasio panjang denah lebih besar pada sumbu x dan jarak bentang kolom yang cenderung lebih kecil daripada sumbu y serta rasio jumlah kolom x lebih banyak.

5.7 Nonlinear Static Procedure

5.7.1 Define Nonlinear Static Case

Pendefinisian beban statik nonlinier dibagi menjadi dua, yaitu beban nonlinier dengan hanya mempertimbangkan berat seismik efektif bangunan (*nonlinear gravity*) dan beban nonlinier dengan memperhitungkan berat seismik efektif bangunan serta pembebanan gempa lateral secara inkremental hingga mencapai batas plastis struktur bangunan (*nonlinear static*). Berikut ini merupakan pendefinisian *load case* statik nonlinier dengan menggunakan program ETABS

yang mengambil referensi pada buku ETABS V20: *Analysis and Design of Building System* oleh Computers and Structures Inc. (2021) dan *conference proceeding* tentang *Pushover Analysis Using ETABS and SAP2000* oleh Anwar (2004).

1. Pendefinisian Beban Gravitasi Nonlinier (*nonlinear gravity*)

Langkah pendefinisian beban gravitasi nonlinier yaitu *Define – Load Case – Add New Load Case* – lalu akan muncul tab *Load Case Data*, kemudian isi detail kebutuhan data pada Gambar 5.38 sebagai berikut.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	SIDL	1
Load Pattern	Live	0.25

Gambar 5.38 Load Case Data Gravity Pushover's Case

- a. *Load Case Name* = Gravity_NSP
- b. *Load Case Type* = pilih *Nonlinear Static*
- c. *Initial Condition* = pilih *Zero Initial Conditions – Start From Unstressed State*
- d. *Load Applied*
 - 1) *Load Type* : *Load Pattern* - *Load Name* : Dead - *Scale Factor* : 1

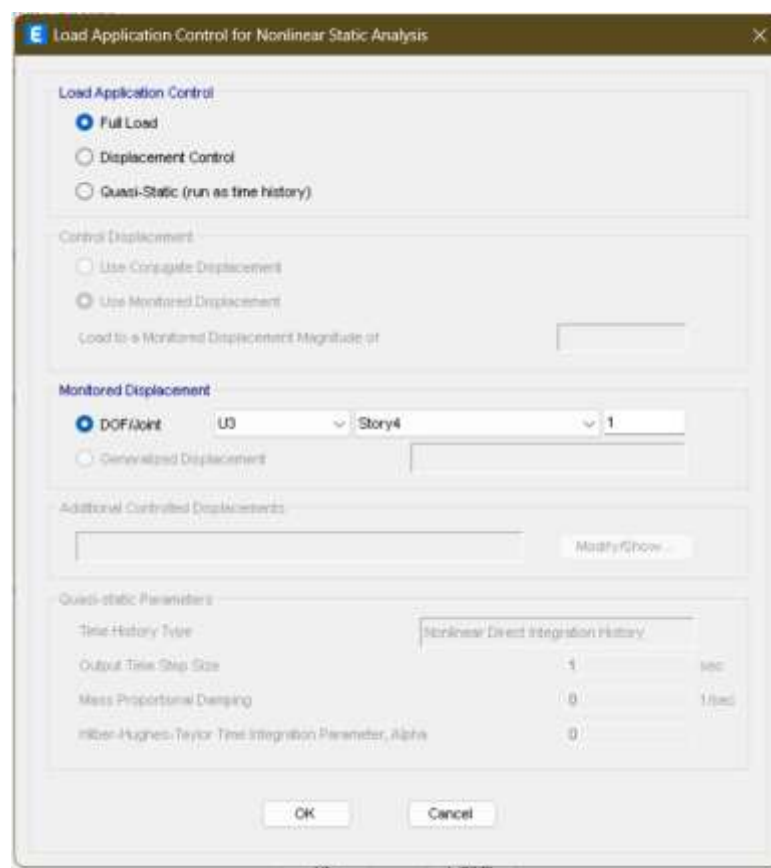
2) *Load Type : Load Pattern - Load Name : SIDL - Scale Factor : 1*

3) *Load Type : Load Pattern - Load Name : Live - Scale Factor : 0,25*

e. *Geometric Nonlinearity Option* = pilih P-Delta

f. *Load Application*

Pada tab *Load Application for Nonlinear Static Analysis* isi detail kebutuhan data pada Gambar 5.39 dengan menyesuaikan langkah berdasarkan *report* yang dilakukan Gunay (2011).



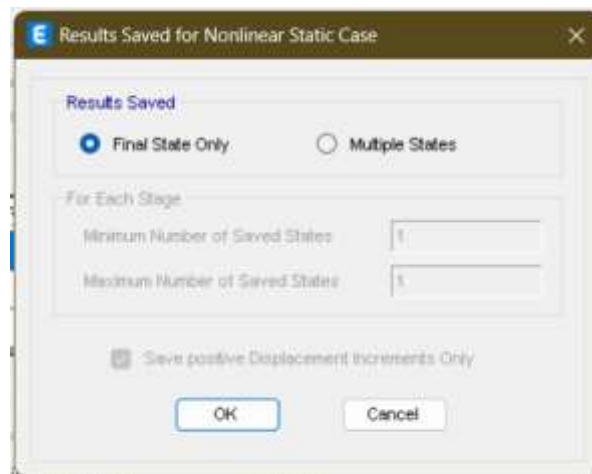
Gambar 5.39 Load Application Gravity Pushover's Case

1) *Load Application Control* = pilih *Full Load*

2) *Monitored Displacement* = U3 – Story4 (sesuai tinggi bangunan) – 1

g. *Results Saved*

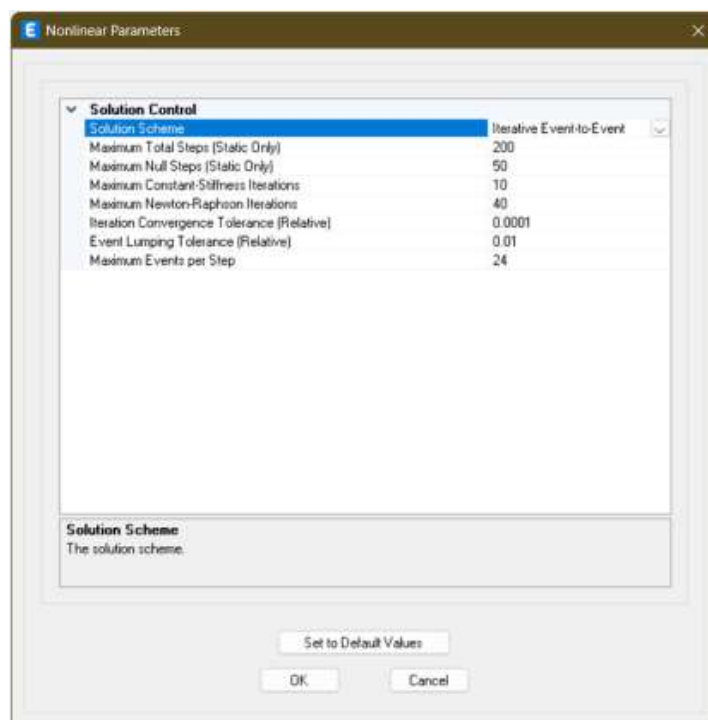
Pada tab *Result Saved for Nonlinear Static Case*, pilih *Final State Only* pada bagian *Result Saved*.



Gambar 5.40 Result Saved Gravity Pushover's Case

h. *Nonlinear Parameter*

Pada tab *Nonlinear Parameter*, sesuaikan besaran angka berdasarkan kebutuhan analisis yang dilakukan seperti pada Gambar 5.41.



Gambar 5.41 Nonlinear Parameters Gravity Pushover's Case

2. Pendefinisian Beban Gempa *Pushover* Statik Arah X dan Y

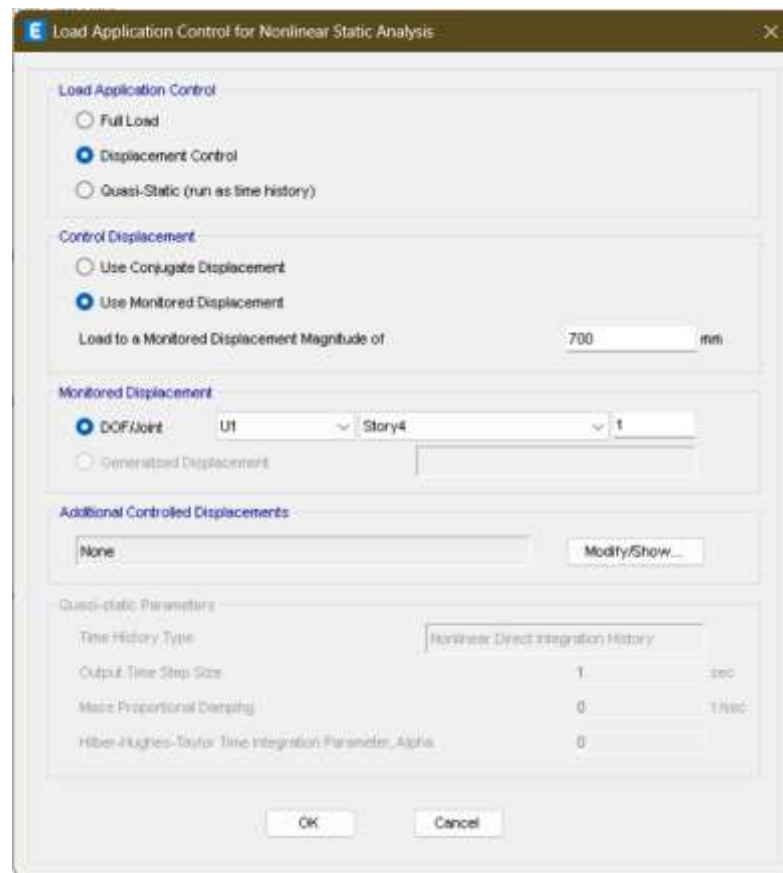
Langkah pendefinisian beban gempa *pushover* statik yaitu *Define – Load Case – Add New Load Case* – lalu akan muncul tab *Load Case Data*, kemudian isi detail kebutuhan data pada Gambar 5.42 untuk beban arah x sebagai berikut.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-1

Gambar 5.42 Load Case Data Pushover X's Case

- a. *Load Case Name* = NSP X
- b. *Load Case Type* = pilih *Nonlinear Static*
- c. *Initial Condition* = pilih *Continue from State at End of Nonlinear Case*
- d. *Load Applied*
Load Type : Acceleration - Load Name : UX - Scale Factor : -1
- e. *Geometric Nonlinearity Option* = pilih P-Delta
- f. *Load Application*

Pada tab *Load Application for Nonlinear Static Analysis* isi detail kebutuhan data pada Gambar 5.43 sebagai berikut.



Gambar 5.43 Load Application Pushover X's Case

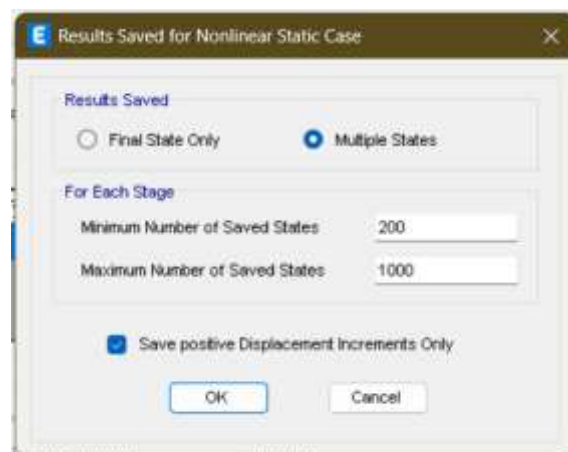
- 1) *Load Application Control* = pilih *Displacement Control*
- 2) *Control Displacement*

Pilih *Use Monitored Displacement* dan isi *Monitored Displacement Magnitude* sebesar 2-5% dari tinggi bangunan atau sesuai kebutuhan analisis, pada analisis ini digunakan nilai *target displacement* sebesar 700 mm atau $\pm 5\%$ dari tinggi struktur bangunan (13,75 m).

- 3) *Monitored Displacement* = U1 – Story4 (sesuai tinggi bangunan) – 1

g. *Results Saved*

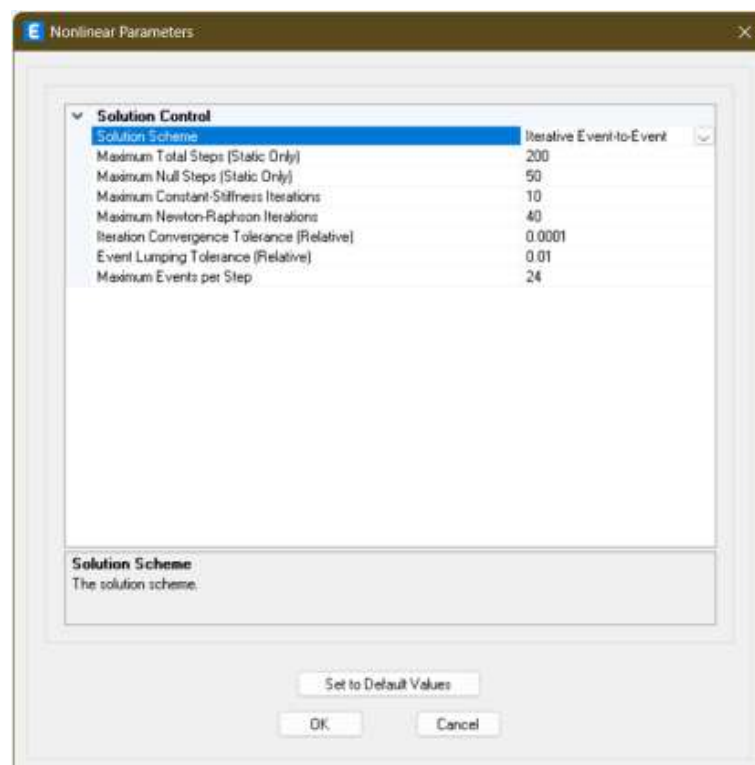
Pada tab *Result Saved for Nonlinear Static Case*, pilih *Multiple States* pada bagian *Result Saved* dan pada bagian *For Each Stage* isi besaran nilai minimum dan maksimum sesuai kebutuhan analisis seperti pada Gambar 5.44.



Gambar 5.44 Result Saved Pushover X's Case

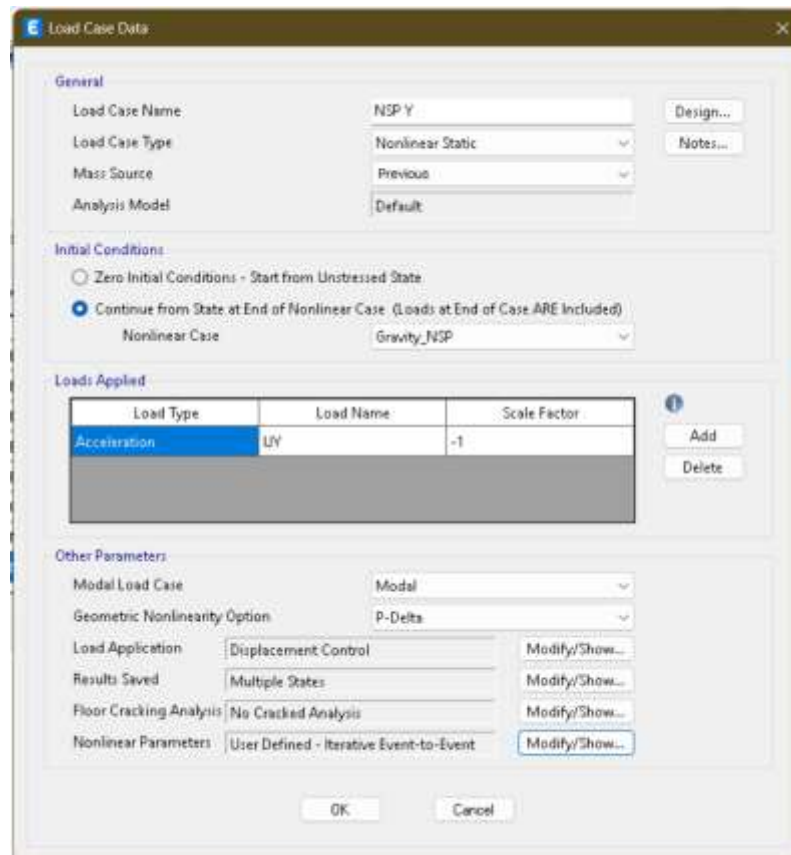
h. Nonlinear Parameter

Pada tab *Nonlinear Parameter*, sesuaikan besaran angka berdasarkan kebutuhan analisis yang dilakukan seperti pada Gambar 5.45.



Gambar 5.45 Nonlinear Parameters Pushover X's Case

Selanjutnya untuk beban *pushover* statik arah x isi detail kebutuhan data pada Gambar 5.46 sebagai berikut.



Gambar 5.46 Load Case Data Pushover Y's Case

- a. *Load Case Name* = NSP Y
- b. *Load Case Type* = pilih *Nonlinear Static*
- c. *Initial Condition* = pilih *Continue from State at End of Nonlinear Case*

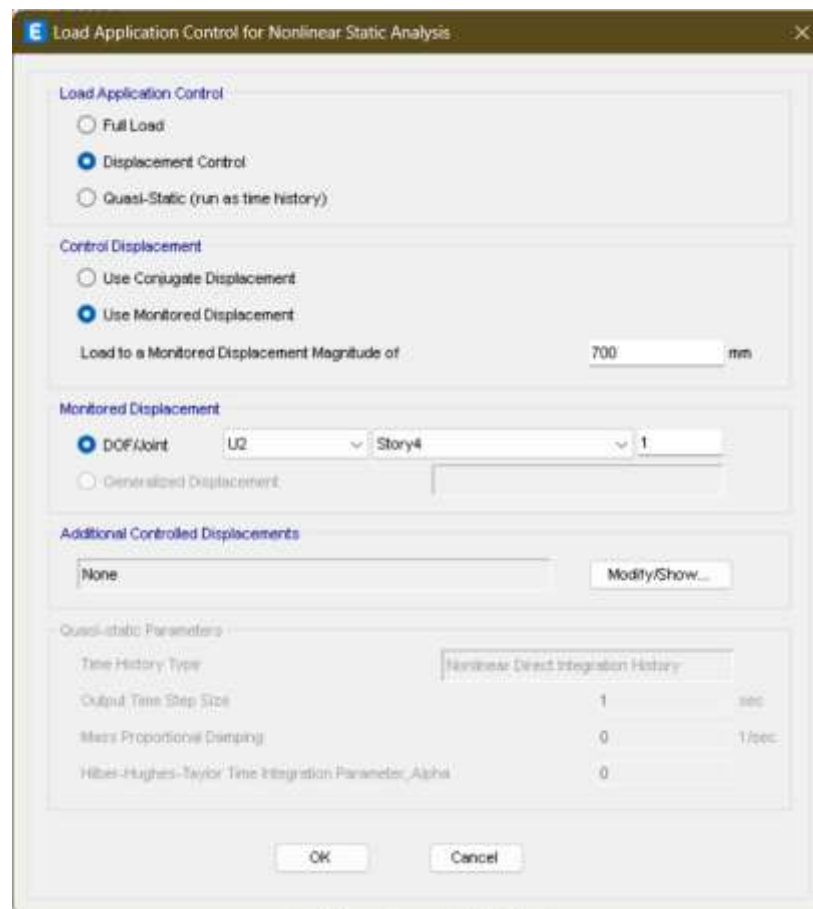
d. *Load Applied*

Load Type : Acceleration - Load Name : UY - Scale Factor : -1

- e. *Geometric Nonlinearity Option* = pilih P-Delta

f. *Load Application*

Pada tab *Load Application for Nonlinear Static Analysis* isi detail kebutuhan data pada Gambar 5.47 sebagai berikut.



Gambar 5.47 Load Application Pushover Y's Case

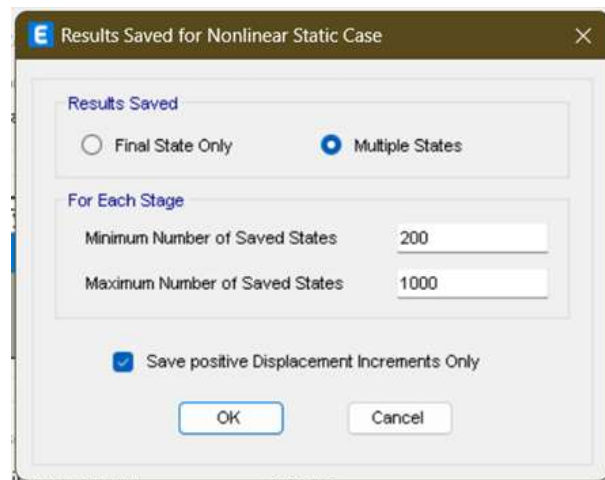
- 1) *Load Application Control* = pilih *Displacement Control*
- 2) *Control Displacement*

Pilih *Use Monitored Displacement* dan isi *Monitored Displacement Magnitude* sebesar 2-5% dari tinggi bangunan atau sesuai kebutuhan analisis, pada analisis ini digunakan nilai *target displacement* sebesar 700 mm atau $\pm 5\%$ dari tinggi struktur bangunan (13,75 m).

- 3) *Monitored Displacement* = U2 – Story4 (sesuai tinggi bangunan) – 1

g. *Results Saved*

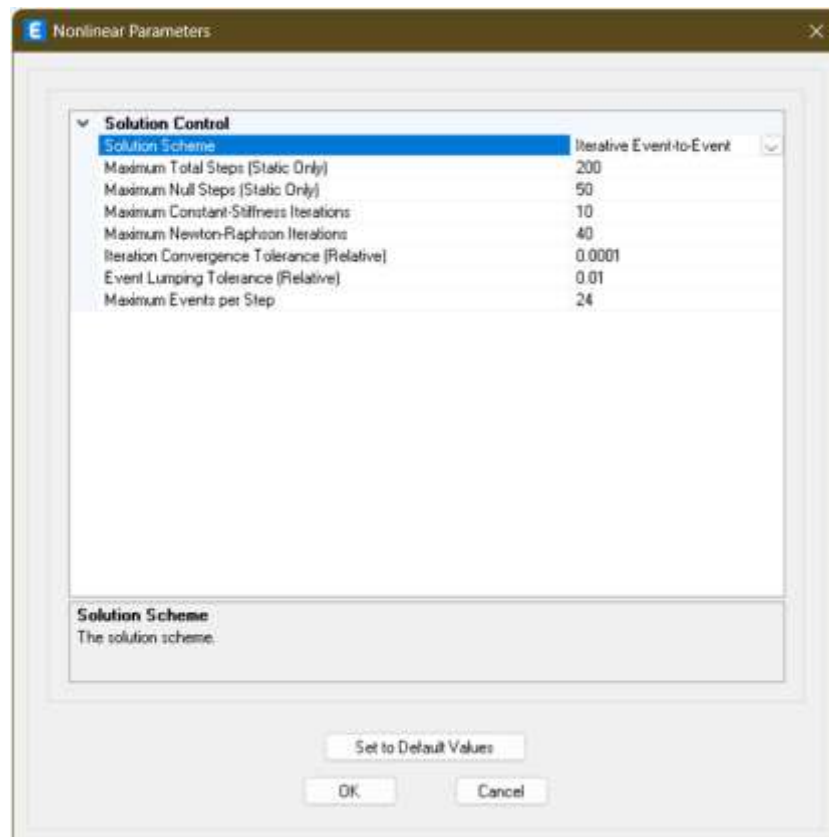
Pada tab *Result Saved for Nonlinear Static Case*, pilih *Multiple States* pada bagian *Result Saved* dan pada bagian *For Each Stage* isi besaran nilai minimum dan maksimum sesuai kebutuhan analisis seperti pada Gambar 5.48.



Gambar 5.48 Result Saved Pushover Y's Case

h. Nonlinear Parameter

Pada tab *Nonlinear Parameter*, sesuaikan besaran angka berdasarkan kebutuhan analisis yang dilakukan seperti pada Gambar 5.49.



Gambar 5.49 Nonlinear Parameters Pushover Y's Case

5.7.2 Define Hinges (Sendi Plastis)

1. Define Beams's Hinges

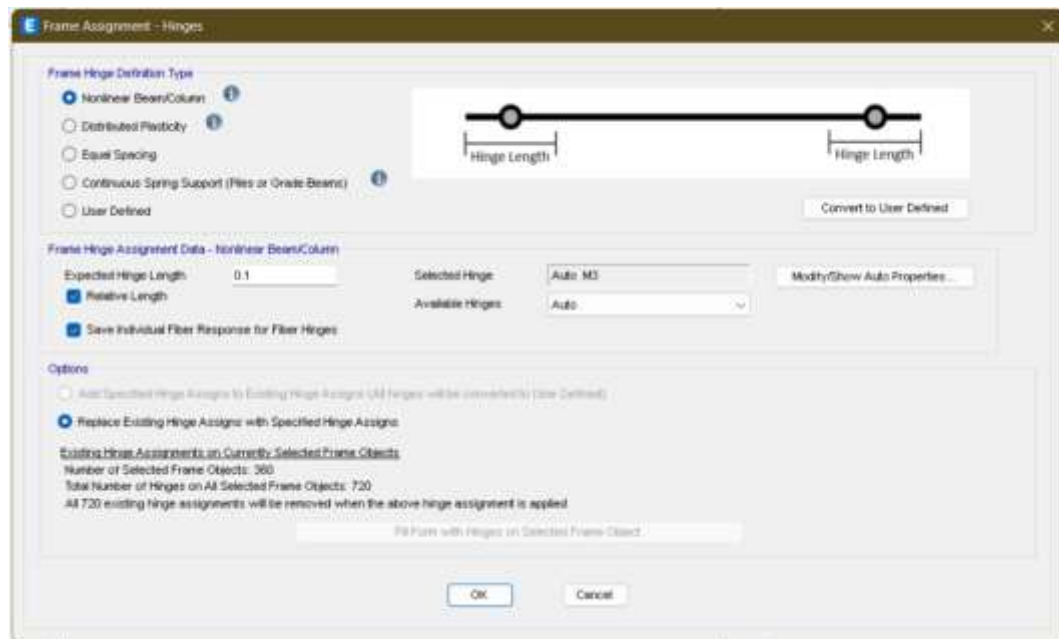
Pendefinisian sendi plastis balok di ETABS dapat dilihat pada tahapan berikut.

- a. Tentukan elemen balok yang akan di-assign sebagai sendi plastis, umumnya hanya balok induk. Tahapannya klik *Select – Properties – Frame Section –* pilih balok yang akan di-assign – *Select* seperti pada Gambar 5.50.



Gambar 5.50 Select by Frame Property

- b. Setelah balok yang akan di-assign sendi plastis dipilih, klik *Assign – Hinges* – pilih *Nonlinear Beam/Column* pada bagian *Frame Hinge Definition Type* – pada bagian *Frame Hinge Assignment Data-Nonlinear Beam/Column* centang *Relative Length* lalu input nilai 0,1, - pada *Available Hinges* pilih *Auto* lalu klik *Modify/Show Auto Properties* seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.51.



Gambar 5.51 Frame Assignment - Hinges

- c. Saat klik *modify*, akan muncul tab *Auto Hinge Assignment* lalu pilih *From ASCE 41-23* (*reference standard AISC 342-22, ACI 369.1-22*) sebagai referensi tipe sendi plastis – pilih *ACI 369.1-22 Table 4.2.2.2.2a (Reinforced Concrete Beams Controlled by Flexure)* pada jenis tabelnya – pilih *M3* pada *Degree of Freedom* – pilih *case Gravity_NSP* untuk *case/combo* yang digunakan pada bagian *V Value From* serta penyesuaian data lainnya yang dapat dilihat pada Gambar 5.52 berikut.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From ASCE 41-23 (reference standard ASCE 342-22, ACI 369.1-22)

Select a Hinge Table
ACI 369.1-22 Table 4.2.2.2a (Reinforced Concrete Beams Controlled by Flexure)

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

Hysteresis Type: Isotropic [Modify/Show]

Concrete Beam Behavior
☐ Controlled by Inadequate Development or Splicing of Longitudinal Rebar along Span
☐ Controlled by Inadequate Embedment into Beam-column Joint

Shear Reinforcing Ratio $p_t = A_v / (b_w \cdot s)$
☒ From Current Design
☐ User Value [pt]

V Value From
☒ Case/Combo: Gravity_HSP
☐ User Value [V]

Shear Demand at Flexural Yielding (V_{MCyDE})
☒ Program Calculated
☐ User-specified Demand, V_{MCyDE} [kN]

Shear Reinforcement Spacing Ratio (sld)
☒ From Current Design
☐ User Value [sld]

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Ultimate Strength Limit
 Ultimate Strength Limit (as a Ratio to Yield Strength): 1.1

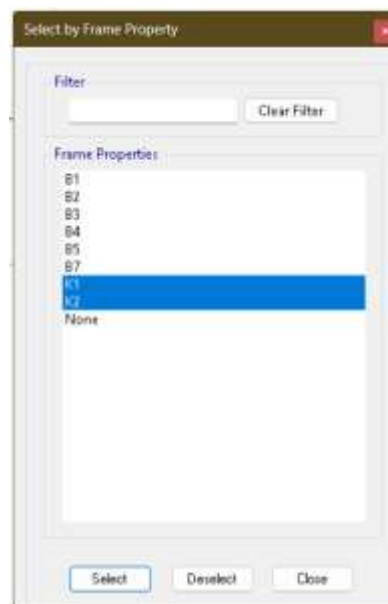
OK Cancel

Gambar 5.52 Beam's Auto Hinge Assignment Data

2. Define Column's Hinges

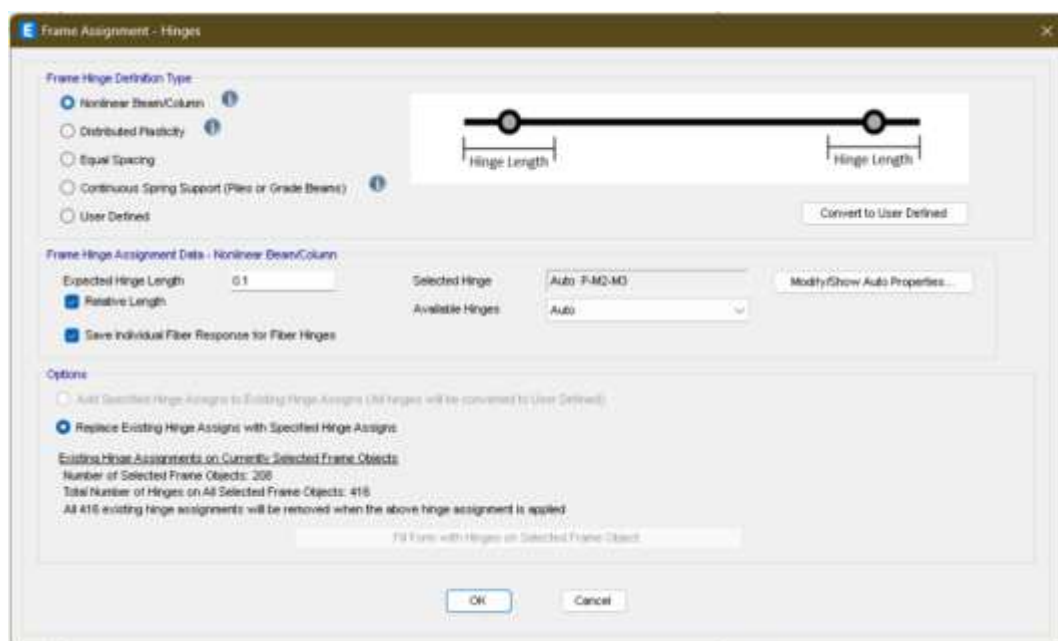
Pendefinisian sendi plastis balok di ETABS dapat dilihat pada tahapan berikut ini.

- a. Tentukan elemen kolom yang akan di-assign sebagai sendi plastis. Tahapannya klik *Select – Properties – Frame Section* – pilih kolom yang akan di-assign – *Select* seperti pada Gambar 5.53 berikut.



Gambar 5.53 Select by Frame Property

- d. Setelah kolom yang akan di-assign sendi plastis dipilih, klik *Assign – Hinges* – pilih *Nonlinear Beam/Column* pada bagian *Frame Hinge Definition Type* – pada bagian *Frame Hinge Assignment Data-Nonlinear Beam/Column* centang *Relative Length* lalu input nilai 0,1, - pada *Available Hinges* pilih *Auto* lalu klik *Modify/Show Auto Properties* seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.54.



Gambar 5.54 Frame Assignment - Hinges

- e. Saat klik *modify*, akan muncul tab *Auto Hinge Assignment* lalu pilih *From ASCE 41-23 (reference standard AISC 342-22, ACI 369.1-22)* sebagai referensi tipe sendi plastis – pilih *ACI 369.1-22 Table 4.2.2.2b/c (Reinforced Concrete Columns Controlled by Flexure)* pada jenis tabelnya – pilih *P-M2-M3* pada *Degree of Freedom* – pilih *case Gravity_NSP* untuk *case/combo* yang digunakan pada bagian *V Value From* serta penyesuaian data lainnya yang dapat dilihat pada Gambar 5.55 berikut.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From ASCE 41-23 (reference standard AISC 342-22, ACI 369.1-22)

Select a Hinge Table
ACI 369.1-22 Table 4.2.2.2b/c (Reinforced Concrete Columns Controlled by Flexure)

Degree of Freedom
☐ M2
☐ M3
☐ M2-M3
☐ P-M2
☐ P-M3
☒ P-M2-M3

Concrete Column Behavior
☐ Controlled by Inadequate Development or Splicing along the Clear Length

Shear Reinforcing Ratio $pt = A_v / (b_{ww} * s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

P Values From
☒ Case/Combo
☐ User Value
Gravity: Gravity_NSP
Gravity + Lateral: Gravity_NSP

Shear Demand at Flexural Yielding/Shear Capacity (V_{MCyDE}/V_{coDE})
☒ Program Calculated
☐ User-specified Shear Demand, V_{MCyDE}
☐ User-specified Ratio, V_{MCyDE} / V_{coDE}

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Shear Reinforcement Spacing Ratio (sX)
☒ From Current Design
☐ User Value

Ultimate Strength Limit
Ultimate Strength Limit (as a Ratio to Yield Strength): 1.1

OK Cancel

Gambar 5.52 Column's Auto Hinge Assignment Data

5.8 Hasil *Nonlinear Static Procedure*

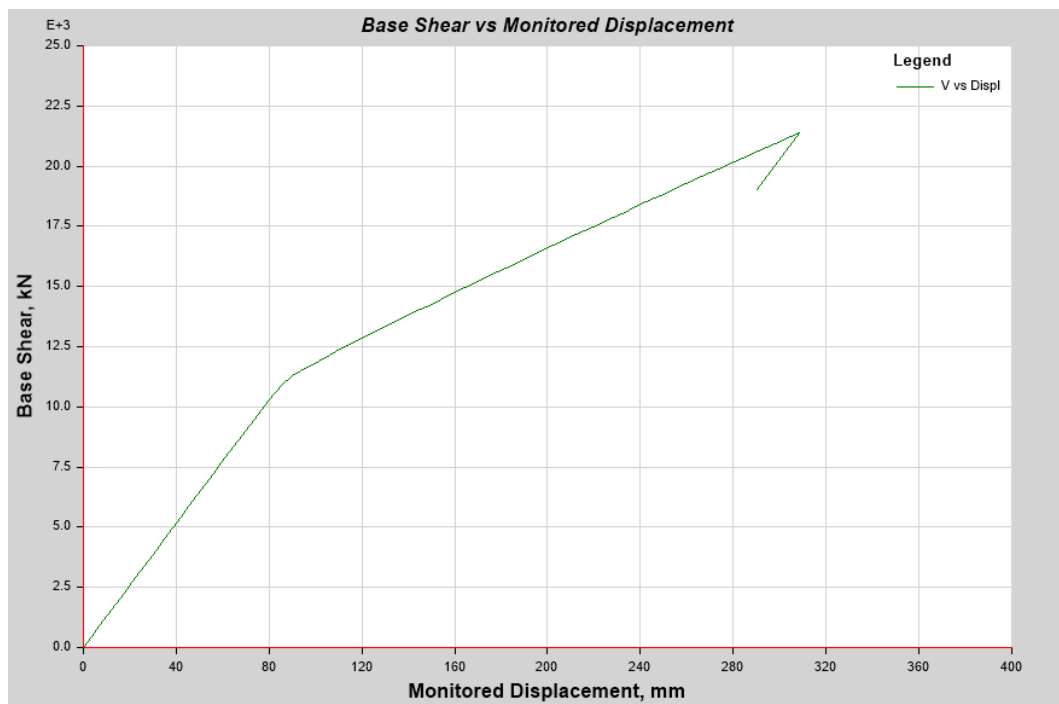
Dari *running* analisis NSP menggunakan ETABS, diperoleh *output* berupa kurva perbandingan *base shear* dengan *displacement* (*capacity curve*), *performance point* untuk menghitung *performance level* bangunan terhadap gempa berdasarkan ATC-40, dan proses plastifikasi pada elemen struktur berupa balok serta kolom bangunan dengan detail masing-masing penjelasan sebagai berikut.

5.8.1 Kurva Kapasitas (*pushover curve*)

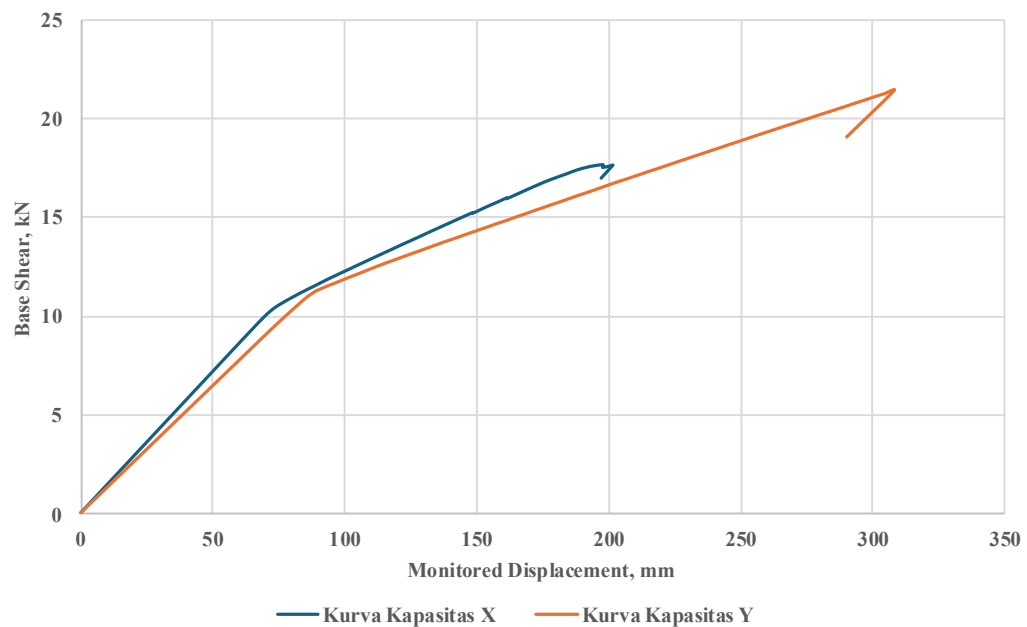
Kurva kapasitas merupakan kurva perbandingan antara gaya geser dasar (*base shear*) dengan perpindahan tingkat paling atas/atap (*roof displacement*) hasil dari analisis *pushover*. Kurva kapasitas hasil analisis menggunakan ETABS dapat ditampilkan dengan cara klik tab *Display* – pilih *Static Pushover Curve*, setelah itu akan muncul kurva kapasitas hasil analisis *pushover* seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.53 untuk kurva kapasitas sumbu x dan Gambar 5.54 untuk sumbu y.



Gambar 5.53 Kurva Kapasitas Arah X

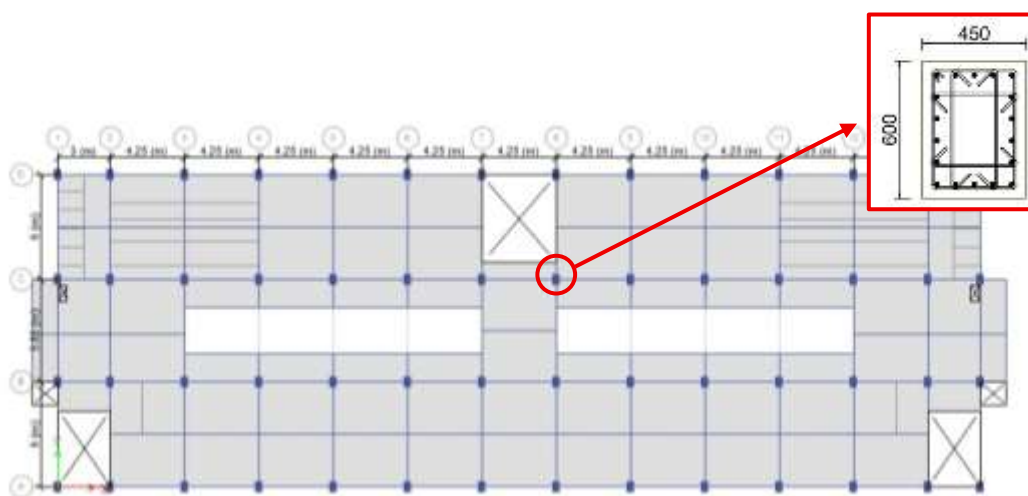


Gambar 5.54 Kurva Kapasitas Arah Y



Gambar 5.55 Perbandingan Kurva Kapasitas Arah X dan Arah Y

Dari Gambar 5.55 diketahui bahwa kurva kapasitas arah y memiliki nilai *base shear* dan *displacement* maksimum yang lebih besar dibandingkan dengan kurva kapasitas arah x. Untuk arah x diperoleh nilai *base shear* maksimum sebesar 17679,6086 kN dan *displacement* maksimum sebesar 201,441 mm, sedangkan untuk arah y diperoleh nilai *base shear* maksimum sebesar 21394,983 kN dan *displacement* maksimum sebesar 308,355 mm. Meskipun nilai *base shear* terbesar terjadi pada sumbu lemah bangunan (sumbu y) bukannya sumbu kuatnya (sumbu x), berdasarkan penjelasan buku *Design of Concrete Structures* oleh Darwin dkk. (2016) dijelaskan bahwa orientasi penampang kolom dan rasio tulangan longitudinal kolom mempengaruhi kapasitas lentur dan deformasi nonlinier elemen struktur, dengan demikian variasi orientasi penampang kolom dan rasio tulangan dapat menyebabkan kapasitas *base shear* arah tertentu menjadi lebih besar meskipun secara geometris arah tersebut dikategorikan sebagai sumbu lemah struktur.



Gambar 5.56 Konfigurasi Dimensi Kolom terhadap Denah Bangunan

Berdasarkan data pada Gambar 5.56, penelitian ini menggunakan dimensi kolom yang berbeda pada kedua sumbu (450mm x 600mm) dengan bentang terpanjang pada sumbu y sehingga mempengaruhi inersia kolom, ini sejalan dengan penelitian yang dilakukan Fairuz dkk. (2021) dan Mahendra (2022) dimana nilai *base shear* maksimum hasil analisis *pushover* terjadi pada sumbu lemah bangunan bukan sumbu kuatnya dan juga pengaruh orientasi penampang kolom yang berbeda

pada kedua sumbunya. Sebagai tambahan, penelitian ini juga melakukan *trial* menggunakan penampang kolom persegi (600mm x 600mm) dan didapatkan hasil *base shear* maksimum seperti pada Gambar 5.57 yang nilainya lebih besar daripada sumbu y yang merupakan sumbu lemah bangunan.



Gambar 5.57 Kurva Kapasitas Arah X dengan Variasi Kolom Persegi

Dari hasil analisis *pushover* menggunakan ETABS juga diperoleh *output* lain berupa tabel rekapan *base shear*, *displacement*, plastifikasi elemen, dan *performance level* elemen pada setiap *step* analisis dari awal hingga kurva mengalami *collapse* pada step terakhir. *Output* tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.19 dan Tabel 5.20 berikut ini.

Tabel 5.19 Base Shear vs Monitored Displacement Sumbu X

<i>Step</i>	<i>Displacement (mm)</i>	<i>Base Shear (kN)</i>	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
1	3,5	503,9499	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
2	7	1007,8998	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
3	10,5	1511,8497	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
4	14	2015,7998	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
5	17,5	2519,7499	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
↓↓↓												
15	52,5	7559,2555	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
16	56	8063,2066	1135	1	0	0	0	1136	0	0	0	1136
17	57,628	8296,913	1134	2	0	0	0	1136	0	0	0	1136
18	61,325	8826,8693	1130	6	0	0	0	1136	0	0	0	1136
19	65,504	9421,0857	1124	12	0	0	0	1136	0	0	0	1136
20	69,004	9911,0011	1119	17	0	0	0	1135	1	0	0	1136
21	72,593	10347,26	1078	58	0	0	0	1135	1	0	0	1136
↓↓↓												
52	197,633	17700,586	808	325	1	2	0	1015	119	2	0	1136
53	197,64	17560,241	807	326	0	3	0	1005	129	2	0	1136
54	201,148	17675,986	806	327	0	3	0	1002	131	3	0	1136
55	201,441	17679,609	806	326	1	3	0	1002	131	3	0	1136
56	196,956	17016,524	806	326	1	3	0	1002	131	3	0	1136

Tabel 5.20 Base Shear vs Monitored Displacement Sumbu Y

<i>Step</i>	<i>Displacement (mm)</i>	<i>Base Shear (kN)</i>	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
1	3,5	450,8673	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
2	7	901,7349	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
3	10,5	1352,6027	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
↓↓↓												
19	66,5	8566,5266	1136	0	0	0	0	1136	0	0	0	1136
20	69,674	8975,3515	1132	4	0	0	0	1136	0	0	0	1136
21	73,775	9495,9579	1112	24	0	0	0	1136	0	0	0	1136
22	78,08	10027,2354	1076	60	0	0	0	1136	0	0	0	1136
23	82,435	10549,6487	1066	70	0	0	0	1136	0	0	0	1136
24	86,062	10963,4935	1038	98	0	0	0	1136	0	0	0	1136
25	89,969	11291,3586	1014	122	0	0	0	1136	0	0	0	1136

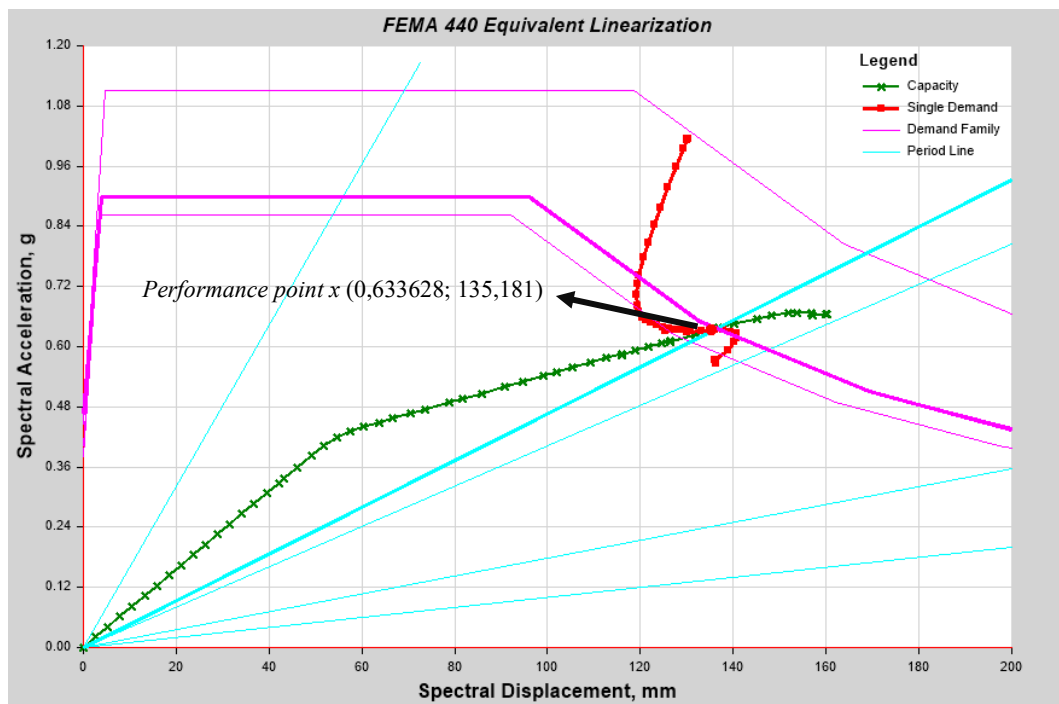
Lanjutan Tabel 5.20 Base Shear vs Monitored Displacement Sumbu Y

Step	Displacement (mm)	Base Shear (kN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
26	96,356	11640,1613	1010	126	0	0	0	1136	0	0	0	1136
27	101,216	11905,024	1000	136	0	0	0	1136	0	0	0	1136
28	106,075	12156,2762	996	140	0	0	0	1136	0	0	0	1136
29	110,32	12385,1283	984	152	0	0	0	1136	0	0	0	1136
30	114,597	12604,9252	962	174	0	0	0	1134	2	0	0	1136
31	118,413	12791,2701	950	186	0	0	0	1130	6	0	0	1136
↓↓↓												
78	301,355	21103,0935	822	314	0	0	0	956	180	0	0	1136
79	304,855	21248,795	816	320	0	0	0	956	180	0	0	1136
80	308,355	21394,983	811	322	3	0	0	956	180	0	0	1136

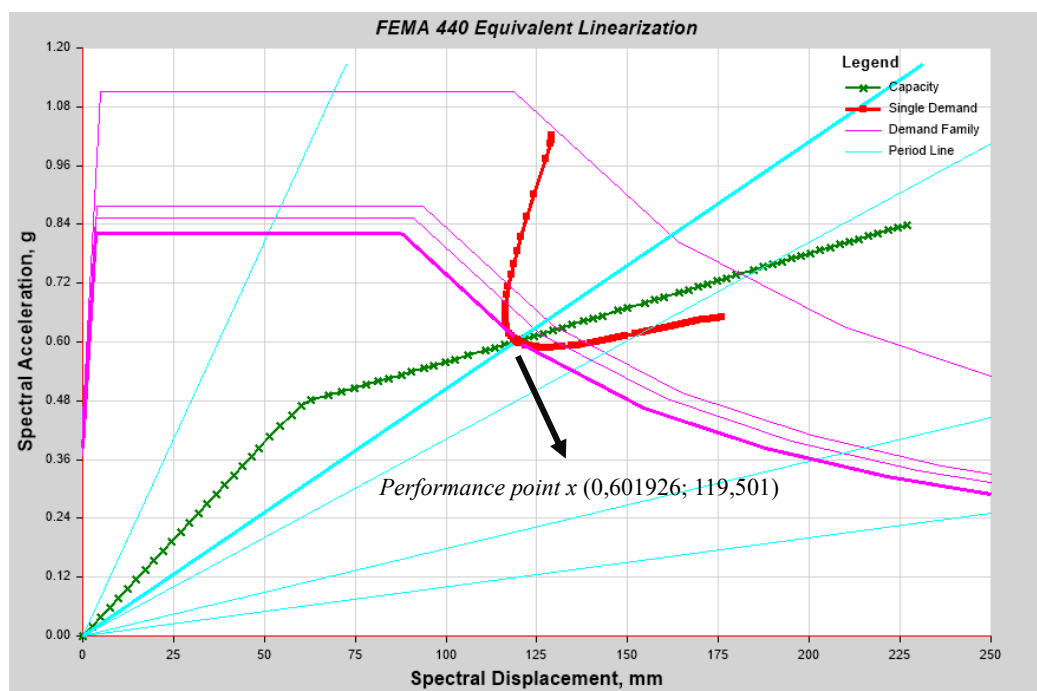
Dari kedua tabel di atas diketahui bahwa untuk sumbu x, plastifikasi pertama kali terjadi pada step 16 ketika transisi *acceptance point* deformasi plastis dari A ke B terjadi, lalu untuk level kinerja elemen pertama kali terjadi pada step 20 ketika transisi *acceptance point performance level* dari A ke IO terjadi. Pada sumbu y, plastifikasi pertama kali terjadi pada step 20 ketika transisi *acceptance point* deformasi plastis dari A ke B terjadi dan untuk level kinerja elemen pertama kali terjadi pada step 30 ketika transisi *acceptance point performance level* dari A ke IO terjadi. Nilai *acceptance point* yang mengategorikan elemen-elemen balok dan kolom menjadi beberapa kriteria (A, B, C, D, dan E dengan IO, LS, CP) didasarkan pada ASCE 41-23 yang bersumber pada ACI 369.1-22 Tabel 4.2.2.2.2a untuk kolom dan ACI 369.1-22 Tabel 4.2.2.2.2b/c untuk balok.

5.8.2 Performance Point

Dalam menentukan *performance point* pada setiap sumbunya, program ETABS secara otomatis mengonversi antara respons spektrum dengan kurva kapasitas (*pushover*) ke dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*) yang digambarkan melalui perbandingan percepatan spektral (S_a) terhadap simpangan spektral (S_d). Hasil tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.57 dan Gambar 5.58 berikut.



Gambar 5.58 Spektrum Kapasitas Arah X



Gambar 5.59 Spektrum Kapasitas Arah Y

Dalam Pasal 3.7.3 yang didasarkan pada ATC-40 (1996), *performance point* merepresentasikan kondisi di mana kapasitas struktur sama dengan tuntutan

(*demand*) gempa rencana, sehingga menjadi acuan utama dalam evaluasi kinerja struktur terhadap gempa sebagaimana yang ditampilkan pada Gambar 5.57 dan Gambar 5.58 sebelumnya. Selain itu, Pasal 3.7.3 juga menyebutkan pada *performance point* juga diperoleh informasi mengenai periode bangunan (T_{eff}) dan redaman efektif (β_{eff}) serta beberapa poin lainnya (V_t , D_t , S_a , dan S_d) yang dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5.21 *Performance Point* Hasil Analisis *Pushover*

Arah Beban	Base Shear (kN)	Performance Point					
		V_t (kN)	D_t (mm)	S_a (g)	S_d (mm)	T_{eff}	β_{eff}
X	2736,89	16613,941	171,957	0,634	135,181	0,943	0,121
Y	2736,89	15005,613	165,343	0,602	119,501	0,829	0,088

Pada Tabel 5.21 dapat dilihat untuk sumbu x, nilai gaya geser dasar $V_t = 16613,941 \text{ kN} > 2736,89 \text{ kN}$ dan untuk sumbu y, nilai gaya geser dasar $V_t = 15005,613 \text{ kN} > 2736,89 \text{ kN}$. Maka dengan menggunakan metode spektrum kapasitas (ATC-40, 1996) perilaku seismik struktur pada kedua sumbu telah mengalami deformasi in-elastis akibat perubahan kekakuan struktur setelah terjadi sendi plastis. Untuk nilai *target displacement* (D_t) kedua sumbu hasil analisis *pushover* tidak boleh melebihi batasan maksimum *displacement* yaitu $0,02 H = 0,02 \times 13,8 \text{ m} = 0,276 \text{ m} = 276 \text{ mm}$. Untuk nilai D_t pada masing-masing sumbu x dan y adalah $171,957 \text{ mm}$ dan $165,343 \text{ mm} < 276 \text{ mm}$, sehingga telah memenuhi persyaratan keamanan seperti penelitian yang dilakukan Muntafi (2012).

5.8.3 Level Kinerja Bangunan Berdasarkan ATC-40

Dalam mengetahui level kinerja bangunan, perlu dilakukan perhitungan nilai *drift ratio* yang didefinisikan melalui Persamaan 3.28 untuk *maximum total drift* dan Persamaan 3.29 untuk *maximum inelastic drift* dengan perhitungannya sebagai berikut.

1. *Pushover* arah x

$$\begin{aligned}
 \text{a. Maximum total drift ratio} &= \frac{\delta_t}{H_{total}} \\
 &= \frac{171,957}{13800}
 \end{aligned}$$

$$= 0,0125 > 0,01 \text{ (DC)}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Maximum inelastic drift ratio} &= \frac{\delta_t - \delta_1}{H_{\text{total}}} \\ &= \frac{171,957 - 3,5}{13800} \\ &= 0,0122 > 0,005 \text{ (DC)} \end{aligned}$$

2. Pushover arah y

$$\begin{aligned} \text{a. Maximum total drift ratio} &= \frac{\delta_t}{H_{\text{total}}} \\ &= \frac{165,343}{13800} \\ &= 0,0120 > 0,01 \text{ (DC)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Maximum inelastic drift ratio} &= \frac{\delta_t - \delta_1}{H_{\text{total}}} \\ &= \frac{165,343 - 3,5}{13800} \\ &= 0,0117 > 0,005 \text{ (DC)} \end{aligned}$$

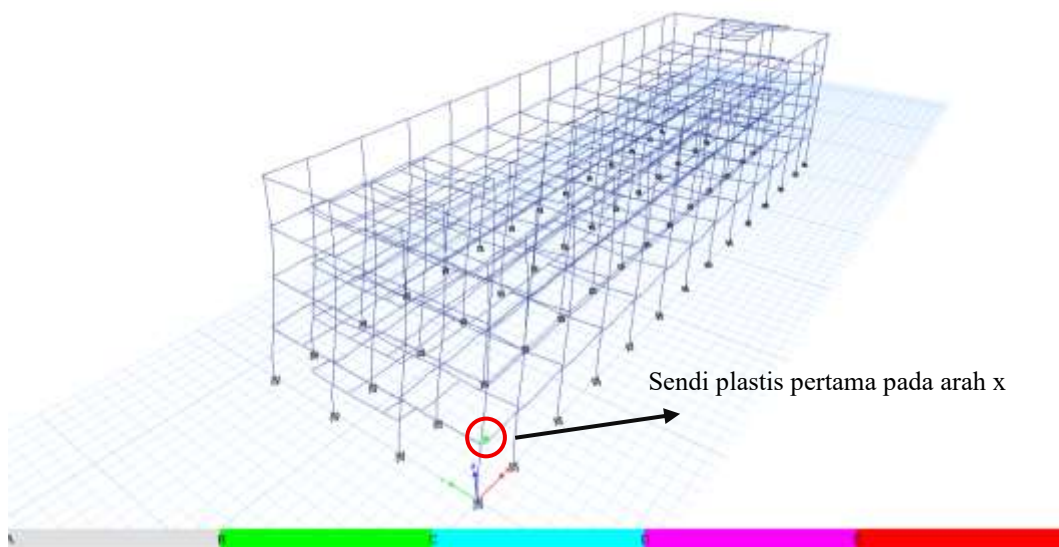
Dari perhitungan level kinerja bangunan berdasarkan ATC-40, nilai *maximum total drift ratio* arah x sebesar 0,0125 dan arah y sebesar 0,0120. Nilai tersebut telah melampaui batas *immediate occupancy* (IO) pada Tabel 3.16 yang berdasarkan ATC-40, yaitu sebesar 0,01 namun masih berada pada rentang batas *damage control* (DC) yaitu 0,01 - 0,02, sehingga tingkat kinerja struktur dikategorikan sebagai *damage control* (DC). Untuk *maximum inelastic drift ratio* arah x sebesar 0,0122 dan arah y sebesar 0,0117. Nilai tersebut juga telah melampaui batas *immediate occupancy* (IO) pada Tabel 3.16, yaitu sebesar 0,005 namun masih berada pada rentang batas *damage control* (DC) yaitu 0,005 - 0,015, sehingga tingkat kinerja struktur dikategorikan sebagai *damage control* (DC). *Damage control* artinya bangunan hanya mengalami kerusakan minor hingga sedang pada elemen non-struktur dan sebagian struktur tetapi masih dapat diperbaiki dan fungsi utama bangunan tetap berjalan (ATC-40, 1996).

5.8.4 Mekanisme Sendi Plastis

Mekanisme sendi plastis pada *nonlinear static procedure* menggunakan ETABS dapat ditampilkan setelah analisis tersebut dilakukan. Adapun langkahnya yaitu klik *Display – Deformed Shape – Case –* pilih *load case* sesuai arah mana yang mau menampilkan sendi plastis – sesuaikan *step* berapa yang dipilih – pada bagian *Hinge State Colored Dots are For* pilih *B, C, D, and E Points* untuk mengetahui deformasi sendi plastis pada elemen dan/atau pilih *IO, LS, and CP Acceptance Points* untuk mengetahui level kinerja pada elemen berdasarkan *acceptance criteria* pada ASCE 41-23. Penjelasan mekanisme sendi plastis pada kedua arah dijelaskan sebagai berikut.

1. Mekanisme sendi plastis arah x

Untuk plastifikasi pertama pada arah x terjadi pada step ke-16 yang dapat diketahui pada Tabel 5.19 sebelumnya, selain itu dapat dilihat pada tampilan Gambar 5.59 dan Gambar 5.60 berikut dimana muncul tampilan sendi plastis berwarna hijau yang menandakan deformasi plastis dari poin A ke B. Berdasarkan CSI Analysis Reference Manual (2016) poin B merepresentasikan terjadinya pelelehan pertama pada sendi plastis, tidak ada deformasi plastis yang terjadi sebelum poin B tercapai.

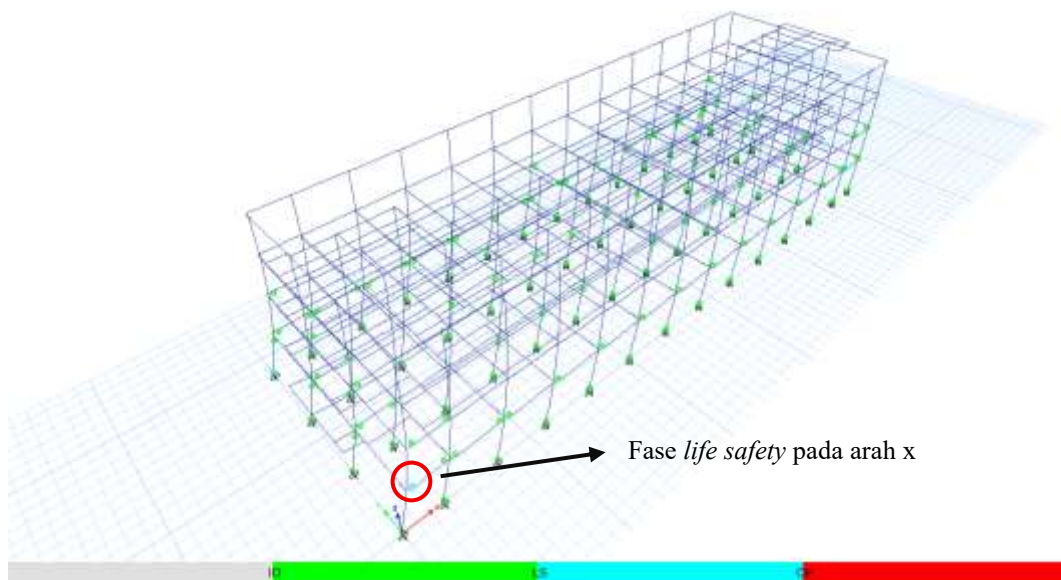


Gambar 5.60 3D View Sendi Plastis Pertama Arah X pada Step ke-16

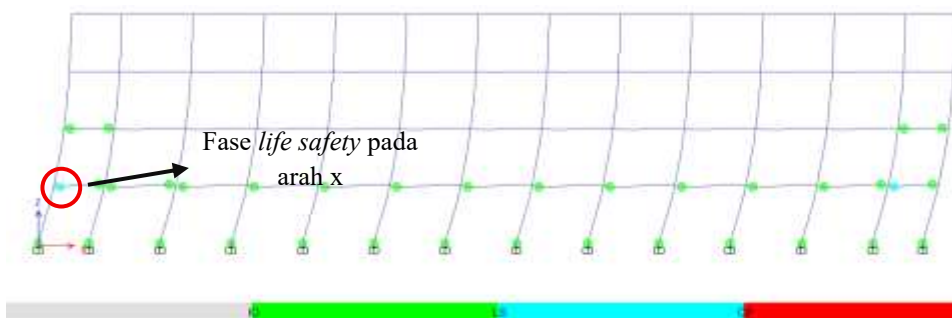


Gambar 5.61 Plan View Sendi Plastis Pertama Arah X pada Step ke-16

Dari Gambar 5.59 dan Gambar 5.60 di atas terlihat bahwa sendi plastis pertama kali terjadi pada elemen balok dahulu atau *beam sway mechanism* untuk arah sumbu x. Hal ini terjadi karena momen kapasitas balok yang lebih dulu terlampaui daripada kolom sehingga balok mengalami momen lentur plastis. Lalu untuk level kinerja elemen pada step terakhir arah x dapat dilihat pada Gambar 5.61 dan Gambar 5.62 berikut.



Gambar 5.62 3D View Sendi Plastis Akhir Arah X pada Step ke-56

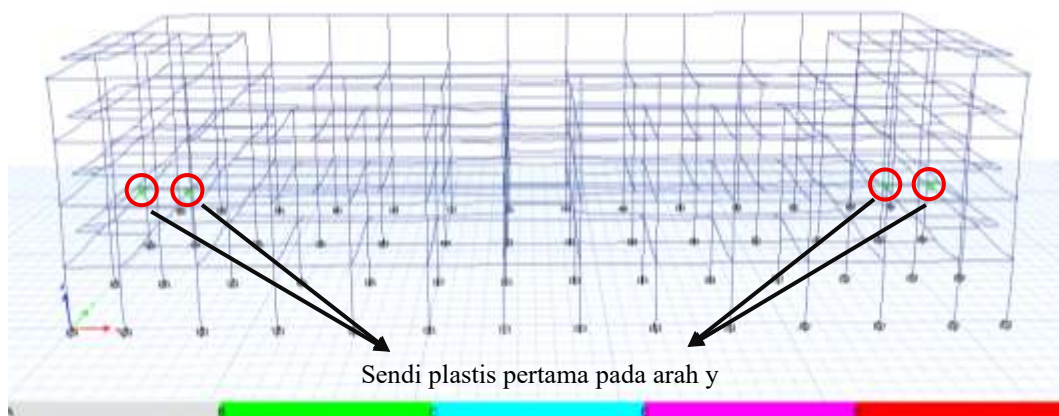


Gambar 5.63 Elevation View Sendi Plastis Akhir Arah X pada Step ke-56

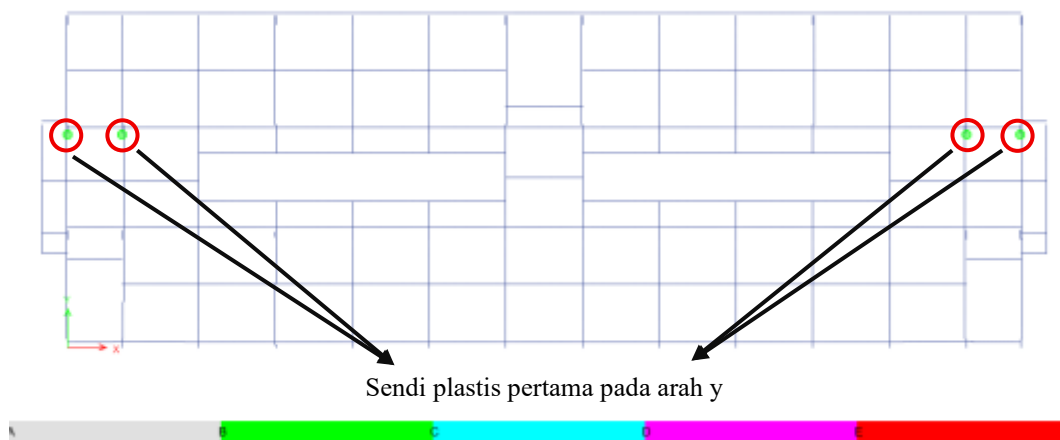
Dari keseluruhan mekanisme sendi plastis pada arah x yaitu awal plastifikasi pada step ke-16 hingga akhir step ke-56, desain bangunan sudah cenderung memenuhi konsep *strong column weak beam*. Ini dapat terlihat ketika bangunan mengalami *beam sway mechanism* pada step awal terjadinya sendi plastis dan pada akhir step level kinerja, balok yang pertama kali plastis sudah pada level *life safety* dibandingkan kolom yang masih berada pada level *immediate occupancy*.

2. Mekanisme sendi plastis arah y

Untuk plastifikasi pertama pada arah y terjadi pada step ke-20 yang dapat diketahui pada Tabel 5.19, selain itu dapat dilihat pada tampilan Gambar 5.63 dan Gambar 5.64 berikut dimana muncul tampilan sendi plastis berwarna hijau pada 4 sendi yang menandakan deformasi plastis dari poin A ke B. Berdasarkan CSI Analysis Reference Manual (2016) poin B merepresentasikan terjadinya pelelehan pertama pada sendi plastis, tidak ada deformasi plastis yang terjadi sebelum poin B tercapai.

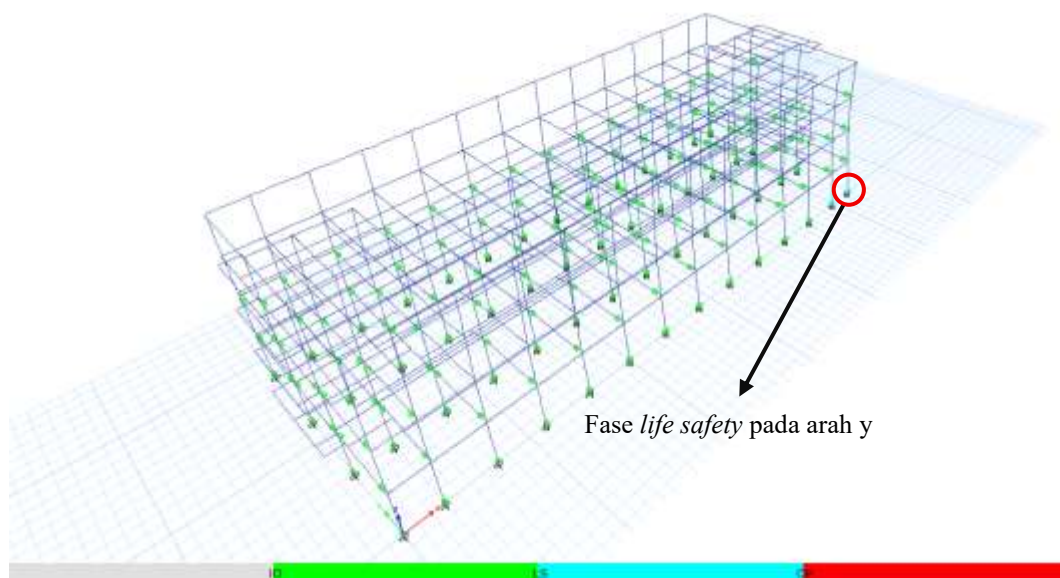


Gambar 5.64 3D View Sendi Plastis Pertama Arah Y pada Step ke-20

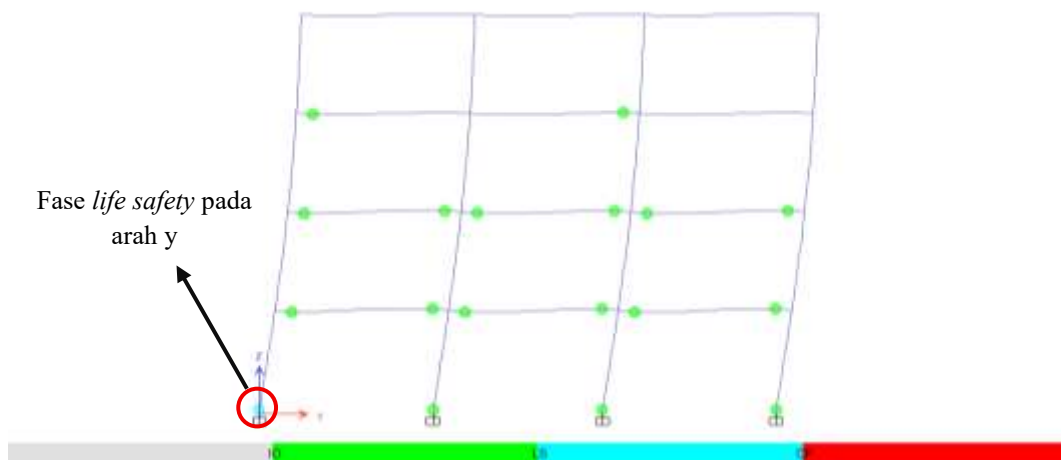


Gambar 5.65 Plan View Sendi Plastis Pertama Arah Y pada Step ke-20

Dari Gambar 5.63 dan Gambar 5.64 di atas terlihat bahwa sendi plastis pertama kali terjadi pada elemen balok dahulu atau *beam sway mechanism* untuk arah sumbu y. Lalu untuk level kinerja elemen pada step terakhir dapat dilihat pada Gambar 5.65 dan Gambar 5.66 berikut.



Gambar 5.66 3D View Sendi Plastis Akhir Arah X pada Step ke-56



Gambar 5.67 Elevation View Sendi Plastis Akhir Arah X pada Step ke-56

Dari keseluruhan mekanisme sendi plastis pada arah y yaitu awal plastifikasi pada *step* ke-20 hingga akhir *step* ke-81, desain bangunan sudah cenderung memenuhi konsep *strong column weak beam*. Ini dapat terlihat ketika bangunan mengalami *beam sway mechanism* pada *step* awal terjadinya sendi plastis dan pada akhir *step* level kinerja, sebagian kecil kolom hanya berada pada level *life safety*.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil setiap analisis yang dilakukan terhadap Gedung Asrama C Madrasah Mu'allimin Muhammadiyah Yogyakarta, didapatkan beberapa kesimpulan berdasarkan rumusan masalah sebagai berikut.

1. Hasil analisis linear menunjukkan bahwa bangunan tidak teridentifikasi memiliki ketidakberaturan struktur baik horizontal maupun vertikal, sehingga struktur telah memenuhi persyaratan keteraturan struktur dalam evaluasi gempa berdasarkan SNI 1726:2019. Selain itu, hasil pengecekan simpangan antar tingkat (*drift ratio*) pada analisis statik ekuivalen maupun respons spektrum menunjukkan bahwa seluruh nilai *drift* masih berada di bawah batas simpangan izin yang ditentukan, sehingga struktur memiliki kekakuan lateral yang memadai terhadap beban gempa. Nilai simpangan antar tingkat cenderung lebih besar pada sumbu y sebagai sumbu lemah bangunan akibat dimensi bentang yang lebih pendek dibandingkan sumbu x. Sementara itu, nilai stabilitas struktur terhadap pengaruh P-delta diperoleh pada rentang 0,0041–0,0259 untuk analisis statik ekuivalen dan 0,0049–0,0207 untuk analisis respons spektrum. Nilai tersebut masih berada di bawah batas pengaruh P-delta (0,1) dan batas stabilitas struktur (0,0909), sehingga pengaruh P-delta tidak perlu diperhitungkan lebih lanjut terhadap respons struktur bangunan.
2. Berdasarkan hasil *nonlinear static procedure* menggunakan ETABS, diperoleh kurva kapasitas (*pushover curve*) berupa hubungan antara *base shear* dan *roof displacement* pada kedua arah struktur. Pada arah x diperoleh nilai *base shear* maksimum sebesar 17679,6086 kN dengan *displacement* maksimum sebesar 201,441 mm, sedangkan pada arah y diperoleh nilai *base shear* maksimum sebesar 21394,983 kN dengan *displacement* maksimum sebesar 308,355 mm. Nilai *base shear* arah y yang lebih besar dibandingkan arah x dipengaruhi oleh orientasi penampang kolom, rasio tulangan longitudinal, dan konfigurasi elemen

struktur yang memengaruhi kekakuan serta inersia bangunan. Dengan demikian, meskipun arah y merupakan sumbu lemah bangunan, kapasitas gaya geser dasar yang dihasilkan lebih besar dibandingkan arah x akibat pengaruh kekakuan struktur dan distribusi elemen pembentuk sistem penahan gaya lateral.

3. Berdasarkan kategori level kinerja dengan metode ATC-40, bangunan pada kedua arah termasuk dalam kategori *damage control* (DC). Hal ini ditunjukkan dari nilai *maximum total drift ratio* arah x sebesar 0,0125 dan arah y sebesar 0,0120 yang berada pada rentang batas *damage control* (0,01–0,02). Selain itu, nilai *maximum inelastic drift ratio* arah x sebesar 0,0122 dan arah y sebesar 0,0117 juga masih berada pada rentang *damage control* (0,005–0,015). Hasil tersebut menunjukkan bahwa struktur telah mengalami deformasi in-elastis akibat terbentuknya sendi plastis, namun tingkat kerusakan yang terjadi masih tergolong minor hingga sedang sehingga bangunan masih dapat diperbaiki dan fungsi utama bangunan tetap dapat digunakan setelah gempa rencana.
4. Mekanisme sendi plastis yang terjadi pada kedua arah menunjukkan pola *beam sway mechanism*, yaitu sendi plastis pertama kali terbentuk pada elemen balok sebelum kolom. Pada arah x, plastifikasi awal terjadi pada step ke-16 dan pada arah y terjadi pada step ke-20 dengan transisi deformasi plastis dari titik A ke B yang menandakan terjadinya pelelehan awal elemen. Pada step akhir analisis, sebagian balok telah mencapai level *life safety* (LS), sedangkan mayoritas kolom masih berada pada level *immediate occupancy* (IO). Kondisi tersebut menunjukkan bahwa struktur sudah cenderung memenuhi konsep *strong column weak beam*, karena elemen balok mengalami keruntuhan plastis terlebih dahulu dibandingkan kolom sehingga mekanisme keruntuhan struktur menjadi lebih aman terhadap pengaruh gempa.

6.2 Saran

Adapun berikut ini saran yang dapat diberikan untuk mengembangkan penelitian terkait *nonlinear static procedure* dalam mengevaluasi perilaku seismik bangunan.

1. Penggunaan referensi acuan lain dalam mengevaluasi struktur bangunan, seperti FEMA 440 dan FEMA 365 dalam penelitian selanjutnya sehingga dapat

dijadikan pembandingan antar referensi dengan referensi lain atau yang termutakhir.

2. Penggunaan *hardware* dengan spesifikasi yang lebih tinggi dalam melakukan analisis, sehingga dapat mempercepat proses *running* analisis serta meminimalisir terjadinya kegagalan atau *error* akibat spesifikasi perangkat yang kurang mumpuni.
3. Penggunaan sampel penelitian gedung dengan variasi denah dan elemen struktur sehingga *output* analisis yang dihasilkan lebih beragam. Karena semakin banyak variasi yang digunakan dapat diketahui parameter-parameter yang mempengaruhi perbedaan *output* analisis.
4. Penggunaan metode analisis lain seperti *nonlinear time history* dalam penelitian kedepannya, sebagai pembandingan dari *nonlinear static procedure*, sehingga diketahui perbedaan *output* yang dihasilkan dari kedua analisis tersebut.

DAFTAR PUSTAKA

- Anwar, N., 2004. Pushover Analysis Using ETABS and SAP2000, in: Association of Structural Engineers Philippines Seminar. ACECOMS.
- ATC-40, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission.
- Badan Standardisasi Nasional, 2020. Beban Desain Minimum Dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain (1727:2020). Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional, 2019a. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (1726:2019). Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional, 2019b. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (2847:2019). Jakarta.
- Bird, P., 2003. An updated digital model of plate boundaries. *Geochemistry, Geophys. Geosystems* 4.
- Computers and Structures Inc., 2021. ETABS V20: Analysis and Design of Building System.
- Computers and Structures Inc., 2016. SAP2000 Integrated Solution for Structural Analysis and Design, CSI Analysis Reference Manual.
- Darwin, D., Dolan, C.W., Nilson, A.H., 2016. Design of Concrete Structures, 15 ed. Mc Graw Hill Education.
- Erizal, E., Arrafi, N.R., Mentari, S., 2024. Evaluation of Seismic Performance of Sabilulungan 99 Tower Structure in Bandung Regency with Nonlinear Pushover Static Analysis Method. *Media Komun. Tek. Sipil* 30, 166–176.
- Fairuz, F.M., Thamrin, R., Zaidir, 2021. Kinerja Struktur Gedung Beton Bertulang dengan Variasi Arah Penampang dan Rasio Tulangan Kolom. *SIKLUS J. Tek. Sipil* 7, 13.
- Gunay, M.S., 2011. A Practical Guide to Nonlinear Static Analysis of Reinforced Concrete Buildings with Masonry Infill Walls.
- Hoedajanto, D., 2016. Desain Gedung Tinggi Beton Bertulang Tahan Gempa. *Unisia* 14, 76–82.

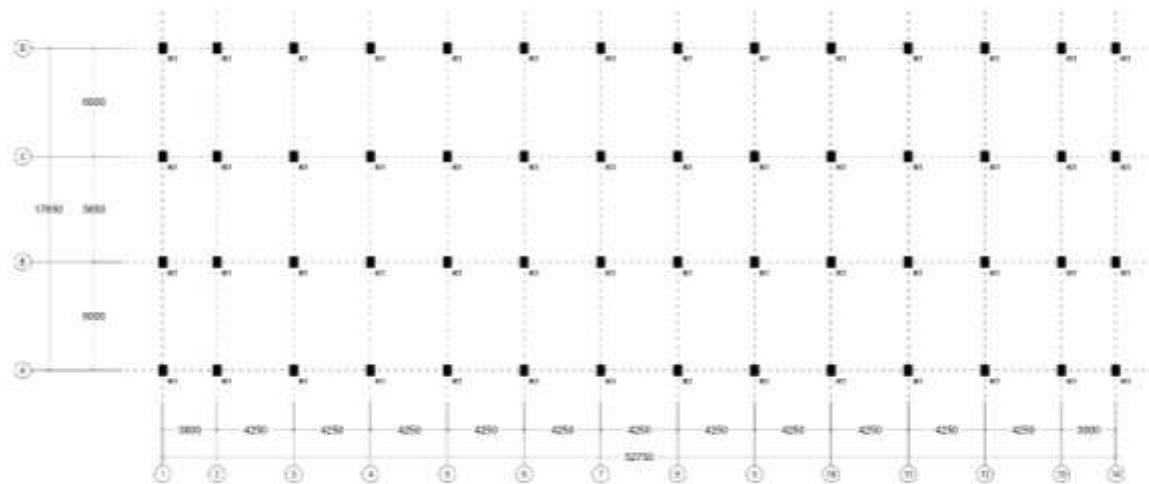
- Mahendra, A.I., 2022. Evaluasi Kinerja Struktur Gedung 9 Lantai Beton Bertulang dengan Pushover Analysis Berdasarkan ATC-40 (Studi Kasus : Gedung Fakultas Psikologi Uin Sunan Ampel Surabaya).
- Muntafi, Y., 2012. Evaluasi Kinerja Bangunan Gedung Dpu Wilayah Kabupaten Dengan Analisis Pushover. Simp. Nas. RAPI XI FT UMS 2012.
- Muntafi, Y., Faraodi, R., Asroni, A., 2018. Damage and Loss Probability Assessment of Reinforced Concrete Building Due to Yogyakarta Earthquake Scenario Using Pushover and Hazus Analysis (Case Study: Student Center Building, Faculty of Social Science, UNY). MATEC Web Conf. 229.
- Muntafi, Y., Nojima, N., 2021. Seismic Properties and Fractal Dimension of Subduction Zone in Java and Its Vicinity Using Data From 1906 To 2020. Int. J. GEOMATE 21, 71–83.
- Nagargoje, S., Deshmukh, G., 2021. Influence of Aspect Ratio & Plan Configurations on Seismic Performance of Multi-storeyed R . C . C . Buildings using Response Spectrum Analysis 8, 817–821.
- Pawirodikromo, W., 2012. Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan, Pustaka Pelajar.
- Setyadi, M.B., Muntafi, Y., 2024. Evaluasi seismik struktur bangunan bertingkat dengan analisis statik nonlinier (Pushover) menggunakan program ETABS. Proceeding Civ. Eng. Res. Forum 3, 353–363.
- Shi, M., Choi, M., Choi, Y., 2024. A comparative research of the Piloti-type RC structure and non-Piloti-type RC structure under the nonlinear pushover analysis. Build. Eng. 3, 28.
- Tim Pusat Studi Gempa Nasional, 2017. Peta Sumber Dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017. Pusat Penelitian dan Pengembangan Perumahan dan Permukiman Badan Penelitian dan Pengembangan Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.
- Utomo, C., Susanto, R.I., Tujono, S., Wibowo, H., 2012. Evaluasi Struktur Dengan Pushover Analysis Pada Gedung Kalibata Residences Jakarta (The Evaluation Of The Structure by Using Pushover Analysis of Kalibata Residences Building Jakarta). Jur. Tek. Sipil, Fak. Tek. Univ. Diponegoro.

Walter, T.R., Wang, R., Luehr, B.G., Wassermann, J., Behr, Y., Parolai, S., Anggraini, A., Günther, E., Sobiesiak, M., Grosser, H., Wetzel, H.U., Milkereit, C., Sri Brotopuspito, P.J.K., Harjadi, P., Zschau, J., 2008. The 26 May 2006 magnitude 6.4 Yogyakarta earthquake south of Mt. Merapi volcano: Did lahar deposits amplify ground shaking and thus lead to the disaster? *Geochemistry, Geophys. Geosystems* 9, 1–9.

Zebua, D., Putra, A.A.S., Wibowo, L.S.B., Alfiani, S., 2023. Evaluation of Seismic Performance of Hospital Building Using Pushover Analysis Based on Atc-40. *J. Civ. Eng. Sci. Technol.* 14, 138–145.

LAMPIRAN

[illegible]



RENCANA KOLOM LANTAI 2 ELV +3.55
SKALA : 1/50

BUTIRAN (1)	20.88%
BUTIRAN TUGAS	8.73.43%
BUTIRAN PROPA	4.38

Schedule Kolom	
KODE	ACETERANGAN
K1	Kolom 450x600
K2	Kolom 500x500

INSTANSI



PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

AS BUILT DRAWING

NO. REVISI. KETERANGAN

NAMA PERUSAHAAN

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

LOKASI PROYEK

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

MENYETUJUI

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

PERENCANA

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA



PELAKSANA

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

DI PERIKSA & SETUJUAN OLEH :

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

NAMA GAMBAR

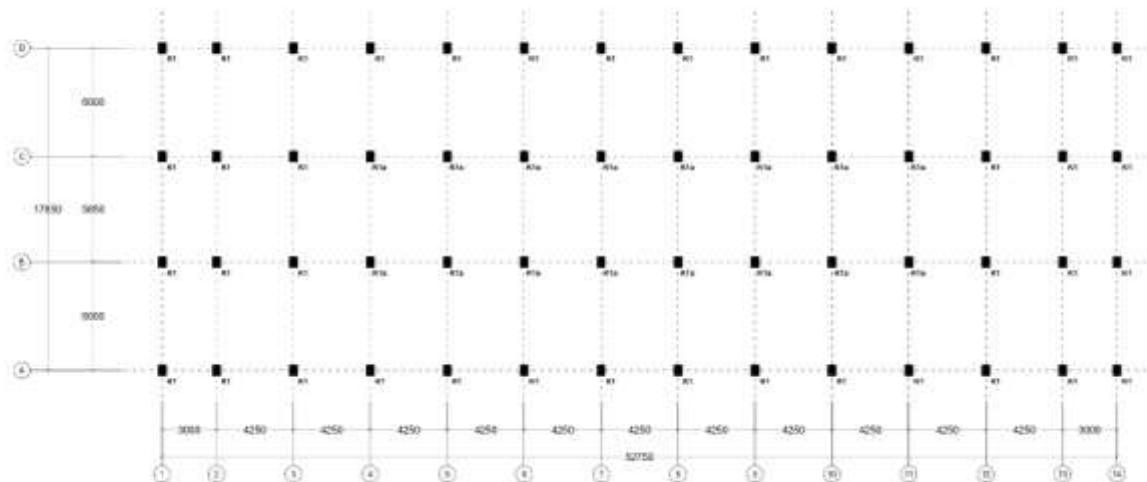
PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

REVISI

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA

REVISI

PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA
 PT. CIPTA TUNAS LAKSANA



RENCANA KOLOM LANTAI 3 ELV +6.95
SKALA 1:50

MUTU BAJAJ (F1)	25 MPa
MUTU BAJAJ TULANGAN	R170 420A
MUTU BAJAJ PERAL	420

Schedule Kolom	
KODE	KETERANGAN
R1	Kolom 450x600
R1a	Kolom 450x600

ISTANDI



PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
 BANGUNAN K.101 - 100
 BAHAMANDON 10000000

AS BUILT DRAWING

NO. REVISI KETERANGAN

NO.	REVISI	KETERANGAN

NAMA PERUSAHAAN

PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
 BANGUNAN K.101 - 100
 BAHAMANDON 10000000

LOKASI PROYEK

PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
 BANGUNAN K.101 - 100
 BAHAMANDON 10000000

MENYETUJUI

Ketua
 Tim Pengembang Kampus

Disetujui Oleh: J.101

PERENCANA

ai

PT. PERTAMAKAWA KAMPUS

PELAKSANA

PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
 BANGUNAN K.101 - 100
 BAHAMANDON 10000000

DI PERIKSA & SETUJUI OLEH :

Tim
 Manajemen Konstruksi

NAMA DESAINER

SKALA

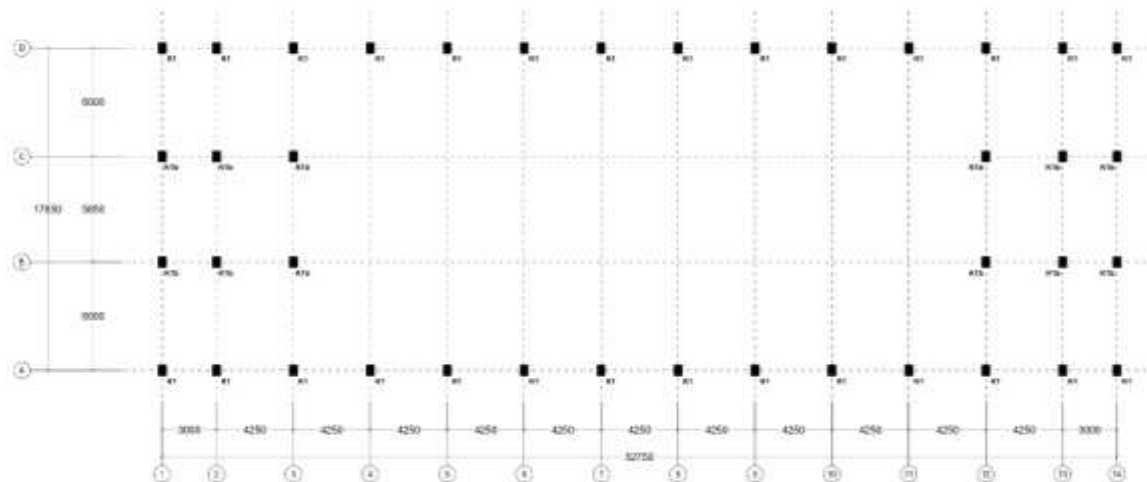
03 JUL 2020

1:200

03 JUL 2020

03

03 JUL 2020



RENCANA KOLOM LANTAI 4 ELV +10.35
SAMA 1-30

MUTU BAJAR (F1)	25 MPa
MUTU BAJAR TULANGAN	575 MPa
MUTU BAJAR PERALIH	635

KODE	KETERANGAN
K1	Kolom 450x550
K2	Kolom 350x350

ISTANDI



PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
KAMPUS KULIAH - 1999
KAMPUS KULIAH - 1999

**AS BUILT
DRAWING**

NO. REVISI KETERANGAN

NAMA PERUSAHAAN

PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
KAMPUS KULIAH - 1999
KAMPUS KULIAH - 1999

LOKASI PROYEK

PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
KAMPUS KULIAH - 1999
KAMPUS KULIAH - 1999

MENYETUJUI

Kampus
Tasikmalaya, Indonesia

PERENCANA

alms

PELAKSANA

PT. PERTAMAKAWA KAMPUS
KAMPUS KULIAH - 1999
KAMPUS KULIAH - 1999

**DI PERIKSA &
SETUJUI OLEH :**

199
Manajemen Konstruksi

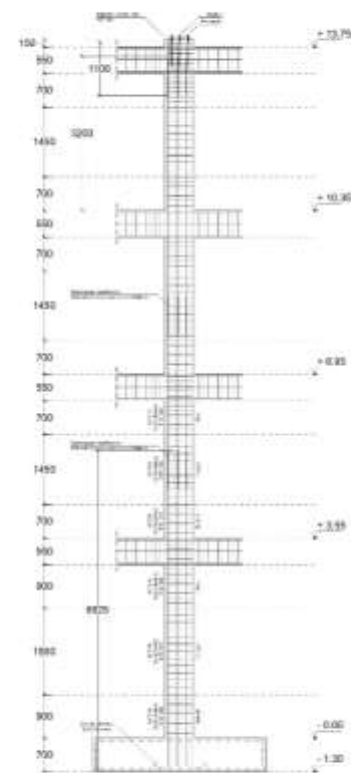
NAMA DESAIN

REVISI

NO. REVISI

REVISI

TYPE KEY	KOLOM K1 (400 X 600)			
	BARAH	TENGAH	ATAS	JORIT
PLA. UTAMA	18D19	18D19	18D19	18D19
BENGKANG	S19-108	S19-198	S19-190	S19-190



DETAIL POTONGAN KOLOM K1
SKALA: 1:10



PT. PONDOKBARU KAMPUS
KOTA PADANG, SUMATERA BARAT
20130

AS BUILT DRAWING

NO. REVISI KETERANGAN

NAMA PEKERJAAN

PEMBANGUNAN JALAN C
MELILAH MUHAMMADYAH
KOTA PADANG

LOKASI PROYEK

DESA KECILAN
KOTA PADANG

MENYERJIB

Revisi
Tina Ponggangan Kampas

Supervisor: Alvin Jafar

PERENCANA



PT. CETS TANGGA LAINA

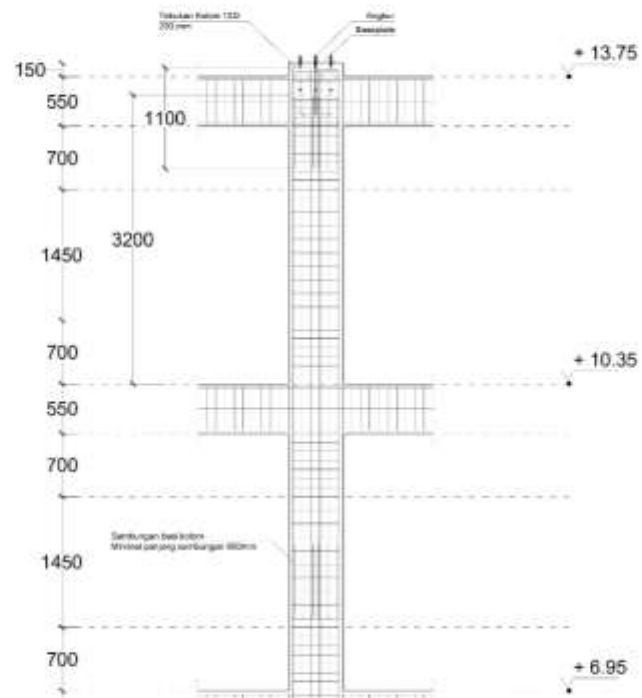
PELAKSANA

PT. PONDOKBARU KAMPUS
KOTA PADANG, SUMATERA BARAT
20130

DI PERIKSA & SETUJUI OLEH

TIM
Manajemen Konstruksi

NAMA DESAIN	SKALA
DETAILED PERENCANA KOLOM K1	1:10
REVISI	NO. REVISI
01.01.2020	01
01.01.2020	02



DETAIL POTONGAN KOLOM K1

THE PEROVSKITE-LIKE SAMPLE
VACUUM-METALLIZED
AND EXHIBITING PHOTOEFFECTS

AS BUILT
DRAWING

NO	REVISI	KETERANGAN
----	--------	------------

PEMERIKSAAN KEMAMPUAN
MATERI KIMIA DASAR
PUSAT KEMAHIRUAN

HENYETLÉK

Die Pflanzungen-Kampus.

PERENCANA

ചിന്ത

PELAKSANA

bioRxiv preprint doi: <https://doi.org/10.1101/000000>; this version posted January 1, 2016. The copyright holder for this preprint (which was not certified by peer review) is the author/funder, who has granted bioRxiv a license to display the preprint in perpetuity. It is made available under aCC-BY-NC-ND 4.0 International license.

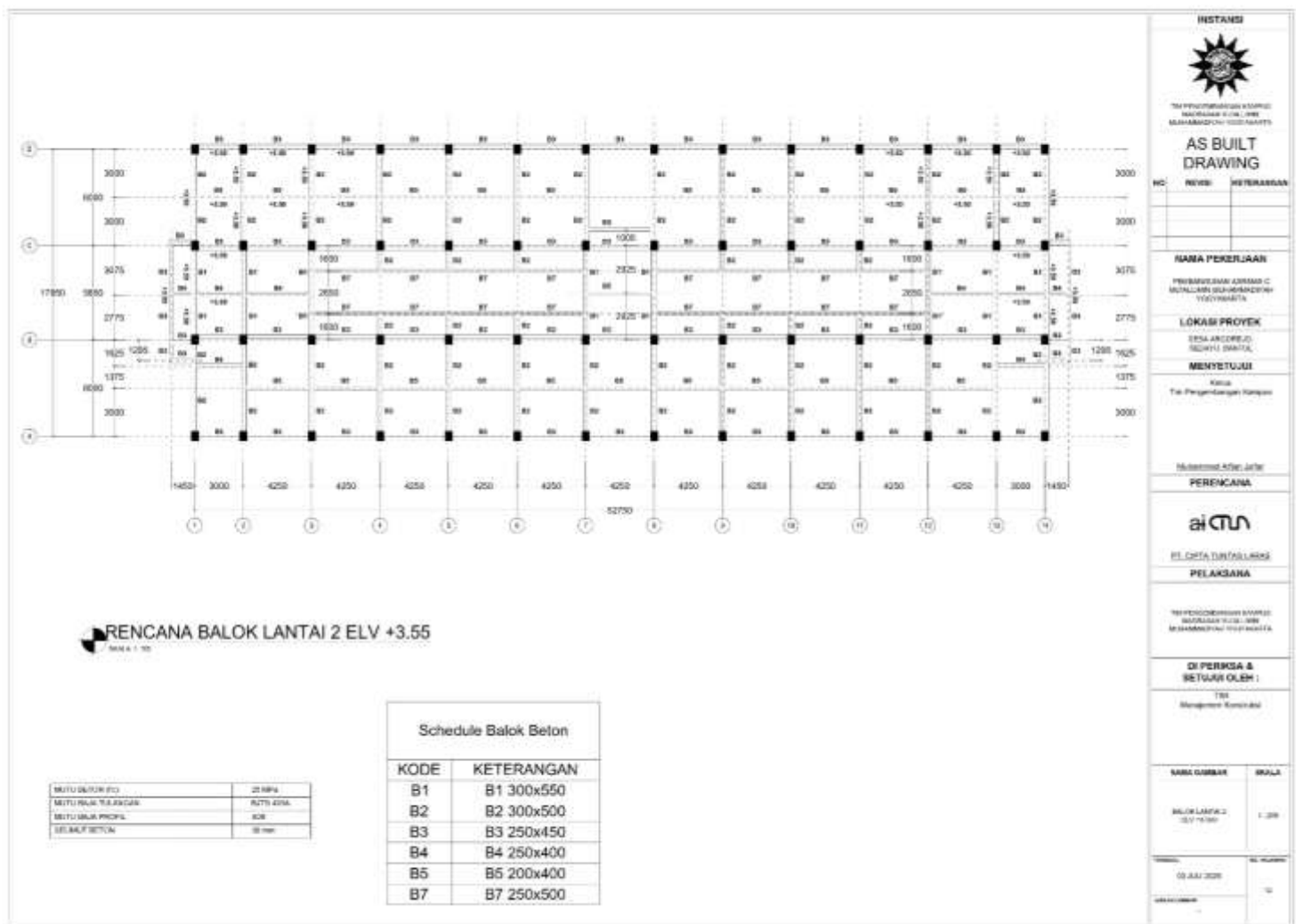
DI PERIKSA &
SETUJUI OLEH :

TIM
Manajemen Korporasi

NAME SURNAME	NAME
DATE OF BIRTH	AGE
RESIDENCE	NO. OF STUDENTS
DATE OF STUDY	NO.
DATE OF STUDY	

DETAIL POTONGAN KOLOM K1a

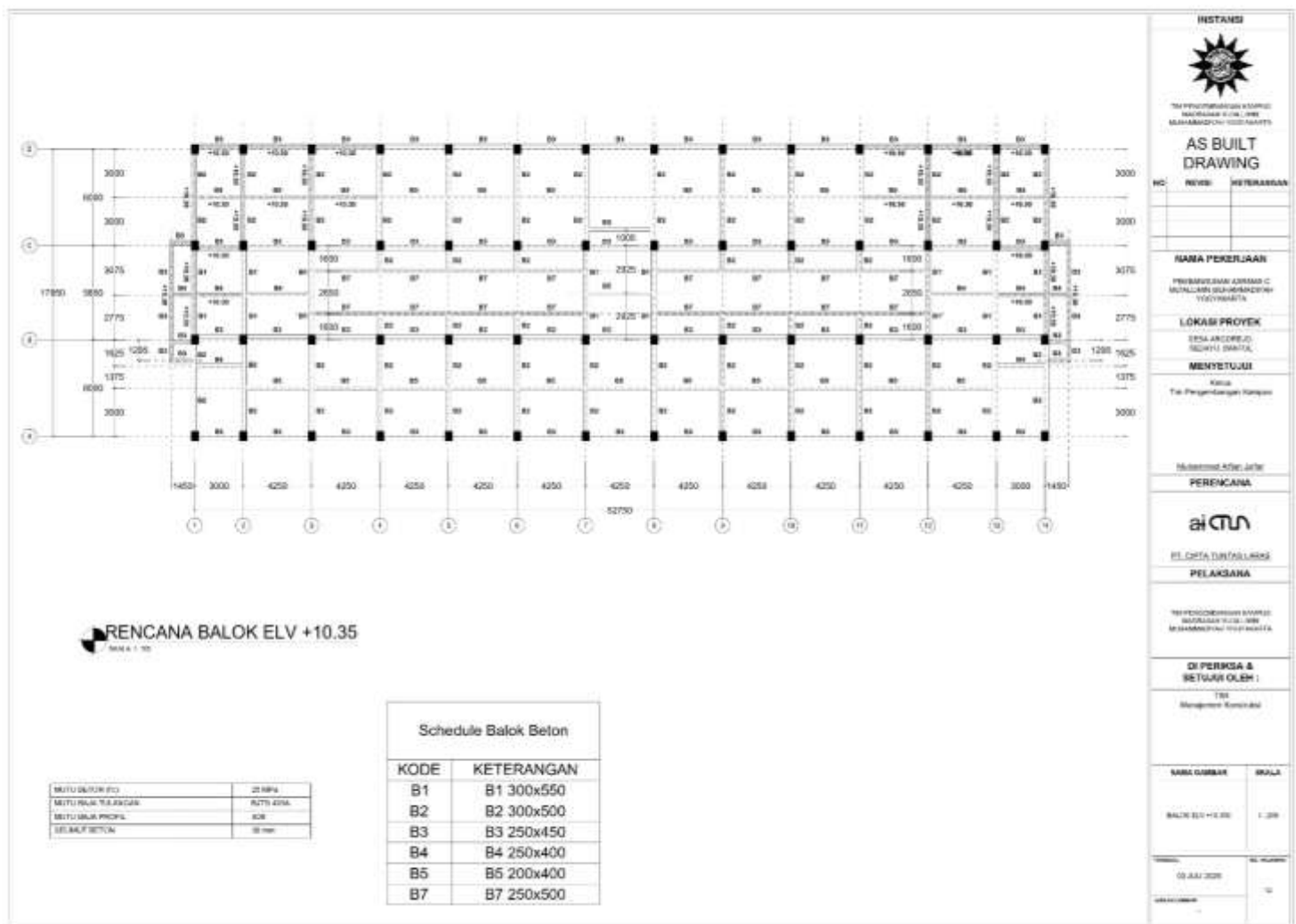
☐ Check and recheck:	☐ Check and recheck:
---	---

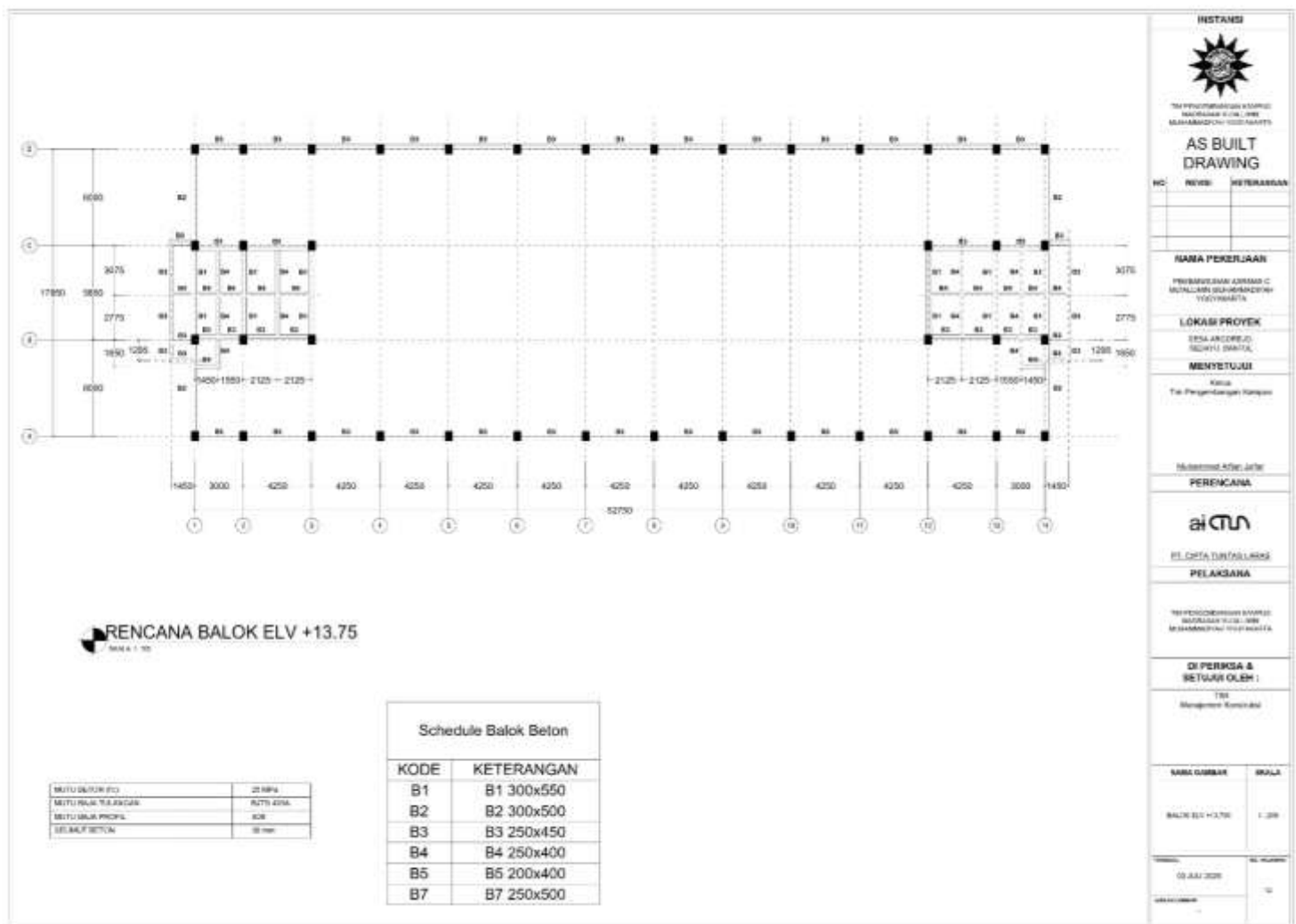


RENCANA BALOK LANTAI 2 ELV +3.55
SKALA 1 : 200

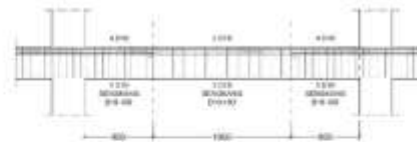
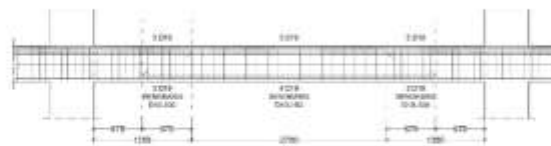
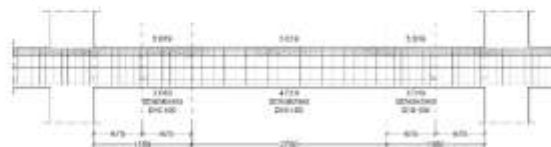
BEKU BUKUR (B)	25 MPa
BEKU BUKUR TUBA	40 MPa
BEKU BUKUR PROFIL	40 MPa
BEKU BUKUR	30 MPa

Schedule Balok Beton	
KODE	KETERANGAN
B1	B1 300x550
B2	B2 300x500
B3	B3 250x450
B4	B4 250x400
B5	B5 200x400
B7	B7 250x500



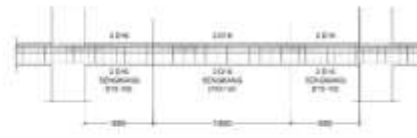


KRT.	BALOK RI (230 X 450)		
	TURBUKAN	LAPANGAN	UDUG BEMAS
			
TUL. ATAS	4D19	2D19	
TUL. BAWAH	3D19	3D19	
DIKONGKANG	D10-100	D10-150	
TUL. PANGKANG	-	-	



PESTASIR  PT PERKEBUNAN NASIR VIOTRON-METALURGI DAN KEMASAN PULP & KERTAS	
AS BUILT DRAWING	
NO	REVISI KETERANGAN
NAMA PEKERJAAN PEMERAWATAN JALAN DI BLOK LAMPUNG BANGKALAN NGURUMATI	
LOKASI PROYEK DESA NGURUMATI BANGKALAN, BANTUL	
MENYETUJUI Nelaya Tim Pengawasan Lapangan	
Muhammad Alham Jafar	
PERENCANA  PT. CIPTA TAMA LAKSANA	
PELAKSANA TIM PENGAWASAN LAPANGAN BANGKALAN NGURUMATI BANGKALAN, BANTUL	
DIPERIKSA & SETUJUI OLEH : TIM Manajemen Konstruksi	
NAMA KEMASER DEVI H. PERUMULIHAN BANTUL	SAKLA 1.30
Tanggal : 05.03.2025	No. Lembar : 17
Disahkan :	

KET.	BLOK 80 (206 x 200)		
	TUMPUAN	LAPANGAN	LUAR BEBAS
			
TULATAS	2016	2016	
TUL BAWAH	2016	2016	
SENGKANG	D10-152	D10-150	
TUL PINGGANG	-	-	

[illegible]

KET.	TYP	BALOK B7 (300 x 500)		
		TUMPUAN	LAPANGAN	UJUNG BEBAS
TUL. ATAS		2D18	2D18	2D18
TUL. BAWAH		2D18	2D18	2D18
SEKANG		Ø10-100	Ø10-150	Ø10-150
TUL. PINGGANG		-	-	-



DETAIL PENULANGAN BALOK - RENCANA
 NO. 1

INSTITUSI



ITS PORCELAN CAMPUS
 VETERAN MELLARA
 60000 KEDIRY KEDIRY

**AS BUILT
 DRAWING**

NO. REVISI KETERANGAN

NAMA PEKERJAAN

PEMBANGUNAN JALAN C
 MELILAH MUKHAWATIR
 KEDIRY

LOKASI PROYEK

DESA KEDIRY
 KEDIRY

MENYETUJUI

Revisi
 Tiga Pengerjaan Kandang

Supervisor Arian Jati

PERENCANA

ai

PT. CETS TITAN LANE

PELAKSANA

ITS PORCELAN CAMPUS
 VETERAN MELLARA
 60000 KEDIRY KEDIRY

**DI PERIKSA &
 SETUJUI OLEH**

TIM
 Manajemen Konstruksi

NAMA DAMBA

SKALA

DETAILED PENULANGAN
 BALOK

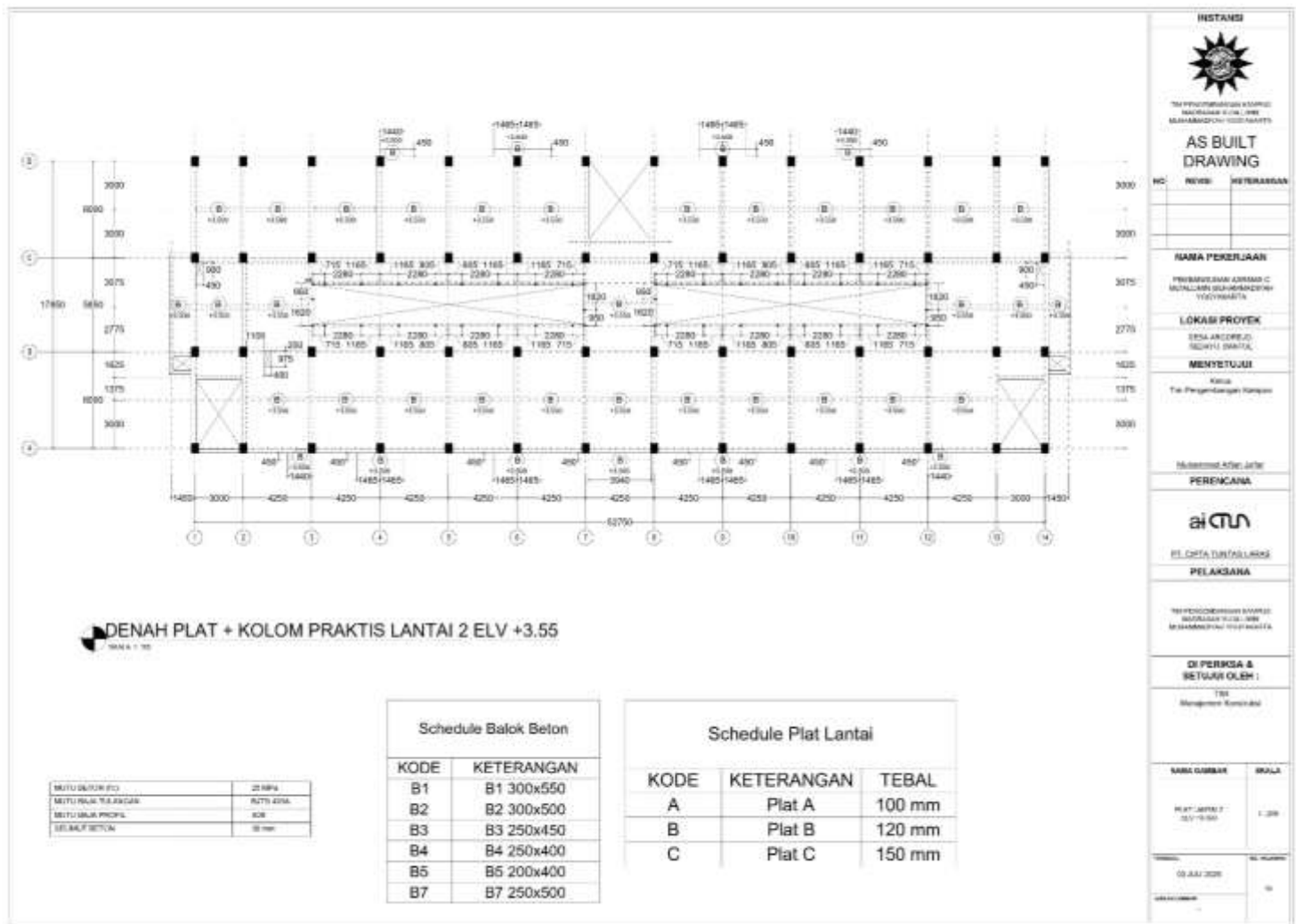
1 : 50

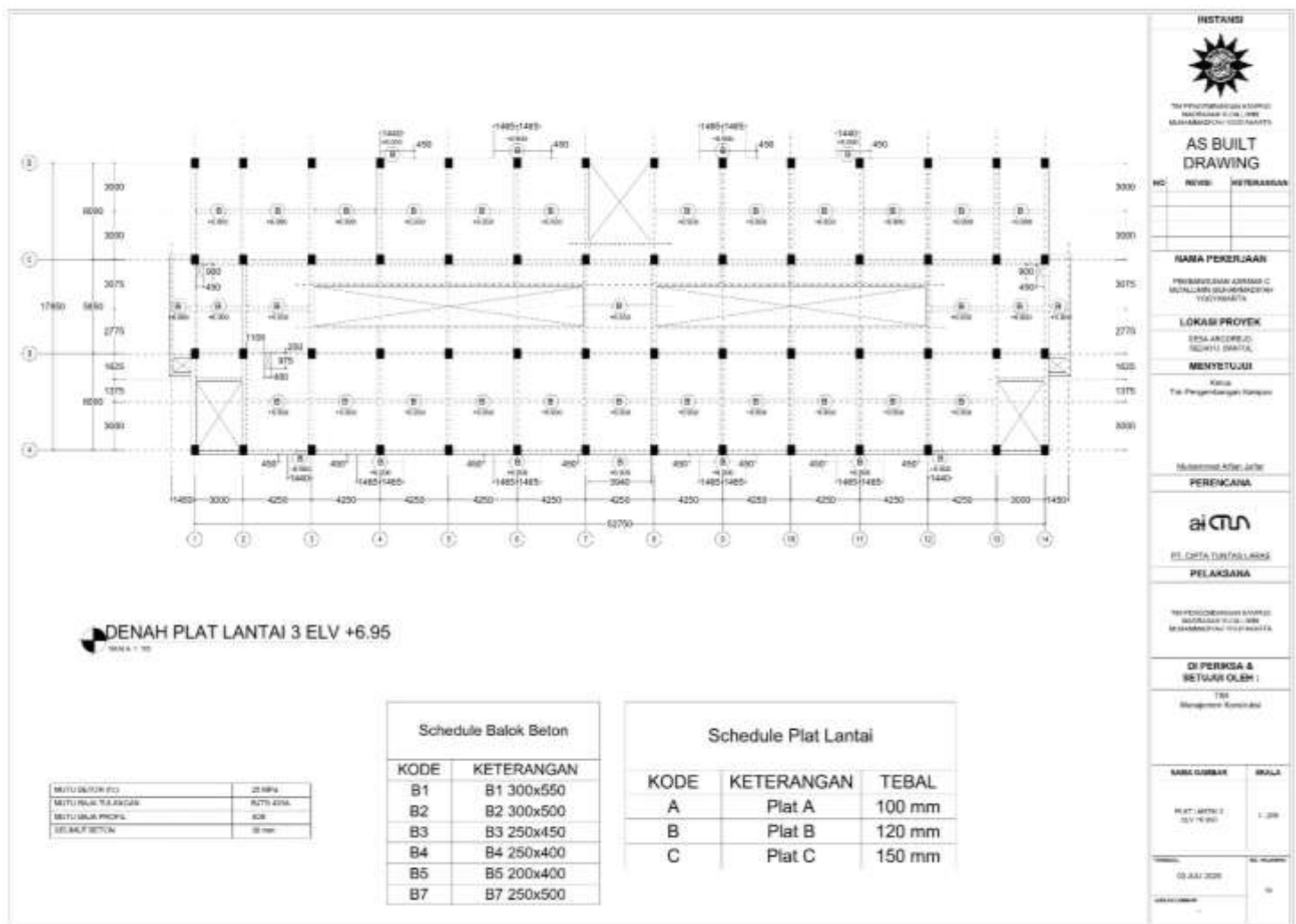
NO. 1

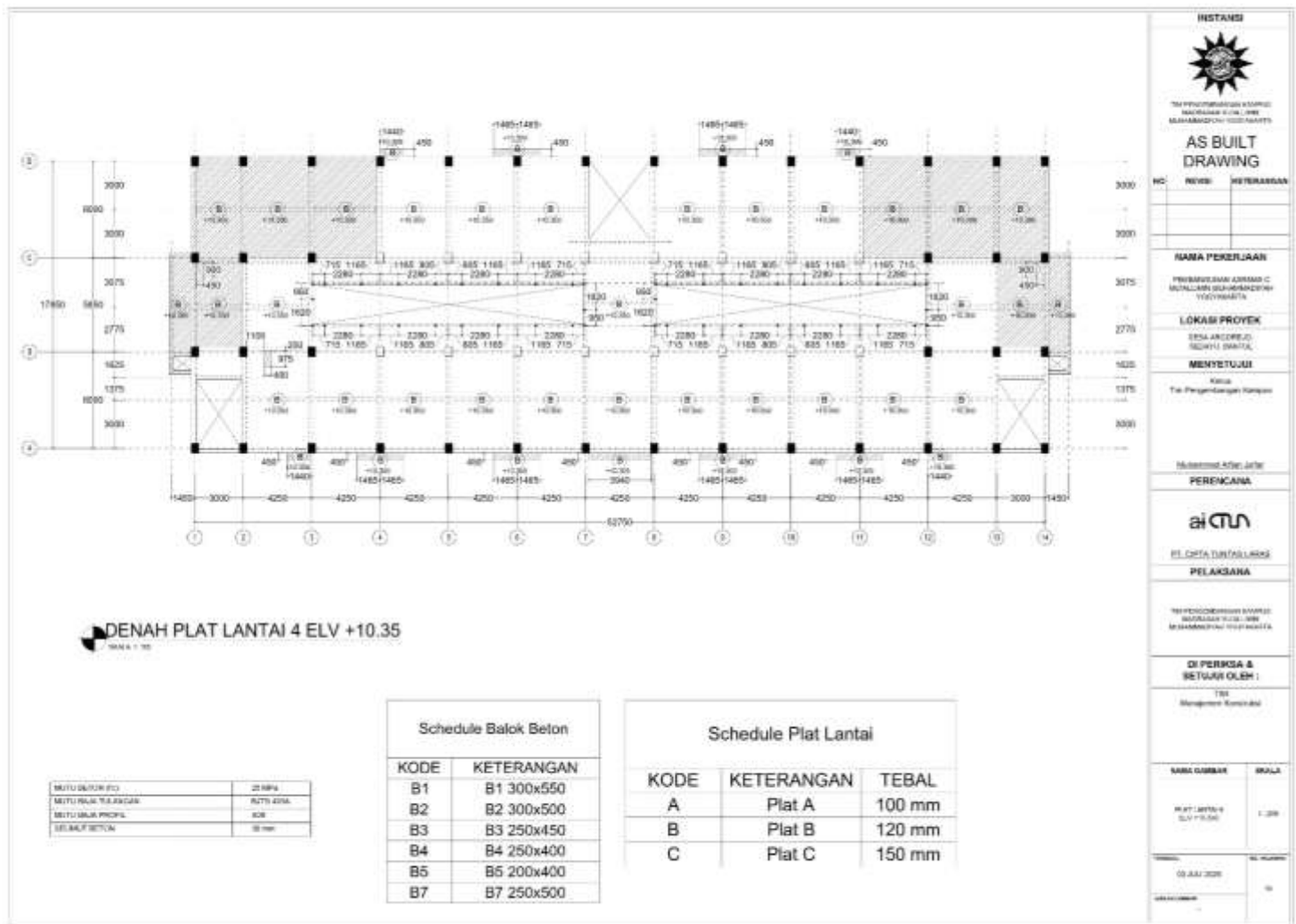
1

NO. 1

1









DETAIL PENULANGAN PLAT B

ISTANDI



PT PEMBANGUNAN SAMPOL
BANDARA KULU, 998
MULAWANGIN 10000000

**AS BUILT
DRAWING**

NO. REVISI KETERANGAN

NAMA PERUSAHAAN

PT PEMBANGUNAN SAMPOL
BANDARA KULU, 998
MULAWANGIN 10000000

LOKASI PROYEK

PTSA ANDREJO
SEKUTU DANTEL

MENYETUJUI

Ketua
Tim Pengembangan Kandang

PERENCANA

ai

PT CITA DUNIA

PELAKSANA

PT PEMBANGUNAN SAMPOL
BANDARA KULU, 998
MULAWANGIN 10000000

**DI PERIKSA &
SETUJUI OLEH :**

Tim
Manajemen Konstruksi

NAMA DESAIN

DETAIL PENULANGAN
PLAT

SKALA

1 : 50

TANGGAL

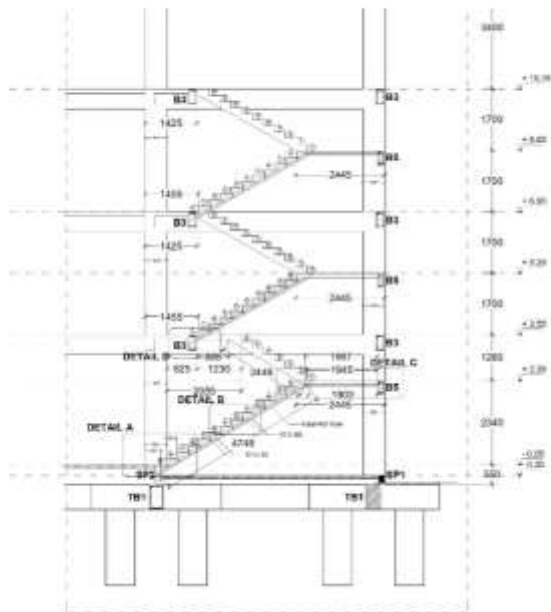
03 JUL 2020

NO. RENCANA

01

LOKASI PROYEK

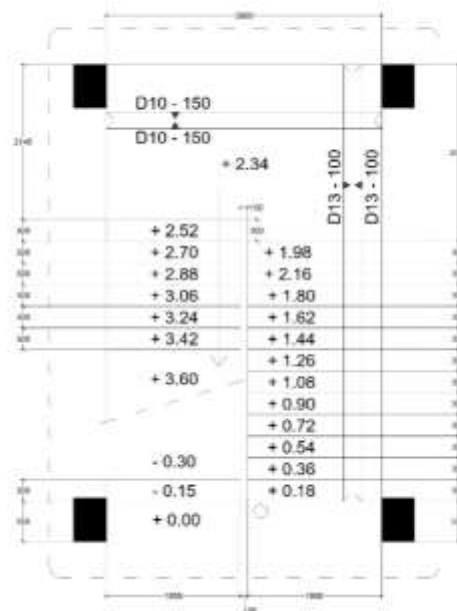
PTSA ANDREJO
SEKUTU DANTEL



POTONGAN TANGGA TENGAH
SKALA 1 : 20

REVISI/REVISI NO.	01
REVISI/REVISI NO.	02
REVISI/REVISI NO.	03

Schedule Stair	
KODE	KETERANGAN
TB1	TB1 400x700
TB2	TB2 300x500
TB3	TB3 200x300



DENAH TANGGA TENGAH
SKALA 1 : 20

Schedule Balok Beton

KODE	KETERANGAN
B1	B1 300x550
B2	B2 300x500
B3	B3 250x450
B4	B4 250x400
B5	B5 200x400
B7	B7 250x500

ISTANDI  PT PEMBANGUNAN SAMPOL BANGUNAN KAWASAN BANGUNAN KAWASAN	
AS BUILT DRAWING	
NO.	KETERANGAN
NAMA PERUSAHAAN PERUSAHAAN ARSITRA C MULIAHATI SURABAYA SURABAYA	
LOKASI PROYEK (JASA ARSITEK) SURABAYA	
MENYETUJUI Kepala Tim Pengembang Koperasi	
Disetujui Oleh: Jati	
PERENCANA  PT CITA DUNIA	
PELAKSANA PT PEMBANGUNAN SAMPOL BANGUNAN KAWASAN BANGUNAN KAWASAN	
DI PERIKSA & SETUJAI OLEH : Tim	
Manajemen Koperasi	
NAMA DESAIN DESAIN	SKALA 1 : 20
TANGGAL 03 JUL 2020	NO. KLASIFIKASI 01



POTONGAN TANGGA TENGAH

MULTIPLIER (1%)	20 MPa
MULTIPLIER (2.5%)	0.75 (4.0%)
MULTIPLIER (5%)	0.30



AS BUILT
DRAWING

NO	REVISI	REVISI
----	--------	--------

NAMA PERKULIAHAN

PERBANYULSANY ÁBRÁK C.
MUTÁCIÓK ELŐHÍZÁSIKORÁI
VÁLTOZÁSA

LOKASI PROYEK

DESA ANDREJO
SQUATTA SANTA
MIRACOLLE

MENYETUJUI

Kelompok
Teknik Pengembangan Kurikulum

Muhammad Aliyev Jafar

PERENCANAAN



PELAKSANA

THE INFORMATION CONTAINED HEREIN IS UNCLASSIFIED EXCEPT WHERE SHOWN OTHERWISE BY THE MARKINGS.

DI PERKSA &
SETUJUAN OLEH :

1998
Management Committee

SAME CLASSER	GRADA
THESE LAWYER PROGRAM	F. 80

[illegible]



Schedule Sloof	
KODE	KETERANGAN
TB1	TB1 400x700
TB2	TB2 300x500
TB3	TB3 200x300



Schedule Balok Beton	
KODE	KETERANGAN
B1	B1 300x550
B2	B2 300x500
B3	B3 250x450
B4	B4 250x400
B5	B5 200x400
B7	B7 250x500



NAMA PERUSAHAAN

PERBUATAN LEMBAR C
MATERIALS SUB-MITTING
YANGGALAH

LONAS PROYEK

DESA ANDREJO
SUDHANA SAKITA

MENYETUJUI

Kelompok
Tali Pengendali Kapal Karamoran

Full development of these authors' theories

PERENCANAAN

අනු

DR. CARLA TUNNEY LARSEN

PELAKSANA

**REPRODUCED FROM THE
ORIGINAL SOURCE**

Abstract

DI PERKSA &

RETURN OVER :

Management: Kuntze (det.)

NAME CLASS/HR	SPR
---------------	-----

ESTABLISHED 1966	100
------------------	-----

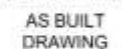
☐ Comments: ☐ Notes: ☐ Other:	☐ Yes ☐ No ☐ Other:
--	--

1000

☐ Yes ☐ No ☐ Don't know	☐ Yes ☐ No ☐ Don't know
--	--



ARTILHEIRIA (F3)	20 MPN
METODAS T. ANDAM	QITS-420A
METODAS PROD. S.	800



PERBIMBANGAN ADAM C
MULLA DAN UL-HASANZAH
YUSYMANITA

DESA ANDREJO,
SEWYU DWITA,
MENYETUJUI

Kelompok
Tub. Penggerak-Gesangsi Kanyon

PERENCANA

சுரு

PELAKSANA

100
Management Exercise 100

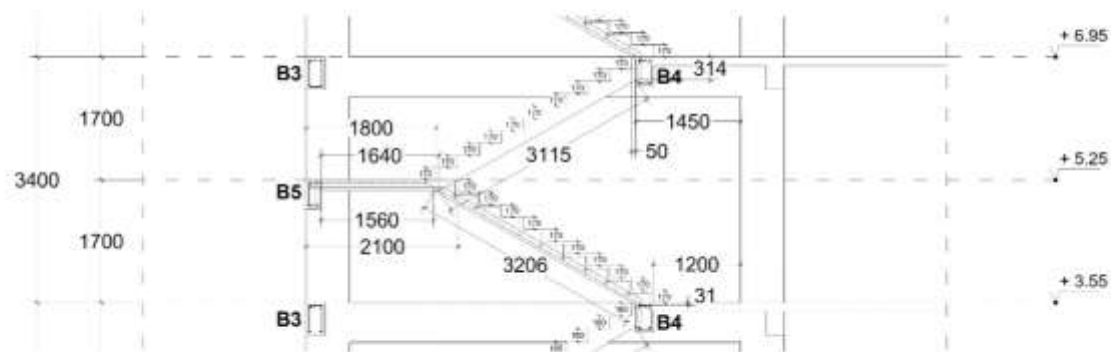
1997-1998	1998-1999
-----------	-----------

1. *Journal of the American Medical Association*, 1997; 278: 1019-1024.

1990	1991
------	------

00.000.000

000-000000



POTONGAN TANGGA SAMPING
SKALA 1:100

BETON (SI)	20 MPa
BETON TANGGA	20 MPa
BETON BALOK	20 MPa

Schedule Sloof	
KODE	KETERANGAN
TB1	TB1 400x700
TB2	TB2 300x500
TB3	TB3 200x300

Schedule Balok Beton	
KODE	KETERANGAN
B1	B1 300x550
B2	B2 300x500
B3	B3 250x450
B4	B4 250x400
B5	B5 200x400
B7	B7 250x500

ISTANDI  PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG AS BUILT DRAWING	
NO.	REVISI
KETERANGAN	
NAMA PERUSAHAAN PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG	
LOKASI PROYEK PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG	
MENYETUJUI Ketua Tim Pengembang Sampo	
PERENCANA PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG	
PELAKSANA PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG	
DI PERIKSA & SETUJUI OLEH : Tim Manajemen Konstruksi	
NAMA DESAIN	SKALA
PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG	1:100
TANGGAL	NO. RENCANA
03 JUL 2020	01
LOKASI PROYEK	LOKASI PROYEK
PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG	PT PEMBANGUNAN SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG JALAN SAMPUNG 1000, SAMPUNG

