

TUGAS AKHIR

EVALUASI STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
BERTINGKAT EKSISTING
(STUDI KASUS GEDUNG BEA CUKAI SEMARANG)

Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan
Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung



Disusun Oleh :

Fairuz Izdiyar Athallah
NIM. 3.02.019.00084

Raditya Aryanata
NIM. 3.02.019.00170

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
2023

**EVALUASI STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
BERTINGKAT EKSISTING
(STUDI KASUS GEDUNG BEA CUKAI SEMARANG)**



Fairuz Izdiyar Athallah

NIM. 3.02.019.00084



Raditya Aryanata

NIM. 3.02.019.00170

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, Januari 2023 :

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Prof. Dr. Ir. Antonius, MT**

NIDN: 0605046703

2. **Selvia Agustina, ST., M.Eng**

NIDN: 0609099001

3. **Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.**

NIDN: 0625059102

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik

Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No:

Pada hari ini tanggal 16-09-2022 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama

2. Nama : Selvia Agustina, ST., M.Eng
Jabatan Akademik : Asisten Ahli
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Fairuz Izdiyar Athallah
NIM. 3.02.019.00084

Raditya Aryanata
NIM. 3.02.019.00170

Judul : EVALUASI STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG BERTINGKAT
EKSISTING (STUDI KASUS BEA CUKAI SEMARANG)

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	19/09/2022	ACC
2	Seminar Proposal	27/10/2022	
3	Pengumpulan data	30/10/2022	
4	Analisis data	10/11/2022	
5	Penyusunan laporan	17/12/2022	
6	Selesai laporan	27/01/2023	ACC

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama

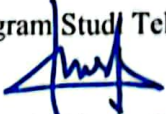
Dosen Pembimbing Pendamping


Prof. Dr. Ir. Antonius, MT


Selvia Agustina, ST., M.Eng

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil


Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Fairuz Izdihar Athallah

NIM : 30201900084

NAMA : Raditya Aryanata

NIM : 30201900170

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

**“EVALUASI STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG BERTINGKAT
EKSISTING (STUDI KASUS GEDUNG BEA CUKAI SEMARANG)”**

benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, Januari 2023

Yang membuat pernyataan,

Yang membuat pernyataan,

Fairuz Izdihar Athallah

NIM. 3.02.019.00084

Raditya Aryanata

NIM. 3.02.019.00170

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Fairuz Izdihar Athallah
NIM : 30201900084
NAMA : Raditya Aryanata
NIM : 30201900170
JUDUL TUGAS AKHIR : EVALUASI STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
BERTINGKAT EKSISTING (STUDI KASUS
GEDUNG BEA CUKAI SEMARANG)

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan – bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijasah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian surat pernyataan ini saya buat.

Semarang, Januari 2023

Yang membuat pernyataan,

Yang membuat pernyataan,



Fairuz Izdihar Athallah
NIM. 3.02.019.00084



Raditya Aryanata
NIM. 3.02.019.00170

MOTTO

"Bersemangatlah atas hal-hal yang bermanfaat bagimu. Minta tolonglah pada Allah, jangan engkau lemah."

- HR. Muslim

"Dan ketahuilah, sesungguhnya kemenangan itu beriringan dengan kesabaran. Jalan keluar beriringan dengan kesukaran. Dan sesudah kesulitan, pasti akan datang kemudahan."

- HR. Tirmidzi

"Cukuplah Allah menjadi Penolong kami dan Allah adalah sebaik-baik Pelindung."

(Q.S Ali Imran: 173)

"Karena sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan."

(QS Al-Insyirah: 5-6)

"Kamu adalah umat yang terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh kepada yang ma'ruf, dan mencegah dari yang munkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka, di antara mereka ada yang beriman, dan kebanyakan mereka adalah orang-orang yang fasik."

(Q.S Ali – Imran: 110)

MOTTO

"Bersemangatlah atas hal-hal yang bermanfaat bagimu. Minta tolonglah pada Allah, jangan engkau lemah."

- HR. Muslim

"Dan ketahuilah, sesungguhnya kemenangan itu beriringan dengan kesabaran. Jalan keluar beriringan dengan kesukaran. Dan sesudah kesulitan, pasti akan datang kemudahan."

- HR. Tirmidzi

"Kamu adalah umat yang terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh kepada yang ma'ruf, dan mencegah dari yang munkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka, di antara mereka ada yang beriman, dan kebanyakan mereka adalah orang-orang yang fasik."

(Q.S Ali – Imran: 110)

"Cukuplah Allah menjadi Penolong kami dan Allah adalah sebaik-baik Pelindung."

(Q.S Ali - Imran: 173)

"Karena sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan."

(Q.S Al-Insyirah: 5-6)

"Kamu tidak akan pernah berjalan sendirian"

- Liverpool FC

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Terimakasih saya sendiri Fairuz Izdiyar Athallah yang sudah berjuang dan tidak menyerah. Orang tua saya, Maysita A. Pi dan Irwan Sudaryanto, S.Sos., M.M, serta Naurah Fildzah Azaria, dan Firaz Azzam Rafasya Athariz yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat, serta dalam penyelesaian tugas akhir ini.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T., Dosen pembimbing yang tidak pernah lelah memberikan ilmunya serta selalu sabar memberikan arahan dan dorongan semangat agar Tugas Akhir ini dapat selesai tepat waktu.
3. Ibu Selvia Agustina, S.T., M.Eng., Dosen pembimbing yang tidak pernah lelah memberikan ilmunya serta selalu sabar memberikan arahan dan dorongan semangat agar Tugas Akhir ini dapat selesai tepat waktu.
4. Dosen – dosen Fakultas Teknik terutama dosen Teknik Sipil, yang telah memberikan ilmunya serta mendidik dengan penuh kesabaran.
5. Lintang Enggartriasto, S.T., M.T. terimakasih sudah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
6. Raditya Aryanata (Partner TA), terimakasih atas semua waktu dan supportnya dalam menyelesaikan tugas akhir ini dan telah berjuang bersama.
7. Semua teman - teman Fakultas Teknik Unissula angkatan 2019, teman - teman “WATWITWUT2019” yang telah membantu, mendukung, dan memberikan semangat khususnya teman – teman Kelas Sipil C selama masa perkuliahan.
8. Tegar Setieyana, terimakasih atas waktu, support, dan doa dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
9. Bapak Tri Santo, Bapak Soemarsono, dan Mbak Supati, terimakasih telah meluangkan waktunya telah menghibur dan menemani kami dalam menyusun Tugas Akhir.

Fairuz Izdiyar Athallah

NIM. 3.02.019.00084

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Terimakasih saya sendiri Raditya Aryanata yang sudah berjuang dan tidak menyerah. Orang tua saya, Mamah Rusbani dan Bapak Riyadi, serta Kakak Ryan dan Adek Ridika yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat, serta dalam penyelesaian tugas akhir ini.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T., Dosen pembimbing yang tidak pernah lelah memberikan ilmunya serta selalu sabar memberikan arahan dan dorongan semangat agar Tugas Akhir ini dapat selesai tepat waktu.
3. Ibu Selvia Agustina, S.T., M.Eng., Dosen pembimbing yang tidak pernah lelah memberikan ilmunya serta selalu sabar memberikan arahan dan dorongan semangat agar Tugas Akhir ini dapat selesai tepat waktu.
4. Dosen – dosen Fakultas Teknik terutama dosen Teknik Sipil, yang telah memberikan ilmunya serta mendidik dengan penuh kesabaran.
5. Lintang Enggartriasto, S.T., M.T. terimakasih sudah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
6. Fairuz Izdihar Athallah (Partner TA), terimakasih atas semua waktu dan supportnya dalam menyelesaikan tugas akhir ini dan telah berjuang bersama.
7. Semua teman - teman Fakultas Teknik Unissula angkatan 2019, teman - teman “WATWITWUT2019” yang telah membantu, mendukung, dan memberikan semangat khususnya teman – teman Kelas Sipil C selama masa perkuliahan.
8. Nabilla Ardhia Pramesti, terimakasih atas waktu, support, dan doa dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
9. Bapak Tri Santo, Bapak Soemarsono, dan Mbak Supati, terimakasih telah meluangkan waktunya telah menemani kami dalam menyusun Tugas Akhir

Raditya Aryanata

NIM. 3.02.019.00170

KATA PENGANTAR

Bismillahirrahmanirrahim

Assalamualaikum Wr. Wb.

Segala Puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “EVALUASI STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG BERTINGKAT EKSISTING (STUDI KASUS GEDUNG BEA CUKAI SEMARANG)”. Penyelesaian Tugas Akhir ini bertujuan untuk memenuhi persyaratan menyelesaikan Pendidikan Setara Satu (S1) di Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) Semarang.

Laporan Tugas Akhir ini telah didukung dan dibimbing oleh berbagai pihak, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyo, MT., Ph. D, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik UNISSULA yang telah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T., selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Ibu Selvia Agustina, ST., M.Eng., selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis.
6. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Penulis menyadari bahwa laporan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya dari segi kualitas dan kuantitas maupun dari ilmu pengetahuan yang penyusun kuasai. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis tetapi juga bagi berbagai pihak dan para

pembaca secara umum dan khususnya mahasiswa Program Studi Teknik Sipil,
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Wassalamualaikum Wr. Wb.

Semarang, Januari 2023

Penulis



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR.....	iv
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....	v
PERNYATAAN KEASLIAN.....	vi
MOTTO	vii
PERSEMBAHAN.....	ix
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvii
DAFTAR GAMBAR	xxi
ABSTRAK.....	xxv
ABSTRACT.....	xxvi
BAB I.....	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah.....	3
1.3. Tujuan Penelitian.....	3
1.4. Batasan Masalah	4
1.5. Manfaat Penelitian.....	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB II.....	6
2.1. Tinjauan Umum.....	6
2.2. Landasan Teori.....	7
2.2.1. Faktor Penyebab Kerusakan Bangunan.....	7
2.2.2. Beban Yang Bekerja Pada Bangunan.....	10
2.3. Struktur Tahan Gempa.....	12
2.3.1. Prinsip Dasar	12
2.3.2. Konsep Dasar Struktur Tahan Gempa.....	13

2.3.3.	Persyaratan Material.....	16
2.3.4.	Sistem Struktur Tahan Gempa.....	17
2.3.5.	Persyaratan Elemen Struktur Rangka Beton Pemikul Momen Khusus	19
2.4.	Persyaratan Elemen Struktur Sekunder	26
2.4.1.	Persyaratan Tebal Pelat	27
2.4.2.	Persyaratan Baja Profil Atap	29
2.5.	Analisis Non Linear Statik (<i>Push-over</i>).....	30
2.6.	Sendi Plastis (<i>Plastic hinge region</i>).....	31
2.7.	Titik Kinerja (<i>Performance Point</i>).....	32
2.8.	Persyaratan Pondasi	34
2.9.	Kelaikan Fungsi Bangunan.....	37
2.10.	Daftar Simak Kementerian Pekerjaan Umum	38
BAB III		43
3.1.	Lokasi Penelitian	43
3.2.	Pengumpulan Data.....	44
3.2.1.	Data Primer	44
3.2.2.	Data Sekunder	44
3.3.	Alur Penelitian.....	44
3.4.	Diagram Alir Penelitian.....	45
3.5.	Peralatan Penelitian	46
3.6.	<i>Rebound Hammer Test</i>	47
3.7.	<i>Water Pass</i>	50
3.8.	<i>Rebar Detector</i>	50
3.9.	Analisa Struktur.....	51
3.9.1.	Menentukan Material Struktur	59
3.9.2.	Menentukan Data Tanah	59
3.9.3.	Menentukan Kelas Situs Tanah	60
3.9.4.	Menentukan Parameter Percepatan Gempa.....	61
3.9.5.	Menentukan Sistem Struktur	62
3.9.6.	Menentukan Periode Fundamental Pendekatan.....	63

3.9.7.	Menentukan Simpangan Antar Lantai Ijin	63
3.9.8.	Menentukan Efek P – Delta.....	64
3.9.9.	Menentukan Ketidakteraturan Struktur	64
3.9.10.	Ketidakteraturan Struktur Horizontal.....	64
3.9.11.	Ketidakteraturan Struktur Vertikal.....	66
3.9.12.	Menentukan Level Kinerja Struktur.....	68
BAB IV		70
4.1.	Tinjauan Umum.....	70
4.2.	Hasil Investigasi Lapangan.....	71
4.2.1.	Pengamatan Visual.....	71
4.2.2.	Data Geometrik	79
4.2.3.	Hasil Penyelidikan Tanah.....	80
4.2.4.	Data Hasil Hammer Test	82
4.3.	Pengujian <i>Rebar Detector</i>	84
4.4.	Permodelan Struktur.....	86
4.5.	Analisa Struktur.....	91
4.5.1.	Pembebanan Gravitasi	91
4.5.2.	Pembebanan Gempa pada Struktur	116
4.5.3.	Gaya Lateral Ekuivalen.....	132
4.6.	Cek Kapasitas Penampang	175
4.6.1.	Balok	176
4.6.2.	Kolom.....	196
4.6.3.	Pelat Lantai.....	206
4.7.	Perhitungan Pondasi	212
4.7.1.	Data Properti Material	213
4.7.2.	Data Tanah	213
4.7.3.	Tahanan Aksial Tiang	214
4.7.4.	Tahanan Lateral Tiang Hansen)	217
4.8.	Perhitungan Pilecap	218
4.8.1.	Data Properti Material	220

4.8.2.	Jumlah Susunan Tiang.....	221
4.8.3.	Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial	221
4.8.4.	Tinjuan Geser Arah X dan Y.....	222
4.8.5.	Tinjuan Geser Dua Arah (PONS).....	224
4.8.6.	Cek Penulangan Lentur Pilecap.....	225
4.8.7.	Tulangan Susut.....	226
BAB 5		228
5.1.	Kesimpulan.....	228
5.2.	Saran	229
DAFTAR PUSTAKA		xxvii
LAMPIRAN		xxix



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Tulangan transversal guna kolom sistem rangka pemikul momen khusus SNI 2847 pasal 18.7.5.4 Tabel 18.7.5.4	25
Tabel 2.2 Ketebalan minimum pelat solid satu arah nonprategang.....	27
Tabel 2.3 Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior	28
Tabel 2.4 Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di selang tumpuan pada semua bidang.....	29
Tabel 2.5 <i>Deformation limit</i> untuk berbagai macam tingkat kinerja.....	33
Tabel 2.6 Daftar SIMAK Gedung Bea Cukai Semarang	39
Tabel 3.1 Nilai Perkiraan Kuantitas Kuat Tekan Permukaan Beton Berdasarkan Hasil Pengujian <i>Schmidt Hammer</i>	49
Tabel 3.2 Form Pengolahan Data <i>Hammer Test</i>	50
Tabel 3.3 Form Perhitungan <i>Hammer Test</i>	50
Tabel 3.4 Klasifikasi pada situs	60
Tabel 3.5 Pemilihan Sistem Struktur	62
Tabel 3.6 Koefisien pembatas pada periode getar struktur	63
Tabel 3.7 Koefisien pembatas pada periode getar struktur	63
Tabel 3.8 Tabel Batasan Simpangan Ijin (Δ_{ijin}) Tiap Tingkat	63
Tabel 3.9 Ketidakteraturan Horizontal Struktur berdasarkan SNI 1726 2019	64
Tabel 3.10 Ketidakteraturan Vertikal Struktur berdasarkan SNI 1726 2019	66
Tabel 3.11 Level Kinerja Struktur (P.A. Budi, 2011)	69
Tabel 4.1 Pengamatan Visual	71
Tabel 4.2 Data Geometrik Bangunan	79
Tabel 4.4 Data Pengujian	85
Tabel 4.5 Beban Tiap Lantai	100
Tabel 4.6 Kelas Situs Tanah	117
Tabel 4.7 Data Tanah	118
Tabel 4.8 Parameter Respon Spektral	120
Tabel 4.9 Interpolasi Linear	120
Tabel 4.10 Parameter Respon Spektral	120
Tabel 4.11 Interpolasi Linear	121

Tabel 4.12 Kategori Desain Seismik	121
Tabel 4.13 Kategori Resiko	121
Tabel 4.14 Cek Periode Getar	126
Tabel 4.15 Periode Fundamental Struktur	127
Tabel 4.16 Tipe Struktur	128
Tabel 4.17 Cek Periode Getar	129
Tabel 4.18 Partisipasi Massa Struktur	131
Tabel 4.19 Analisis Gempa	131
Tabel 4.20 Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen	134
Tabel 4.21 Perhitungan Gaya geser dasar seismik	135
Tabel 4.22 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X	136
Tabel 4.23 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y	138
Tabel 4.24 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai	140
Tabel 4.25 Perhitungan Gempa Statik	142
Tabel 4.26 Rekapitulasi Beban Gempa Statik	144
Tabel 4.27 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik	144
Tabel 4.28 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain	146
Tabel 4.29 Simpangan Antar Tingkat Izin	148
Tabel 4.30 Simpangan Antar Lantai Arah X	149
Tabel 4.31 Simpangan Antar Lantai Arah Y	151
Tabel 4.32 Kontrol Efek P Delta	153
Tabel 4.33 Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y	156
Tabel 4.34 Perhitungan Pada Lantai 3	158
Tabel 4.35 Perhitungan Pada Lantai 4	158
Tabel 4.36 Perhitungan Pada Lantai 5	159
Tabel 4.37 Perhitungan Pada Lantai 6 dan 7	160
Tabel 4.38 Perhitungan Pada Lantai 8	161
Tabel 4.39 Perhitungan Pada Penthouse	162
Tabel 4.40 Perhitungan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	164
Tabel 4.41 Rekapitulasi Perhitungan	165
Tabel 4.42 Rekapitulasi Perhitungan	166
Tabel 4.43 Perhitungan Ketidakberaturan Massa	167

Tabel 4.44 Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal.....	167
Tabel 4.45 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat.....	168
Tabel 4.46 Momen Torsi Arah X	169
Tabel 4.47 Momen Torsi Arah Y	169
Tabel 4.48 Cek Sistem Ganda	172
Tabel 4.49 Gaya Geser Dasar	173
Tabel 4.50 Kombinasi Pembebanan Ultimit	174
Tabel 4.51 Data Properti Material	177
Tabel 4.52 Cek Syarat SRPMK.....	178
Tabel 4.53 Faktor Reduksi Kekuatan(ϕ)	182
Tabel 4.54 Rekapitulasi Hasil Cek Kapasitas Area Tumpuan	183
Tabel 4.55 Rekapitulasi Hasil Cek Kapasitas Area Lapangan	185
Tabel 4.56 Rekapitulasi Hasil Kebutuhan Luas Tulangan <i>Software</i> ETABS	187
Tabel 4.57 Rekapitulasi Hasil Kebutuhan Luas Tulangan Phitungan Manual .	187
Tabel 4.58 Rekapitulasi Hasil Cek Kekuatan Geser Tulangan Transversal.....	191
Tabel 4.59 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Geometri Penampang untuk Tulangan Torsi	194
Tabel 4.60 Rekapitulasi Hasil Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi	196
Tabel 4.61 Data Properti Material	197
Tabel 4.62 Pengecekan Syarat Kolom SRPMK.....	198
Tabel 4.63 Perhitungan Nilai ΣM_{nc}	198
Tabel 4. 64 Perhitungan Nilai ΣM_{nc}	200
Tabel 4.65 Pengecekan Tulangan Transversal	201
Tabel 4.66 Pengecekan Kuat Geser Hubungan Balok Kolom	202
Tabel 4.67 Pengecekan Syarat Tulangan Geser Kolom	204
Tabel 4.68 Perhitungan Tulangan Geser Kolom	204
Tabel 4.69 Data Properti Material	207
Tabel 4. 70 Pengecekan Penulangan Pelat Area Ruang Arsip	208
Tabel 4.71 Data Properti Material	210
Tabel 4.72 Pengecekan Penulangan Pelat Area Rooftank.....	211
Tabel 4.73 Data Properti Material	213

Tabel 4.74 Data Tanah	213
Tabel 4.75 Perhitungan Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Data Bahan	214
Tabel 4.76 Perhitungan Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Uji SPT	215
Tabel 4.77 Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang	217
Tabel 4.78 Kohesi Tanah.....	217
Tabel 4.79 Data Properti Material	220
Tabel 4.80 Data Properti Material	221
Tabel 4.81 Perhitungan Cek Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Aksial	221
Tabel 4.82 Perhitungan Cek Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Lateral	222
Tabel 4.83 Perhitungan Cek Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Geser	223
Tabel 4.84 Perhitungan Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Geser Dua Arah	224
Tabel 4.85 Perhitungan Cek Penulangan Lentur Pilecap	225
Tabel 4.86 Perhitungan Cek Penulangan Lentur Pilecap	226



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Gedung Bea Cukai Semarang	2
Gambar 2.1 Contoh <i>hoop</i> atau sengkang tertutup yang dipasang bertumpuk dan ilustrasi batasan maksimum spasi horizontal penumpu batang longitudinal	22
Gambar 2.2 Contoh penulangan transversal pada kolom	26
Gambar 2.3 Sendi Plastis Kolom dan balok	32
Gambar 2.4 Penentuan titik kierja berdasarkan respon spektrum	33
Gambar 3.1 Peta Gedung Bea Cukai Semarang	43
Gambar 3.2 Lokasi Gedung Bea Cukai Semarang	43
Gambar 3.3 Diagram Alir Penelitian	46
Gambar 3.4 Alat Uji <i>Schmidt Hammer</i>	48
Gambar 3.5 Proses Pemukulan Alat Uji <i>Schmidt Hammer</i>	48
Gambar 3.6 Arah Pukulan <i>Hammer Test</i>	49
Gambar 3.7 Pengujian Kekerasan dengan Alat <i>Schmidt Hammer</i>	49
Gambar 3.8 Alat Uji <i>Waterpass</i>	50
Gambar 3.9 Alat Uji <i>Rebar Detector</i>	51
Gambar 3.10 Pengecakan Jarak Tulangan dan Jumlah Tulangan Menggunakan Alat <i>Rebar Detector</i>	51
Gambar 3.11 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang	52
Gambar 3.12 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As Y-1	53
Gambar 3.13 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As Y-2	53
Gambar 3.14 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As Y-3	54
Gambar 3.15 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As Y-4	54
Gambar 3.16 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As Y-5	55
Gambar 3.17 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-0	55
Gambar 3.18 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-1	56
Gambar 3.19 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-2	56
Gambar 3.20 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-2'	57
Gambar 3.21 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-3	57
Gambar 3.22 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-4	58

Gambar 3.23 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-5	58
Gambar 3.24 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-5'	59
Gambar 3.25 Percepatan Periode Pendek Ss	61
Gambar 3.26 Percepatan Periode 1 Detik S1	61
Gambar 3.27 Kurva Kriteria Keruntuhan	68
Gambar 4.1 Gedung Bea Cukai Semarang	70
Gambar 4.2 Hasil Penyelidikan Tanah	81
Gambar 4.3 Pengujian <i>Hammer Test</i>	82
Gambar 4.4 Pengujian <i>Hammer Test</i>	84
Gambar 4.5 Pengujian <i>Rebar Detector</i>	85
Gambar 4.6 Permodelan Struktur <i>Etabs</i>	86
Gambar 4.7 Denah Kolom Lantai 2 dan lantai 3	87
Gambar 4.8 Denah Kolom Lantai 4 dan Lantai 5	87
Gambar 4.9 Denah Kolom Lantai 6 dan Lantai 7	88
Gambar 4.10 Denah Kolom Lantai 8 dan Lantai Penthouse	88
Gambar 4.11 Denah Kolom Lantai TOP	89
Gambar 4.12 Denah Balok Lantai 2 dan Lantai 3	89
Gambar 4.13 Denah Balok Lantai 4 dan Lantai 5	90
Gambar 4.14 Denah Balok Lantai 6 dan Lantai 7	90
Gambar 4.15 Denah Balok Lantai 8 dan Lantai Penthouse	91
Gambar 4.16 Denah Balok Lantai TOP	91
Gambar 4.17 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 2	93
Gambar 4.18 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 3	93
Gambar 4.19 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 4	94
Gambar 4.20 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 5	94
Gambar 4.21 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 6	95
Gambar 4.22 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 7	95
Gambar 4.23 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 8	96
Gambar 4.24 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai Penthouse	96
Gambar 4.25 Input Beban Mati Lantai TOP	97
Gambar 4.26 Input Beban Hidup Lantai 2 dan Lantai 3	97
Gambar 4.27 Input Beban Hidup Lantai 4 dan Lantai 5	98

Gambar 4.28 Input Beban Hidup Lantai 6 dan Lantai 7	98
Gambar 4.29 Input Beban Hidup Lantai 8 dan Lantai Penthouse	99
Gambar 4.30 Input Beban Hidup Lantai TOP	99
Gambar 4.31 Spektral Percepatan RSA2021.....	116
Gambar 4.32 Parameter Percepatan Resons RSA 2021	117
Gambar 4.33 Spektrum Respons Desain	122
Gambar 4.34 Respons Spektrum	123
Gambar 4.35 Mode 1 Tranlasi Arah Y	124
Gambar 4.36 Mode 2 Translasi arah X.....	125
Gambar 4.37 Mode 3 Rotasi.....	125
Gambar 4.38 Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah X	136
Gambar 4.39 Diagram Gaya Gesser Antar Tingkat Arah X	137
Gambar 4.40 Grafik Gaya Geser Tingkat Arah Y	138
Gambar 4.41 Diagram Batang Gaya Geser Tingkat Arah Y	139
Gambar 4.42 Gaya Geser Per Lantai	141
Gambar 4.43 Diagram Geser Kumulatif Arah X.....	145
Gambar 4.44 Diagram Geser Kumulatif Arah Y.....	145
Gambar 4.45 Gaya Lateral Desain Arah X.....	147
Gambar 4.46 Gaya Lateral Desain Arah Y.....	147
Gambar 4.47 Gaya Lateral Desain	148
Gambar 4.48 Simpangan Antar Lantai Arah X	150
Gambar 4.49 Simpangan Antar Lantai Arah Y	151
Gambar 4.50 Efek P - Delta.....	154
Gambar 4.51 Diagram Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y	157
Gambar 4.52 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 3	158
Gambar 4.53 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 4	159
Gambar 4.54 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 5	160
Gambar 4.55 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 6 dan 7	161
Gambar 4.56 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 8	162
Gambar 4.57 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada Penthouse	163
Gambar 4.58 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Bidang	164
Gambar 4.59 Area <i>Shearwall</i>	171

Gambar 4.60 Area <i>Frames</i>	171
Gambar 4.61 Area Keseluruhan	172
Gambar 4.62 Cek Redudansi	174
Gambar 4.63 Lokasi Area Ruang Arsip	176
Gambar 4.64 Lokasi Area Ruang Arsip	177
Gambar 4.65 Detail Balok	179
Gambar 4.66 Luas Tulangan yang Diperlukan dari <i>Software</i> ETABS.....	187
Gambar 4.67 Lokasi Kolom area lantai 4.....	196
Gambar 4.68 Lokasi Kolom Portal As X-4	197
Gambar 4.69 Kolom Atas dan kolom desain Portal As X-4	199
Gambar 4.70 Diagram Interaksi <i>software</i> <i>SPColumn</i>	200
Gambar 4.71 Lokasi Area Ruang Arsip	206
Gambar 4.72 Momen Maksimum Pelat Area Ruang Arsip.....	208
Gambar 4.73 Lokasi Area Rooftank.....	210
Gambar 4.74 Momen Maksimum Pelat Area Rooftank.....	211
Gambar 4.75 Data Tanah dengan Pondasi	214
Gambar 4.76 Grafik Kapasitas Beban	216
Gambar 4.77 Reaksi Tumpuan	219
Gambar 4.78 Denah Pondasi	220
Gambar 4.79 Jumlah Susunan Pondasi	221
Gambar 4.80 Tinjauan Geser Pilecap	222
Gambar 4.81 Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)	224

ABSTRAK

EVALUASI STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG BERTINGKAT EKSISTING (STUDI KASUS GEDUNG BEA CUKAI SEMARANG)

Perkembangan ekonomi di Indonesia tidak lepas dari kegiatan keluar dan masuknya barang dari maupun ke luar negeri. Kota Semarang merupakan salah satu pintu gerbang keluar dan masuknya barang-barang dari maupun ke luar negeri melalui Pelabuhan Tanjung Emas dan Bandar Udara Ahmad Yani. Gedung Bea Cukai Semarang dibangun guna memberikan pengawasan dan pelayanan terhadap kegiatan keluar dan masuknya barang-barang dari maupun ke luar negeri tersebut. Seiring dengan berkembangnya peraturan-peraturan tentang pembangunan gedung di Indonesia, evaluasi terhadap struktur gedung yang dibangun sekitar tahun 2009 ini perlu dilakukan dan disesuaikan dengan peraturan-peraturan yang baru untuk menjamin kelayakan struktur eksisting sesuai fungsi yang telah ditetapkan.

Evaluasi terhadap struktur Gedung Bea Cukai dilakukan dengan analisis struktur menggunakan aplikasi ETABS V.20.1.0. Data-data yang digunakan pada penelitian ini berupa data primer dan data sekunder. Data primer yang digunakan merupakan data hasil pengujian lapangan menggunakan metode *Hammer Test*, *Rebar Detector Test*, dan *Waterpass*. Untuk data sekunder sendiri berupa gambar perencanaan struktur serta hasil penyelidikan tanah yang diperoleh dari *boring* tanah dan *Standart Penetration Test* (SPT) yang dilakukan di kawasan Gedung Bea Cukai Semarang. Pengolahan terhadap data-data yang telah diperoleh dilakukan dengan bantuan aplikasi *microsoft excel* dan permodelan gedung dengan bantuan aplikasi ETABS V.20.1.0.

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan dan disesuaikan dengan peraturan-peraturan terbaru maka diperoleh hasil bahwa Gedung Bea Cukai Semarang masih aman terhadap beban yang bekerja pada struktur eksisting gedung meskipun perlu dilakukan perkuatan pada beberapa elemen struktur untuk menjamin kelayakan gedung sesuai fungsi yang telah ditetapkan.

Kata Kunci : Analisis, Evaluasi, Struktur, Eksisting, Gedung, Kelayakan

ABSTRACT

EVALUATION OF EXISTING HIGH RISE BUILDING STRUCTURE (CASE STUDY OF THE BEA CUKAI SEMARANG BUILDING)

Economic development in Indonesia cannot be separated from the activities of the entry and exit of goods from and to other countries. The city of Semarang is one of the gateways for the entry and exit of goods from and abroad through the Port of Tanjung Emas and Ahmad Yani Airport. The Semarang Customs Building was built to provide supervision and service for the activities of the entry and exit of goods from and to abroad. Along with the development of regulations regarding building construction in Indonesia, an evaluation of the building structure that was built around 2009 needs to be carried out and adjusted to the new regulations to ensure the feasibility of the existing structure according to the function that has been determined.

Evaluation of the structure of the Customs Building was carried out by structural analysis using the ETABS V.20.1.0 application. The data used in this study are primary data and secondary data. The primary data used is data from field testing using the Hammer Test, Rebar Detector Test, and Waterpass methods. The secondary data itself is in the form of structural planning drawings as well as soil investigation results obtained from soil boring and the Standard Penetration Test (SPT) conducted in the Semarang Customs Building area. Processing of the data that has been obtained is carried out with the help of the Microsoft Excel application and building modeling with the help of the ETABS V.20.1.0 application.

Based on the analysis that has been carried out and adjusted to the latest regulations, the result is that the Semarang Customs Building is still safe against loads acting on the existing structure of the building although it needs to be strengthened on several structural elements to ensure the feasibility of the building according to the functions that have been determined.

Keywords: *Analysis, Evaluation, Structure, Existing, Building, Feasibi*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Gedung Bea Cukai Semarang berlokasi di Jl. Arteri Yos Sudarso No 17, Bandaharjo, Kecamatan Semarang Utara, Kota Semarang, Jawa Tengah 50144, yang di bangun pada sekitar tahun 2009. Sehingga untuk menjamin kelangsungan dan peningkatan gedung Bea Cukai Semarang dapat mewujudkan bangunan gedung yang fungsional, andal, berjati diri, sepadan, selaras, juga sebanding dengan kawasan di sekitarnya, perlu adanya pengaturan yang menjamin keandalan suatu konstruksi berupa bngunan atau gedung. Berpijak pada salah satu payung hukum yakni Undang – undang nomor 28 Tahun 2002 tentang Bangunan Gedung dalam Pasal 3 dijelaskan secara cukup gamblang, bahwa guna memanifestasikan suatu konstruksi yang fungsional serta cocok terhadap bangunan konstruksi yang selaras juga serasi dengan kawasan sekitar, diharuskan menanggung perihal keandalan dari berbagai aspek yang menyangkup rasa aman, nyaman, mudah, dan sehat. Selanjutnya pada aturan konstitusi Peraturan Pemerintah nomor 36 Tahun 2005 juga menerangkan perihal landasan hukum yang disebutkan sebelumnya yang secara mengerucut berpijak pada Pasal 16 ayat 1. Pada aturan konstitusi tersebut dipaparkan, keandalan di suatu konstruksi ialah bagian dari kondisi bangunan atau gedung yang melengkapi suatu prasyarat terkait ranah keselamatan, kenyamanan, kemudahan, serta kesehatan konstruksi dengan mengedepankan akan keperluan fungsi yang sudah diputuskan. Kemudian pemerintah juga menerbitkan peraturan tentang laik fungsi bangunan melalui Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia. Secara khusus teridentifikasi dengan identitas nomor 27/PRT/M/2018. Pada peraturan menjelaskan bahwa setiap bangunan gedung terutama fasilitas publik harus terjamin kelaikan fungsinya baik secara teknis maupun administrasi, namun pada tugas akhir ini hanya membahas kajian secara teknis sesuai peraturan SNI yang berlaku saat ini.

Perubahan standar yang terjadi di Indonesia relatif cepat dalam kurun waktu dua dasawarsa terakhir. Di dalam SNI gempa terbaru (SNI-1726-2019) terdapat perubahan nilai parameter dari parameter di dalam standar sebelumnya. Perubahan

tersebut salah satunya menyangkut laju percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada kurun yang relatif pendek (S_s) dan nilai tolok ukur percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada kurun 1 detik (S_1). Perubahan tersebut mempengaruhi nilai tolok ukur laju percepatan respons spektral di kurun pendek maupun nilai laju percepatan respons spektral MCE pada kurun 1 detik yang masing-masing disebut sebagai SDS dan $SM1$. Perubahan lain ialah nilai SDS dan $SD1$ yang didefinisikan sebagai tolok ukur laju percepatan respons spektral pada kurun pendek dan tolok ukur laju percepatan respons spektral pada kurun 1 detik. Perubahan lainnya adalah koefisien situs untuk kurun pendek pada periode 0,2 detik (F_a) maupun koefisien situs untuk kurun panjang pada periode 1 detik (F_v). Konsekuensi dari perubahan tersebut di atas akan mempengaruhi nilai C_s , atau yang sering disebut sebagai koefisien seismik untuk penentuan gaya geser dasar. Perubahan penting lainnya adalah bentuk respon spektrum desain, dimana SNI-1726-2019 mengakomodasi adanya periode panjang pada struktur jika struktur masuk kategori bangunan langsing. Dengan adanya perubahan tersebut analisa struktur terhadap beban gempa menggunakan standar terbaru menjadi sangat penting, karena akan mempengaruhi kinerja seismik dan stabilitas struktur eksisting (Enggartiasto, Antonius 2022).



Gambar 1.1 Gedung Bea Cukai Semarang

1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang terdapat pada penelitian ini adalah:

1. Investigasi material eksisting berdasarkan pengamatan visual sesuai daftar SIMAK PUPR 2018.
2. Terindikasinya penurunan tanah dilokasi gedung Bea Cukai Semarang yang ditandai oleh terjadinya retak-retak, penurunan di daerah luar seperti tangga dan perbedaan elevasi yang cukup besar dari struktur bangunan terhadap tanah luar.
3. Akibat dari rumusan masalah No 2, dikhawatirkan akan mempengaruhi tingkat keamanan struktur bangunan.
4. Perlu dilakukan analisis ulang terhadap struktur bangunan eksisting untuk memastikan tingkat keamanannya. Mengingat gedung tersebut dibangun 2009/2010 (masih menggunakan standart yang lama), maka analisa struktur ulang harus menggunakan standart yang berlaku saat ini
5. Akibat adanya penurunan tanah disekitar bangunan maka timbul pertanyaan mengenai daya dukung pondasi apakah masih mampu memikul beban layan yang terjadi.

1.3. Tujuan Penelitian

Berdasarkan uraian latar belakang dan rumusan masalah, maka tujuan penelitian ini meliputi :

1. Menganalisis kondisi struktur bangunan sesuai daftar SIMAK PUPR
2. Menganalisis kondisi sistem struktur berdasarkan *as built drawing* yang mengacu SNI 2847 2019 dan SNI 1726 2019.
3. Menganalisis mutu material eksisting dengan *rebound hammer* dan konsistensi jumlah tulangan dengan *rebar detector*.
4. Melakukan analisa struktur menggunakan standar terbaru yang berlaku untuk mengetahui sejauh mana tingkat keamanan struktur.
5. Melakukan perhitungan ulang daya dukung pondasi eksisting berdasarkan beban dengan standar terbaru yang berlaku.

1.4. Batasan Masalah

Penulis membatasi penelitian ini sebagai berikut :

1. Studi kasus pada Gedung Bea Cukai Semarang
2. Tidak membahas tinjauan terhadap arsitektur dan mekanikal elektrikal bangunan
3. Analisa gedung menggunakan pedoman SNI 2847 2019, SNI 1726 2019, SNI 1727 2020, SNI 1729 2020, SNI 8640 2017, SNI ASTM C805-02 2012.
4. Pengolahan data menggunakan *software* ETABS dan *Microsoft Excel*.
5. Mengetahui kondisi struktur eksisting secara material, baik secara visual maupun pengujian yang sifatnya non-destruktif yaitu *Hammer Test*, *Rebar Test*, dan tidak melakukan pengujian laboratorium pada material eksisting.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian yang berdasarkan tujuan penelitian sebagai berikut :

1. Diharapkan menjadi pengembangan dari disiplin ilmu Teknik Sipil mengenai kelayakan struktur bangunan gedung.
2. Diharapkan mampu menjadi prosedur dan penilaian bangunan gedung dengan melakukan pengambilan sampel – sampel dilapangan sebagai dasar evaluasi kelayakan struktur.
3. Diharapkan mampu menjadi prosedur evaluasi kekuatan struktur bangunan gedung dengan melalui tahapan: pengolahan data lapangan, analisis pembebanan, dan analisa struktur untuk mengetahui tingkat keamanan bangunan.
4. Diharapkan mampu memberi informasi kondisi keamanan struktur bangunan eksisting pada penggunaanya jika akan dilakukan alih fungsi ruang.

1.6. Sistematika Penulisan

Terkait sistematika pada tugas akhir ini, secara keseluruhan memuat lima bab yang saling bertalian, yakni:

Bab I Pendahuluan menguraikan perihal latar belakang, maksud dan tujuan, peta lokasi, rumusan masalah, manfaat penelitian, keaslian terhadap kajian dan sistematika dalam penulisan.

- Bab II** Berisi tujuan pustaka berupa ragam teori yang menjadi pijakan peneliti dan berkorelasi dengan pokok bahasan dengan berdasar pada tinjauan *literature*. Selain itu, menjadikan pertimbangan lain berupa hasil observasi serta pendapat para pakar mengenai suatu perkara sama.
- Bab III** Berisi metode dan asumsi tentang bagaimana permasalahan terkait dengan materi analisis perhitungan di Tugas Akhir ini akan dianalisis.
- Bab IV** Bab ini berupa hasil analisis kalkulasi serta bahasan mendalam terkait persoalan dengan perwujudan hasil dari analisis yang dilakukan.
- Bab V** Pada bagian penutup meliputi hasil analisis data, simpulan, juga saran.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum

Konstruksi pada sebuah gedung atau bangunan tertentu mempunyai kualitas kelayakan yang ditentukan sesuai dengan Sertifikat Laik Fungsi (SLF). Salah satu tujuan dilakukannya penilaian teknis keandalan bangunan gedung dan diterbitkannya SLF atau Sertifikat Laik Fungsi adalah untuk menjamin keteraturan menyangkut aturan konstitusi pada pengelolaan sebuah bangunan gedung yang fungsional serta berpatutan terhadap lingkungan. Penilaian keandalan ini juga ditujukan untuk melihat kelaikan gedung sebelum dimanfaatkan sehingga dapat mencegah kerusakan. Untuk mengetahui apakah gedung tersebut masih layak atau tidaknya, maka perlu dilakukan uji struktural.

Uji struktural berfungsi untuk menjaga keamanan bangunan gedung baik struktur atas maupun bawah agar mampu menahan beban di atasnya dan meminimalisir risiko yang membahayakan. Uji tersebut dilakukan pada bangunan yang telah mengalami kerusakan baik penggunaan maupun usia bangunan tersebut.

Seiring bertambahnya usia bangunan, stabilitas dan kekuatannya menjadi semakin rentan, sehingga diperlukan studi teknis tentang faktor struktural. Dengan cara ini dapat diketahui apakah struktur bangunan mengalami kerusakan struktural atau penurunan fungsi karena usia, serta mencegah bangunan dari keruntuhan.

Tujuan dari penilaian struktur tersebut adalah untuk mengetahui beberapa hal diantaranya yaitu:

1. Untuk mengetahui kemampuan struktur dengan baik seperti yang telah direncanakan.
2. Untuk mengetahui kondisi batas pada kemampuan layanan yaitu menyangkut terkait berkurangnya fungsi dalam struktur.
3. Untuk mengetahui estimasi usia bangunan.
4. Untuk mengetahui beban maksimal yang dapat ditahan apabila kemampuan strukturnya berkurang.

Terdapat kondisi dimana batas yang mampu digunakan menjadi sebuah pedoman dalam evaluasi kelayakan struktur khususnya beton bertulang (Antonius, 2020) yaitu :

1. Kondisi batas ultimit yang disebabkan karena hilangnya sebuah keseimbangan global atau lokal, repture, yaitu hilangnya sebuah ketahanan lentur beserta geser elemen dari struktur
2. Kondisi batas pada kemampuan layanan yaitu menyangkut terkait berkurangnya fungsi dalam struktur
3. Kondisi batas khusus terkait keruntuhan atau kerusakan yang diakibatkan oleh beban yang abnormal.

2.2. Landasan Teori

2.2.1. Faktor Penyebab Kerusakan Bangunan

Bangunan sejak awal perencanaan, pelaksanaan hingga masa pakainya memiliki potensi untuk mengalami kerusakan. Menurut Triwiyono (2005), beberapa faktor yang menyebabkan kerusakan bangunan selama masa pakai seperti :

1. Persoalan yang secara spesifik menyangkut *durability* material tidak terlalu baik,
2. Lingkungan agresif yang belum di antisipasi pada waktu perencanaan,
3. Kesalahan pada saat perencanaan dan pelaksanaan,
4. *Overloading* yang diakibatkan naiknya beban akibat kapasitas pada pemakaian bangunan,
5. Peningkatan *life span*, saat adanya peningkatan lama pada waktu fungsi bangunan dari rencana awal,
6. Pemicu tertentu serta beban yang melebihi batas toleransi: kebakaran atau bencana alam menyangkut banjir dan gempa
7. *Life span* yang secara divergen menyasar pada beban bahan konstruksi maupun non konstruksi.

Menurut Imran (2014) Salah satu penyebab besarnya kerusakan yang terjadi setelah bencana gempa adalah struktur bangunan yang tidak sesuai dengan standar keamanan gempa bumi. Penyebab kerusakan yang terjadi akibat gempa bumi awamnya berkorelasi pada:

1. Skema struktur tidak menyesuaikan kadar rawan bencana gempa di daerah yang dimaksud ketika diaplikasikan
2. Perancangan detail termasuk di dalamnya struktur pada bagian penulangan tidak sesuai ketika digunakan
3. Material serta pengaplikasian konstruksi tidak terlalu baik
4. Pengawasan dan kontrol dalam pelaksanaan konstruksi kurang memadai

Berbagai macam faktor penyebab kerusakan pada bangunan yaitu sebagai berikut:

a. Faktor Usia Bangunan

Semakin bertambahnya usia bangunan sangat berpengaruh terhadap daya tahan dan keawetan suatu bangunan tersebut. Jika dalam pemakaian tidak dilakukan pemeriksaan maka struktur dalam bangunan tersebut akan berkurang kualitasnya.

b. Faktor Pemilihan Material

Ada korelasi kuat antara berdirinya suatu bangunan dengan kualitas bahan yang dipakai. Bangunan yang tersusun sampai kemudian berdiri membentuk suatu konstruksi tentu tidak lepas dengan ragam jenis bahan, dari yang sifatnya alami sampai buatan. Jadi, kualitas pada jenis bahan yang dipakai memengaruhi kualitas akhir pada bangunan yang didirikan. Bahan untuk konstruksi yang bersifat alami kualitasnya akan bervariasi, tergantung pada proses pembentukan secara alami dan komposisi mineral yang dikandungnya serta dimana lokasi bahan diambil, sedang bahan bangunan buatan tergantung pada bahan dasar alami yang dipakai dan proses pembuatannya. Pada bahasan ini, tujuan penggunaan menjadi faktor penting untuk memilih kualitas bahan suatu konstruksi. Ada beberapa pertimbangan yang harus dikaji secara mendalam, salah satunya terkait pilihan konstruksi berupa temporer atau permanen. Selain itu, pertimbangan lain seperti kuat menangkal insiden kebakaran, radiasi, atau toleransi terhadap zat reaktif, dan lainnya, juga bisa dimasukkan ke dalam daftar pertimbangan pemilihan kualitas bahan.

c. Faktor Kesalahan Pelaksanaan

Kurangnya koordinasi antara konsultan perencana, pengawas, dan kontraktor yang dapat memungkinkan menurunnya mutu pekerjaan yang dapat berakibat pada bangunannya.

d. Faktor Bencana Alam

Menimbang kondisi geografis yang ada di Indonesia, menghantarkan pada pola pikir untuk senantiasa tanggap pada bencana alam yang bisa terjadi kapan saja, termasuk gempa bumi. Oleh karena itu dalam proses pembangunan gedung, pembebanan harus diperhatikan dan sesuai dengan standar yang berlaku di Indonesia. Selain itu, perhitungan analisis gempa juga harus berpengaruh terhadap kekuatan bangunan tersebut.

e. Faktor Kondisi Tanah

Pada umumnya seluruh bangunan berdiri langsung di atas tanah. Dengan demikian, pengaruh kondisi tanah terhadap bangunan mempunyai pengaruh besar terhadap stabilitasnya karena sifat tanah berbeda antara satu lokasi dengan lokasi yang lainnya. Apabila pemilihan pondasi bangunan tidak disesuaikan dengan kondisi tanah dimana bangunan akan didirikan, dapat mengakibatkan terjadinya penurunan pada bangunan. Penurunan bangunan dapat terjadi dalam waktu singkat atau dalam kurun waktu yang panjang. Kondisi paling berbahaya adalah bila terjadi penurunan yang tidak seragam (*differential settlement*) yang menimbulkan tegangan ekstra pada komponen bangunan lainnya.

Lippsmeier (1980) memaparkan perihal faktor lain yang dapat berpotensi menghadirkan kerusakan dan/atau pelapukan lebih dini, yakni:

- a. Fenomena bencana alam, termasuk hujan badai, banjir, dan gempa bumi.
- b. Keadaan suhu yang berbeda dan tingkat kelembaban tinggi membuat proses pelapukan pada kayu cenderung terjadi lebih cepat sedangkan untuk beton rawan retak lebih cepat.
- c. Hewan kategori pengganggu, misalnya semut dan rayap. Bahkan riset yang sudah ada mengungkap, sekitar 10 persen bangunan telah diserang hewan rayap tepatnya di wilayah tropis.

- d. Jenis bahan yang tidak menyesuaikan kualitas pada lingkungan tertentu yang pada akhirnya bisa mengakibatkan kerusakan bangunan di waktu lebih cepat.
- e. Timbulnya reaksi kimia akibat kondisi tertentu seperti penggaraman, pengasaman, dan lainnya yang secara tidak langsung dapat merusak kualitas beton.
- f. Penting untuk dipahami bahwa penurunan mutu bahan pada bangunan tidak bisa dijamin berlangsung di waktu yang sama.

2.2.2. Beban Yang Bekerja Pada Bangunan

Kondisi alam mengakibatkan bangunan mengalami berbagai beban yang berbeda besar dan jenisnya antara satu bangunan dengan bangunan lain, serta dipengaruhi oleh lokasi dimana bangunan itu berada. Terdapat aneka beban yang beraksi pada sebuah bangunan, meliputi:

a. Beban Mati

Digambarkan sebagai kondisi berat dari objek itu sendiri dengan sifatnya yakni tetap. Yang termasuk kategori beban mati ialah dinding, lantai, sekat pemisah, atap, balok, kolom, dan lain-lain yang berkesinambungan dengan gedung. Hal demikian memiliki nilai secara menyeluruh yang peluang terlampaui di waktu tertentu bisa terbatas di persentase tertentu juga. Bertolak pada keterangan yang termaktub di SNI-1726-2019, umumnya peluang beban dilampaui sekitar 50 tahun usia gedung serta diputuskan pada standar beban konstruksi gedung bisa diasumsikan beban mati secara nominal.

Kategori beban ini ada 2, yaitu:

1. Beban Mati Utama (*The Main Dead Load, DL*): Beban mati utama adalah seluruh beban yang diterima oleh bangunan dalam jangka waktu panjang, sehingga secara dominan dipengaruhi oleh gaya tarik-menarik bumi (gravitasi). Besaran beban gravitasi ditentukan oleh berat spesifik bahan bangunan yang digunakan.
2. Beban Mati Tambahan (*The Supplementary Dead Load, SDL*): Suatu beban yang disebabkan penutup lantai, bisa berupa keramik, marmer, plafond, dan lainnya.

b. Beban Hidup

Berasal dari manusia juga berbagai barang peralatan. Beban hidup yang bekerja akibat manusia biasanya ditentukan 100 kg untuk setiap titik kumpul pada konstruksi atap, sedangkan beban bergerak pada lantai bangunan ditentukan berdasarkan volume benda yang ada pada suatu ruangan. Faktor terkait ruangan dan fungsi ruangan yang dimaksud menjadikan beban ini terepresentasi secara berbeda pula.

c. Beban Angin

Konteks ini merujuk pada suatu beban yang akibatnya berasal dari pergerakan udara dalam waktu tertentu yang dibedakan menjadi angin tekan dan angin hisap. Beban angin ditentukan oleh bentuk geometris, tinggi, kemiringan atap, dan lokasi bangunan (di pantai, pegunungan). Daniel L. Schodek (1999) menjelaskan, perubahan gerak angin dari yang berbelok hingga diam dapat disebabkan oleh struktur yang ada di lintasan angin. Oleh karena itu, bisa memicu perubahan dari energi kinetik angin ke energi laten lain, seperti hisapan atau tekanan struktur. Besar tekanan atau hisapan yang diakibatkan oleh angin bergantung pada banyak faktor. Salah satu faktor yang mempengaruhi adalah kecepatan angin.

d. Beban Gempa

Merujuk pada beban yang disebabkan aktivitas tanah akibat serangkaian proses alami pada bagian bawah struktur suatu bangunan. Dengan kata lain, beban gempa termasuk beban yang timbul dari tanah yang bergerak oleh getaran bencana gempa bumi. Jika merujuk pada keterangan di SNI 1726 2019, dipastikan probabilitas gempa terlewat besarannya pada umur struktur sebuah bangunan di angka 50 tahun dengan persentase jatuh di angka 20%. Beban gempa akan bekerja pada bangunan dalam arah vertikal maupun horizontal. Beban lateral gempa akan menjadi besar bila pusat gempa berada jauh dari bangunan, sedangkan beban vertikal menjadi besar bila pusat gempa berada dekat dengan yang bangunan mengalaminya.

e. Beban Hujan

Beban hujan adalah massa hujan yang diperkirakan akan membebani bangunan dalam jangka waktu tertentu. Beban hujan biasanya diambil dengan asumsi

setebal 10-30 mm, dimana besarnya tergantung pada kelandaian konstruksi atap dan bahan penutup atap yang digunakan.

2.3. Struktur Tahan Gempa

2.3.1. Prinsip Dasar

Dikatakan suatu konstruksi bisa bertahan dari bencana alam gempa bumi adalah ketika tetap berdiri kokoh dan tidak runtuh ketika diterpa bencana tersebut baik dengan skala kecil pun besar. Namun, perlu digarisbawahi kalau konstruksi atau bangunan tahan gempa bukan langsung diasumsikan tidak mengalami kerusakan sedikit pun. Sebaliknya, masih boleh ada kerusakan kecil dengan beberapa syarat ambang batas berdasarkan laporan dari SNI 1726 2019. Pasalnya, ada beragam faktor yang dapat memengaruhi struktur pada bangunan terlebih ketika dihadapkan dengan persoalan gempa. Faktor yang dimaksud yakni kondisi tanah, wilayah rawan gempa, dan massa struktur suatu bangunan. Faktor yang sangat penting adalah massa struktur bangunan karena pada saat terjadi gempa beban yang bekerja menjadi bentuk aksi kelambanan dengan kapasitas bergantung besar massa konstruksi.

1. Syarat utama menyangkut sifat struktur dalam hal merencanakan konstruksi tahan terhadap bencana gempa bumi, ialah : Kekuatan (strength) kekuatan yang dimaksud adalah kemampuan struktur atau elemen struktur untuk menahan beban yang bekerja atau dipikul oleh struktur yang digunakan. Untuk perencanaan kekuatan struktur perlu disesuaikan dengan fungsi struktur tersebut dan harus berdasarkan persyaratan yang berlaku.
2. Daktilitas (*Ductility*) Daktilitas merupakan suatu kemampuan pada struktur bangunan gedung untuk melindungi daya serta kapasitas pas terkait kekakuannya, lantas pada saat terjadi gempa konstruksi yang dimaksud dapat senantiasa tegak berdiri meskipun di situasi ambang kerutuhan.
3. Kekakuan (*Stiffness*). Gaya lateral yang terjadi mengakibatkan deformasi pada suatu struktur dan deformasi yang terjadi perlu diperhitungkan dan ditinjau ulang. Kalkulasi yang diberlakukan memiliki koneksi terhadap sifat kaku yang secara khusus mengarah ke struktur. Adapun deformasi pada struktur dipengaruhi oleh besar beban yang bersinergi di struktur tersebut. Hubungan

sifat kaku dan deformasi tersebut menjadi prinsip basis mekanika struktur, ialah sifat geometri juga modulus elastisitas bahannya. Sifat kaku pada struktur menjadi faktor pengaruh terhadap besar kecilnya simpangan.

Hoedajanto dan Imran (2002) membeberkan mengenai prinsip esensi yang wajib menjadi pertimbangan takala melakukan prosedur perencanaan, perancangan, serta pengaplikasian struktur konstruksi beton bertulang yang bisa dikatakan tahan bencana gempa, yakni:

1. Skema struktur menyesuaikan derajat risiko atau kerawanan di daerah yang dituju.
2. Terkait material berupa baja tulangan dan beton yang diterapkan harus benar-benar mengantongi syarat material untuk bangunan tahan bencana gempa bumi.
3. Menjaga konsistensi skema struktur yang diperspektifkan di dalam desain dan perwujudannya.
4. Memperhatikan aspek-aspek khusus termasuk integritas dan kelanjutan struktur pada konstruksi. Jadi, detail mengenai sambungan, penulangan, dan komponen lain yang terkait harus sudah dipastikan berada pada tempatnya dengan cara diikat betul-betul untuk mendulang integritas struktur secara komprehensif.
5. Penerapan tahap konstruksi sesuai aturan yang sudah ditetapkan mengenai metode pengaplikasian, *quality assurance*, dan skema *quality*.
6. Unsur menyangkut arsitektural dengan melibatkan komponen khusus berupa massa yang dominan diwajibkan disatukan oleh ikatan yang sama kuatnya pada skema akses yang primer. Tidak lupa mempertimbangkan pengaruh yang memengaruhi skema struktur.

2.3.2. Konsep Dasar Struktur Tahan Gempa

Setiap daerah atau wilayah memiliki tanggungan sendiri terkait daya toleransi pada gempa menyesuaikan kawasan gempa daerah tersebut. Oleh karena itu, sistematisa mulai dari perencanaan, perancangan, dan pelaksanaan struktur tahan gempa harus disesuaikan dengan zona gempa dimana struktur tersebut akan didirikan. Konsep dari perwujudan tahan pada bencana gempa ialah ada elemen pada struktur yang menghadapi kelelahan. Kelelahan ini akan menyerap energi gempa yang terjadi

pada saat terjadinya gempa. Adapun elemen terkait yang diperbolehkan dengan menyesuaikan skema struktur anti gempa adalah komponen berupa balok saja. Kolom Kuat Balok Lemah adalah konsep yang sering kali diberlakukan pada proyek ini atau dikenal juga dengan istilah asing yakni *Strong Column Weak Beam*. Konsep desain ini memiliki kemampuan daktilitas tinggi, dengan demikian akan membentuk zona sendi plastis. Perizinan sendi plastis ini diperbolehkan pada balok lebih dulu lantas diupayakan tidak bereaksi pada kolom ketika situasi gempa menghadang.

Konsep yang perlu dipertimbangkan ketika melakukan tahap perencanaan terkait struktur bangunan yang tahan pada bencana gempa, ialah:

1. Pemilihan Bahan Wajib Patuhi Syarat

Kekuatan pada tekan beton (f_c') tidak diperbolehkan melampaui 21 Mpa saat digunakan. Hal tersebut mengandung makna tersendiri yakni agar kualitas dan perilaku beton yang terlibat bisa benar-benar terjamin (Purwono, 2005). Adapun batas maksimum beton ringan untuk struktur anti bencana gempa yakni jangan melebihi 30 Mpa. Beton ringan dengan daya kuat tekan besar masih boleh melewati tahap pengujian pada elemen struktur dari beton agregat ringan dengan daya kapasitas dari beton wajar yang telah diputuskan. Selain itu, penggunaan tulangan misalnya tulangan aksial atau lentur juga harus mengantongi syarat pada struktur anti gempa oleh SNI 2847:2019.

2. Balok Lemah – Kolom Kuat

Skema yang dimaksud dengan perencanaan keruntuhan dijadikan opsi yang disarankan untuk digunakan dengan pemakaian mekanisme *beam side sway*. Pemakaian tersebut bisa terwujud ketika daya kolom lebih optimal ketimbang daya balok yang terlibat itu sendiri. Kondisi ini memicu sendi plastis di bagian balok atau dikenal juga dengan *capacity design* juga *strong column weak beam*.

3. Hubungan Balok Kolom

Korelasi antar balok dan kolom menjadi faktor khusus yang mendatangkan pengaruh pada integritas SRPM secara komprehensif. Selanjutnya, penurunan pada korelasi di atas akan menghantarkan pada situasi yang dikenal dengan deformasi lateral dengan nilai besar. Imbasnya adalah mendatangkan kerusakan

ekstra hingga kemungkinan terburuk yang tak diinginkan, yakni runtuhnya suatu konstruksi (Purwono 2005).

4. Deformasi Harus Terkontrol

Bahasan pada poin ini merujuk pada aturan yang sudah ditetapkan mengenai pengontrolan deformasi. Pedoman yang digunakan ialah SNI 1726:2019 secara khusus pada pasal 7.1.2 yang secara gamblang menangani perihal deformasi di setiap unsur pada struktur yang dilibatkan. Penjelasannya yakni bahwa deformasi tidak dianjurkan melebihi toleransi batas yang sudah diputuskan ketika gaya gempa desain terbebani.

5. Pondasi Harus Lebih Kuat Dari Bangunan Atas

Kunci pokok perencanaan konstruksi tahan gempa adalah menitikberatkan pada desain mendetail dari kekuatan struktur yang bekerja di bagian bawah. Pada bagian ini memiliki fungsi krusial yakni menjadi penyalur tanggungan vertikal pada bagian atas (kolom) dan tanggungan horizontal ke tanah atau yang lazim disebut dengan pondasi. Pada bagian struktur bawah suatu bangunan juga memiliki fungsi lain yakni menjadi penahan beban yang bersumber dari atasnya, maka dari itu bagian bawah tidak dibolehkan gagal lebih dulu (Anugrah dan Erny, 2013).

Skema dasar rencana bangunan yang tahan pada bencana gempa dibagi ke dalam 3 komponen menurut Budiono (2011) dalam Suhaimi, dkk. (2014), sebagai berikut:

1. Konfigurasi dan fungsi konstruksi wajib terus optimal, sampai struktur kuat dan tidak bobrok di setiap unsur sistemis pun nonsistemis konstruksi saat gempa ringan terjadi.
2. Konfigurasi masih boleh rusak pada unsur nonsistemis konstruksi, tapi tidak boleh bobrok pada unsur sistemis saat gempa medium terjadi.
3. Saat gempa besar terjadi, dibolehkan adanya kebobrokan pada kedua unsur, namun yang penting dicatat adalah jangan sampai suatu konstruksi runtuh karena konsekuensi besar akan menghadang berupa timbulnya korban jiwa.

2.3.3. *Persyaratan Material*

Rencana konfigurasi konstruksi yang dikatakan tahan gempa dari perspektif rekayasa sipil ada beberapa kriteria. Kriteria tersebut harus dimiliki dari segi material konfigurasi guna menahan pengaruh beban ketika gempa, yakni:

1. Komparasi daya kuat dan berat material konfigurasi harus cukup besar. Penggunaan material konstruksi ringan namun kuat menjadi rekomendasi menguntungkan mengingat gaya inersia terjadi ketika adanya interaksi antara beban gempa yang menghantam konfigurasi konstruksi (kecepatan gempa dan massa konfigurasi). Dengan begitu, daya gempa yang timbul pada konfigurasi bisa diminimalkan.

2. Material konfigurasi harus memiliki daya deformasi (daktail). Dengan kapabilitas deformasi plastis dan sifat daktilitas tinggi, material konfigurasi akan memiliki kekuatan yang prima menghadapi pengaruh tanggungan saat gempa terjadi dengan sifatnya yang bolak-balik. Hal tersebut dikarenakan material konfigurasi memiliki kapasitas memencarkan gaya gempa dengan lebih baik. Kekuatan gaya gempa ini bisa dibatasi oleh sifat daktilitas. Pada intinya adalah, makin besar sifat daktilitas dari material konfigurasi, makin besar pula derajat pemisahan energi yang dimiliki sistem konfigurasi yang dimaksud. Dengan begitu, gaya ketika gempa terjadi yang menerobos ke konfigurasi bisa lebih mengecil.

3. Sifat degradasi kekuatan dan degradasi kekakuan dari material struktur, harus cukup rendah.

Material yang mengandung sifat degradasi kekakuan menjadi salah satu elemen konfigurasi yang dipertimbangkan guna menjadi agen menahan tanggungan berupa beban saat gempa berlangsung. Selain itu juga, degradasi kekuatan rendah di bawah pengaruh beban gempang yang bisa terjadi secara repetitif. Perlu diketahui bahwa degradasi ialah pengurangan daya kaku dan kuat suatu material akibat fenomena berulangnya suatu beban.

4. Keseragaman daya kaku dan kuat.

Perlu upaya untuk mendapatkan respons dinamis yang prima dari konfigurasi saat gempa terjadi. Hal demikian agar konfigurasi sistem terdiri atas jenis dan ukuran material yang dilibatkan memiliki daya kaku dan kuat secara sejenis,

baik yang mengarah secara horizontal maupun vertika ke bangunan. Sambungan antara komponen sistemis wajib melewati tahap perencanaan lebih ekstra pada komponen yang akan dilakukan tahap penyambungan guna menghindari kebobrokan konfigurasi karena gempa.

5. Harga yang ekonomis.

Perlu juga mempertimbangkan biaya yang dikeluarkan untuk membangun suatu konstruksi tertentu. Harga di kisaran ekonomis menjadi pertimbangan yang cenderung dipilih. Namun, tetap memprioritaskan kualitas kekuatan dan struktural material yang dibeli.

2.3.4. Sistem Struktur Tahan Gempa

Bangunan yang tinggi dan diklaim tahan terhadap bencana gempa umumnya mengantongi kapasitas cukup besar terhadap gaya pada kolom guna menjadi penahan tanggungan ketika gempa terjadi. Dengan demikian, butuh elemen konfigurasi kaku seperti dinding geser yang bertugas sebagai penahan dari kombinasi gaya, termasuk gaya geser, aksial, dan momen yang disebabkan oleh tanggungan gempa. Fungsi lain dari dinding geser tersebut adalah menyerap kebanyakan tanggungan gempa.

Koordinasi dinding geser dan skema rangka penahan momen menjadi bagian dari keadaan istimewa ketika dua konfigurasi berbeda sifat disatukan. Keduanya menghasilkan konsekuensi berupa konfigurasi ekonomis dan juga kokoh.

a. Sistem Dinding Penumpu/Geser

Ini adalah bagian dari skema penahan gaya gempa berupa dinding terstruktur. Komponen konfigurasi kaku salah satunya dinding geser ini lazim dipilih untuk konstruksi tinggi guna menjadi penahan beban lateral. Para praktisi rekayasa sipil umumnya menjadikan dinding geser tipe berangkai atau kantilever pada situasi demikian.

Dinding geser umumnya senantiasa dikaitkan pada skema rangka pemikul momen di sebuah konstruksi tertentu, bisa berupa gedung atau bangunan. Koordinasi keduanya biasa dikenal dengan sebutan sistem ganda. Berikut adalah kategori dinding geser untuk skema penahan gaya gempa, yakni:

a. Dinding beton polos struktur biasa.

- b. Dinding beton bertulang biasa.
- c. *Intermediate precast structural wall*.
- d. *Special structural wall*.

Sementara itu, merunut pada letak juga fungsinya bahwa dinding geser terbagi ke dalam 3 macam mencakup:

- a. *Core walls*: letaknya di wilayah inti sentral dengan fungsi ganda serta anggapan lain menyangkut unsur ekonomis. Bisa diartikan bahwa ini termasuk dinding geser dengan letak di inti sentral konstruksi (biasa ditampung oleh poros lift atau tangga).
- b. *Frame walls*: tembok dibangun antara baris kolom dengan fungsi menjadi penahan beban lateral saat tanggungan gravitasi bersumber dari *frame* beton 22 bertulang.
- c. *Bearing walls*: tembok melibatkan dinding partisi antar apartemen yang dekat dan menjadi pendukung terhadap tanggungan gravitasi.

b. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

SRPM merupakan skema konfigurasi dengan basisnya mempunyai rancangan khusus bernama rangka pemikul guna menanggung tanggungan gravitasi secara komprehensif. Dengan mekanisme lentur sebuah beban lateral bisa ditanggung oleh rangka pemikul momen. Mengacu pada aturan yang telah ditetapkan terkait rencana bangunan tahan gempa, ada pembagian skema rangka pemikul momen yang terbagi ke 3 aspek menyesuaikan “Standar Nasional Indonesia Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa” dengan cakupannya:

a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

SRPMB termasuk prosedur khusus dengan kandungannya yakni deformasi inelastik dan derajat daktilitas paling kecil, namun mempunyai daya kekuatan ekstra. Maka dari itu, tidak heran jika desain SRPMB mengesampingkan ketentuan “*Strong Column Weak Beam*” yang digunakan ketika proses desain konfigurasi dilakukan yang secara mengerucut menggantungkan daktilitas tinggi. Bisa dikatakan bahwa skema ini terbilang jarang diterapkan pada kawasan gempa berskala masif, sebaliknya efektif untuk kawasan dengan skala gempa kecil.

Konfigurasi konstruksi yang tergabung pada kawasan 1 dan 2 atau dengan kata lain wilayah renda gempa bisa menggunakan metode ini saat pengaplikasian kalkulasi. Adapun faktor reduksi gempa ialah $(R) = 3,5$.

b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

SRPMM ialah metode termasuk pada rencana konfigurasi skema rangka pemikul momen dengan memprioritaskan unsur waspada pada risiko kebobrokan konfigurasi terkait keruntuhan geser. Pada aturan yang sudah tertera yakni SNI 1726-2019 tentang sistem kalkulasi struktur beton bangunan gedung menjabarkan secara rinci pada salah satu pasal di dalamnya (23.10).

Pasal yang dimaksud diatas membeberkan sistematika kalkulasi beban geser batas sekaligus pemasangan tulangan geser. Kapasitas daya tampung guna memperhitungkan balikan momen berpatokan dengan aturan yang telah disebutkan demikian. Metode ini menerapkan kalkulasi konfigurasi konstruksi untuk kawasan 3 dan 4 atau wilayah dengan skala gempa sedang. Adapun aspek depresiasi bencana gempa (R) berada di angka 5,5.

c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK ialah skema konfigurasi yang melibatkan struktur bersifat daktail menahan gaya lateral. Meniliki pada SNI 1726-2019 tabel 12, didapati nilai R untuk SRPMK ialah berada di angka 8. Hal ini berarti gaya gempa memperoleh desain $1/8$, sementara gaya gempa aktual mengantongi energi disipasi terkonfigurasi dengan sifat daktail. Perolehan daktilitas konstruksi dari konfigurasi beton adalah dengan melibatkan operasi penulangan secara detail dan ketat. Pada akhirnya, skema ini diberi label sebagai struktur rangka penopang momen tertentu.

2.3.5. Persyaratan Elemen Struktur Rangka Beton Pemikul Momen Khusus

a. Balok

Balok dalam bahasan ini merujuk pada unsur konfigurasi yang berfungsi sebagai penahan beban lentur untuk kemudian menjadi penyalur beban dari slab lantai menuju kolom penyangga berbentuk tegak. Unsur ini acap kali akan melewati tahap cor secara monolit menggunakan slab dan secara sistemis di bagian atas atau bawah

mengalami penulangan. Fungsi lain dari balok ini adalah membantu mengekang konfigurasi pada bagian kolom.

Syarat balok sistem kerangka penopang momen khusus dengan dasar pada SNI 2847-2019 untuk pasalnya yaitu 18.6.2.1 memuat:

1. Bentang bersih, l_n , wajib minimum $4d$
2. Lebar penampang b_w , wajib sekurang-kurang nilai minimum dari $0,3h$ dan 250 mm
3. Bayang-bayang menyangkut luas balok dengan mengungguli lebar kolom penumpu tidak diperbolehkan melampaui nilai paling kecil c_2 serta $0,75c_1$

Untuk persyaratan gaya tekan aksial dijelaskan melalui aturan yang telah berlaku melalui SNI 2847-2019 pasal 18.6.4.7 yaitu gaya tekan aksial tidak boleh melebihi $A_g f'_c / 10$, apabila melebihi harus dipasang pengekan.

a. Tulangan Longitudinal

Tulangan rangka menjadi desain khusus bagi balok dengan fungsi menahan gaya lateral. Hal ini diterapkan guna menghindari momen bolak-balik di bagian konfigurasi balok mengingat sifat gaya lateral adalah bolak-balik.

1. Penampang elemen konfigurasi lentur di setiap irisan:

- a. Ketentuan skala minimum luasan tulangan lentur di bagian sisi atas dan bawah kolom wajib menggenapi pertepatan pada SNI 2847-2019 di bagian pasal 9.6.1.2 :

$$\bullet \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (2.1.)$$

$$\bullet \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad (2.2.)$$

- b. Rasio tulangan ρ tidak diperbolehkan melampaui angka 0,025.
- c. Wajib memuat 2 batang tulangan atas dan bawah untuk dilekatkan menerus (sekurang-kurangnya).

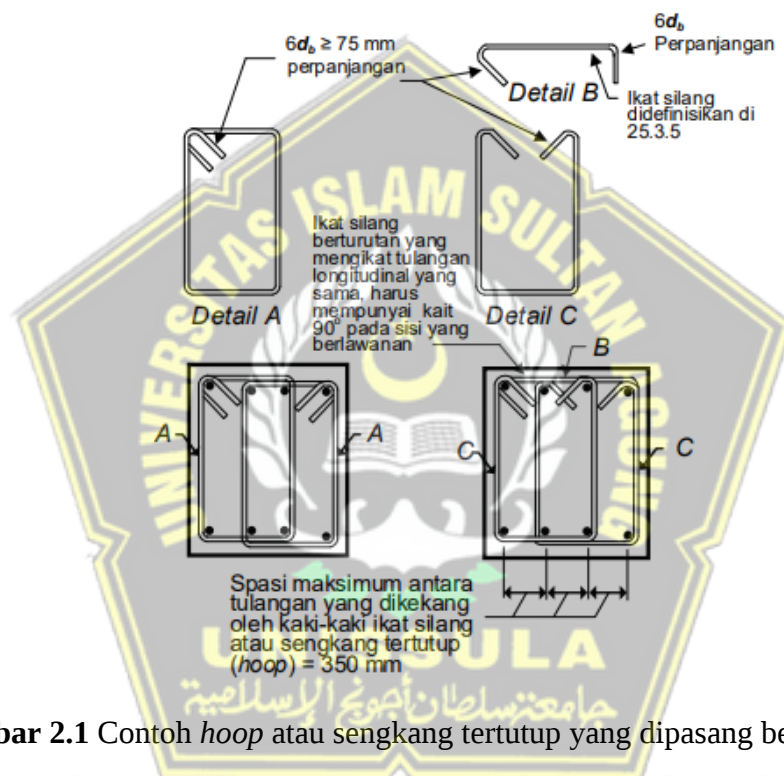
2. Daya kuat lentur positif bagian unsur konfigurasi lentur di kolom bagian muka dilarang lebih kecil $\frac{1}{2}$ daya kuat lentur negatif di muka yang dimaksud. Keduanya di setiap penampang pada keseluruhan bentang dilarang kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat lentur terbesar yang sudah tersedia di dua muka kolom.

3. Jika termuat tulangan spiral atau sengkang tertutup yang mengait belahan sambungan lewat bisa diberikan izin menerapkan sambungan lewat pada bagian tulangan lentur. Spasi sengkang yang mengait daerah yang dijelaskan, tidak melebihi 100 mm atau $d/2$. Perlu dipahami jika tipe sambungan ini tidak diperuntukkan bagi:
 - a. Kawasan korelasi antara aneka balok dan juga kolom-kolom;
 - b. Kawasan sampai kerenggangan yang secara estimasi menjadi dua kali dari ketinggian suatu balok ketimbang kolom bagian muka;
 - c. Daerah sesuai kajian mendalam menunjukkan probabilitas lelah lentur karena lateral inelastik konfigurasi rangka berpindah.

b. Tulangan Transversal

1. Sengkang tertutup wajib dipasang di elemen konfigurasi wilayah berikut ini:
 - a. Wilayah sampai dua kali tinggi balok dengan melibatkan pengukuran dari muka tumpu menuju tengah bentang, pada dua ujung elemen konfigurasi lentur.
 - b. Sepanjang wilayah dua kali dari ketinggian suatu balok pada bidang lain dari penampang saat lelah yang oleh lentur mendapatkan pengharapan bisa terwujud menyesuaikan deformasi inelastik konfigurasi rangka terjadi.
2. Sengkang tertutup pertama wajib dilakukan pemasangan yang tidak melampaui 50 mm dari muka tumpu. Penting untuk dicatat bahwa jarak maksimum antara sengkang tertutup dilarang melewati batas:
 - $d/4$;
 - 300 mm;
 - 8 x diameter paling kecil tulangan memanjang;
 - 24 x diameter batang tulangan sengkang yang terkatup.
3. Tulangan mengulur di perimeter wajib memiliki aspek pendukung lateral pada wilayah yang butuh sengkang terkatup.
4. Sengkang yang mengait pada bencana gempa di bagian dua ujung wajib dikait menggunakan sistem jarak jangan sampai lebih $d/2$ di bagian bentang elemen konfigurasi pada wilayah yang tidak butuh sengkang tertutup.

5. Pemasangan sepanjang elemen konfigurasi diperuntukkan bagi sengkang termasuk sengkang ikat yang dibutuhkan guna memikul geser.
6. Masih dibolehkan mengenai sengkang tertutup pada elemen konfigurasi lentur yang memuat dua unit tulangan, ialah: sengkang kait gempapada di kedua ujung dan tertutup oleh pengikat silang. Bagian ini secara urut mengait tulangan panjang sama, kait 90 derajat wajib disematkan berselang-selang. Apabila tulangan panjang dikasih pengikat silang dikungkung pelat lantai, hanya di satu bidang maka kait 90 derajat wajib terpasang di bidang yang mengalami pengekangan.



Gambar 2.1 Contoh *hoop* atau sengkang tertutup yang dipasang bertumpuk dan ilustrasi batasan maksimum spasi horizontal penumpu batang longitudinal

b. Kolom

Ialah elemen vertikal lurus dari rangka *frame* sistemis yang berperan menjadi pemanggul tanggungan balok. Klasifikasi kolom ditentukan atas susunan dan bentuk tulangan, letak tanggungan di panampang, serta panjang kolom terkait korelasi dimensi lateral. Praktiknya, kolom memiliki peran krusial terhadap penahanan beban aksial vertikal dan kombinasinya dengan momen lentur. Kolom harus diperhitungkan untuk menyangga beban aksial tekan dengan eksentrisitas tertentu.

Ada syarat khusus yang mengindikasikan kualitas kolom sistem kerangka penopang momen dengan pijakan pada ketentuan SNI 2847-2019 secara spesifik mengarah pada pasal 18.7.2.1, di antaranya:

1. Pengukuran garis lurus melewati sentral geometri tak sampai melebihi 300 mm yang dikhususkan pada format berupa penampang paling kecil.
2. Skala format penampang paling kecil pada format tegak lurus yakni tidak melewati batas ambang 0,4.

Sama seperti balok, persyaratan gaya tekan aksial yaitu gaya tekan aksial tidak boleh melebihi $A_g f_c / 10$, apabila melebihi harus dipasang pengeang.

a. Tulangan Longitudinal

1. Berdasarkan SNI 2847-2019 secara khusus pada pasal 18.7.4.1 dijelaskan bahwa, luas tulangan longitudinal dilarang melewati batas ambang minimal $0,04A_g$ batas ambang maksimal $0,06A_g$.
2. SNI 2847-2019 secara khusus menyasar pasal 18.7.4.2 menjabarkan, jumlah batang tulangan longitudinal minimum 6 untuk kolom dengan sengkang bundar.

b. Tulangan Transversal

Untuk persyaratan tulangan transversal pada kolom skema penopang momen khusus dijelaskan di beberapa pasal pada SNI 2847-2019 yaitu :

1. Pasal 18.7.5.1

Sepanjang L_0 di bagian muka joint terpasang tulangan transversal kolom skema kerangka penopang momen khusus. Dua bidang penampang ketika lelehan lentur memungkinkan kejadian suatu insiden yang diakibatkan oleh mobilitas lateral dengan lampauan tindakan elastik dan panjang L_0 dilarang melewati batas ambang syarat di bawah ini:

- a. 450 mm
- b. $1/6$ tinggi bersih kolom
- c. Ketinggian kolom di muka joint atau penampang ketika lelehan lentur dimungkinkan terjadi.

2. Pasal 18.7.5.2

Tulangan transversal wajib menyesuaikan:

- a. Bagian tulangan transversal memuat spiral tunggal, *overlap*, sengkang pengekang bundar, persegi, tanpa atau dengan ikat silang.
 - b. Batang tulangan longitudinal terluar harus terkait pada setiap tekukan ujung sengkang pengekang persegi serta ikat silang.
 - c. Ikat silang berukuran menyesuaikan batang tulangan dengan ukuran mirip atau lebih rendah dari diameter sengkang pengekang diberi izin menyesuaikan batasan 25.7.2.2. Hal ini harus diurutkan secara selang-seling ujungnya.
 - d. Tulangan transversal diwajibkan beroperasi mengingat memiliki peran krusial berhubungan dengan tumpuan lateral jika dilibatkan sesuai 25.7.2.2 dan 25.7.2.3.
 - e. Spasi h_x antara tulangan longitudinal pada sepanjang perimeter penampang kolom dengan pijakan secara lateral sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekang dilarang melebihi 350 mm dan melewati tahap pengaturan sedemikian rupa.
 - f. Ketika $P_u > 0,3Agf_c$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$ pada kolom dengan sengkang pengekang, setiap batang atau bundel tulangan longitudinal mengelilingi sendi inti kolom wajib mempunyai tumpuan lateral lantas disuguhkan oleh sudut sengkang pengekang ataupun kait gempa, serta nilai h_x dilarang melebihi 200 mm. P_u diharuskan merujuk ke gaya tekan terbesar dengan gabungan tanggungan terfaktor termasuk E yang konsisten.
3. Pasal 18.7.5.3 جامعنا سلطان أبوبوع الإسلامية
- Spasi tulangan transversal tidak melampaui nilai terkecil dari :
- a. $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil penampang kolom
 - b. 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
 - c. S_o , yang dihitung dengan

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (2.3)$$

Nilai S_o dilarang melampaui 150 mm serta tidak diwajibkan kurang dari 100 mm.

4. Pasal 18.7.5.4

Jumlah tulangan transversal diwajibkan mirip dengan Tabel **18.7.5.4**. Faktor daya kuat beton k_f dan keefektifan kekang k_n dikalkulasi menyesuaikan:

$$a. k_f = \frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.4)$$

$$b. k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \quad (2.5)$$

n_ℓ merupakan jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang secara lateral bertumpu pada sudut sengkang pengeang atau kait seismik.

Tabel 2.1 Tulangan transversal guna kolom sistem rangka pemikul momen khusus SNI 2847 pasal 18.7.5.4 Tabel 18.7.5.4

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
$A_{sh}/s b_c$ untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (a)$ $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (b)$
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (c)$
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (d)$ $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (e)$
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (f)$

5. Pasal 25.7.2.2

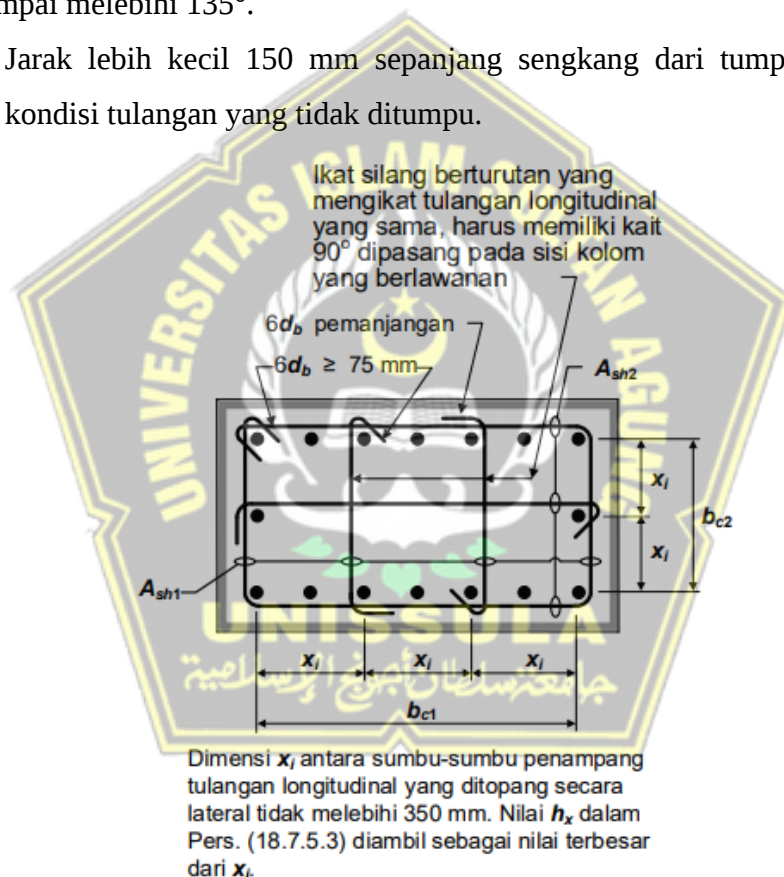
Diameter tulangan sengkang ikat wajib menyanggupi :

- Tulangan longitudinal D32 atau yang lebih kecil dilingkari D10.
- Tulangan longitudinal D36 atau bundel tulangan longitudinal atau yang lebih besar dilingkari D13.

6. Pasal 25.7.2.3

Sengkang ikat persegi wajib mematuhi aturan berikut:

- Kepemilikan tumpuan lateral pada setiap sudut dan tulangan longitudinal bersebelahan oleh sudut sengkang dengan sudut ujung sengkang ikat tidak sampai melebihi 135° .
- Jarak lebih kecil 150 mm sepanjang sengkang dari tumpu lateral bagi kondisi tulangan yang tidak ditumpu.



Gambar 2.2 Contoh penulangan transversal pada kolom

2.4. Persyaratan Elemen Struktur Sekunder

Merupakan bagian konfigurasi gedung yang tidak membendung kekuatan secara komprehensif, tapi tetap menghadapi tegangan – tegangan yang disebabkan oleh beban yang beraksi secara langsung pada bagian tersebut, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer.

2.4.1. Persyaratan Tebal Pelat

Secara umum, pelat merupakan komponen struktur sekunder yang ada di sebuah konstruksi tertentu. Pelat merupakan elemen struktur yang berbentuk datar maupun melengkung yang berfungsi menerima beban mati dan beban hidup secara langsung. Ini dibedakan menjadi 2, yaitu pelat satu arah dan dua arah.

a. Pelat Satu Arah

Memiliki tulangan utama di satu arah saja. Pelat jenis ini memiliki syarat rasio bentang panjang (L_x) terhadap bentang lebarnya (L_y) lebih besar dari 2 atau $L_x/L_y \geq 2$. SNI 2847-2019 pada pasal 7.3.1 mengatur secara spesifik perihal syarat tebal minimum pelat satu arah. Ketebalan minimum tebal pelat bisa diamati di Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Ketebalan minimum pelat solid satu arah nonprategang

Kondisi Tumpuan	$h^{(1)}$ Minimum
Tumpuan Sederhana	$\ell/20$
Satu Ujung Menerus	$\ell/24$
Kedua Ujung Menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

Angka di atas berlaku untuk beton berat normal dan $f_y = 420$ Mpa. Apabila ada kasus lain, ketebalan pelat harus dimodifikasi sesuai SNI 2847-2019 pasal 7.3.1.1.1 hingga pasal 7.3.1.1.3 yakni:

a. Pasal 7.3.1.1.1

Untuk f_y lebih dari 420 MPa, persamaan pada Tabel 2.2 harus dikali $(0,4 + f_y / 700)$.

b. Pasal 7.3.1.1.2

Untuk pelat nonprategang yang bahan dasarnya beton ringan dengan w_c kisaran 1440 sampai 1840 kg/m³, lantas persamaan pada Tabel 2.2 dikali nilai paling besar dari $1,65 - 0,0003w_c$ dan 1,09.

c. Pasal 7.3.1.1.3

Untuk pelat komposit nonprategang yang bahan dasarnya dari kombinasi beton normal dan ringan, ditopang saat konstruksi, lantas saat menghadapi tekanan, wajib melibatkan koefisien modifikasi 7.3.1.1.2.

b. Pelat Dua Arah

Memiliki tulangan utama pada dua arah. Pelat jenis ini mempunyai syarat rasio bentang (L_y) pada bentang lebarnya (L_x) lebih kecil atau sama dengan 2 atau $L_y/L_x \leq 2$. Pengaturan syarat tebal minimum pelat dua arah telah diatur dalam SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.

Ketebalan minimum tebal pelat dibagi menjadi dua yaitu nonprategang tanpa balok interior sesuai SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.1 dan nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisi sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.2.

a. Pasal 8.3.1.1

Untuk pelat nonprategang tidak melibatkan balok interior dengan bentangan antara tumpuan pada keseluruhan bidang yang mempunyai skala bentang panjang pada yang pendek maksimum 2, tebal pelat seluruh h dilarang melampaui batas sesuai tabel 2.3 dan mempunyai nilai paling kecil yakni selang pelat tanpa *drop panel* 125 mm atau 100 mm. Berikut akan disajikan pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior

f_y , MPa ^[2]	Tanpa <i>drop panel</i> ^[3]			Dengan <i>drop panel</i> ^[3]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

b. Pasal 8.3.1.2

Untuk pelat nonprategang melibatkan bentangan balok selang tumpuan di semua bidang, tebal pelat seluruhnya wajib mengikuti pada batas yang ada di Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di selang tumpuan pada semua bidang

α_{fm} [1]	h minimum, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku (a)	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$ (b) ^{[2],[3]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) ^{[2],[3]}
		90 (e)

Berdasarkan tabel tersebut terdapat penjelasan tambahan yang dijelaskan pada SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.2.1 yaitu pada pelat tepi tidak serta-merta berlanjut sesuai 8.3.1.2, wajib diberi balok tepi menyesuaikan ketentuan $\alpha_f \geq 0,80$. Atau bisa juga menyediakan ketebalan minimum dengan pemenuhan (b) atau (d) sesuai Tabel 2.4. Selain itu, wajib dilakukan perbesaran dengan kapasitas paling sedikit 10 persen tidak menerus di bagian panel.

Selain pasal-pasal yang telah disebutkan di atas, persyaratan tebal pelat lantai juga dipaparkan melalui SNI 2847-2019 pasal 18.12.6.1 yaitu peran diafragma sistemis dalam hal ini menyangkut tebal pelat beton dan pelat penutup komposit guna menjadi penyalur pada gaya gempa dilarang minim dari 50 mm. Pelat penutup yang mendapatkan aksi berupa cor pada bagian atas komponen lantai atau atap pracetak sebagai diafragma sistemis dan tidak membuat aksi komposit dengan komponen pracetak di bawah dalam menahan gaya gempa desain, harus memiliki ketebalan tidak minim 65 mm.

2.4.2. Persyaratan Baja Profil Atap

Baja batangan yang memiliki bentuk-bentuk penampang profil yang kompak dan seragam sepanjang batang dan pada permukaannya dapat diberikan lekukan atau tidak, digunakan untuk rangka atap, rangka dinding, dan rangka lantai yang memiliki tebal nominal antara 0,4mm s/d 1,10 mm.

Profil rangka baja ringan harus lurus dengan bentuk penampang yang seragam sepanjang batang, serta ujung-ujungnya harus bersudut tegak lurus terhadap sumbu

profil. Permukaan profil tidak boleh mengandung cacat-cacat akibat proses atau pembentukan lekukan yang dapat merusak lapisan sehingga akan mengurangi fungsi dalam penggunaan atau pemakaiannya.

$$B = (t \times L \times \gamma + W \times L) \times 10^{-6} \quad (2.6)$$

Keterangan:

B = Berat (kg/m')

L = Lebar material bahan baku pembentuk profil (mm)

T = Tebal nominal material bahan baku pembentuk profil (mm)

w = Berat lapisan (g/m²)

γ = Massa jenis baja = 7850 (kg/m³)

2.5. Analisis Non Linear Statik (*Push-over*)

Bisa juga didefinisikan sebagai analisis beban dorong static dijabarkan ke dalam pengertian yakni suatu mekanisme analisis statik dua atau tiga dimensi linier dan non linier. Hal ini berkaitan dengan pengaruh bencana gempa rencana pada konfigurasi konstruksi yang dianggap tanggungan static karena membekuk di sentral massa lantai. Ini mengalami peningkatan nilai secara bertahap hingga menjangkau beban yang menjadi penyebab sendi plastis atau lelehan pertama di dalam konfigurasi suatu konstruksi. Selanjutnya melalui upaya meningkatkan tanggungan maka lebih dalam terjadi transformasi bentuk yakni terkait elastoplastis secara masif hingga menjangkau situasi pada ambang yang menjadi indikasi keruntuhan.

Untuk menguji kinerja terhadap gempa, dilakukan analisis secara non-linier karena bangunan tidak lagi berperilaku linier elastis pada saat terjadi beban lateral yang besar. Analisis statis *pushover* non-linier (analisis *pushover*) termasuk salah satu mekanisme guna mengulik cara kerja dari konfigurasi tertentu. Konsep basisnya yakni menyuguhkan *pattern* beban lateral statis ke arah tertentu yang secara prosedural meningkat *step by step*. Penghentian menambah beban lateral statis dilakukan ketika suatu konfigurasi terkait sudah mencapai sasaran *displacement* atau *performance point* atau saat konfigurasi menghantam kebobrokan.

Dalam analisis proses *pushover*, satu sendi plastis mencapai kondisi leleh pertama yang kemudian diikuti dengan kondisi leleh pada sendi-sendi plastis lainnya. Hal ini terus berlanjut sampai akhirnya, simpangan pada puncak struktur mencapai simpangan target atau struktur memasuki kondisi tidak stabil. Salah satu tahapan *pushover* adalah dengan melibatkan *displacement-controlled* atau *load-controlled*. *Displacement-controlled* umumnya diterapkan saat tanggungan dapat dihandle oleh suatu konfigurasi yang kepastiannya masih menimbulkan tanda tanya. Oleh karenanya tanggungan dinaikkan sampai konfigurasi berada di nilai simpangan sasaran. Selanjutnya mengenai *load-controlled* biasa dilibatkan saat tanggungan yang diaplikasikan sudah dipahami akan nilainya, termasuk beban gravitasi.

Analisis pada konteks ini butuh komputer program guna mengaktualisasi suatu konstruksi ke keadaan riil. Ada beberapa program yang sifatnya komersial yang sudah tersedia, seperti SAP2000, ETABS, GTSrudl, Adina, serta Tekla. *Pushover Analysis* menghasilkan yang namanya kurva *pushover*, ialah suatu kurva dengan representasi korelasi geser dasar (V) terhadap perubahan titik acuan di atap (D). Pola distribusi gaya lateral yang berperan menjadi tanggungan dorong memengaruhi kurva *pushover*. Kurva demikian menyuguhkan keadaan linier sebelum bisa menjangkau keadaan leleh untuk kemudian menyuguhkan perilaku non-linier.

2.6. Sendi Plastis (*Plastic hinge region*)

Menurut SNI 2847:2019, yang dimaksud daerah sendi plastis (*plastic hinge region*) merupakan berjarak ℓ unsur kerangka ketika leleh lentur diekspektasikan terwujud yang diakibatkan perubahan desain gempang dengan pemanjangan tidak lebih dari ℓ pada penampang kritis ketika leleh lentur berawal. Pada portal gedung yang didesain dengan persyaratan *strong column weak beam*, perlu dipasang sendi plastis pada lokasi tertentu dalam bentangan balok dan kolom agar portal tersebut dapat berperilaku daktail.

Pembentukan daerah sendi plastis ialah di titik momen maksimal negatif atau positif. Sementara konsekuensinya adalah terjadi geseran di diagram momen elastis. Pada umumnya menghasilkan reduksi di bagian nilai maksimal negatif pada kawasan yang menjadi tumpu. Selanjutnya meningkatnya nilai momen positif

dikalkulasi menggunakan analisis elastis antara yang menjadi tumpu dari momen positif tersebut.

Sendi plastis di portal SRPMK dapat dirakit menyesuaikan syarat ini:

1. Pemasangan di bagian ujung kiri dan kanan berjarak $2h$ dari tepi kolom dengan h ialah tinggi penampang balok.
2. Pemasangan pada ujung kolom atas dan bawah yang jarak l_o dari muka joint menyesuaikan ketentuan seperti berikut:
 - a. $l_o \geq 450 \text{ mm}$.
 - b. $l_o \geq 1/6$ dari tinggi bersih kolom.
 - c. $l_o \geq$ dimensi terbesar penampang kolom.



Gambar 2.3 Sendi Plastis Kolom dan balok

2.7. Titik Kinerja (*Performance Point*)

Hal penting dari perencanaan berbasis kinerja adalah penetapan titik tinjauan yang akan digunakan sebagai indikator dalam meninjau kinerja dari struktur yang bersangkutan saat analisis dilakukan. Disamping itu sasaran kinerja bangunan terhadap gempa juga harus dinyatakan secara jelas, sehingga pemilik, penyewa, asuransi, pemerintahan atau penyandang dana mempunyai kesempatan untuk menetapkan kondisi apa yang dipilih, selanjutnya ketentuan tersebut digunakan insinyur perencanaan sebagai pedomannya.

Target aksi memuat momen gempa rencana yang ditentukan (*earthquake hazard*) dan derajat kebobrokan yang sudah diberi izin atau level kinerja (*performance level*) dari suatu konstruksi pada peristiwa gempa yang dimaksud. Mengacu pada ATC 40 yang menjadi pedoman klasik guna merencanakan dasar

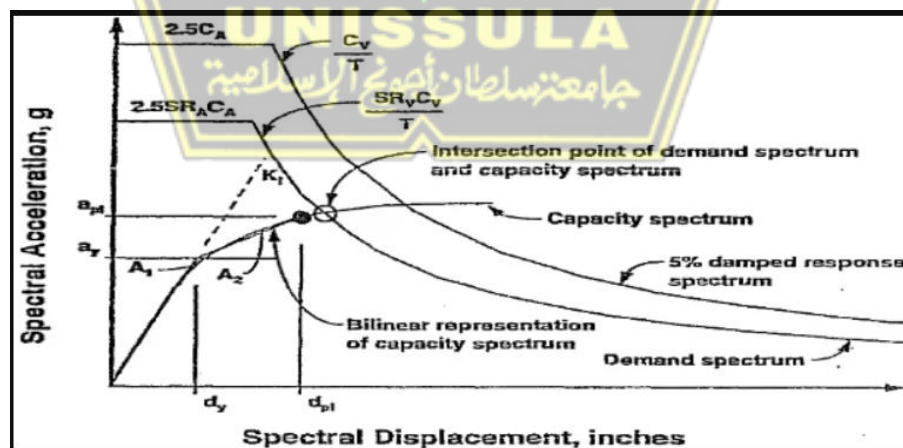
aksi lantas kategori level kinerja struktur, ialah langsung digunakan (IO = *Immediate Occupancy*), keselamatan penghuni terjamin (LS = *Life-Safety*), dan terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*).

Hasil analisis *pushover* salah satunya adalah kurva spektrum kapasitas. Kurva ini menyajikan secara grafis empat jenis kurva yakni kurva spektrum kapasitas yang diwakili garis berwarna ungu, kurva *Family of Demand Spectrum* untuk masing-masing redaman yang diwakili garis-garis berwarna merah, kurva *Single Demand Spectrum* yang diwakili garis berwarna biru, dan kurva periode konstan yang diwakili garis-garis berwarna hijau. *Performance Point* merupakan titik perpotongan antara kurva spektrum kapasitas dengan *demand spectrum*.

Berdasarkan *Performance Point* dapat dihitung nilai *drift* yang digunakan sebagai indikator kinerja struktur. Nilai *drift* merupakan rasio perpindahan atap dengan tinggi struktur. Batasan *drift* sesuai klasifikasi *deformation limit* ATC-40 untuk berbagai macam tingkat kinerja struktur yang ditampilkan pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 *Deformation limit* untuk berbagai macam tingkat kinerja

Performance Level				
Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0,01	0,01 - 0,02	0,02	0,33 V/P1



Gambar 2.4 Penentuan titik kiera berdasarkan respon spektrum

2.8. Persyaratan Pondasi

Pada SNI 2847-2019 pasal 13.1.1 dijelaskan untuk desain pondasi prategang, termasuk dangkal dari a hingga e dan jika ada pondasi dalam dari f hingga i, yaitu:

- a. Pondasi lajur
- b. Pondasi setempat
- c. Pondasi gabungan
- d. Pondasi rakit
- e. Balok sloof
- f. Pile cap
- g. Pondasi tiang
- h. Pondasi tiang bor
- i. *Caissons*

Pondasi dibedakan menjadi dua yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam.

a. Pondasi Dangkal

Syarat pondasi dangkal dengan menyesuaikan SNI 2847-2019 pasal 13.3 ialah:

1. Perhitungan luas dasar minimum fondasi berdasar pada momen tidak masuk faktor dan gaya yang langsung disampaikan oleh sebuah pondasi yang langsung mengarah ke batuan atau tanah serta tegang tumpu yang sudah diberi izin dan yang melengkapi prinsip mekanika batuan atau tanah.
2. Pemilihan ketebalan fondasi total diperhatikan agar ketebalan efektif tulangan bawah tidak melebihi kalkulasi atau sekurangnya 150 mm.
3. Pada kasus tertentu termasuk fondasi miring, berundak, atau tirus, maka dalam dan lokasi undakan atau sudut kemiringan juga harus sedemikian rupa agar mencukupi syarat desai pada masing-masing penampang.
4. Detail juga desain fondasi dangkal satu arah, seperti fondasi kombinasi, jalur, balok ikat, wajib berdasar pasal ini serta menyesuaikan dengan prasyarat Pasal 7 dan 9.
5. Tulangan harus melakukan tahap pendistribusikan yang seragam di keseluruhan lebar fondasi satu arah.
6. Desain dan pendetailan fondasi telapak dua arah harus kembali lagi didasarkan pasal ini dan wajib menyesuaikan prasyarat pada Pasal 7 dan 8.

7. Fondasi dua arah persegi, tulangan harus mengalami persebaran secara merata ke lebar fondasi di kedua arah secara menyeluruh.
8. Fondasi segi empat, tulangan harus mengalami persebaran dengan ketentuan berikut:
 - a. Tulangan pada arah terpanjang harus didistribusikan merata di lebar fondasi secara menyeluruh.
 - b. Untuk tulangan pada arah pendek, sebagian dari total tulangan, $\gamma_s A_s$, wajib mengalami persebaran dengan rata pada jarak sama dengan sisi terpendek fondasi yang tersentral di garis tengah kolom atau pedestal. Sisa tulangan yang diperlukan pada sisi terpendek, $(1-\gamma_s) A_s$, harus mengalami persebaran yang juga merata di luar jalur tengah fondasi, yang γ_s bisa dihitung dengan:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \quad (2.7)$$

dimana β adalah rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek pondasi.

9. Detail dan desain pondasi gabungan dua arah dan pondasi rakit wajib didasarkan pada pasal ini dan prasyarat Pasal 8.
10. Metode desain langsung yang dipaparkan pada 8.10 dilarang dipergunakan untuk mendesain fondasi rakit dan gabungan.
11. Persebaran tegangan tumpu di bawah fondasi rakit dan gabungan harus wajib konsisten pada properti batuan dan struktur tanah dengan pijak dasar prinsip mekanika batuan dan tanah yang telah setimpal.
12. Tulangan minimum pada fondasi rakit nonprategang wajib menyesuaikan 8.6.1.1.
13. Desain dinding sebagai balok *sloof* wajib menyesuaikan prasyarat yang ada pada Pasal 9.
14. Apabila dinding balok *sloof* dipertimbangkan sebagai balok tinggi sesuai dengan 9.9.1.1, desain harus telah mengantongi persyaratan pada 9.9.
15. Dinding balok *sloof* harus memenuhi syarat minimum dari 11.6.

b. Pondasi Dalam

Persyaratan tentang pondasi dangkal dijelaskan pada SNI 2847-2019 pasal 13.3 yaitu :

1. Jumlah dan susunan tiang, tiang bor, atau *caisson* wajib dipastikan dari gaya dan momen tak terfaktor yang kemudian dikirim kepada elemen tiang tersebut, serta kapasitas elemen tiang izin berpatokan pada prinsip mekanika batuan dan tanah.
2. Ketebalan total *pile cap* wajib sedemikian rupa sampai tinggi dinyatakan efektif tulangan bawah tidak melebihi angka yang telah ditetapkan, yakni tidak kurang dari 300 mm.
3. Momen dan gaya geser terfaktor harus mendapatkan izin dihitung dari reaksi setiap tiang yang diperspektifkan terkonsentrasi pada titik sentral penampang tiang.
4. Kecuali *pile cap* yang sengaja disusun dengan dasar 13.2.6.3, maka *pile cap* harus didesain sedemikian rupa juga hingga (a) terpenuhi ketentuan fondasi satu arah dan a dan b terpenuhi fondasi dua arah.
 - a. $\phi V_n \geq V_u$, dimana V_n harus dihitung sesuai 22.5 untuk geser satu arah, V_u harus dihitung sesuai 13.4.2.5 dan ϕ harus sesuai 21.2.
 - b. $\phi v_n \geq v_u$, dimana v_n harus dihitung sesuai 22.6 untuk geser dua arah, v_u harus dihitung sesuai 13.4.2.5, dan ϕ harus sesuai 21.2.
5. Bila *pile cap* didesain sesuai dengan pemodelan *strut-and-tie* seperti yang termaktub dan telah memperoleh izin pada 13.2.6.3, kuat tekan beton efektif dari strut, f_{ce} , wajib terkalkulasi menyesuaikan 23.4.3, yakni $\beta_s = 0,60\lambda$, dan λ sesuai dengan 19.2.4.
6. Kalkulasi gaya geser terfaktor untuk berbagai penampang yang melalui *pile cap* sesuai dengan :
 - a. Keseluruhan reaksi pada masing-masing tiang dengan pusat terletak $d_{tiang}/2$ atau lebih harus memperoleh pertimbangan terkait hasil gaya geser di luar penampang.
 - b. Reaksi dari tiap tiang dengan pusat terletak $d_{tiang}/2$ atau lebih harus memperoleh pertimbangan terkait tidak menghasilkan gaya geser ke dalam penampang

- c. Untuk posisi antara, bagian reaksi tiang yang memperoleh pertimbangan mewujudkan gaya geser harus didasarkan pada interpolasi linier antara nilai penuh pada jarak $d_{tiang}/2$ di luar penampang dan nilai nol pada $d_{tiang}/2$ di dalam penampang tersebut.
7. Anggota elemen fondasi yang ada di udara, air, juga tanah yang tidak bisa menyuguhkan ketahanan sepadan di keseluruhan panjang elemen guna mencegah tekuk lateral yang diharuskan didesain sebagai kolom menyesuaikan syarat yang telah ditetapkan pada Pasal 10.

Menurut SNI 1726 : 2019 pasal 7.1.5, fungsi pondasi adalah membendung gaya yang termanifestasi selanjutnya melonggarkan transmisi yang tersalur pada struktur dan fondasi gerak tanah seismik desain. Kriteria desain terkait fondasi harus melibatkan beberapa komponen krusial seperti sifat gaya yang dinamis, pergerakan tanah yang bisa diasumsikan, dasar desain terkait kapasitas dan daya kuat energi disipasi sistemis, kondisi tanah yang pada dasarnya tidak statis.

Saat melakukan kalkulasi terhadap kombinasi beban dengan pengaturan 0, maka didapatkan berat pondasi wajib juga dikalkulasi menjadi beban mati. Pasalnya, beban tersebut diberi izin guna disertakan material timbunan serta proses pengerasan pada bagian atas fondasi. Sistem yang menyangkut fondasi harus berhasil dahulu ketimbang struktur atasnya. Supaya tujuan tersebut bisa diraih, lantas gabungan beban juga wajib dilakukan peninjauan menyangkut desain fondasi, termasuk di dalamnya unsur yang kuat. Hal krusial lain adalah bahwa desain detail kekuatan struktur fondasi juga harus mencakupi syarat pada beban gempa rencana.

2.9. Kelaikan Fungsi Bangunan

Bangunan gedung diwajibkan memiliki Sertifikat Laik Fungsi (SLF) yang dimaksud untuk memastikan bahwa bangunan tersebut berpotensi untuk ditempati atau digunakan. Untuk menentukan kelayakan suatu bangunan sebelum digunakan, beberapa pertimbangan menurut UU RI No 28 Tahun 2002 harus diperhatikan, antara lain :

1. Aspek Keselamatan Bangunan

Aspek ini dalam kemampuan suatu bangunan untuk bekerja sesuai dengan kegunaannya, termasuk kemampuannya untuk mendukung beban muatan atau struktur bangunan gedung yang ada, material yang digunakan diperhitungkan berdasarkan beban yang akan ditopang, dan kemampuannya dalam mencegah dan menanggulangi terjadinya bahaya seperti kebakaran, gempa bumi, dan angin kencang.

2. Aspek Kesehatan Bangunan

Aspek kesehatan untuk sebuah bangunan dapat dilakukan dengan memeriksa sistem pencahayaan, sistem sanitasi, sistem ventilasi, dan sistem sirkulasi udara yang ada di dalam gedung. Akan berkaitan dengan kesehatan orang-orang yang menempati bangunan tersebut.

3. Aspek Kenyamanan Bangunan

Pada aspek ini bangunan akan di nilai dari segi kenyamanan ruang gerak serta hubungan antar ruang, pandangan, kondisi ruang, tingkat getaran, dan tingkat kebisingan di dalam bangunan ini.

4. Aspek Kemudahan

Aspek kemudahan ini berupa kemudahan saat ingin ke, dari, dan di dalam bangunan gedung. Misalnya akses untuk penyandang disabilitas, orang lanjut usia, anak-anak, ibu hamil dan sebagainya.

2.10. Daftar Simak Kementerian Pekerjaan Umum

Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 19/PRT/M/2018 tentang Penyelenggaraan Izin Mendirikan Bangunan Gedung dan Sertifikat Laik Fungsi Bangunan Gedung Melalui Pelayanan Perizinan Berusaha Terintegrasi Secara Elektronik (Berita Negara Republik Indonesia Tahun 2018 Nomor 917) yang memiliki tujuan khusus mengimplementasikan Bangunan Gedung yang terselenggara secara teratur guna menjamin keandalan dan kepastian hukum penyelenggara Bangunan Gedung.

Laik Fungsi adalah suatu kondisi Bangunan Gedung yang memenuhi ketentuan secara manajerial serta syarat teknis sesuai dengan fungsi Bangunan Gedung yang ditetapkan. SLF sendiri merupakan surat resmi berupa sertifikat yang dibuat lantas

dicetak oleh otoritas berwenang dalam hal ini yakni Pemerintah Daerah, kecuali Bangunan Gedung Fungsi Khusus. Yang dalam pengecualian ini dilakukan oleh Pemerintah Pusat, guna memastikan kelaikan fungsi sebagai syarat kebermanfaatannya.

Berikut adalah contoh format dokumen Daftar SIMAK menurut SIMAK PUPR.

- a. Dokumen IMB dan dokumen rencana teknis Bangunan Gedung;
- b. Gambar terbangun (*as-built drawings*);
- c. Laporan pengawasan pelaksanaan konstruksi Bangunan Gedung;
- d. Rekomendasi teknis dari perangkat daerah terkait untuk sistem proteksi kebakaran, keselamatan dan kesehatan kerja (K3), instalasi listrik, dan pengendalian dampak lingkungan;
- e. Hasil pengujian material;
- f. Hasil pengetesan dan pengujian (*testing and commissioning*) dalam bentuk daftar simak terhadap komponen arsitektur, struktur, utilitas/instalasi, dan tata ruang luar Bangunan Gedung; dan
- g. Manual pengoperasian, pemeliharaan dan perawatan Bangunan Gedung serta peralatan dan perlengkapan Bangunan Gedung.

Tabel 2.6 Daftar SIMAK Gedung Bea Cukai Semarang

1. Pondasi dan Tiebeam (*Apabila dapat diamati*)

Sampel ke- ...	Pengamatan Visual terhadap Kerusakan	Pengukuran	Pemeriksaan Kesesuaian Kondisi Faktual dengan Rencana Teknis dan	Penggunaan Peralatan Non-Destruktif	Pengujian Kekuatan dan Material (<i>Apabila Diperlukan</i>)	Keterangan
1	 ☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang	Dimensi: ...	☐ Sesuai ☐ Tidak Sesuai, yaitu ...	Hasil: ...	Hasil: ...	Pengamatan dan pengukuran selang dilakukan pada dinding bagian bawah

2. Kolom

Sam pel ke- ...	Pengamatan Visual terhadap Kerusakan	Penguk uran	Pemerik saan Kesesuai an Kondisi Faktual	Penggun aan Peralata n Non- Destrukt	Penguji an Kekuata n dan Material	Keteran gan
1	 ☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang	Dimensi: K3 50x30	☒ Sesuai ☐ Tidak Sesuai, yaitu ...	Hasil: ... Rata – rata diatas K-350 kg/cm ²	Hasil: ...	Sampel pengujian mutu dilakukan pada Kolom Beton
2	 ☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat	Dimensi: K2 45x60	☒ Sesuai ☐ Tidak Sesuai, yaitu ...	Hasil: ... Rata – rata diatas K-350 kg/cm ²	Hasil: ...	Pengujian mutu beton dilakukan Kolom Beton

3. Plat Lantai

Sampe l ke-...	Pengamatan Visual terhadap Kerusakan	Pengukura n	Pemeriksa n Kesesuaian Kondisi Faktual dengan Rencana Teknis dan	Pengguna n Peralatan Non- Destruktif	Pengujian Kekuatan dan Material (Apabila Diperluka n)	Keteranga n
1	 ☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat	Dimensi: Plat lantai 120mm	☒ Sesuai ☐ Tidak Sesuai, yaitu ...	Hasil: ... Rata – rata diatas K- 350 kg/cm ²	Hasil: ...	Sampel pengujian mutu dilakukan pada Plat Lantai 1
2	 ☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat	Dimensi: Plat lantai 120mm	☒ Sesuai ☐ Tidak Sesuai, yatu ...	Hasil: ... Rata – rata diatas K- 350 kg/cm ²	Hasil: ...	Pengujian mutu beton dilakukan pada Plat Lantai 1

4. Balok Lantai

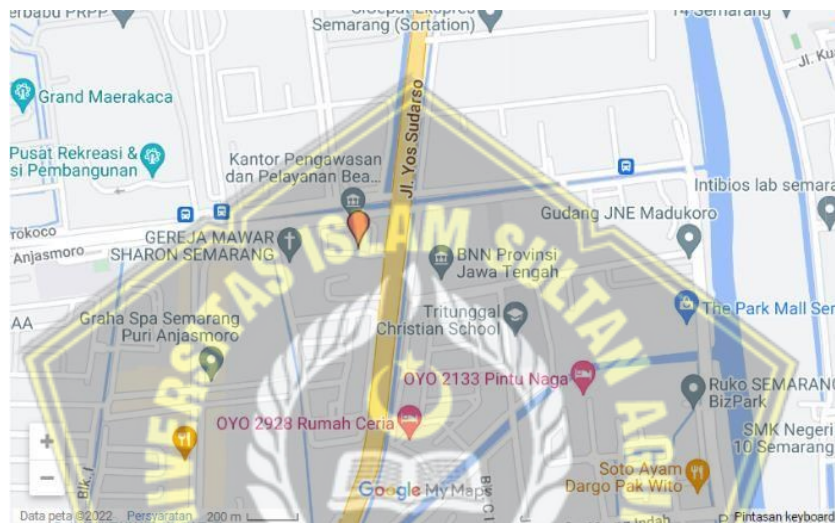
Sampe l ke- ...	Pengamatan Visual terhadap Kerusakan	Pengukura n	Pemeriksaa n Kesesuaian Kondisi Faktual dengan Rencana Teknis dan	Pengguna n Peralatan Non- Destruktif	Pengujian Kekuatan dan Material (Apabila Diperluka n)	Keteranga n
1	 V ☐ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang	Dimensi: ... B	☒ Sesuai ☐ Tidak Sesuai, yaitu ...	Hasil: ... Rata – rata diatas K- 350 kg/cm ²	Hasil: ...	Pengujian mutu beton dilakukan pada Balok Beton
2	 V ☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat	Dimensi: ... B	☒ Sesuai ☐ Tidak Sesuai, yaitu ...	Hasil: ... Rata – rata diatas K- 350 kg/cm ²	Hasil: ...	Pengujian mutu beton dilakukan pada Balok Beton

BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian untuk bahan kajian/asesmen ini dilaksanakan pada Bangunan Gedung Gedung Bea Cukai Semarang di Jalan Arteri Yos Sudarso No. 17, Kecamatan Semarang Barat, Kota Semarang.



Gambar 3.1 Peta Gedung Bea Cukai Semarang



Gambar 3.2 Lokasi Gedung Bea Cukai Semarang

3.2. Pengumpulan Data

Ada berbagai tahapan dalam mengevaluasi struktur eksisting Gedung Bea Cukai Semarang. Untuk mengevaluasi struktur eksisting Gedung Bea Cukai Semarang, data dikumpulkan dengan pengamatan visual, untuk mendukung proses pengujian. Analisis terhadap struktur eksisting Gedung Bea Cukai dilakukan dengan menggunakan alat uji.

3.2.1. Data Primer

Data primer merupakan data yang diperoleh berdasarkan studi literasi dan data asli subjek yang diteliti. Sumber data primer meliputi :

1. Pengamatan visual.
2. Pengujian *Rebound Hammer Test*.
3. Pengujian *Rebar detector*.

3.2.2. Data Sekunder

Data yang berjenis sekunder adalah data yang berupa literature, jurnal penelitian dan sumber lainnya yang relevan. Data sekunder dalam penelitian ini meliputi :

1. Gambar *As Build Drawing*
2. SNI 2847 2019
3. SNI 1726 2019
4. SNI 1727 2020
5. SNI Geoteknik 2017
6. SNI Hammer Test 2012

3.3. Alur Penelitian

Pada alur penelitian ini penulis melakukan beberapa jenis pengujian meliputi pengujian lapangan dan analisa struktur menggunakan data-data hasil pengujian lapangan yang semua mengikuti sumber regulasi di Indonesia.

Pelaksanaan studi kelayakan pada struktur bangunan Gedung Bea Cukai Semarang ini dilakukan tahap-tahap pengujian yang meliputi:

1. Pengamatan visual (*Visual Check*), terwujud dengan daya penglihatan mata ataupun menggunakan kamera serta pemeriksaan kerusakannya, termasuk retakretak.

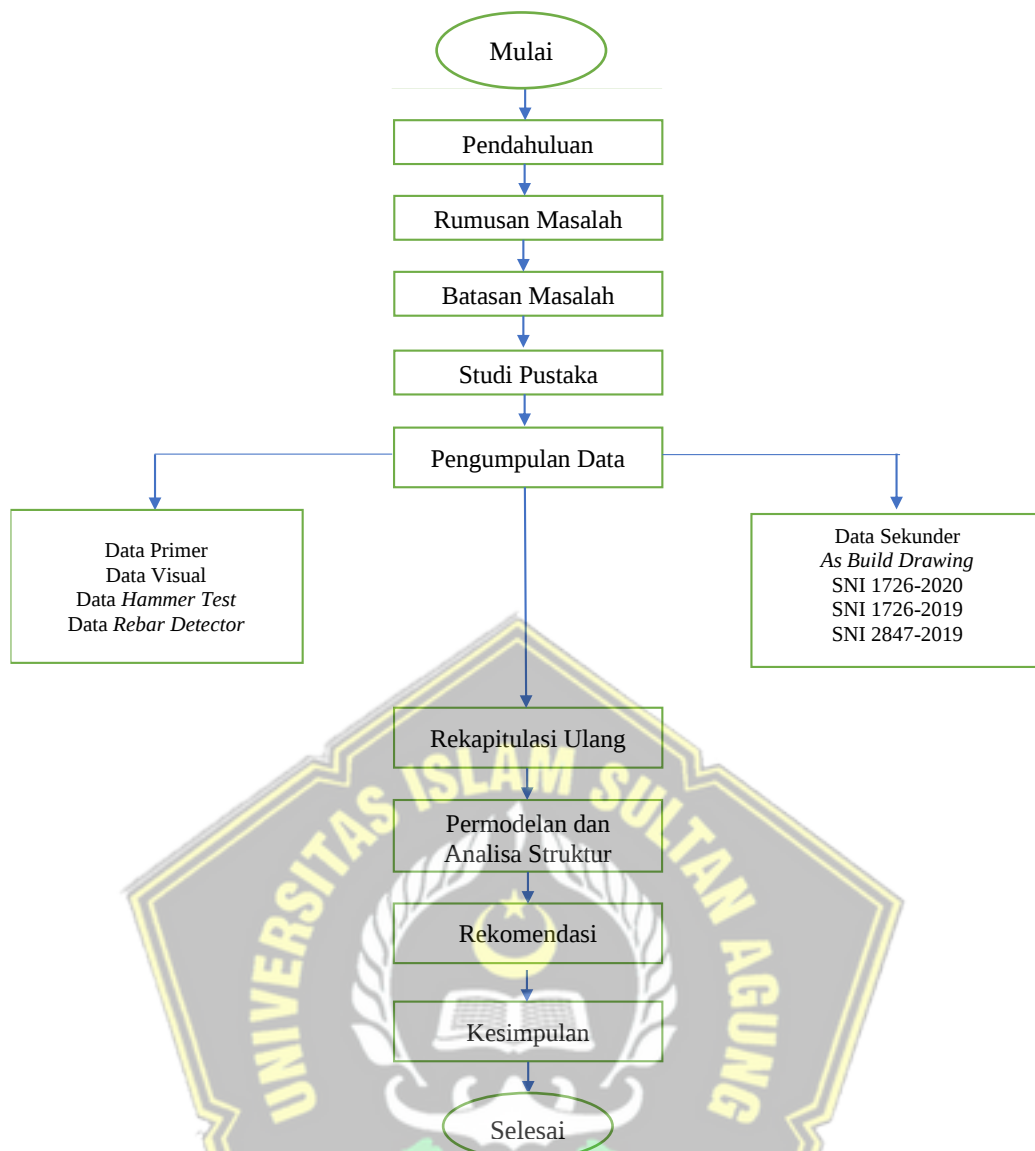
Investigasi cacat struktur yang lain seperti keropos, berlobang, mengelupas dan sebagainya. Kegiatan ini dilakukan terutama terhadap komponen yang berfungsi memikul beban, baik yang masuknya vertical maupun horizontal.

2. Pemeriksaan gambar kerja atau *As Build Drawing* yang digunakan untuk memeriksa apakah ukuran, tinggi dan panjang bentang sudah sesuai dengan kondisi eksisting atau tidak, gambar kerja ini juga digunakan pada proses analisa struktur untuk input data material eksisting terhadap beban-beban yang sesuai dengan standar peraturan terbaru.
3. Pengujian mutu bahan dengan cara *non destructive test*. Untuk pengujian beton melibatkan alat *Schmidt Rebound Hammer*. Pengujian jumlah serta diameter baja tulangan terpasang dengan menggunakan alat *Rebar Detector*.
4. Analisis struktur dalam rangka evaluasi kelaikan struktur yang didasarkan pada ukuran dan kondisi eksisting yang ada, untuk mendapatkan gaya-gaya dalam akibat berbagai kombinasi pembebanan. Alat yang digunakan adalah komputer yang telah dilengkapi dengan software analisis struktur dalam bentuk program *ETABS V. 18*.

3.4. Diagram Alir Penelitian

Guna memberi kemudahan peneliti maka ditetapkan alur secara lebih tertata :





Gambar 3.3 Diagram Alir Penelitian

3.5. Peralatan Penelitian

Peralatan-peralatan yang diperlukan untuk melaksanakan pengujian di lapangan adalah sebagai berikut:

1. Pengamatan secara visual ini dilakukan untuk melihat kondisi struktur eksisting untuk mengindikasikan adanya kerusakan yang terjadi pada struktur.

Pada tahap ini dilakukan pengamatan kondisi fisik pada struktur struktur atas dan bawah bangunan.

a. Struktur Atas

Dimaksud struktur atas merupakan elemen bangunan yang terdapat di atas dasar permukaan tanah. Pengujian struktur atas yang dilakukan meliputi pada elemen kolom, balok dan pelat lantai atau elemen portal. Pengujian ini fokus terhadap

elemen yang ada pada struktur atas karena mempunyai peran langsung memikul daya beban yang bekerja pada bangunan.

b. Struktur Bawah

Semua komponen struktur bawah tanah bangunan atau struktur, yang menopang beban yang dipindahkan dari struktur di atas, disebut sebagai substruktur. Struktur bawah, termasuk pondasi, biasanya harus diperkirakan sesuai dengan beban tetap (beban hidup dan beban mati), serta dampak dari tekanan angin dan gempa. Selain itu, jika pondasi termasuk dalam kategori Friction Pile, maka harus direncanakan untuk memperhitungkan jumlah penurunan yang akan terjadi selama umur bangunan. Reduksi yang diprediksikan adalah yang tidak mengalami penurunan selisih yang ekstrim dan masih di bawah batas yang diperbolehkan. Karena penurunan dapat menyebabkan :

1. Bangunan dapat mengalami kemiringan pada area tertentu.
2. Dinding mengalami kerusakan dan keretakan yang memanjang.
3. Terjadi keretakan yang memanjang pada pelat lantai dan dapat menjadikan pelat lantai bergelombang.

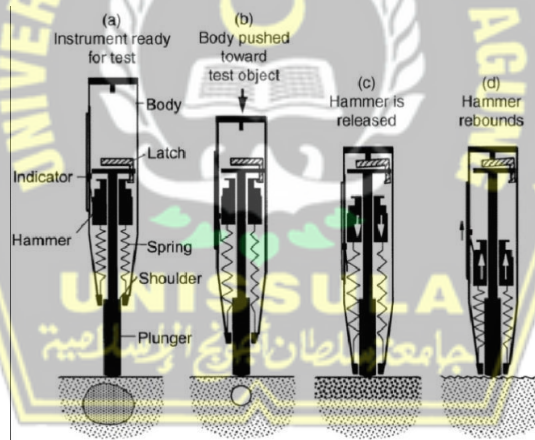
3.6. Rebound Hammer Test

Schmidt Rebound Hammer Test adalah salah satu jenis pengujian untuk mengetahui kuat tekan permukaan beton (*Compressive strength*) dengan palu beton. Alat palu beton ini berbentuk silinder, dimana bagian tengahnya terdiri dari poros yang dilengkapi dengan cincin yang dapat ditembakkan dan membentur ujung poros dan menyalurkannya pada beton yang diperiksa dengan menekan tombol pelontar. Pada alat ini juga dilengkapi besaran angka tertentu yang kemudian dikonversikan terhadap perkiraan mutu beton.



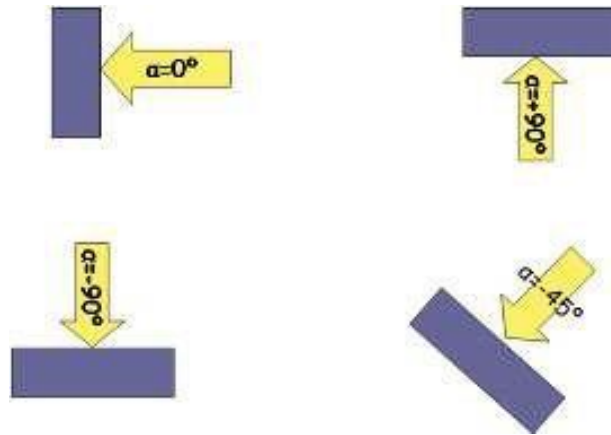
Gambar 3.4 Alat Uji *Schmidt Hammer*

Pengujian kekerasan beton harus dilakukan dengan 10 (sepuluh) pukulan di setiap titik, dengan jarak minimum 25 mm antara setiap titik pembacaan, sesuai dengan SNI ASTM C 805 - 2012. Nilai pembacaan skala semua terlihat, dan pembacaan rata-rata nilai dihitung.



Gambar 3.5 Proses Pemukulan Alat Uji *Schmidt Hammer*

Bacaan tersebut harus ditolak atau dihilangkan jika hasilnya menyimpang lebih dari 6 (enam) satuan dari rata-rata 10 (sepuluh) titik sampel. Sebuah rata-rata baru kemudian harus dihitung dengan menggunakan bacaan yang tersisa. Seluruh rangkaian pembacaan harus diabaikan dan angka pantul harus ditentukan pada 10 (sepuluh) lokasi pembacaan baru di daerah pengujian jika lebih dari dua pembacaan memiliki nilai rata-rata lebih dari 6 satuan.



Gambar 3.6 Arah Pukulan *Hammer Test*



Gambar 3.7 Pengujian Kekerasan dengan Alat *Schmidt Hammer*

Tabel 3.1 Nilai Perkiraan Kuantitas Kuat Tekan Permukaan Beton Berdasarkan Hasil Pengujian *Schmidt Hammer*

Rata-Rata Angka Pantul	Kualitas Permukaan dan Selimut Beton
>40	Baik, lapisan keras
36-40	Cukup
31-35	Kurang baik
20-30	Jelek
<20	Terdapat retakan

Tabel 3.2 Form Pengolahan Data *Hammer Test*

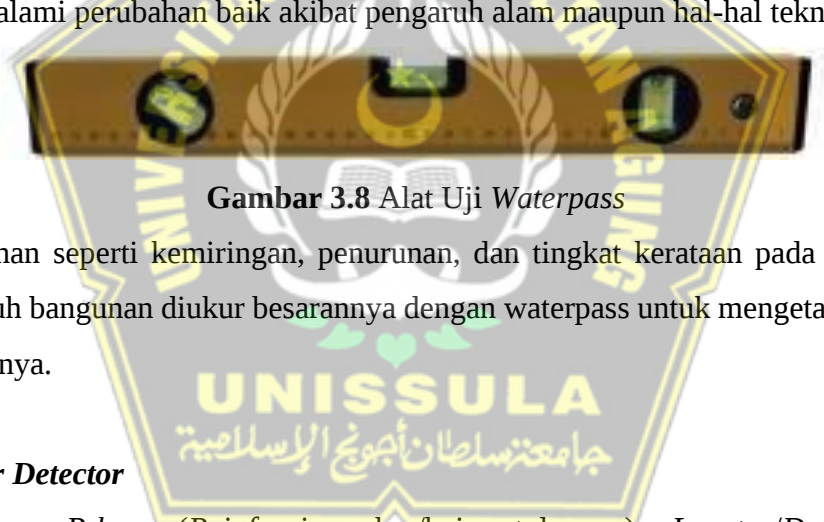
Kolom - Lantai	Pukulan Terkoreksi										Sudut Pengambilan
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	

Tabel 3.3 Form Perhitungan *Hammer Test*

Tinjauan Struktur	Pukulan										Sudut Pengambilan	kuat tekan rata - rata (kg/cm ²)	$(X_i - \bar{X}_{rt})^2$	$\frac{\sqrt{(X_i - \bar{X}_{rt})^2}}{n - 1}$	$X_{rt} - (1,64 \times S_d)$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					

3.7. Water Pass

Pengukuran geometris diperlukan tidak hanya pada saat pembangunan saja, namun juga diperlukan untuk melakukan pekerjaan investigasi. Setelah berdiri, bangunan bisa saja mengalami perubahan baik akibat pengaruh alam maupun hal-hal teknis lainnya.



Gambar 3.8 Alat Uji *Waterpass*

Perubahan seperti kemiringan, penurunan, dan tingkat kerataan pada komponen atau seluruh bangunan diukur besarnya dengan waterpass untuk mengetahui tingkat keparahannya.

3.8. Rebar Detector

Pemeriksaan *R-bar* (*Reinforcing bar/baja tulangan*) *Locator/Detector* ini menggunakan prinsip magnetik. Gaya magnet yang diterima oleh alat akan sangat ditentukan oleh jarak dari benda terhadap magnet yang dipasang serta jumlah massa dari benda yang diuji.



Gambar 3.9 Alat Uji *Rebar Detector*



Gambar 3.10 Pengukuran Jarak Tulangan dan Jumlah Tulangan Menggunakan Alat *Rebar Detector*

Maksud dari pengujian menggunakan alat ini adalah untuk menguji atau memeriksa untuk menentukan ketebalan selimut beton, jarak antara tulangan, dan perkiraan diameter tulangan dikenal sebagai "*Rebar Detector*" atau "pemindai tulangan beton." Metode *Pulse-Induction* adalah teknologi yang digunakan. Untuk mendeteksi keberadaan baja tulangan, pengukuran ini menggunakan induksi gelombang elektromagnetik. Gelombang pantul dari tulangan yang dipasang akan menunjukkan lokasi tulangan, termasuk jarak pemasangan dan kedekatannya dengan tepi elemen beton.

3.9. Analisa Struktur

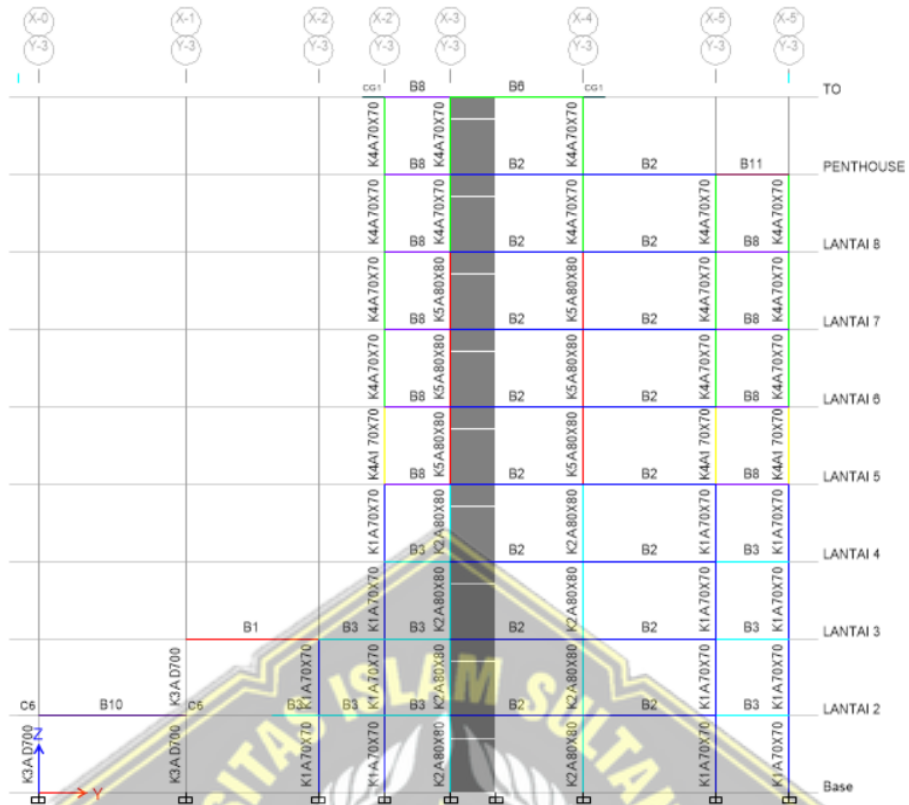
Analisa struktur adalah proses menghitung dan menentukan efek akibat beban yang bekerja pada struktur yang menimbulkan reaksi berupa gaya dalam (*internal forces*) pada struktur. Analisis struktur sangat penting untuk memastikan bagaimana alur,

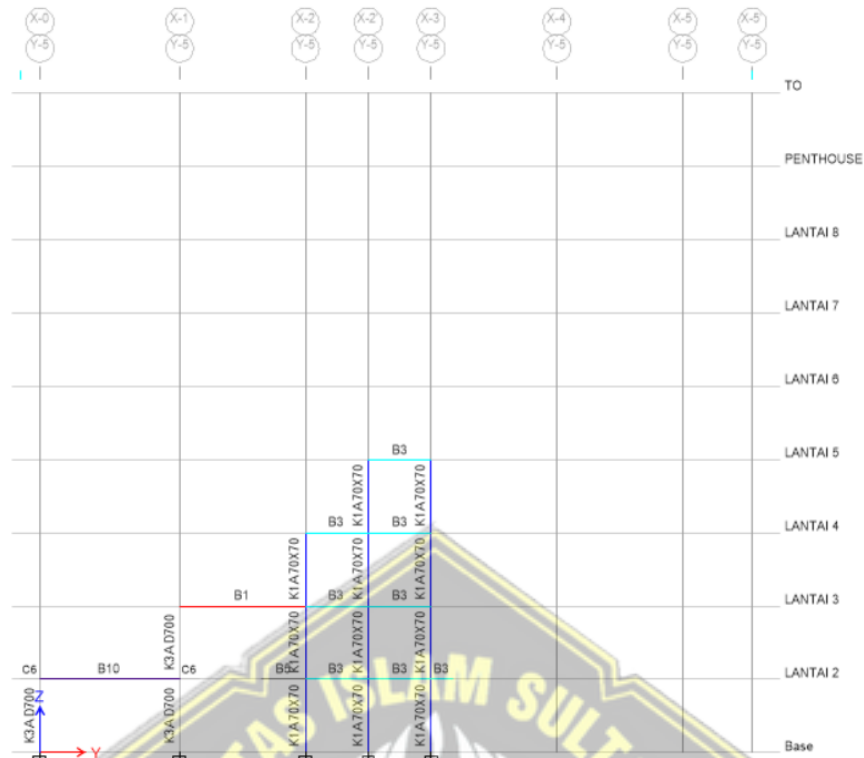
distribusi dan dampak beban terhadap struktur yang ditinjau. Selain beban yang mempengaruhi perilaku struktur adalah bahan yang digunakan dan geometri (sistem) struktur. Dengan melakukan analisis struktur maka dapat diketahui bagaimana perilaku struktur dan tingkat keamanannya saat dikenai beban yang diperkirakan akan bekerja.

Menurut SNI 2847-2019 pasal 19.2 pada Tabel 19.2.1.1 untuk beton normal, dimana kuat tekan beton (f_c') minimum 17 MPa, sedangkan pada sistem rangka pada pemikul momen yang khusus serta dinding structural yang khusus yaitu 21 MPa dan tegangan leleh baja ulir (f_y) untuk tulangan utama minimum 400 MPa. Penggunaan tulangan yang polos hanya dapat diterangkan untuk tulangan berbentuk spiral, sedangkan yang lainnya harus menggunakan tulangan ulir.

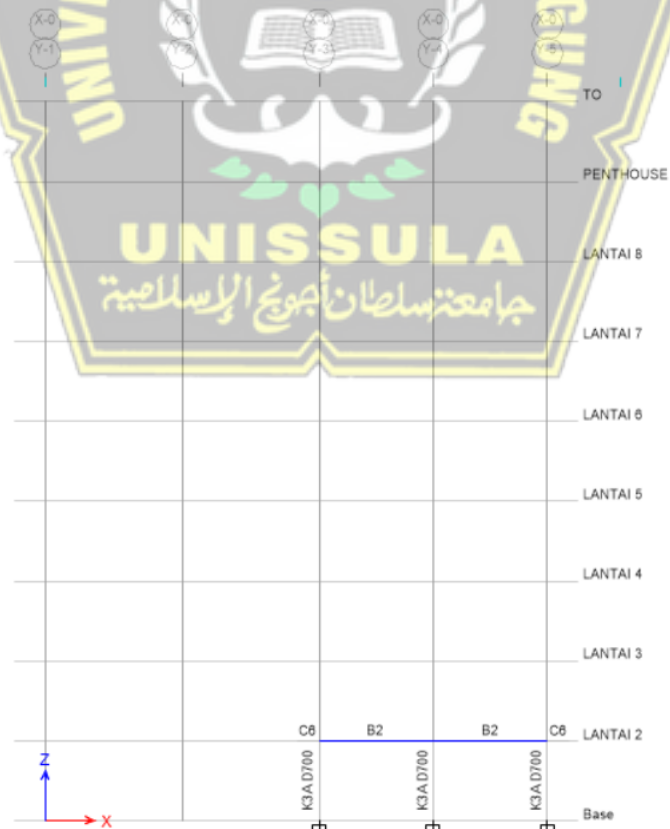


Gambar 3.11 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang

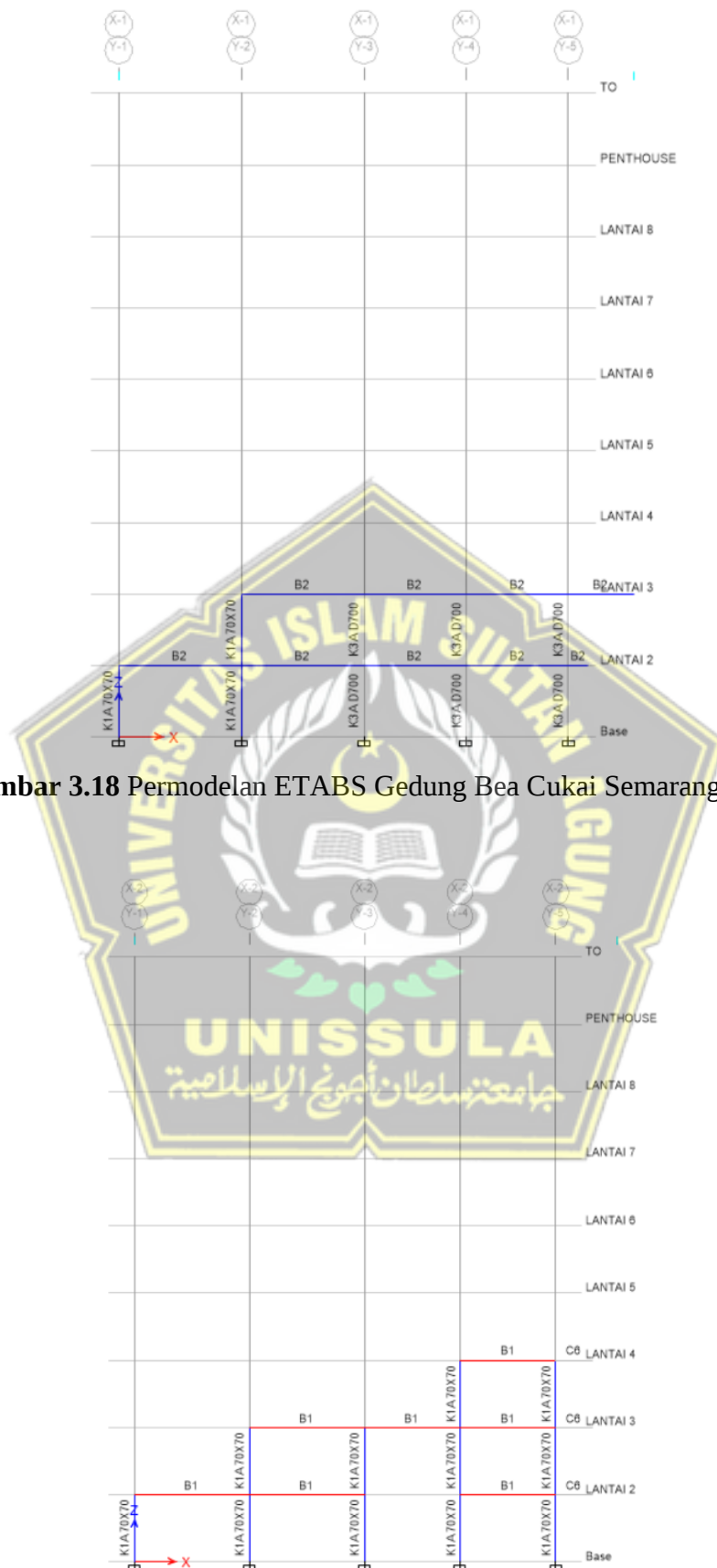




Gambar 3.16 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As Y-5

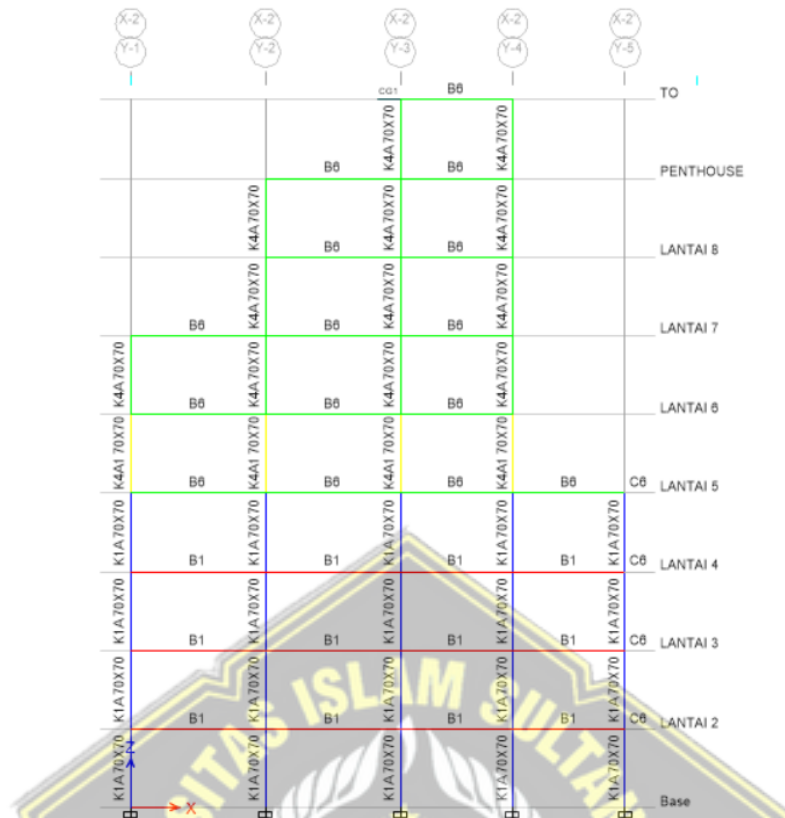


Gambar 3.17 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-0

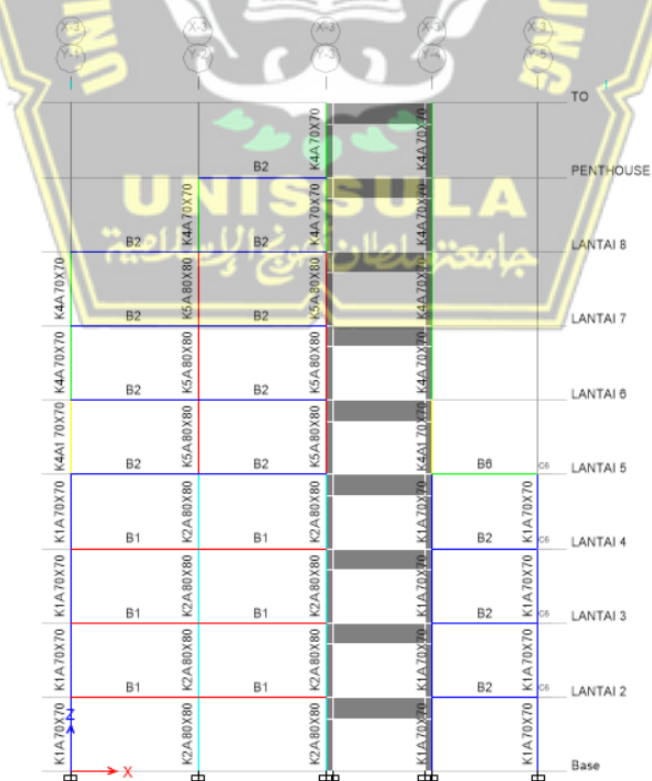


Gambar 3.18 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-1

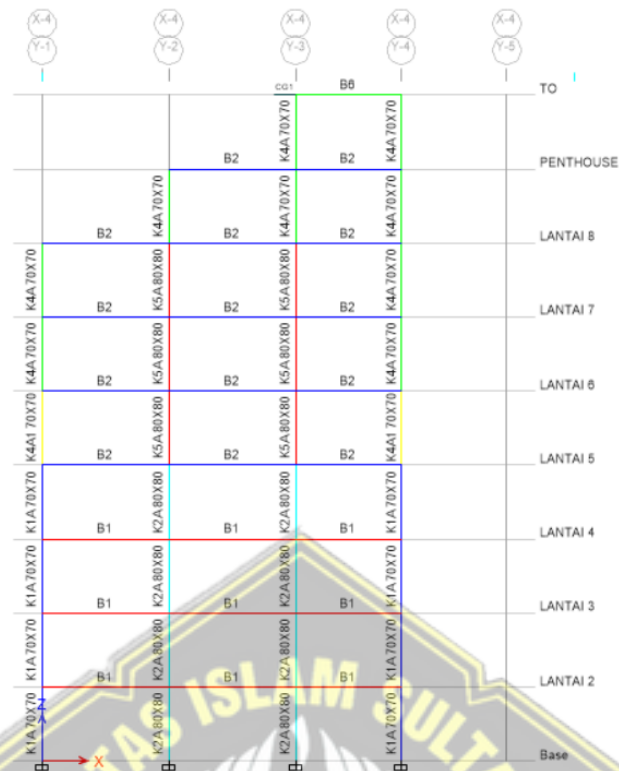
Gambar 3.19 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-2



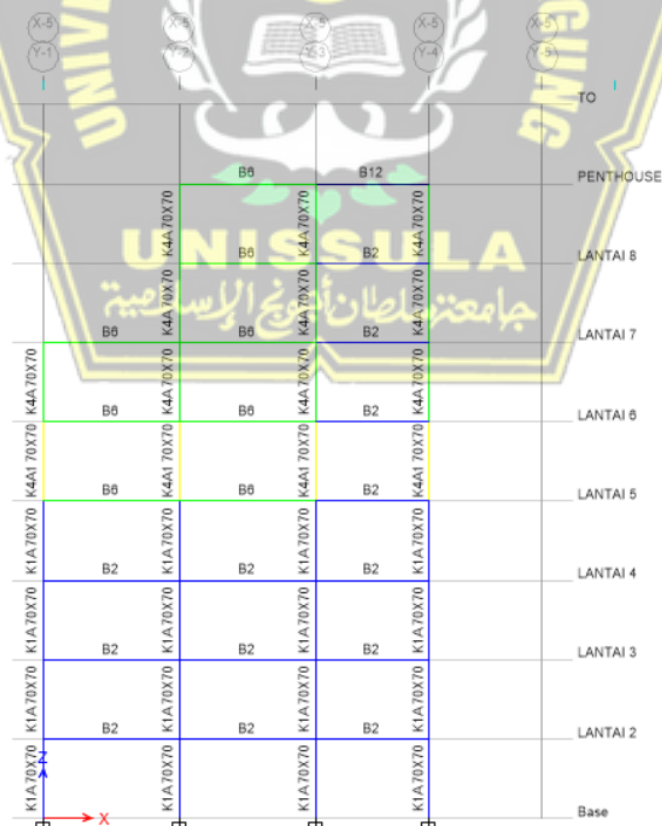
Gambar 3.20 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-2'



Gambar 3.21 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-3



Gambar 3.22 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-4



Gambar 3.23 Permodelan ETABS Gedung Bea Cukai Semarang As X-5

Maksud dan penyelidikan dan penelitian tanah adalah melakukan investigasi pondasi rencana bangunan untuk dapat mempelajari susunan lapisan tanah yang ada, serta sifat-sifatnya yang berkaitan dengan jenis bangunan yang akan dibangun di atasnya.

3.9.3. Menentukan Kelas Situs Tanah

Penetapan pada kelas situs yang didapatkan melalui penyelidikan dalam tanah di saat berada pada lapangan maupun di laboratotium yang dilakukan oleh pihak yang berwenang yaitu ahli bidang geoteknik yang bersertifikat. Profil tanah hasil dari penyelidikan geoteknik adalah minimum 30 meter, jika tidak tersedia sifat tanah yang memadai maka kelas pada situs SE harusnya sesuai dengan kategori persyaratan . Kelas pada situs SA serta SB tidak diperkenankan apabila terdapat > 3 m lapisan kontur tanah antara tanah dasar atau rakitan pondasi serta permukaan batuan dasar. Klasifikasi pada kelas situs diantaranya yaitu:

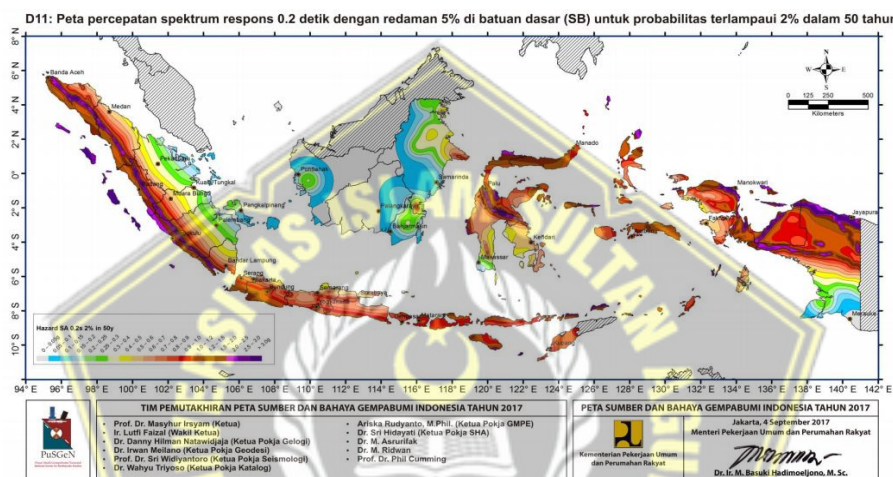
Tabel 3.4 Klasifikasi pada situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{CK}$	$\bar{s}_u$ (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
Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{CK}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah Lunak)	<175	<15	<50
	Atau setia profil tanah yang mengandung lebih ari tiga meter tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$; Kada Air, $W \geq 40 \%$; Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 20,75$ kPa		
SF(Tanah khusus yang membutuhkan infestigasi geoteknis	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :		

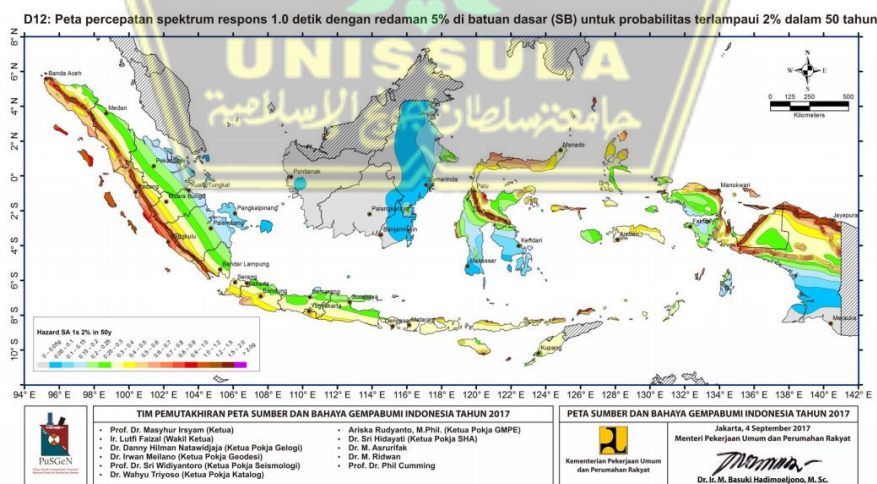
Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{CK}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
spesifik dan analisa respon sesifik situs)	1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.		

3.9.4. Menentukan Parameter Percepatan Gempa

Berdasarkan Pasal 6.1 sampai dengan Pasal 6.4 SNI 1726 2019 parameter percepatan gempa didefinisikan sebagai parameter gempa rencana dengan kala ulang 2500 tahun dengan data dari instansi yang berwenang dalam hal ini PUSKIM PU.



Gambar 3.25 Percepatan Periode Pendek Ss



Gambar 3.26 Percepatan Periode 1 Detik S1

3.9.5. Menentukan Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur, h_n . Koefisien modifikasi respons, R , faktor kuat lebih sistem, dan faktor pembesaran simpangan lateral, C_d , harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar tingkat desain.

Setiap sistem pemikul gaya seismik yang dipilih harus didesain dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus untuk sistem tersebut sebagaimana ditetapkan dalam dokumen acuan yang berlaku seperti terdaftar pada SNI 1726 2019 Tabel 12.

Tabel 3.5 Pemilihan Sistem Struktur

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons	Faktor Kuat Lebih Sistem	Faktor Pembesaran Defleksi	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				C	D	E	F	
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing eksentris khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsetring listrik	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB

3.9.6. Menentukan Periode Fundamental Pendekatan

Sesuai jenis sistem struktur periode desain tidak boleh kurang dari periode minimum dan melebihi periode maksimum struktur, percepatan periode 1 detik S_{D1} dan ketinggian bangunan sesuai Pasal 7.8.2 SNI 1726 2019 dan pada tabel 17, dan 18.

Tabel 3.6 Koefisien pembatas pada periode getar struktur

Tipe struktur	Ct	X
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka beton dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Tabel 3.7 Koefisien pembatas pada periode getar struktur

Parameter percepatan respon spektra desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien Pembatas (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

3.9.7. Menentukan Simpangan Antar Lantai Ijin

Simpangan antar tingkat izin (Δ_{ijin}) desain seperti ditentukan dalam 0, atau 0, tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_{ijin}) seperti didapatkan pada Pasal 7.12.1 Tabel 20 untuk semua tingkat.

Tabel 3.8 Tabel Batasan Simpangan Ijin (Δ_{ijin}) Tiap Tingkat

Struktur	Kategori Resiko		
	I Atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior	0,025hs	0,020hs	0,015hs
Struktur dinding geser katilever batu bata	0,010hs	0,010hs	0,010hs

Struktur	Kategori Resiko		
	I Atau II	III	IV
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007hs	0,007hs	0,007hs
Semua struktur lainnya	0,020hs	0,015hs	0,010hs

3.9.8. Menentukan Efek P – Delta

Pada kontrol kestabilan struktur terhadap efek P – Delta diperhitungkan sesuai pasal 7.8.7 SNI 1726 2019

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta_s \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad (3.9.8)$$

dimana :

P_x = Beban aksial tanpa faktor beban

Δ_s = Simpangan antar lantai

I_e = Faktor keutamaan bangunan

V = Gaya geser antar tingkat

h_{sx} = tinggi tingkat

C_d = faktor pembesaran defleksi

3.9.9. Menentukan Ketidakteraturan Struktur

Menurut SNI 1726 2019 Pasal 7.3.2, struktur harus dikategorikan sebagai beraturan atau tidak beraturan, ketidakberaturan struktur sendiri dibagi menjadi ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.

3.9.10. Ketidakteraturan Struktur Horizontal

Struktur yang mempunyai 1 atau lebih ketidakteraturan menurut Tabel 3.9 yang merujuk pada Tabel 13 SNI 1726 2019.

Tabel 3.9 Ketidakteraturan Horizontal Struktur berdasarkan SNI 1726 2019

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x =$	7.3.3.4 7.7.3	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
	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.	7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	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.	7.3.3.4 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	7.3.3.4 Tabel 16	E, dan F D, E, dan F

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
	perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.		
4	Ketidakteraturan 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.	7.3.3.4 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	Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu 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

3.9.11. Ketidakteraturan Struktur Vertikal

Struktur yang mempunyai 1 atau lebih ketidakteraturan menurut Tabel 3.10 yang merujuk pada Tabel 14 SNI 1726 2019.

Tabel 3.10 Ketidakteraturan Vertikal Struktur berdasarkan SNI 1726 2019

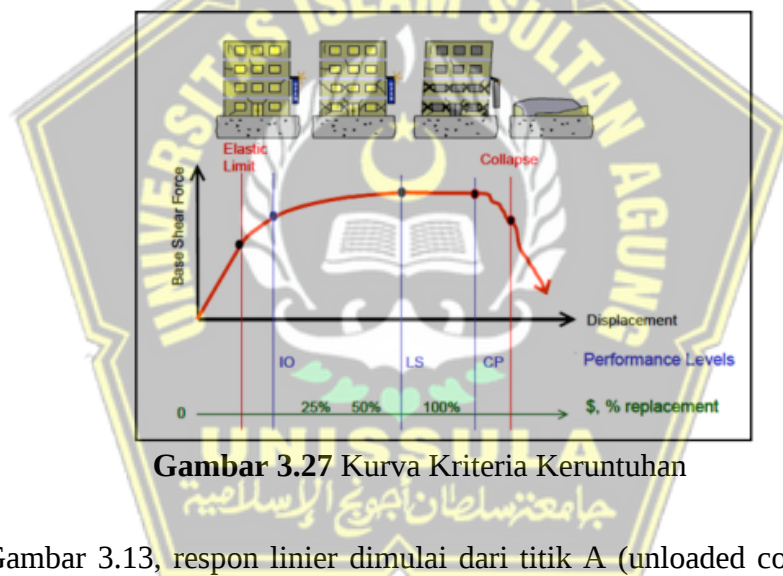
No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga 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

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
2	Ketidakberaturan 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	Ketidakberaturan 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	Ketidakberaturan 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.	7.3.3.4 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Ketidakberaturan 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	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang	7.5.3 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
	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.		

3.9.12. Menentukan Level Kinerja Struktur

Berdasarkan filosofi desain yang ada, tingkat kinerja struktur bangunan akibat gempa rencana adalah *Life Safety*, yaitu walaupun struktur bangunan mengalami tingkat kerusakan yang cukup parah namun keselamatan penghuni tetap terjaga karena struktur bangunan tidak sampai runtuh.



Gambar 3.27 Kurva Kriteria Keruntuhan

Pada Gambar 3.13, respon linier dimulai dari titik A (unloaded component) dan kelelahan mulai terjadi pada titik B. Respon dari titik B ke titik C merupakan respon elastis plastis. Titik C merupakan titik yang menunjukkan puncak kekuatan komponen, dan nilai absisnya yang merupakan deformasi menunjukkan dimulainya degradasi kekuatan struktur (garis C-D). Pada titik D, respon komponen struktur secara substansial menghadapi pengurangan kekuatan menuju titik E. Untuk deformasi yang lebih besar dari titik E, kekuatan komponen struktur menjadi nol (FEMA 451, 2006).

Tabel 3.11 Level Kinerja Struktur (P.A. Budi, 2011)

Level Kinerja	Penjelasan
IO	Terjadi kerusakan kecil atau tidak berarti pada struktur, kekakuan struktur hampir sama sebelum terjadi gempa (Demand).
LS	Terjadi kerusakan mulai dari ringan sampai sedang. Kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan.
CP	Terjadi kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatannya berkurang cukup banyak.



BAB IV

PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Untuk menentukan apakah suatu struktur bangunan layak untuk waktu lama maka dilakukan penilaian struktur. Penilaian yang ada dilakukan berdasarkan kebutuhan jangka Panjang untuk menentukan praktis suatu bangunan. Gedung yang dibangun pada 2009 tersebut dapat dikategorikan sebagai bangunan cukup lama. Karena gedung yang berusia 13 tahun yang lalu penilaian terhadap struktur bangunan tersebut dianggap perlu. Penilaian tersebut dilakukan untuk memngetahui apakah bangunan tersebut sesuai dengan rencana awal atau tidak, dan untuk menentukan apakah bangunan tersebut masih layak untuk tahun-tahun yang akan datang. Perubahan struktur yang dimaksud dapat berupa pelapukan elemen struktur yang terjadi akibat perubahan cuaca ekstrim. Berdasarkan hasil penyelikan kondisi di lapangan pada bangunan Gedung Bea Cukai Semarang maka didapatkan data sebagai berikut :

1. Bangunan bertingkat 8 lantai dan 1 penthouse.
2. Elemen struktur menggunakan beton bertulang.
3. Fungsi bangunan sebagai gedung perkantoran.



Gambar 4.1 Gedung Bea Cukai Semarang

4.2. Hasil Investigasi Lapangan

Rumusan masalah yang terdapat pada gedung ini yaitu:

1. Bagaimana analisis material eksisting berdasarkan pengamatan visual?
2. Bagaimana analisis kondisi material struktur bangunan eksisting berdasarkan pengujian *Hammer Test*.

4.2.1. Pengamatan Visual

Pengamatan visual dilakukan untuk mengidentifikasi kerusakan pada struktur bangunan yang meliputi kolom, balok, dan plat lantai. Pengamatan yang dilakukan tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Pengamatan Visual

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
1.	Kolom		☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total
2.	Balok		☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total
3.	Dinding		☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total
4.	Plat Lantai		☐ Tidak Rusak ☒ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
			☐ Tidak Rusak ☒ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual	Kondisi Struktur
			☒ Tidak Rusak ☐ Rusak Ringan ☐ Rusak Sedang ☐ Rusak Berat ☐ Rusak Total

Penilaian terhadap kondisi struktur diklasifikasikan tidak rusak, rusak ringan, rusak sedang, rusak berat, dan rusak total. Kondisi struktur dikatakan tidak rusak apabila struktur tidak mengalami keretakan dan tidak terdapat celah. Kondisi struktur rusak ringan apabila terdapat retak kecil dengan lebar celah 0,75 cm sampai dengan 6 cm yang menyebar luas di berbagai tempat. Kondisi struktur rusak sedang apabila ditemukan retak besar dengan lebar lebih dari 6 cm dan menyebar luas di berbagai tempat. Kondisi struktur rusak berat apabila terdapat kerusakan lebih dari 50% dari total luas bangunan. Kondisi rusak total yang terjadi pada struktur apabila terdapat kerusakan lebih dari 60% atau sebagian besar elemen struktur utama rusak (Enggartiaso, 2021). Pada Tabel 4.1. pada saat peninjauan kolom, terdapat kolom yang mengalami sedikit keropos di bagian bawah tetapi masih dikatakan aman karena kolom tersebut masih terlihat kokoh dan tidak ada kerusakan di bagian lainnya. Saat penilaian kolom sebagian struktur tidak mengalami kerusakan yang berat dan struktur dapat dikatakan aman.

Pada saat penilaian balok tidak ada tanda-tanda kerusakan pada struktur di gedung tersebut dan dapat dikatakan untuk struktur balok di Gedung Bea Cukai Semarang aman.

Pengamatan visual pada dinding mengalami sedikit keretakan yang terletak pada luar gedung namun untuk kondisi dinding secara keseluruhan tidak menunjukkan

kerusak pada eksisting struktur kecuali pengamatan visual dinding yang terdapat pada Tabel 4.1 sehingga bisa dikatakan aman karena secara keseluruhan struktur eksisting pada dinding tidak mengalami masalah kecuali yang berada pada tabel dengan kata lain struktur yang mengalami kerusakan kurang dari 50%.

Berdasarkan Tabel 4.1. pengamatan visual mengenai pelat lantai mengalami keretakan yang cukup dalam pada lantai 1 yang menyebabkan pecahnya beberapa keramik yang berada di area tersebut. Pada lantai 4 pelat lantai mengalami sedikit keretakan pada bagian luar. Untuk kondisi keseluruhan pelat lantai Gedung Bea Cukai Semarang tidak mengalami kerusakan yang berat dan bisa dikatakan bahwa struktur tersebut aman.

4.2.2. Data Geometrik

Berdasarkan informasi yang kami dapatkan, data – data geometrik pada elemen struktur di Gedung Bea Cukai Semarang tidak lengkap terutama data pada struktur bawah bangunan, untuk itu dilakukan pengecekan ulang atau pengukuran terhadap kondisi eksisting dan diuraikan pada Tabel 4.2 tentang Data Geometrik Bangunan.

Tabel 4.2 Data Geometrik Bangunan

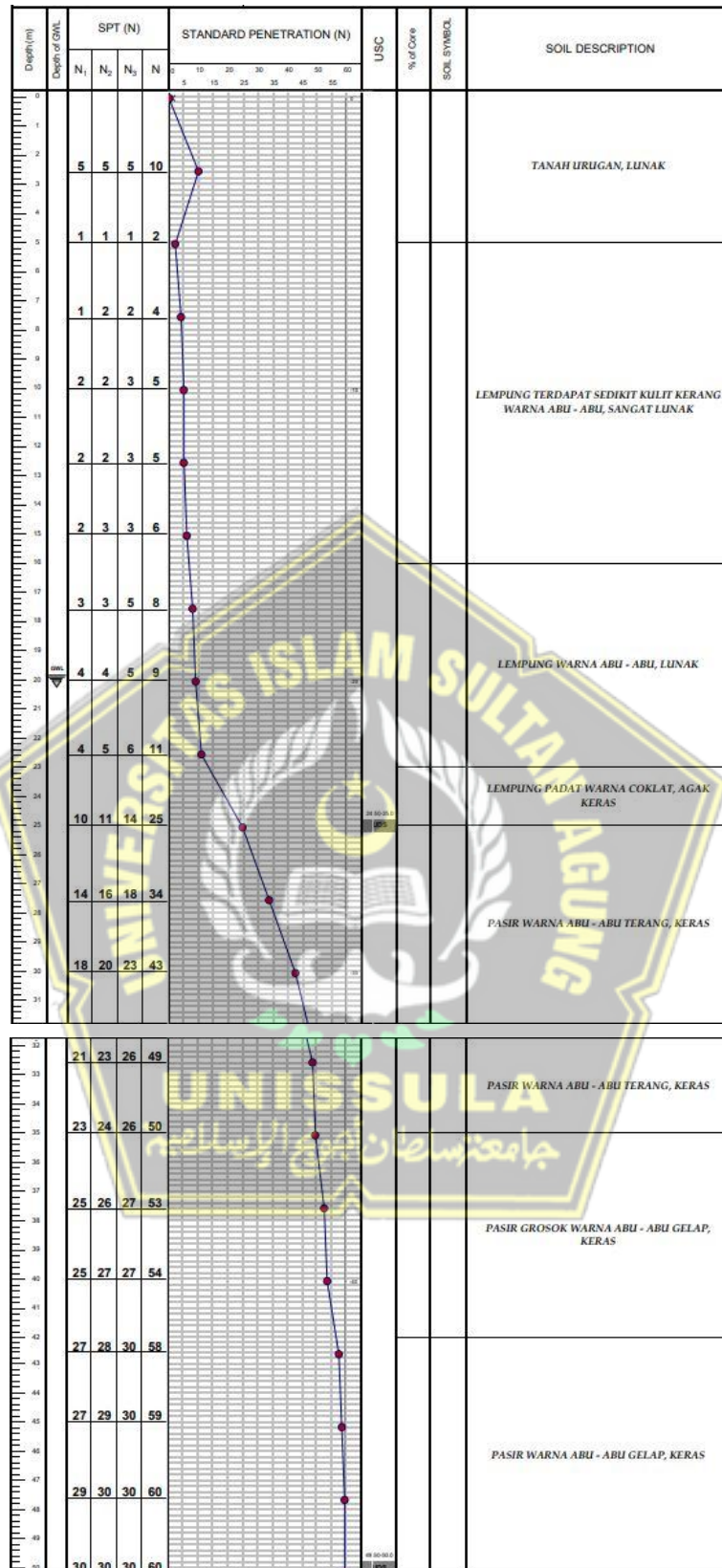
No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual
1.	Dimensi Pondasi	Untuk pondasi Gedung Bea Cukai Semarang menggunakan pondasi tiang pancang dengan dimensi tiang 500mm
2.	Kolom Struktur	
	Tinggi Kolom	
	- Lantai 1	4200mm
	- Lantai 2	4200mm
	- Lantai 3	4200mm
	- Lantai 4	4200mm
	- Lantai 5	4200mm
	- Lantai 6	4200mm
	- Lantai 7	4200mm
	- Lantai 8	4200mm

No	Titik Tinjau	Tinjauan Visual
	- Penthouse	4200mm
	Dimensi Kolom - Lantai 1 – 4 - Lantai 5 - Penthouse	700x700mm 800x800mm 700x700mm 800x800mm
3	Dimensi Balok a. Balok Induk b. Balok Anak	400x600mm 300x400mm
4	Pelat Lantai	Pelat lantai Gedung Bea Cukai Semarang menggunakan pelat lantai dengan tebal - Lantai 1 100 mm - Lantai 2 – Top Atap 120 mm - Penthouse 150 mm

Pengamatan secara visual telah menunjukkan susunan dan dimensi struktur yang meliputi pelat lantai, kolom, dan balok sudah memenuhi kaidah desain. Selain itu geometri bangunan simetris sehingga ukuran tersebut sudah sesuai dengan kebutuhan menurut tinggi dan bentangnya.

4.2.3. Hasil Penyelidikan Tanah

Pengujian tanah dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah dan jenis tanah, dan hasil tersebut akan dikorelasikan dengan kondisi eksisting bangunan. Pengujian tanah berupa bor.



Gambar 4.2 Hasil Penyelidikan Tanah

- Kedalaman 0 s/d – 5,00 m tanah berupa tanah urugan, lunak.
- Kedalaman – 5,00 m s/d – 18,00 m tanah berupa lempung terdapat sedikit kulit kerang warna abu - abu, sangat lunak.
- Kedalaman – 18,00 m s/d – 23,00 m tanah berupa lempung warna abu - abu, lunak. Kedalaman – 23,00 m s/d – 25,00 m tanah berupa lempung padat warna coklat, agak keras.
- Kedalaman – 25,00 m s/d – 35,00 m tanah berupa pasir warna abu - abu terang, keras.
- Kedalaman – 35,00 m s/d – 42,00 m tanah berupa pasir grosok warna abu - abu gelap, keras.
- Kedalaman – 42,00 m s/d – 50,00 m tanah berupa pasir warna abu - abu gelap, keras. Terdapat muka air tanah sampai kedalaman – 20,00 m.

4.2.4. Data Hasil Hammer Test

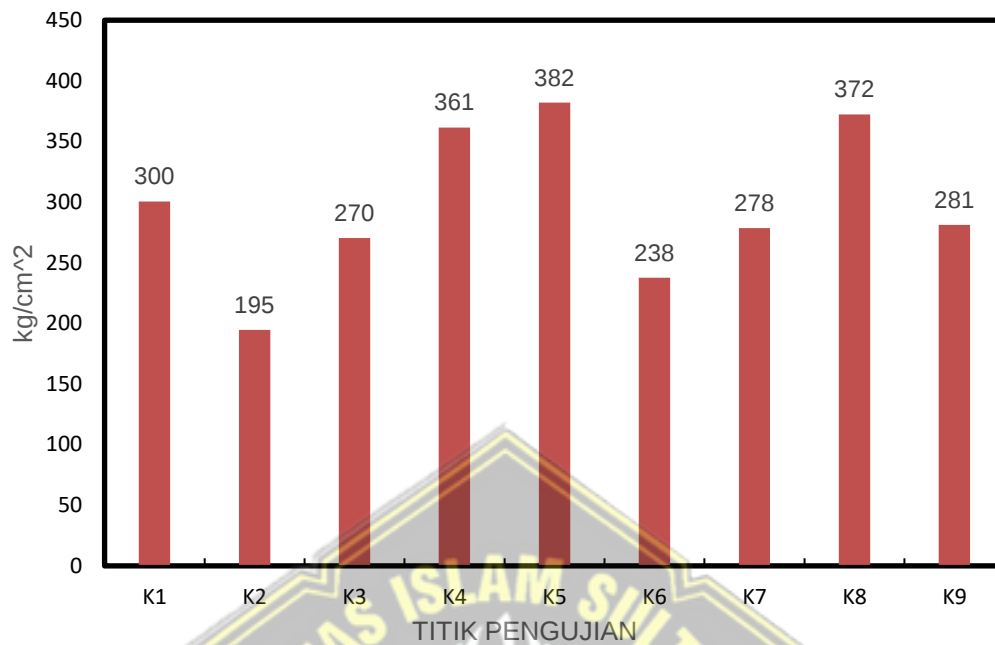
Pengujian Hammer pada permukaan beton ini bertujuan guna mendapat perkiraan nilai kuat beton karakteristik pada struktur eksisting. Titik pengujian Hammer dilakukan pada elemen kolom, balok, dan pelat lantai. Dokumentasi pengujian diperlihatkan pada Gambar 4.3.



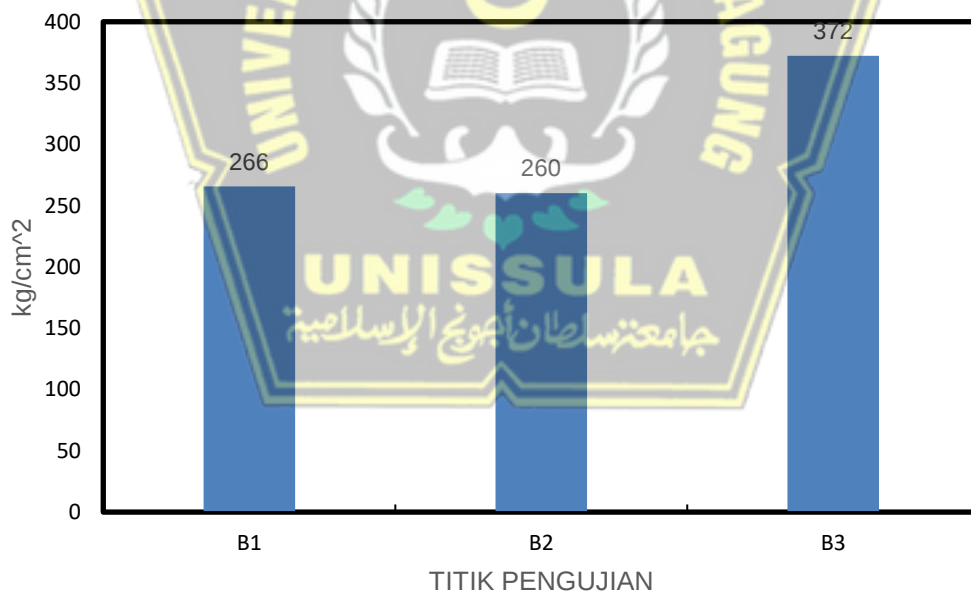
Gambar 4.3 Pengujian *Hammer Test*

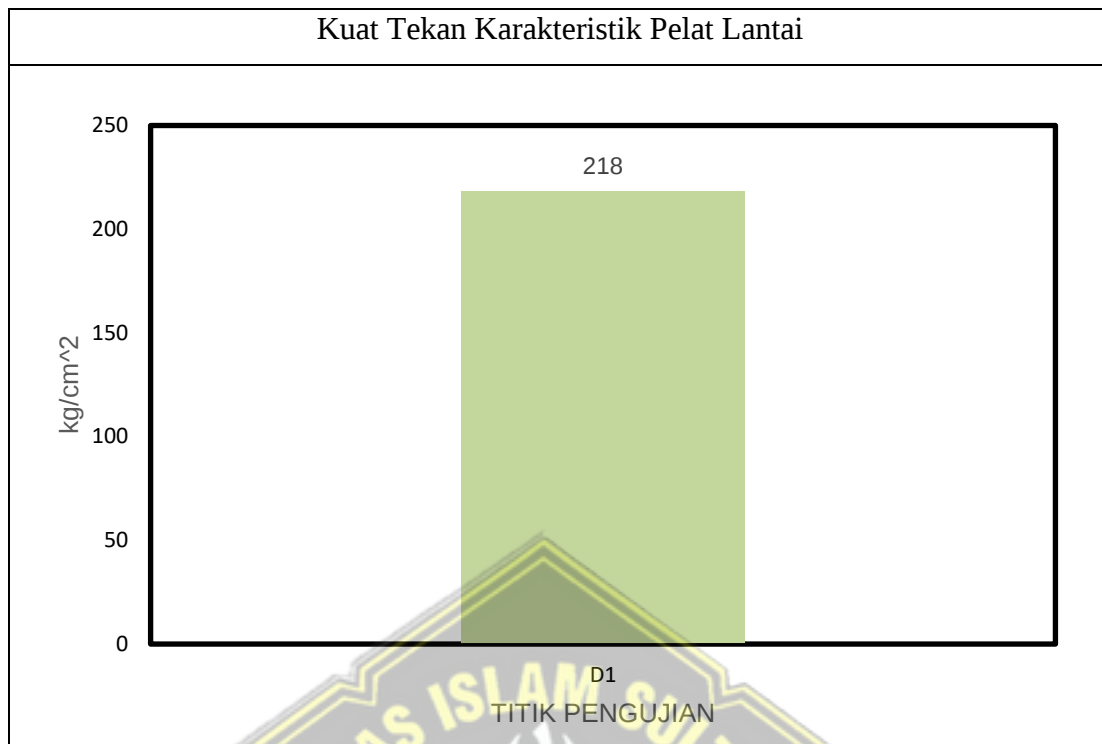
Hasil pengujian Hammer selanjutnya diinput dan diolah menggunakan Microsoft Excel, dapat dilihat pada Tabel 4.3 dan data hasil lengkapnya dapat dilihat pada lampiran.

Kuat Tekan Karakteristik Kolom Tiap Lantai



Kuat Tekan Karakteristik Balok Tiap Lantai





Gambar 4.4 Pengujian *Hammer Test*

Berdasarkan hasil pengujian hammer diatas terlihat bahwa kuat tekan karakteristik beton bervariasi, pada kolom memiliki nilai 300 kg/cm² hingga 382 kg/cm² dengan nilai rata - rata 280 kg/cm², pada balok memiliki nilai 260 kg/cm² hingga 672 kg/cm² dengan nilai rata - rata 435 kg/cm², serta pada pelat lantai memiliki nilai 218 kg/cm² dengan nilai rata - rata 218 kg/cm². Secara keseluruhan rata – rata yang didapat dari kuat tekan karakteristik bernilai 311 kg/cm². Karena gedung ini dibangun sekitar tahun 2009-an, maka acuan perencanaan dan kemampuan membuat campuran beton struktural secara umum adalah sekitar 22,065 Mpa/ atau 225 kg/cm², dengan demikian hasil uji hammer tersebut secara umum dapat disimpulkan bahwa material beton memenuhi syarat sebagai bahan struktur.

4.3. Pengujian *Rebar Detector*

Maksud dari pengujian menggunakan alat ini adalah untuk menguji atau memeriksa untuk menentukan ketebalan selimut beton, jarak antara tulangan, dan perkiraan diameter tulangan dikenal sebagai "Rebar Detector" atau "pemindai tulangan beton." Metode Pulse-Induction adalah teknologi yang digunakan. Untuk mendeteksi

keberadaan baja tulangan, pengukuran ini menggunakan induksi gelombang elektromagnetik.



Gambar 4.5 Pengujian *Rebar Detector*

Pengujian Rebar Detector dilakukan karena terbatasnya data As Build Drawing, untuk mendapatkan hasil pengujian yang sempurna maka diperlukan pengujian Rebar Detector. Pengujian dilakukan pada kolom struktur pada setiap lantai.

Tabel 4.3 Data Pengujian

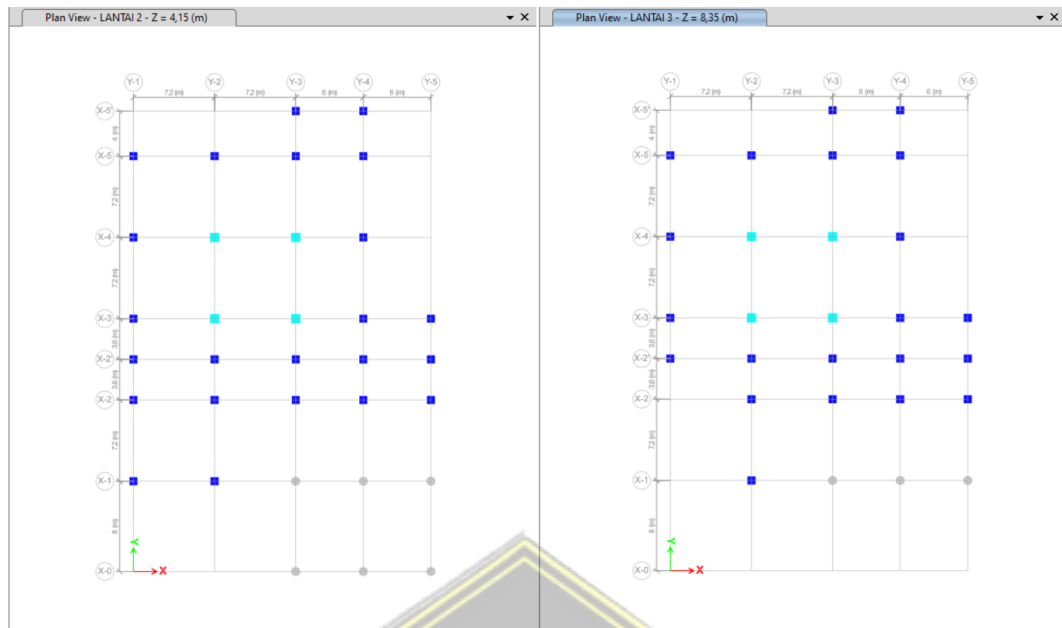
Lantai	Diameter Kolom	Jenis Tulangan
Lantai 1	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D22 – 100 mm, D10 – 70 mm
Lantai 2	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D22 – 100 mm, D10 – 70 mm
Lantai 3	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D22 – 100 mm, D10 – 70 mm
Lantai 4	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D22 – 100 mm, D10 – 100 mm
Lantai 5	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D22 – 100 mm, D10 – 70 mm
Lantai 6	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D25 – 70 mm, D10 – 50 mm
Lantai 7	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D22 – 100 mm, D10 – 70 mm
Lantai 8	80 x 80 mm 70 x 70 mm	D22 – 100 mm, D10 – 70 mm

4.4. Permodelan Struktur

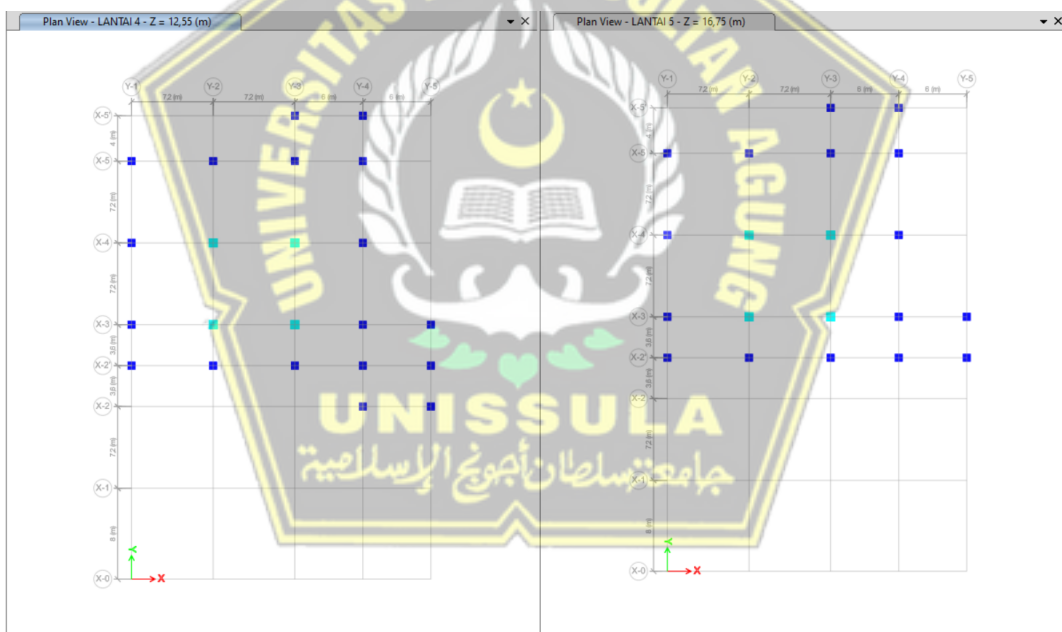
Permodelan struktur dibuat dengan menggunakan software ETABS v.20.1.0 mengacu pada gambar perencanaan. Untuk mutu beton yang digunakan pada permodelan struktur ialah $f_c'30$ Mpa sesuai dengan mutu eksisting dan mutu baja tulangan menggunakan mutu asli perencanaan yaitu untuk tulangan ulir f_y 400 MPa dan polos $f_y = 240$ Mpa.



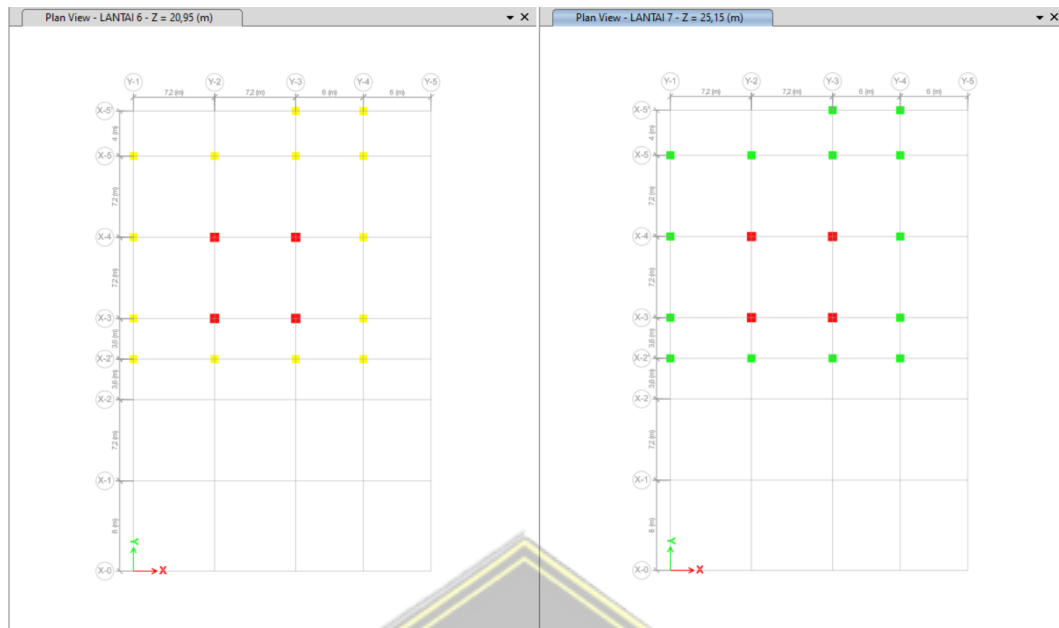
Gambar 4.6 Permodelan Struktur *Etabs*



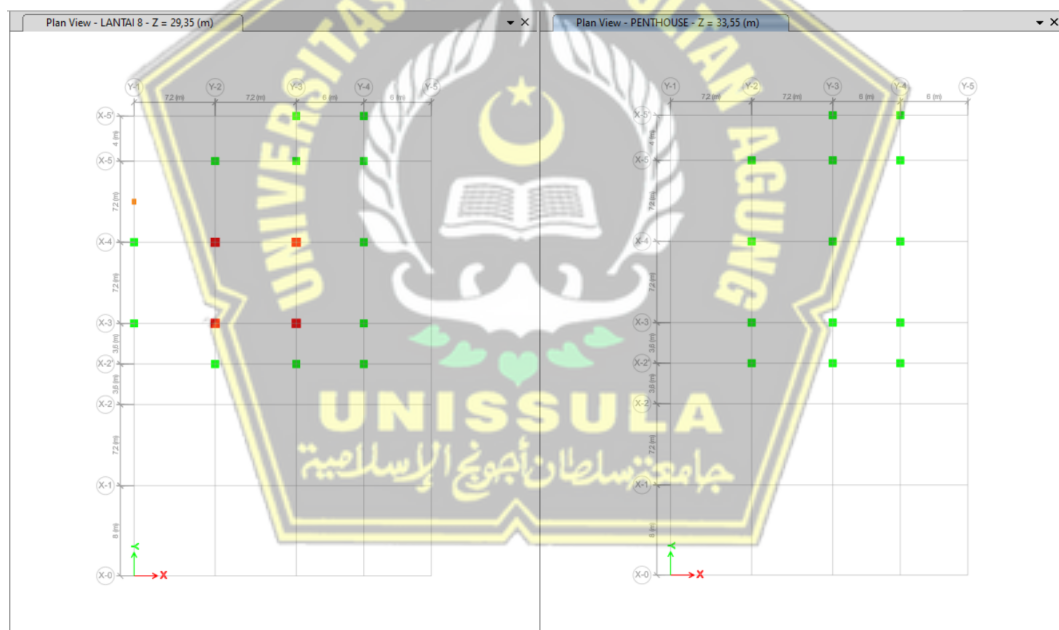
Gambar 4.7 Denah Kolom Lantai 2 dan lantai 3



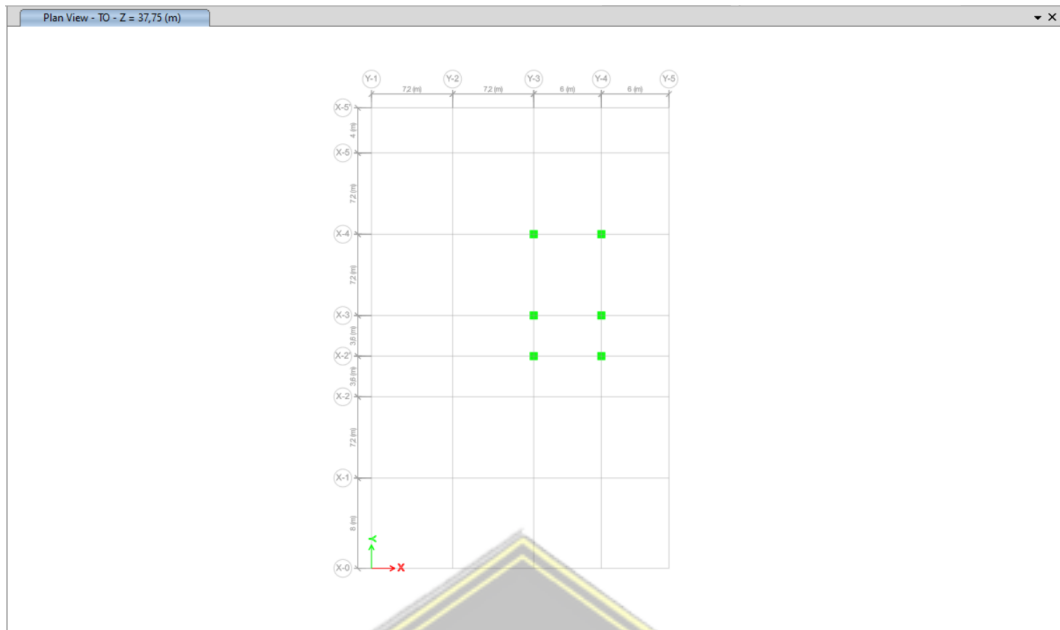
Gambar 4.8 Denah Kolom Lantai 4 dan Lantai 5



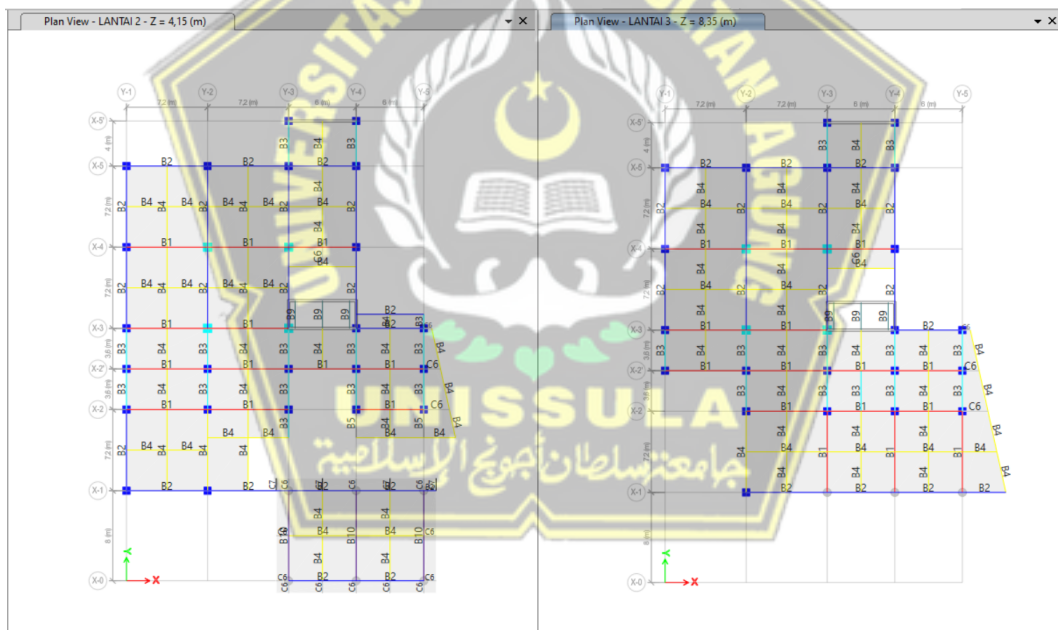
Gambar 4.9 Denah Kolom Lantai 6 dan Lantai 7



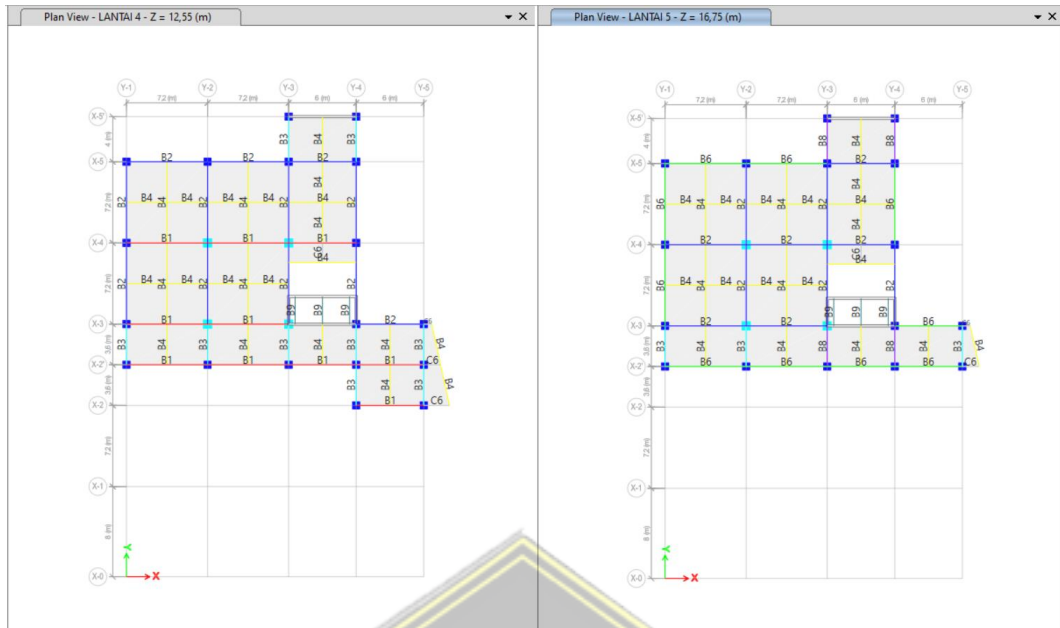
Gambar 4.10 Denah Kolom Lantai 8 dan Lantai Penthouse



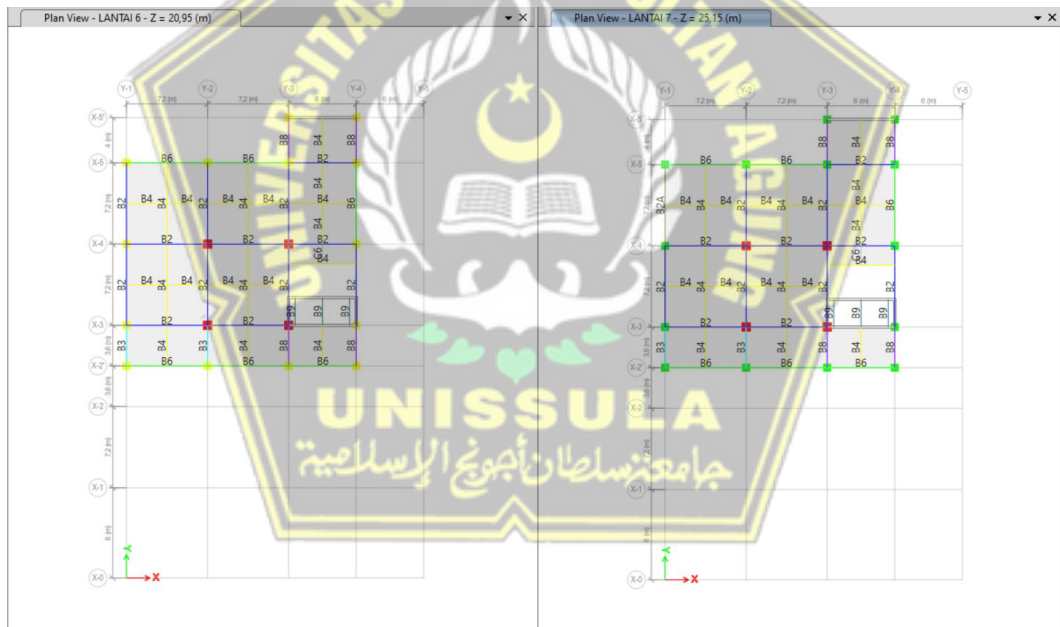
Gambar 4.11 Denah Kolom Lantai TOP



Gambar 4.12 Denah Balok Lantai 2 dan Lantai 3



Gambar 4.13 Denah Balok Lantai 4 dan Lantai 5



Gambar 4.14 Denah Balok Lantai 6 dan Lantai 7



Gambar 4.15 Denah Balok Lantai 8 dan Lantai Penthouse



Gambar 4.16 Denah Balok Lantai TOP

4.5. Analisa Struktur

4.5.1. Pembebanan Gravitasi

Beberapa beban gravitasi yang diaplikasikan kedalam struktur bangunan didasarkan pada aspek fungsional dari setiap ruangan yang ada. Pengaplikasian struktur bangunan sesuai dengan gambar perencanaan. Peraturan, standar atau data – data yang digunakan sebagai acuan besaran beban yang diaplikasikan yaitu :

1. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, SNI 1727 2020

2. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, PPIUG 1983

Dalam perencanaan sebuah struktur maka beban yang kemungkinan akan terjadi . dalam perhitungan pembebanan biasanya sudah ada beban yang menjadi standar dari Persyaratan beban minimum di SNI-1727-2020. Tetapi adapun beban yang tidak terlampir pada persyaratan itu maka beban di tentukan dari spesifikasi perhitungan material yang ada pada peraturan beban indonesia terdahulu.

a. Beban Mati

NO	Jenis	Berat	Satuan
1	Beton Bertulang	24	kN/m ³
2	Beton Polos	22	kN/m ³
3	Dinding pasangan bata ½ batu	2,5	kN/m ²
4	Curtain wall kaca + rangka	0,6	kN/m ²
5	Keramik + Finishing Lantai	1,1	kN/m ²
6	MEP	0,5	kN/m ²
7	Plafond + Penggantung	0,2	kN/m ²

a. Beban mati pelat

Tebal Pelat = 120 mm = 0,12 m

Tebal keramik + finishing lantai = 5 cm = 0,05 m

Berat keramik + finishing lantai = Tebal x beton polos
= 0,05 x 22 = 1,1 kN/m²

Berat plafond = 0,2 kN/m²

Berat MEP = 0,5 kN/m² +

Total beban mati = 1,8 kN/m²

Beban mati dinding permanen = pasangan bata ½ batu

Tinggi dinding = 4,2 m

Berat dinding = 2,5 kN/m²

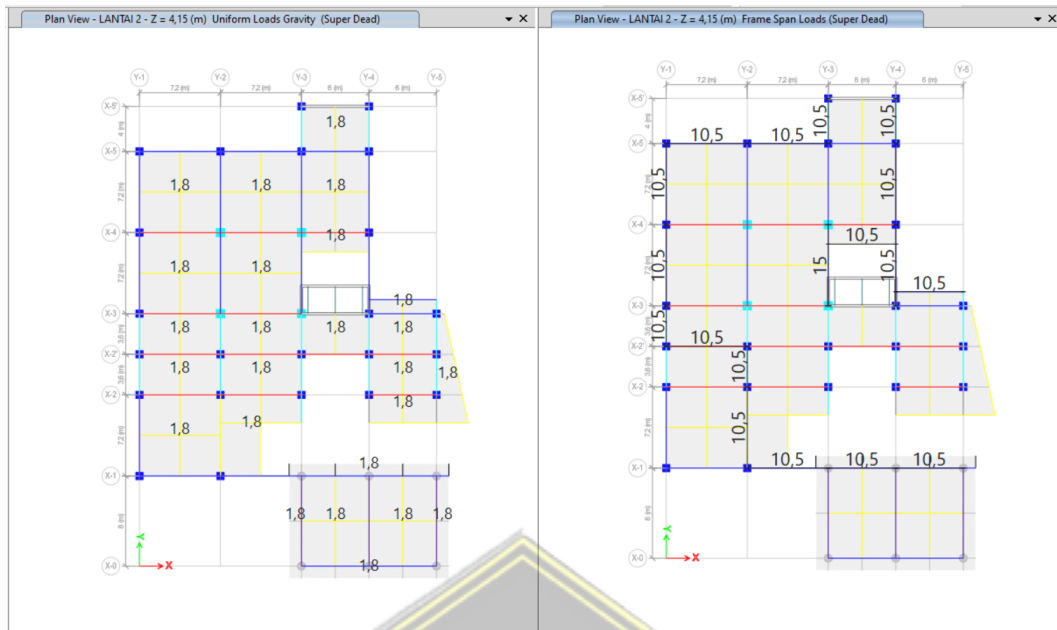
Total beban mati = 4,2 x 2,5
= 10,5 kN/m²

Beban mati dinding Curtan wall kaca + rangka

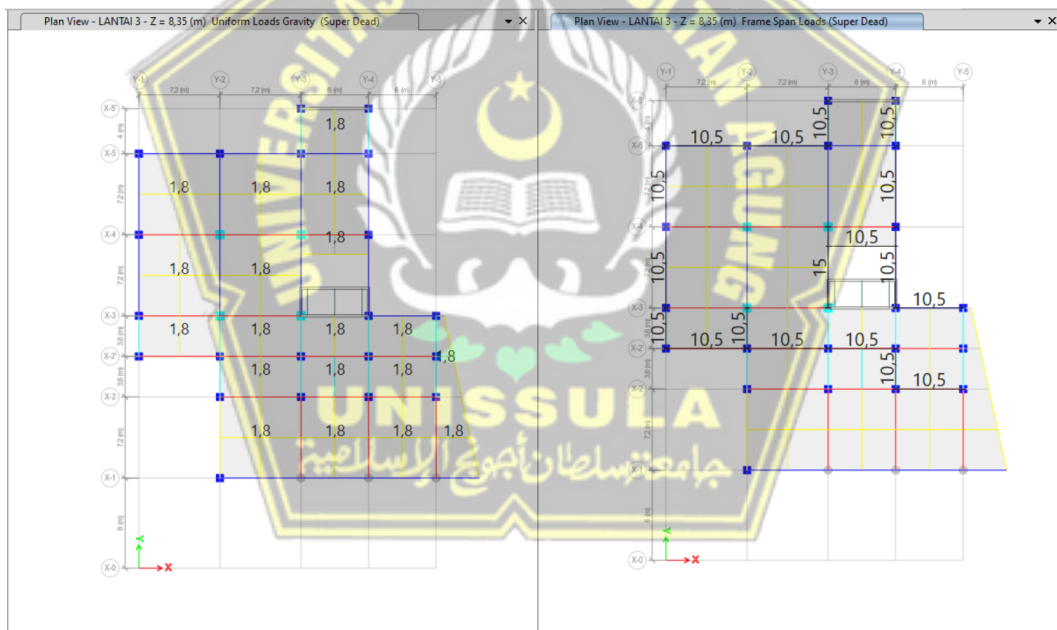
Tinggi dinding = 4,2 m

Berat dinding = 0,6 kN/m²

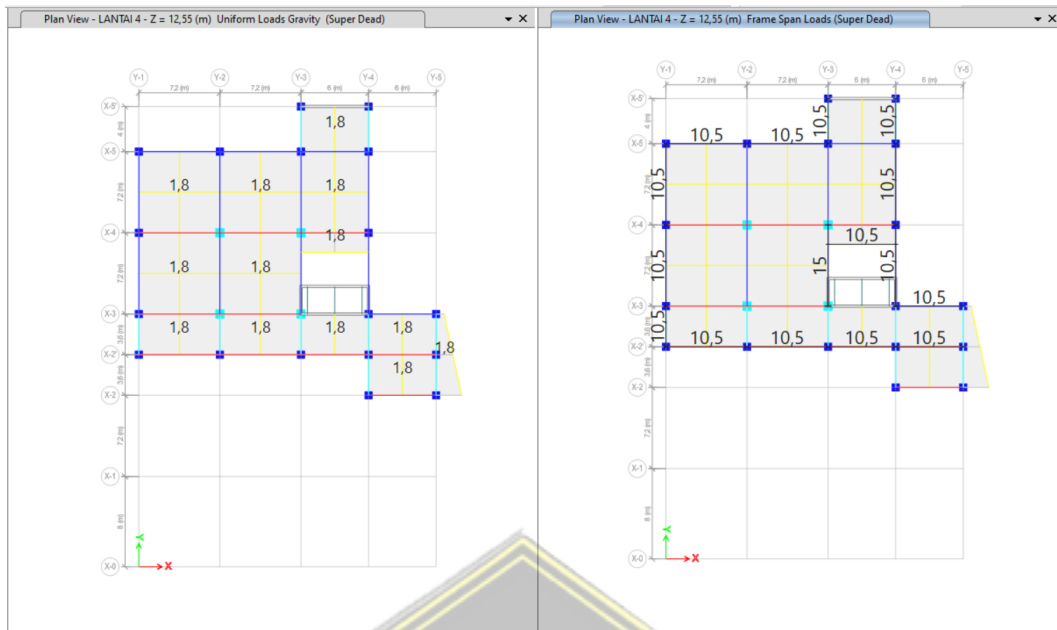
Totan beban mati = 4,2 x 0,6
= 2,52 kN/m²



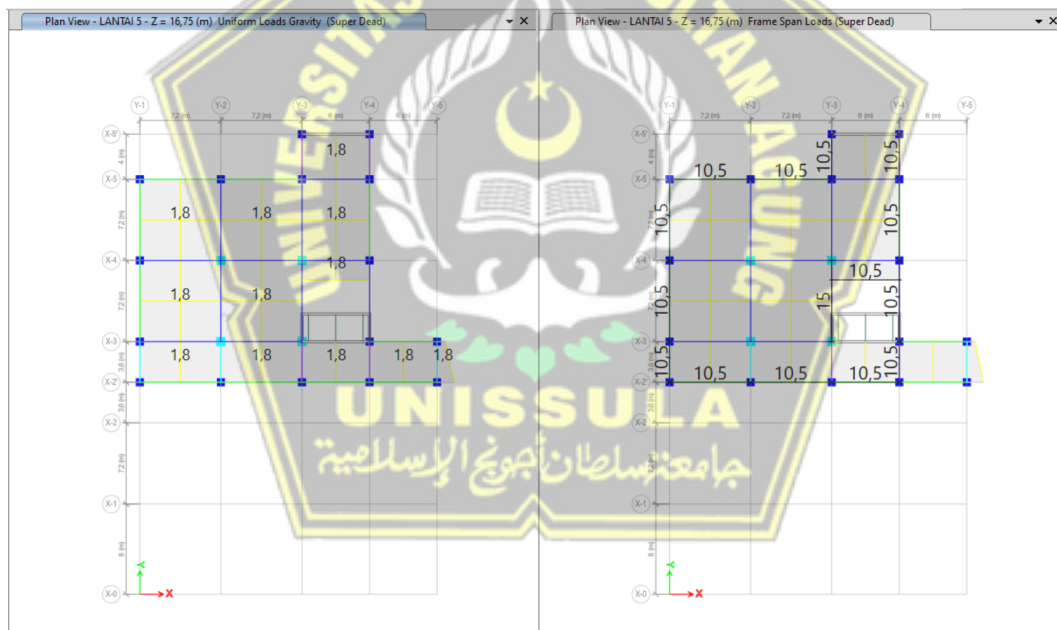
Gambar 4.17 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 2



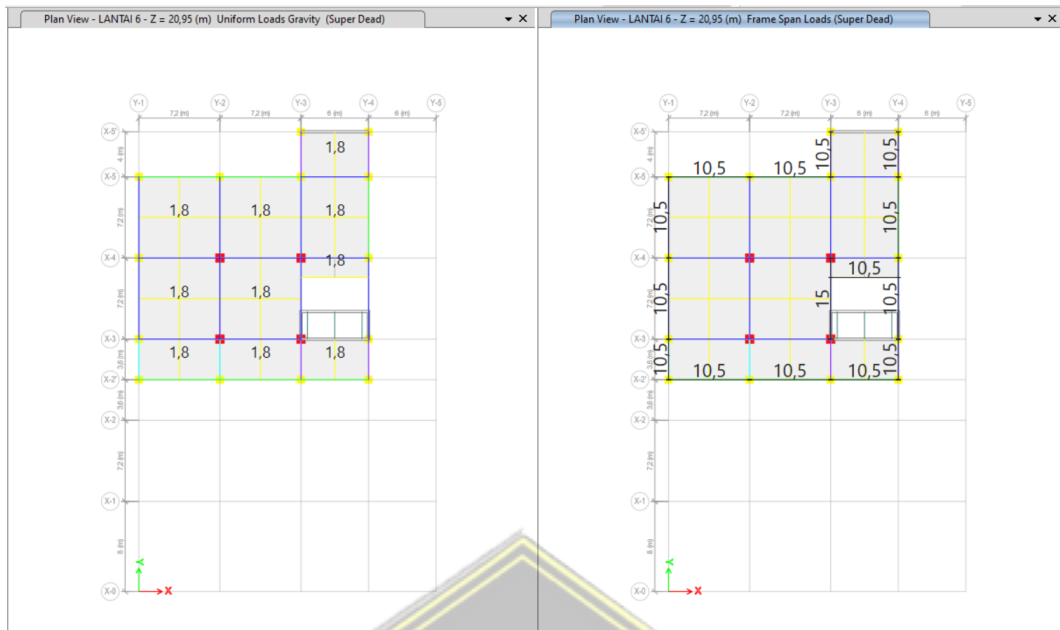
Gambar 4.18 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 3



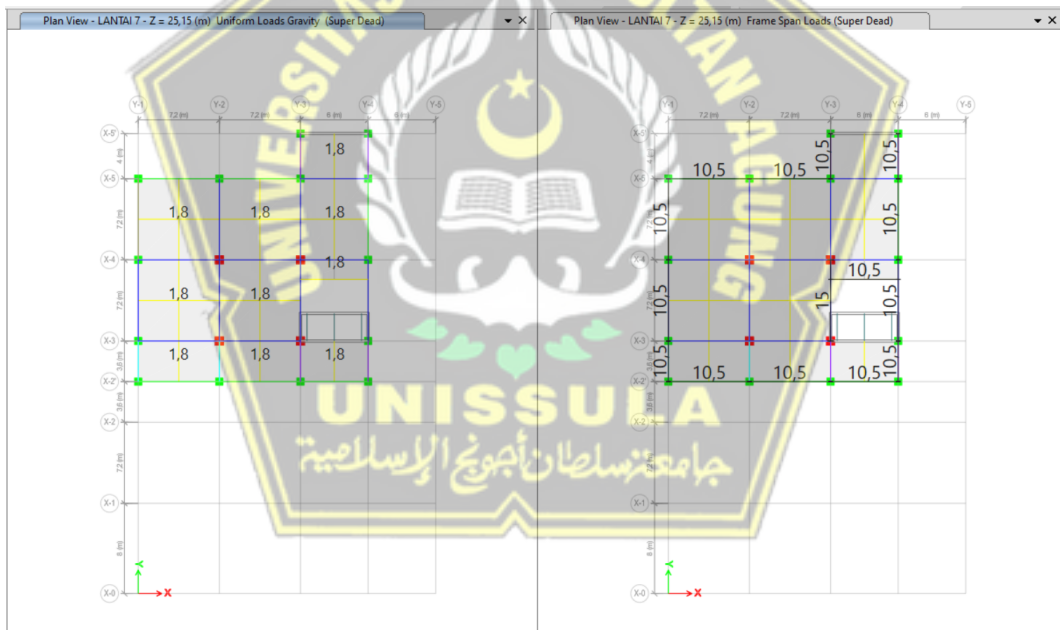
Gambar 4.19 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 4



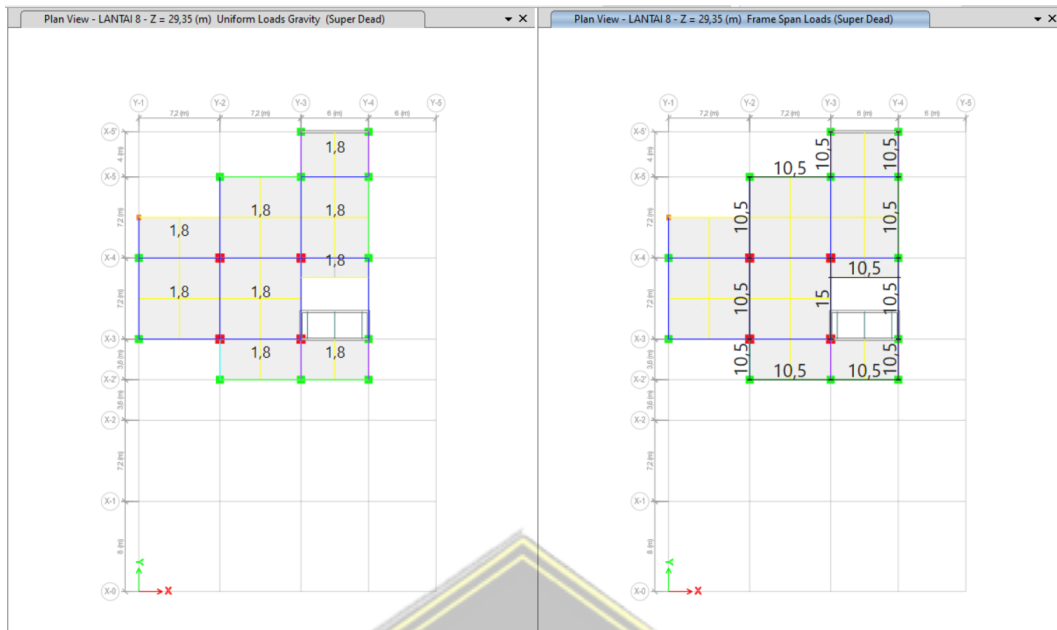
Gambar 4.20 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 5



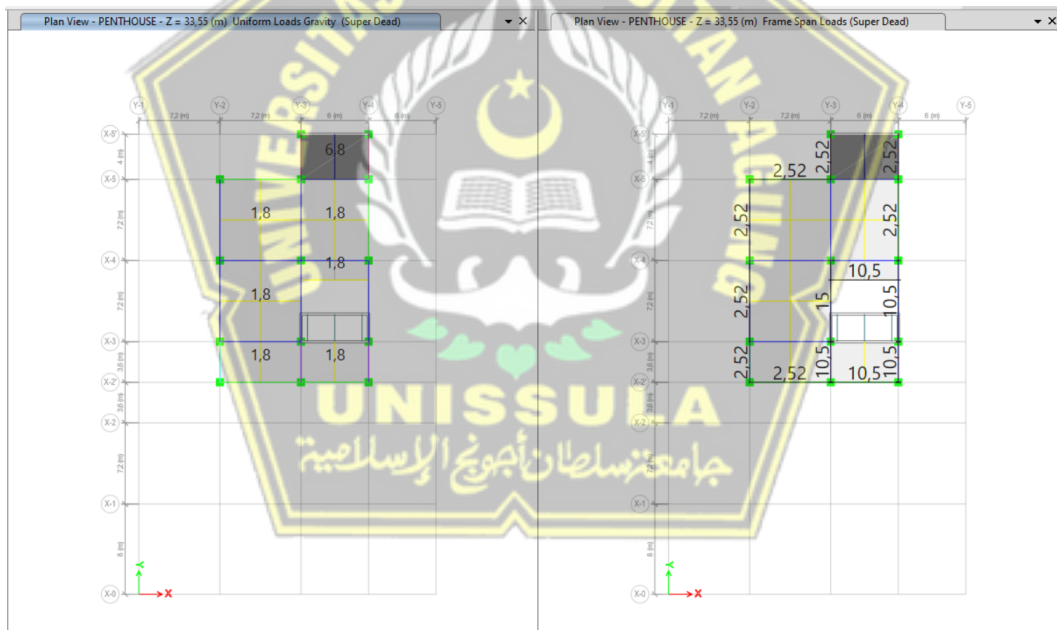
Gambar 4.21 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 6



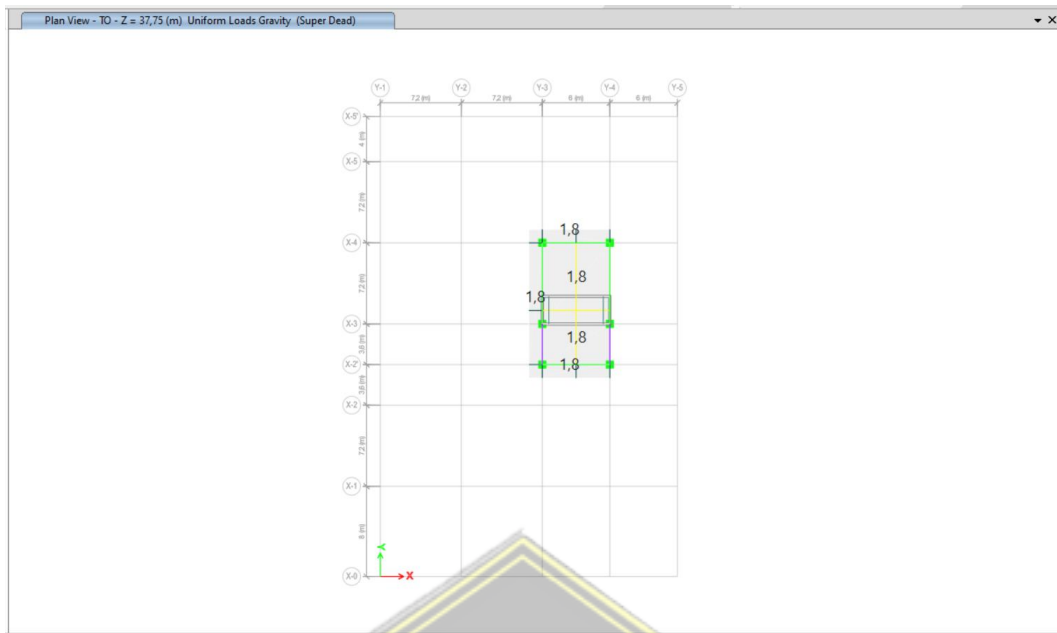
Gambar 4.22 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 7



Gambar 4.23 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 8



Gambar 4.24 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai Penthouse



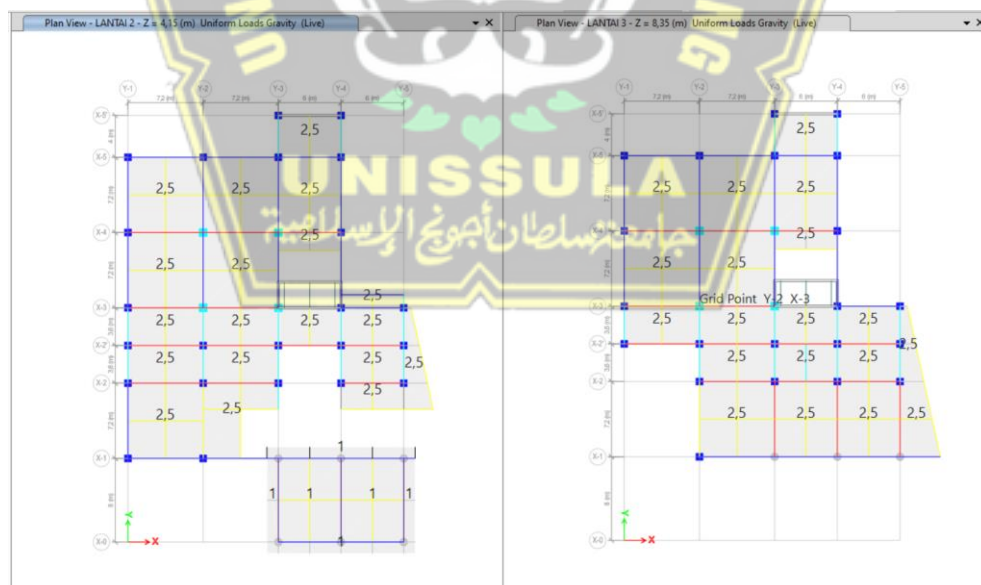
Gambar 4.25 Input Beban Mati Lantai TOP

b. Beban Hidup

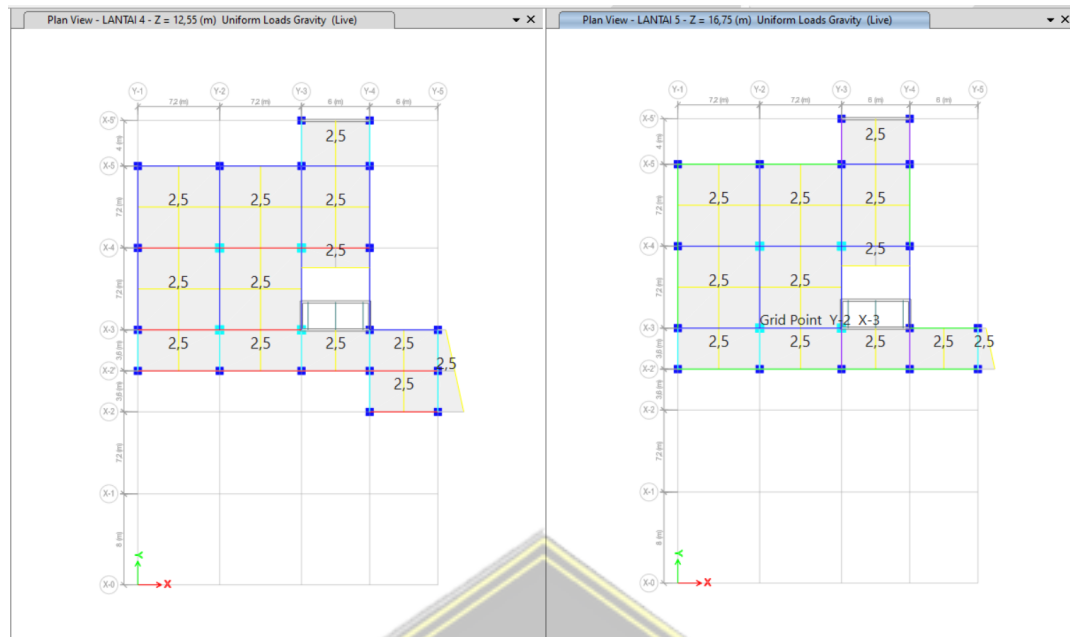
Beban hidup gedung perkantoran = $2,5 \text{ kN/m}^2$

Beban hidup atap = 1 kN/m^2

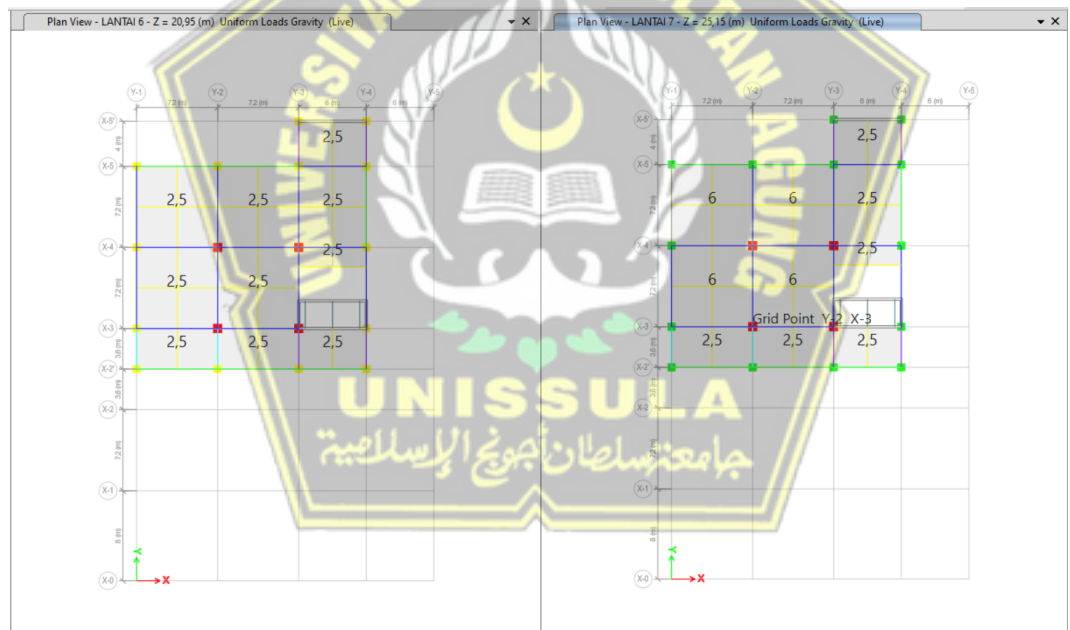
Beban hidup ruang penyimpanan = 6 kN/m^2



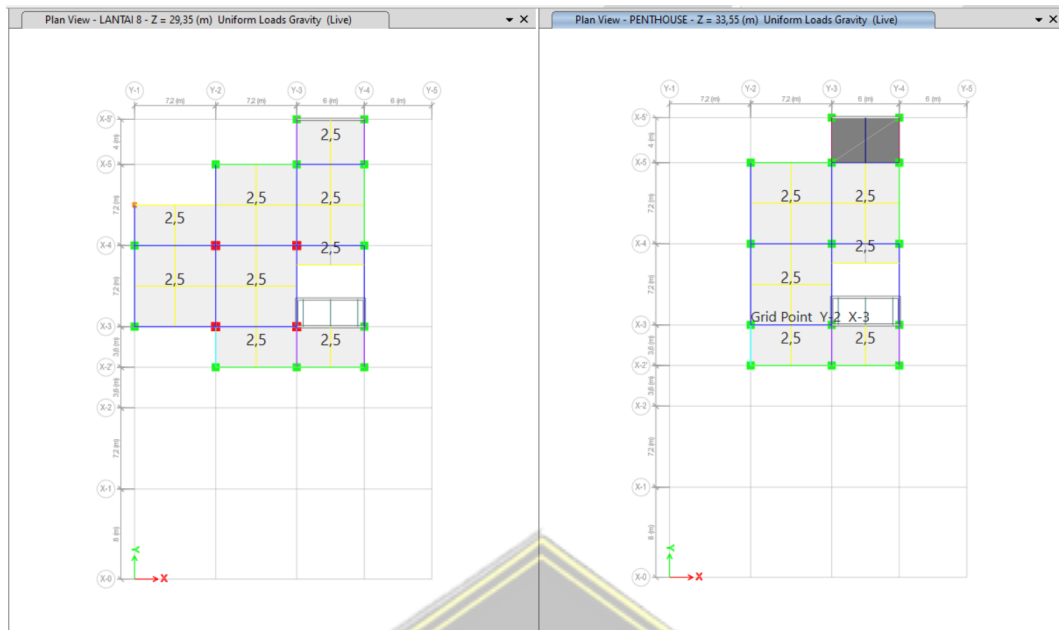
Gambar 4.26 Input Beban Hidup Lantai 2 dan Lantai 3



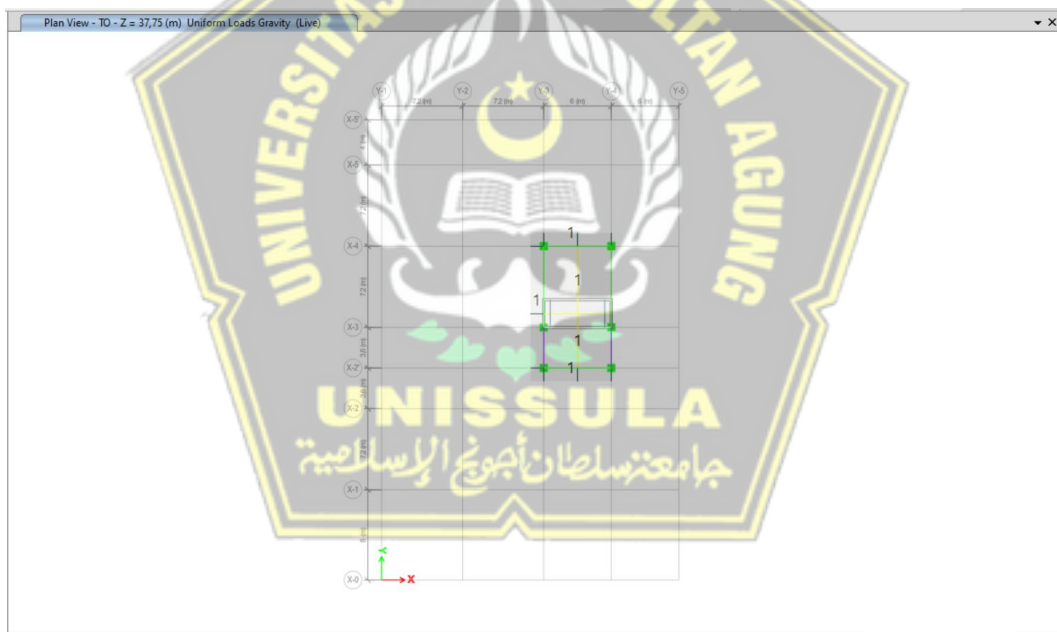
Gambar 4.27 Input Beban Hidup Lantai 4 dan Lantai 5



Gambar 4.28 Input Beban Hidup Lantai 6 dan Lantai 7



Gambar 4.29 Input Beban Hidup Lantai 8 dan Lantai Penthouse



Gambar 4.30 Input Beban Hidup Lantai TOP

c. Beban Per Lantai

Tabel 4.4 Beban Tiap Lantai

LANTAI 1								
BERAT SENDIRI STUKTUR								
BALOK								
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	
TB 1 (40 x 70)	0,4	0,7	0,28	194,4	54,43	24	1306,37	
TB 2 (40 x 70)	0,4	0,7	0,28	59,45	16,65	24	399,50	
TB 3 (40 x 70)	0,4	0,7	0,28	63,6	17,81	24	427,39	
Berat Total Balok							2133,26	
KOLOM								
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K1A(70x70)	0,7	0,7	4,2	0,49	23	47,33	24	1136,02
K2A(80x80)	0,8	0,8	4,2	0,64	4	10,75	24	258,05
K3A ø700			4,2	0,38	6	9,69	24	232,64
Berat Total Kolom							1626,70	
PELAT								
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	
Pelat Trapesium = ½ x (6,4 + 9,74) x 15,95			128,72	0,1	12,87	24	308,92	
Pelat Persegi Panjang = 20,85 x 29,45			614,03	0,1	61,40	24	1473,68	
Pelat Persegi Panjang = 6,38 x 4			25,52	0,1	2,55	24	61,25	
Luas Void Lift = 6,2 x 2,65			16,43					
Berat Total Pelat			751,84	0,1	75,18	24	1804,41	
SHEARWALL								
Berat Shearwall Total							358,24	
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR							5922,62	
BEBAN MATI TAMBAHAN								
PLESTER KERAMIK								
LUAS PENAMPANG			A (m ²)					

		tebal (m)	V _{total} (m ³)	γ (kN/m ³)	γ _{Total} (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat	751,84	0,05	37,6	20	751,84
PLAFOND					
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{plafond} kN/m ²	W _{total} (kN)
Luas Plafond = Luas Total Pelat			751,84	0,2	150,37
MEP					
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	W _{total} (kN)
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 751,84 m ²			751,84	0,5	375,92
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN					1278,13
TOTAL BEBAN SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN					7200,74
BERAT SENDIRI STUKTUR					
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN	W (kN)	A (m ²)	W _{total} (kN)	
Pelat dengan Luas = 751,84 m ²	Perkantoran	2,5	751,84	1879,5975	
Beban Hidup Terealisasi Pada Struktur (30 % beban hidup)				563,87925	
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR				563,87925	
TOTAL BEBAN LANTAI 1				7764,62	

LANTAI 2							
BERAT SENDIRI STUKTUR							
BALOK							
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	P _{total} (m)	V (m ³)	γ _{Beton} (kN/m ³)	γ _{Total} (kN/m ³)
B1 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	81,6	19,58	24	470,02
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	136,7	32,81	24	787,4
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	48	11,52	24	276,48
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	187	22,44	24	538,56
B5 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	5	0,6	24	14,4
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,50	0,90	24	21,60
B10 (35 x 70)	0,35	0,7	0,25	24	5,88	24	141,12
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	19,73	2,37	24	56,82
C7 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	4,4	0,5	24	12,7
Berat Total Balok							2319,06

KOLOM								
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K1A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	21	43,22	24	1037,23
K2A (80 x 80)	0,8	0,8	4,2	0,64	4	10,75	24	258,05
K3A ø700			4,2	0,38	3	4,85	24	116,32
Berat Total Kolom								1411,60
PELAT								
LUAS PENAMPANG				A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
Pelat Persegi Panjang = 14,2 x 10,2				145	0,12	17,38	24	417,14
Pelat Trapesium = ½ x (6 + 8,82) x 11,05				81,14	0,12	9,74	24	233,68
Pelat Persegi Panjang = 6 x 3,6				21,60	0,12	2,59	24	62,208
Pelat Persegi Panjang = 6 x 12,93				77,58	0,12	9,3096	24	223,4304
Pelat Persegi Panjang = 4,7 x 10,8				50,76	0,12	6,09	24	146,19
Pelat Persegi Panjang = 24,1 x 14,4				347,04	0,12	41,64	24	999,48
Berat Total Pelat				722,96	0,12	86,76	24	2082,12
SHEARWALL								
Berat Shearwall Total								358,24
DINDING								
LUAS PENAMPANG	TIPE	t	Ptotal (m)			Wdinding (kN/m ²)	Wtotal (kN)	
	batu bata	4,2	106			2,5	1113	
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR								7284,02
BEBAN MATI TAMBAHAN								
PLESTER KERAMIK								
LUAS PENAMPANG				A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ (kN/m ³)	γTotal (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat				722,96	0,05	36,15	22	795,26
PLAFOND								
LUAS PENAMPANG						A (m ²)	Wplafond (kN/m ²)	Wtotal (kN)
Luas Plafond = Luas Total Pelat						722,96	0,2	144,59
MEP								
LUAS PENAMPANG						A (m ²)		

		W_{mep} kN/m ²	W_{total} (kN)
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 722,94 m ²	722,96	0,5	361,48
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN			1301,33
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN			8585,35
BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STUKTUR			
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN	W (kN)	A (m ²) W_{total} (kN)
Pelat dengan Luas = 580,94 m ²	Perkantoran	2,5	578,12 1445,299
Pelat dengan Luas = 142 m ²	Atap	1	145,00 145
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (25 % beban hidup)			397,5747
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR			397,5747
TOTAL BERAT LANTAI 2			8982,93

LANTAI 3							
BERAT SENDIRI STUKTUR							
BALOK							
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γ_{Beton} (kN/m ³)	γ_{Total} (kN/m ³)
B1 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	102	24,48	24	587,52
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	107,2	25,728	24	617,472
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	44	10,56	24	253,4
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	168,3	20,20	24	484,70
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	6,3	0,76	24	18,14
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,5	0,90	24	21,60
Berat Total Balok							1982,88
KOLOM							
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n	Vtotal (m ³)	γ_{Beton} (kN/m ³) γ_{Total} (kN/m ³)
K1A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	18	37,04	24 889,06
K2A (80 x 80)	0,8	0,8	4,2	0,64	4	10,75	24 258,05
Berat Total Kolom							1147,10
PELAT							
LUAS PENAMPANG	A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ_{Beton} (kN/m ³)	γ_{Total} (kN/m ³)		
Pelat Trapesium = $\frac{1}{2} \times (20 + 23,1) \times 14,4$	310,32	0,12	37,24	24	893,72		

Pelat Persegi Panjang = 18,7 x 7,2	134,64	0,12	16,16	24	387,7632
Pelat Persegi Panjang = 12,9 x 6	77,58	0,12	9,31	24	223,43
Pelat Persegi Panjang = 14,4 x 7,2	103,68	0,12	12,4416	24	298,5984
Berat Total Pelat	626,22	0,12	75,15	24	1803,51
SHEARWALL					
Berat Shearwall Total					358,24
DINDING					
LUAS PENAMPANG	TIPE	t	Ptotal (m)	Wdinding kN/m²	Wtotal (kN)
	batu bata	4,2	102	2,5	1071
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR					6362,74
BEBAN MATI TAMBAHAN					
PLESTER KERAMIK					
LUAS PENAMPANG	A (m²)	tebal (m)	Vtotal (m³)	γ (kN/m³)	γTotal (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat	626,22	0,05	31,31	22	688,84
PLAFOND					
LUAS PENAMPANG			A (m²)	Wplafond kN/m²	Wtotal (kN)
Luas Plafond = Luas Total Pelat			626,22	0,2	125,24
MEP					
LUAS PENAMPANG			A (m²)	W_{mep} kN/m²	Wtotal (kN)
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 659,35 m ²			626,22	0,5	313,11
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN					1127,20
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN					7489,93
BERAT SENDIRI STUKTUR					
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN		W (kN)	A (m²)	Wtotal (kN)
Pelat dengan Luas = 617,52 m ²	Perkantoran		2,5	626,22	1565,55
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (30 % beban hidup)					391,3875
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR					391,3875
TOTAL BERAT LANTAI 3					7881,32

LANTAI 4								
BERAT SENDIRI STUKTUR								
BALOK								
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	
B1 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	67,2	16,13	24	387,07	
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	84	20,16	24	483,84	
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	33,2	7,97	24	191,23	
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	100	12,00	24	288,00	
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,35	0,88	24	21,17	
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	5,98	0,72	24	17,22	
Berat Total Balok							1388,53	
KOLOM								
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K1A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	16	32,93	24	790,27
K2A (80 x 80)	0,8	0,8	4,2	0,64	4	10,75	24	258,05
Berat Total Kolom							1048,32	
PELAT								
LUAS PENAMPANG				A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
Pelat Trapesium = ½ x (6,66 + 8) x 7,2				52,78	0,12	6,33	24	151,99
Pelat Persegi Panjang = 14,4 x 18				260,64	0,12	31,28	24	750,6432
Pelat Persegi Panjang = 3,6 x 6				21,6	0,12	2,592	24	62,208
Pelat Persegi Panjang = 6 x 12,9				77,40	0,12	9,288	24	222,912
Berat Total Pelat				412,42	0,12	49,49	24	1187,76
SHEARWALL								
Berat Shearwall Total							358,24	
DINDING								
LUAS PENAMPANG	TIPE		t	Ptotal (m)		Wdinding kN/m ²	Wtotal (kN)	
	batu bata		4,2	95,4		2,5	1001,7	
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR							4984,55	
BEBAN MATI TAMBAHAN								
PLESTER KERAMIK								
LUAS PENAMPANG			A (m ²)					

		tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ (kN/m ³)	γTotal (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat	412,42	0,05	20,6	22	453,66
PLAFOND					
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{plafond} kN/m ²	Wtotal (kN)
Luas Plafond = Luas Total Pelat			412,42	0,2	82,48
MEP					
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	Wtotal (kN)
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 410,15 m ²			412,42	0,5	206,21
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN					742,35
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN					5726,90
BERAT SENDIRI STUKTUR					
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN	W (kN)	A (m ²)	Wtotal (kN)	
Pelat dengan Luas = 410,15 m ²	Perkantoran	2,5	412,42	1031,04	
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (25 % beban hidup)					257,76
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR					257,76
TOTAL BERAT LANTAI 4					5984,66

LANTAI 5							
BERAT SENDIRI STUKTUR							
BALOK							
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	76,8	18,43	24	442,37
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	10,8	2,59	24	62,21
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	98,8	11,86	24	284,54
B6 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	68,4	16,42	24	393,98
B8 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	15,2	3,65	24	87,55
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,35	0,88	24	21,17
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	3,78	0,45	24	10,89
Berat Total Balok							1302,71
KOLOM							
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n		

						Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K4A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	14	28,81	24	691,49
K5A (80 x 80)	0,8	0,8	4,2	0,64	4	10,75	24	258,05
Berat Total Kolom								949,54
PELAT								
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	
Pelat Trapesium = ½ x (6,66 + 7,4) x 3,6			25,31	0,12	3,04	24	72,89	
Pelat Persegi Panjang = 18 x 14,4			259,2	0,12	31,10	24	746,496	
Pelat Persegi Panjang = 3,6 x 6			21,6	0,12	2,592	24	62,208	
Pelat Persegi Panjang = 6 x 12,92			77,52					
Berat Total Pelat			383,63	0,12	46,04	24	1104,849	
SHEARWALL								
Berat Shearwall Total								358,24
DINDING								
LUAS PENAMPANG	TIPE	t	Ptotal (m)		Wdinding kN/m ²	Wtotal (kN)		
	batu bata	4,2	85,9		2,5	901,95		
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR								4617,29
BEBAN MATI TAMBAHAN								
PLESTER KERAMIK								
LUAS PENAMPANG		A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ (kN/m ³)	γTotal (kN)		
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat		383,63	0,05	19,18	22	421,99		
PLAFOND								
LUAS PENAMPANG				A (m ²)	Wplafond kN/m ²	Wtotal (kN)		
Luas Plafond = Luas Total Pelat				383,63	0,2	76,73		
MEP								
LUAS PENAMPANG				A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	Wtotal (kN)		
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 416,84 m ²				383,63	0,5	191,81		
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN								690,53

TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN				5307,82
BERAT SENDIRI STUKTUR				
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN	W (kN)	A (m ²)	Wtotal (kN)
Pelat dengan Luas = 416,84 m ²	Perkantoran	2,5	383,63	959,07
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (30 % beban hidup)				239,7675
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR				239,7675
TOTAL BERAT LANTAI 5				5547,58

LANTAI 6							
BERAT SENDIRI STUKTUR							
BALOK							
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	91,2	21,89	24	525,31
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	7,2	1,73	24	41,47
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	91,6	10,99	24	263,81
B6 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	42	10,08	24	241,92
B8 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	15,2	3,65	24	87,55
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,35	0,88	24	21,17
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	1,72	0,21	24	4,95
Berat Total Balok							1186,19
KOLOM							
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K4A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	14	24	691,49
K5A (80 x 80)	0,8	0,8	4,2	0,64	4	24	258,05
Berat Total Kolom							949,54
PELAT							
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
Pelat Persegi Panjang = 14,4 x 18			259,2	0,12	31,10	24	746,50
Pelat Persegi Panjang = 3,6 x 6			21,6	0,12	2,592	24	62,208
Pelat Persegi Panjang = 6 x 12,92			77,40	0,12	9,288	24	222,912
Berat Total Pelat			358,20	0,12	42,98	24	1031,62
SHEARWALL							
Berat Shearwall Total							358,24

DINDING					
LUAS PENAMPANG	TIPE	t	Ptotal (m)	Wdinding kN/m ²	Wtotal (kN)
	batu bata	4,2	84,8	2,5	890,4
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR					4415,98
BEBAN MATI TAMBAHAN					
PLESTER KERAMIK					
LUAS PENAMPANG	A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ (kN/m ³)	γTotal (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat	358,20	0,05	17,91	22	394,02
PLAFOND					
LUAS PENAMPANG	A (m ²)	Wplafond kN/m ²	Wtotal (kN)		
Luas Plafond = Luas Total Pelat	358,20	0,2	71,64		
MEP					
LUAS PENAMPANG	A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	Wtotal (kN)		
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 358,32 m ²	358,20	0,5	179,10		
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN				644,76	
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN				5060,74	
BERAT SENDIRI STUKTUR					
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN	W (kN)	A (m ²)	Wtotal (kN)	
Pelat dengan Luas = 358,32 m ²	Perkantoran	2,5	358,20	895,5	
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (25 % beban hidup)				223,875	
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR				223,875	
TOTAL BERAT LANTAI 6				5284,61	

LANTAI 7							
BERAT SENDIRI STUKTUR							
BALOK							
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	84	20,16	24	483,84
B2A (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	7,2	1,73	24	41,47
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	7,2	1,73	24	41,47

B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	91,6	10,99	24	263,81	
B6 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	42	10,08	24	241,92	
B8 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	15,2	3,65	24	87,55	
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,35	0,88	24	21,17	
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	1,73	0,21	24	4,97	
Berat Total Balok							1186,20	
KOLOM								
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K4A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	12	24,70	24	592,70
K5A (80 x 80)	0,8	0,8	4,2	0,64	4	10,75	24	258,05
K6A (40 x 50)	0,4	0,5	4,2	0,2	1	0,84	24	20,16
Berat Total Kolom							870,91	
PELAT								
LUAS PENAMPANG				A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
Pelat Persegi Panjang = 18 x 14,4				259,2	0,12	31,10	24	746,496
Pelat Persegi Panjang = 3,6 x 6				21,6	0,12	2,592	24	62,208
Pelat Persegi Panjang = 6 x 12,92				77,52				
Berat Total Pelat				358,32	0,12	43,00	24	1031,962
SHEARWALL								
Berat Shearwall Total							358,24	
DINDING								
LUAS PENAMPANG	TIPE	t	Ptotal (m)			Wdinding (kN/m ²)	Wtotal (kN)	
	batu bata	4,2	88,4			2,5	928,2	
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR							4375,51	
BEBAN MATI TAMBAHAN								
PLESTER KERAMIK								
LUAS PENAMPANG				A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ (kN/m ³)	γTotal (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat				358,32	0,05	17,92	22	394,15
PLAFOND								
LUAS PENAMPANG					A (m ²)	Wplafond (kN/m ²)	Wtotal (kN)	
Luas Plafond = Luas Total Pelat					358,32	0,2	71,66	
MEP								

LUAS PENAMPANG	A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	Wtotal (kN)
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 390,18 m ²	358,32	0,5	179,16
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN			644,98
TOTAL BEBAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN			5020,49
BERAT SENDIRI STUKTUR			
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN	W (kN)	A (m ²) Wtotal (kN)
Pelat dengan Luas = 207,36 m ²	Ruang arsip	6	207,36 1244,16
Pelat dengan Luas = 150,96 m ²	Perkantoran	2,5	150,96 377,4
TOTAL BEBAN HIDUP			1621,56
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (25 % beban hidup)			405,39
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR			405,39
TOTAL BEBAT LANTAI 7			5425,88

LANTAI 8								
BERAT SENDIRI STUKTUR								
BALOK								
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	87,6	21,02	24	504,58	
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	3,6	0,86	24	20,74	
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	84,4	10,13	24	243,07	
B6 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	27,6	6,62	24	158,98	
B8 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	15,2	3,65	24	87,55	
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,35	0,88	24	21,17	
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	1,72	0,21	24	4,95	
Berat Total Balok							1041,03	
KOLOM								
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K4A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	14	28,81	24	691,49
Berat Total Kolom							691,49	
PELAT								
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	

Pelat Persegi Panjang = 3,6 x 6	22,32	0,12	2,68	24	64,28
Pelat Persegi Panjang = 12,92 x 6	77,58	0,12	9,31	24	223,43
Pelat Persegi Panjang = 18,7 x 7,2	134,64	0,12	16,16	24	387,76
Pelat Persegi Panjang = 11,5 x 7,2	82,80	0,12	9,94	24	238,46
Berat Total Pelat	317,34	0,12	38,08	24	913,94
SHEARWALL					
Berat Shearwall Total					358,24
DINDING					
LUAS PENAMPANG	TIPE	t	Ptotal (m)	Wdinding kN/m²	Wtotal (kN)
	batu bata	4,2	72,4	2,5	760,2
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR					3764,90
BEBAN MATI TAMBAHAN					
PLESTER KERAMIK					
LUAS PENAMPANG	A (m²)	tebal (m)	Vtotal (m³)	γ (kN/m³)	γTotal (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat	317,34	0,05	15,87	22	349,07
PLAFOND					
LUAS PENAMPANG	A (m²)		Wplafond kN/m²	Wtotal (kN)	
Luas Plafond = Luas Total Pelat	317,34		0,2	63,47	
MEP					
LUAS PENAMPANG	A (m²)		W_{mep} kN/m²	Wtotal (kN)	
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 336,90 m ²	317,34		0,5	158,67	
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN					571,21
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN					4336,11
BERAT SENDIRI STUKTUR					
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN		W (kN)	A (m²)	Wtotal (kN)
Pelat dengan Luas = 306,48 m ²	Perkantoran		2,5	317,34	793,35
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (25 % beban hidup)					198,3375
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR					198,3375
TOTAL BERAT LANTAI 8					4534,45

PENTHOUSE								
BERAT SENDIRI STUKTUR								
BALOK								
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	
B2 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	56,4	13,54	24	324,86	
B3 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	3,6	0,86	24	20,74	
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	55,2	6,62	24	158,98	
B6 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	27,6	6,62	24	158,98	
B8 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	7,2	1,73	24	41,47	
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	7,35	0,88	24	21,17	
B11 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	8	1,92	24	46,08	
B12 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	4	0,96	24	23,04	
B13 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	6	1,44	24	34,56	
C6 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	1,72	0,21	24	4,95	
Berat Total Balok							834,83	
KOLOM								
TIPE	P (m)	L (m)	H (m)	A (m ²)	n	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
K4A (70 x 70)	0,7	0,7	4,2	0,49	6	12,35	24	296,35
Berat Total Kolom							296,35	
PELAT								
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)	
Pelat Persegi Panjang = 6,4 x 4			25,6	0,12	3,07	24	73,73	
Pelat Persegi Panjang = 9,1 x 6			54,6	0,12	6,55	24	157,25	
Pelat Persegi Panjang = 18,7 x 7,4			138,38	0,12	16,61	24	398,5344	
Pelat Persegi Panjang = 4 x 6			24	0,15	3,6	24	86,4	
berat total Plat 120 mm							629,51	
Berat Total Plat 150 mm							86,40	
Berat Total Pelat							715,91	
SHEARWALL								
Berat Shearwall Total							358,24	
DINDING								
LUAS PENAMPANG	TIPE		t	Ptotal (m)		Wdinding kN/m ²	Wtotal (kN)	
	batu bata		4,2	33,6		2,5	352,8	

	kleding	4,2	47,6	0,6	119,952
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR					2678,08
BEBAN MATI TAMBAHAN					
PLESTER KERAMIK					
LUAS PENAMPANG	A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ (kN/m ³)	γTotal (kN)
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat	242,58	0,05	12,13	22	266,838
PLAFOND					
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{plafond} kN/m ²	Wtotal (kN)
Luas Plafond = Luas Total Pelat			242,58	0,2	48,516
MEP					
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	Wtotal (kN)
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 228,6 m ²			242,58	0,5	121,29
ROOFTANK					
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	Wtotal (kN)
Beban Rooftank yang bekerja pada area plat seluas = 24 m ²			24,00	5	120
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN					556,64
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN					3234,72
BERAT SENDIRI STUKTUR					
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN	W (kN)	A (m ²)		Wtotal (kN)
Pelat dengan Luas = 204,6 m ²	Perkantoran	2,5	218,58		546,45
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (25 % beban hidup)					136,6125
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR					136,6125
TOTAL BERAT PENTHOUSE					3371,34

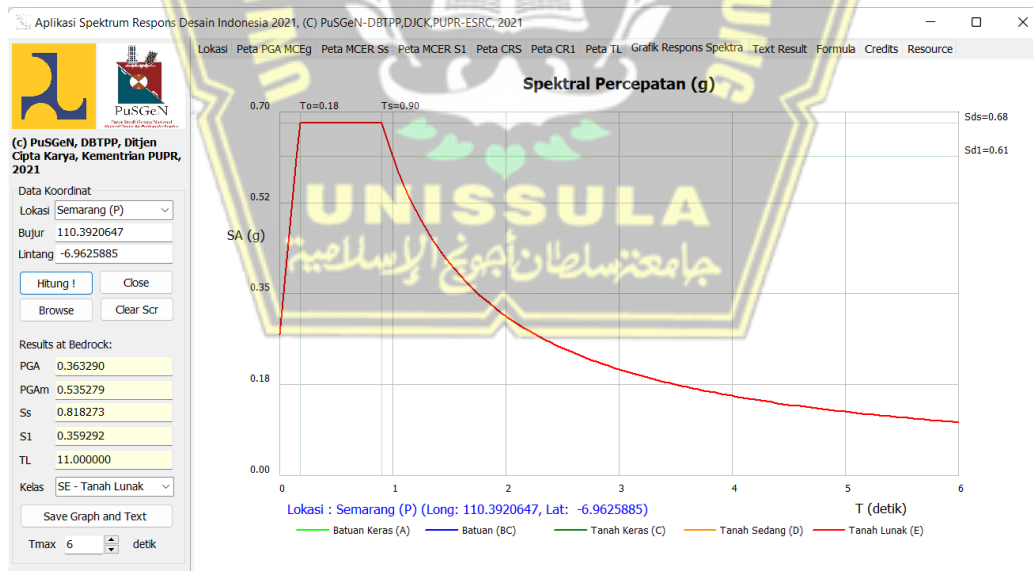
TOP ATAP							
BERAT SENDIRI STUKTUR							
BALOK							
TIPE	P (m)	L (m)	A (m ²)	Ptotal (m)	V (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)
B4 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	17	2,04	24	48,96

B6 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	26,4	6,34	24	152,06
B8 (40 x 60)	0,4	0,6	0,24	7,2	1,73	24	41,47
B9 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	5	0,60	24	14,40
CG1 (30 x 40)	0,3	0,4	0,12	11	1,32	24	31,68
Berat Total Balok							288,58
PELAT							
LUAS PENAMPANG	A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γBeton (kN/m ³)	γTotal (kN/m ³)		
Pelat Persegi Panjang A = 7,6 x 13,2	100,32	0,12	12,04	24	288,92		
Berat Total Pelat							288,92
SHEARWALL							
Berat Shearwall Total							238,24
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR							815,74
BEBAN MATI TAMBAHAN							
PLESTER KERAMIK							
LUAS PENAMPANG	A (m ²)	tebal (m)	Vtotal (m ³)	γ (kN/m ³)	γTotal (kN)		
Luas Plester Keramik = Luas Total Pelat	100,32	0,05	5,02	22	110,35		
PLAFOND							
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	Wplafond kN/m ²	Wtotal (kN)		
Luas Plafond = Luas Total Pelat			100,32	0,2	20,06		
MEP							
LUAS PENAMPANG			A (m ²)	W _{mep} kN/m ²	Wtotal (kN)		
Beban MEP yang bekerja pada area plat seluas = 251,80 m ²			100,32	0,5	50,16		
TOTAL BEBAN MATI TAMBAHAN							180,58
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR + BEBAN MATI TAMBAHAN							996,31
BERAT SENDIRI STUKTUR							
LUAS PENAMPANG	JENIS BEBAN		W (kN)	A (m ²)	Wtotal (kN)		
Pelat dengan Luas = 336,90 m ²	Perkantoran		1	100,32	100,32		
Beban Hidup Tereduksi Pada Struktur (30 % beban hidup)							25,08
TOTAL BEBAN HIDUP YANG BEKERJA PADA STRUKTUR							25,08
TOTAL BERAT TOP							1021,39

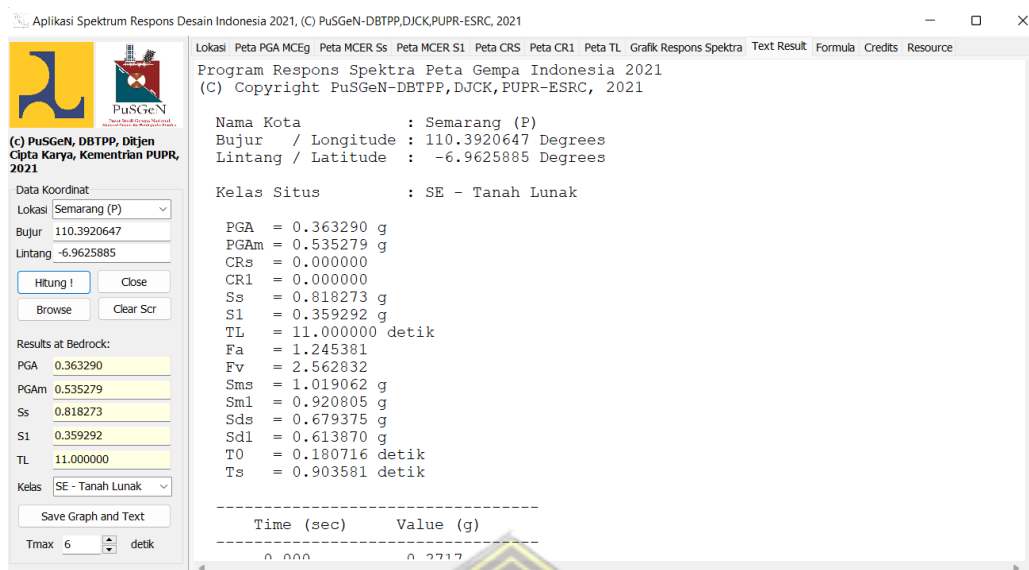
4.5.2. Pembebanan Gempa pada Struktur

Beberapa beban gempa yang diterapkan pada struktur bangunan ditentukan oleh aturan, standar, atau statistik yang menjadi patokan besaran beban yang dikenakan. SNI 1726-2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non-Bangunan, adalah seperangkat aturan, metrik, atau data yang digunakan.

Tingkat gempa menggunakan kategori gempa parah, yaitu gempa bumi yang periode ulangnya 2500 tahun ($TR = 2500$ tahun) atau gempa yang kemungkinan terjadi selama periode desain bangunan 50 tahun adalah 2% ($RN = 2\%$). Struktur bangunan dapat mengalami kerusakan struktural yang parah jika terjadi gempa bumi besar, namun harus tetap berdiri dan tidak runtuh untuk mencegah terjadinya korban jiwa (SNI 1726:2019). Data lokasi struktur gedung di Kota Semarang digunakan untuk menganalisis beban gempa menggunakan spektra respon. Program ETABS V.20.1. digunakan untuk melakukan analisis ini. Parameter yang digunakan dalam analisis respon spektra diperoleh dari data aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021 PuSGeN, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR sesuai dengan koordinat lokasi yang diambil berada dikota Semarang.



Gambar 4.31 Spektral Percepatan RSA2021



Gambar 4.32 Parameter Percepatan Resons RSA 2021

Dari data aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021 PuSGeN, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR diatas sudah didapatkan nilai nilai koefisien yang dibutuhkan. Untuk perhitungan yang lebih akurat dilakukan juga perhitungan dengan metode manual menggunakan excel.

a. Kategori Kelas Situs Tanah

Berdasarkan sifat sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE, Atau SF yang mengikut pada penentuan jenis tanah yang dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.5 Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	V_s (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{CK}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan Keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 Sampai 1500	N/A	N/A
SC (Tanah Keras, sangan 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

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{CK}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
	Atau setia profil tanah yang mengandung lebih dari tiga meter tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$; Kada Air, $W \geq 40 \%$; Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 20,75$ kPa		
SF(Tanah khusus yang membutuhkan infestigasi geoteknis spesifik dan analisa respon sesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangan sensitif, tanah tersementasi lemah.		

Tabel 4.6 Data Tanah

NO	Kedalaman (m)	Tebal	Σdi (m)	$di/NSPT$	$\Sigma(di/NSPT)$	N'
1	0,00	0	50	0,00	3,598	13,898
2	2,50	2,5		1,00		
3	5,00	2,5		0,50		
4	7,50	2,5		0,33		
5	10,00	2,5		0,25		
6	12,50	2,5		0,20		
7	15,00	2,5		0,17		
8	17,50	2,5		0,14		
9	20,00	2,5		0,13		
10	22,50	2,5		0,11		
11	25,00	2,5		0,10		
12	27,50	2,5		0,09		
13	30,00	2,5		0,08		
14	32,50	2,5		0,08		
15	35,00	2,5		0,07		
16	37,50	2,5		0,07		
17	40,00	2,5		0,06		
18	42,50	2,5		0,06		

NO	Kedalaman (m)	Tebal	Σd_i (m)	$d_i/NSPT$	$\Sigma(d_i/NSPT)$	N'
19	45,00	2,5		0,06		
20	47,50	2,5		0,05		
21	50,00	2,5		0,05		

Berdasarkan hasil analisis dari tabel data tanah diatas, didapatkan hasil nilai NSPT rata-rata 13,898 atau kurang dari 15 sehingga termasuk pada kelas situs tanah lunak atau SE.

b. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER).

Untuk penentuan 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). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

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

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Keterangan :

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek;

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik.

Dalam penentuan faktor –faktor diatas bisa ditentukan melalui tabel di bawah ini :

Tabel 4.7 Parameter Respon Spektral

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	$SS^{(a)}$					

Catatan :

Untuk nilai antara S_s dengan F_a dapat dilakukan dengan interpolasi linear.

Tabel 4.8 Interpolasi Linear

S_s	F_a
0,75	1,3
1	1,1
0,818	1,246

Dari hasil interpolasi linear antara nilai S_s dengan F_a didapatkan nilai $F_a = 1,246$

Tabel 4.9 Parameter Respon Spektral

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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	$SS^{(a)}$					

Catatan :

Untuk nilai antara S_1 dengan F_v dapat dilakukan dengan interpolasi linear.

Tabel 4.10 Interpolasi Linear

S_1	F_v
0,3	2,8
0,4	2,4
0,359	2,564

Dari hasil interpolasi linear antara nilai S_1 dengan F_v didapatkan nilai $F_v = 2,564$

c. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , Harus ditentukan melalui perumusan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} F_a \cdot S_s = \frac{2}{3} \times 1,246 \times 0,818 = 0,679$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v \cdot S_1 = \frac{2}{3} \times 2,564 \times 0,359 = 0,614$$

d. Kategori Desain Seismik

Tabel 4.11 Kategori Desain Seismik

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II Atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori resiko I dan nilai $S_{DS} 0,5 \leq 0,679$.

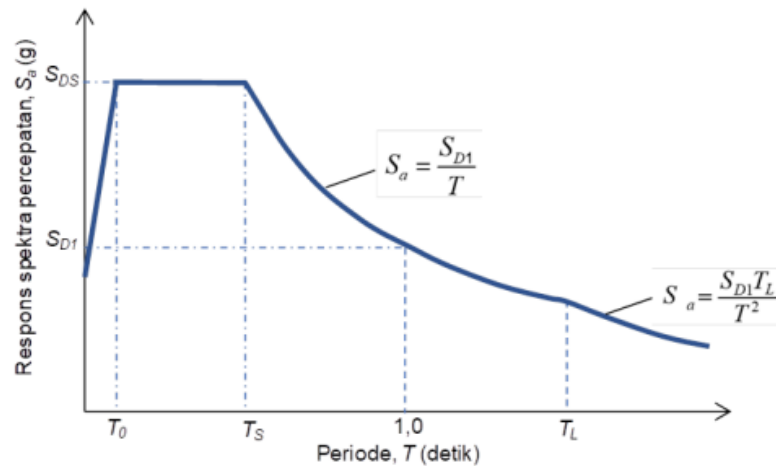
Struktur masuk ke kategori desain seismik D.

Tabel 4.12 Kategori Resiko

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II Atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori resiko I dan nilai $S_{D1} 0,2 \leq 0,614$. Struktur masuk ke kategori desain seismik D.

e. Spektrum Respons Desain



Gambar 4.33 Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar diatas dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

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

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

Contoh penjabaran :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,181 \text{ detik}$$

$$T = 0,010 \text{ detik}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= 0,679 \left(0,4 + 0,6 \frac{0,010}{0,181} \right) \\ &= 0,250 \text{ detik} \end{aligned}$$

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} ;

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,614}{0,679} = 0,903 \text{ detik}$$

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:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Contoh penjabaran :

$$S_{D1} = 0,614 \text{ detik}$$

$$T = 0,910 \text{ detik}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{0,614}{0,910} \\ &= 0,674 \text{ detik} \end{aligned}$$

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

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

Contoh penjabaran :

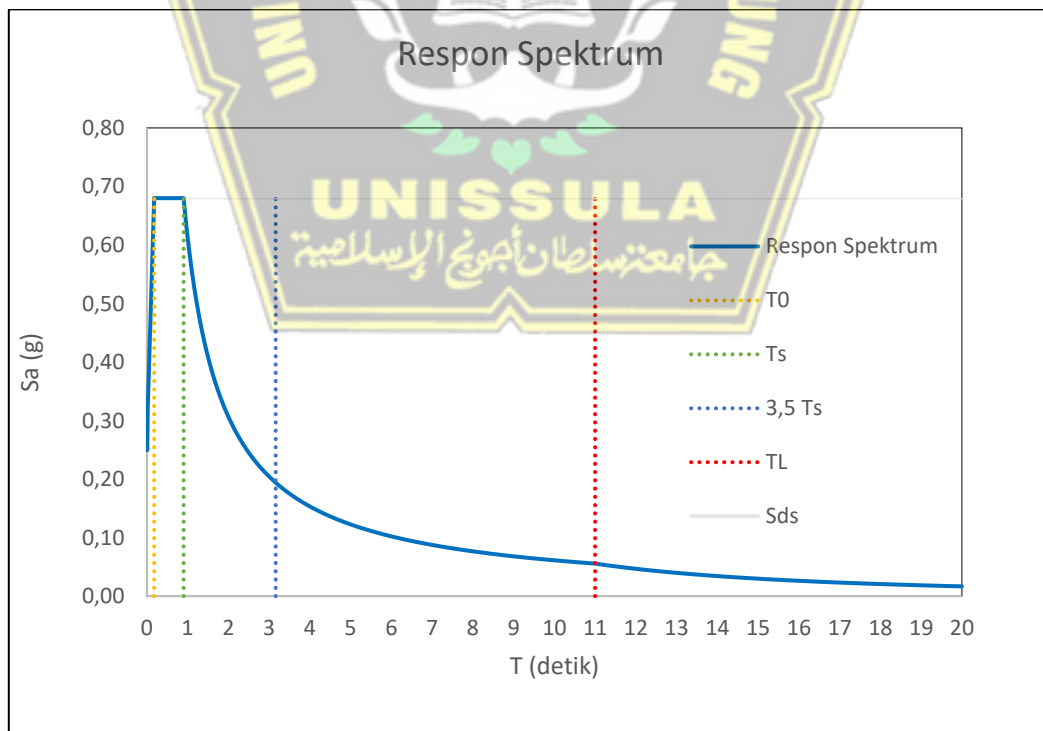
$$S_{D1} = 0,614 \text{ detik}$$

$$T = 0,910 \text{ detik}$$

$$T_L = 11 \text{ detik}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{0,614}{11,01^2} \\ &= 0,056 \text{ detik} \end{aligned}$$



Gambar 4.34 Respons Spektrum

f. Faktor R , Ω_0 dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

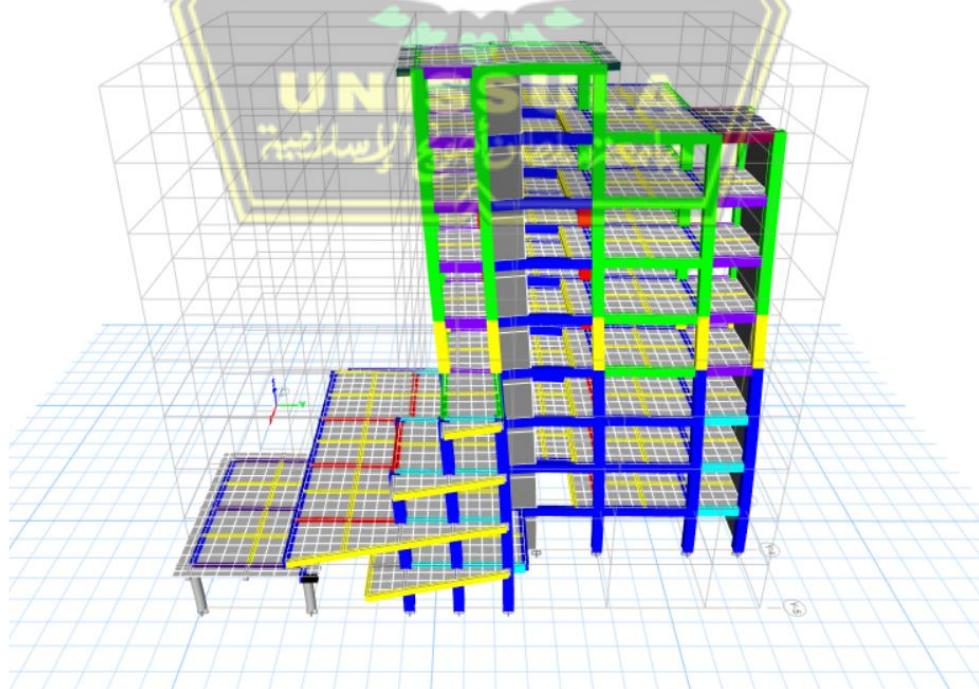
Semakin tinggi suatu bangunan, pentingnya aksi gaya lateral menjadi semakin berarti. Oleh sebab itu, perlu adanya sistem penahan gaya gempa yang digunakan sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi sistem penahan gaya gempa yaitu koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat-lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d).

Sistem penahan gaya gempa yang diterapkan pada Gedung Bea cukai Semarang adalah sistem ganda yaitu kerja sama antara sistem rangka pemikul momen khusus dengan dinding geser yang mana sistem pemikul momen khusus harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik sedangkan 75% ditahan oleh dinding geser.

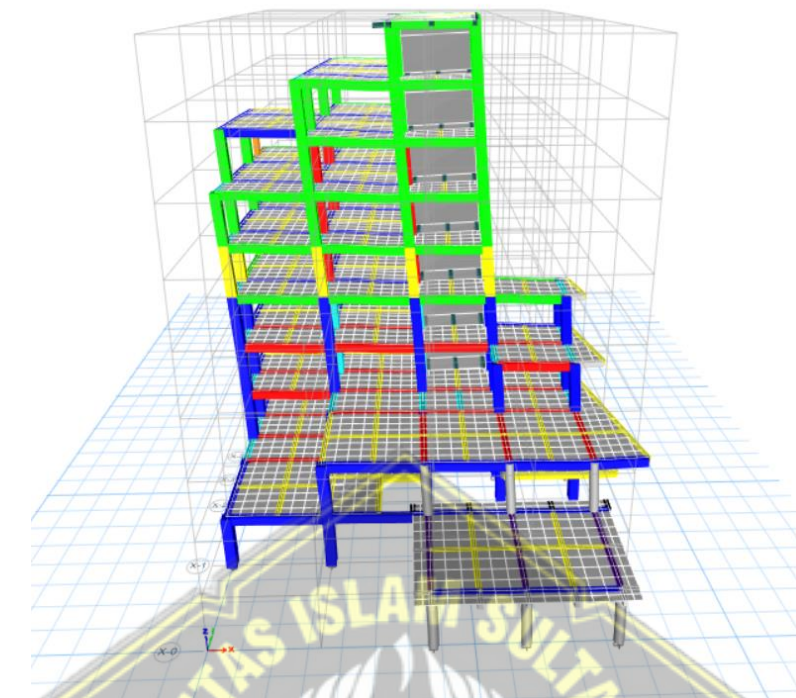
Berdasarkan SNI 1726-2019, untuk nilai R , Ω_0 dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa dan dari data kategori desain seismik dengan nilai D maka digunakan data (TB) yaitu sistem dinding geser beton bertulang khusus, didapatkan :

1. Koefisien Modifikasi Respon (R) = 7
2. Faktor Pembesaran Defleksi (Ω_0) = 2,5
3. Faktor Kuat Lebih (C_d) = 5,5

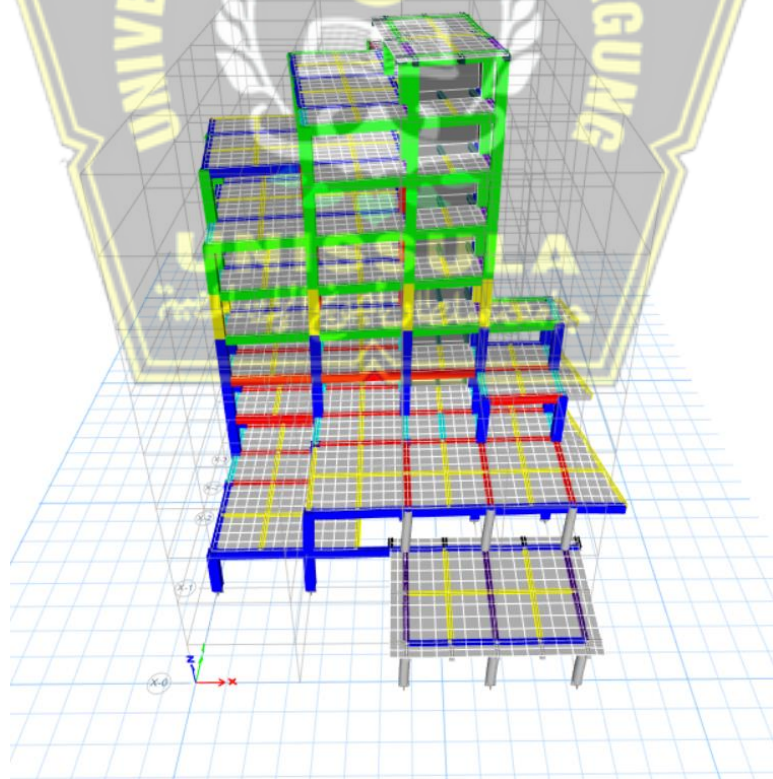
g. Analisis Jumlah Ragam Getar Struktur



Gambar 4.35 Mode 1 Tranlasi Arah Y



Gambar 4.36 Mode 2 Translasi arah X



Gambar 4.37 Mode 3 Rotasi

Tabel 4.13 Cek Periode Getar

Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0,9	0,007	0,969	0	0,024
Modal	2	0,698	0,83	0,027	0	0,143
Modal	3	0,571	0,184	0,063	0	0,753
Modal	4	0,279	0,026	0,913	0	0,061
Modal	5	0,227	0,544	0,071	0	0,385
Modal	6	0,155	0,376	0,35	0	0,274
Modal	7	0,143	0,204	0,472	0	0,324
Modal	8	0,126	0,425	0,2	0	0,375
Modal	9	0,098	0,232	0,555	0	0,213
Modal	10	0,083	0,333	0,388	0	0,278
Modal	11	0,074	0,272	0,358	0	0,37
Modal	12	0,072	0,432	0,1	0	0,468
Modal	13	0,065	0,338	0,227	0	0,434
Modal	14	0,06	0,098	0,484	0	0,418
Modal	15	0,055	0,437	0,176	0	0,387
Modal	16	0,053	0,239	0,517	0	0,244
Modal	17	0,048	0,358	0,444	0	0,198
Modal	18	0,046	0,331	0,354	0	0,316
Modal	19	0,043	0,364	0,194	0	0,442
Modal	20	0,042	0,244	0,559	0	0,198
Modal	21	0,039	0,473	0,386	0	0,141
Modal	22	0,037	0,438	0,488	0	0,074
Modal	23	0,034	0,372	0,566	0	0,062
Modal	24	0,033	0,349	0,072	0	0,579
Modal	25	0,027	0,359	0,026	0	0,615
Modal	26	0,024	0,351	0,023	0	0,626
Modal	27	0,022	0,314	0,034	0	0,652
Modal	28	0,012	0,059	0,002	0	0,939
Modal	29	0,012	0,028	0	0	0,972
Modal	30	0,012	0,256	0,002	0	0,742
Modal	31	0,011	0,383	0,001	0	0,616
Modal	32	0,01	0,431	0,001	0	0,569
Modal	33	0,01	0,431	0	0	0,569
Modal	34	0,009	0,386	0	0	0,614
Modal	35	0,009	0,413	0	0	0,587

Permodelan 3 dimensi yang dilakukan minimal 3 derajat kebebasan terpenuhi terdiri dari dua arah translasi dan rotasi boleh terjadi pada mode ke – 3 menurut pasal 7.7.3 pada SNI 1726 – 2019. Berdasarkan hasil analisis ragam getar struktur dari tabel diatas, mode 1 dan mode 2 telah terjadi translasi pada arah X dan Y sedangkan rotasi terjadi pada mode 3. Dengan demikian, ragam getar bangunan telah memenuhi syarat SNI 1726-2019 pasal 7.7.3. Tabel diatas menjelaskan prosentasi bahwa pada mode 1 dominan translasi pada arah Y sebesar 97% , mode 2 dominan translasi pada arah X sebesar 83%, dan mode 3 rotasi sebesar 75%.

h. Periode Getar Struktur

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a , yang ditentukan sesuai dengan jenis sistem struktur, percepatan periode 1 detik S_{d1} dan ketinggian bangunan (SNI 1726-2019 pasal 7.8.2).

Tabel 4.14 Periode Fundamental Struktur

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

Untuk Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1} yang telah didapatkan yaitu 0,614. Dengan demikian untuk nilai koefisien C_u sesuai tabel diatas yaitu 1,4.

Tabel 4.15 Tipe Struktur

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 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 • Rangka beton pemikul momen	0,0724 0,0466	0,8 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

Tipe Struktur yang digunakan Gedung Bea Cukai Semarang adalah sistem ganda.
 Berdasarkan tabel diatas, hasil yang diperoleh yaitu :

1. Tipe struktur : Semua sistem struktur lainnya
2. C_t : 0,0488
3. x : 0,75

1. Penentuan Batas Bawah Periode Getar Struktur

$$T_a \text{ min} = C_t \times H_n^x$$

Keterangan

$$T_a \text{ min} = \text{Periode Batas Bawah (s)}$$

$$C_t = \text{Koefisien Batas Bawah}$$

$$H_n = \text{Ketinggian Total Struktur (m)}$$

$$x = \text{Koefisien Tipikal Struktur}$$

Sehingga :

$$T_a \text{ min} = 0,0488 \times 37,8^{0,75}$$

$$= 0,744 \text{ detik}$$

2. Penentuan Batas Atas Periode Getar Struktur

$$T_a \text{ maks} = C_u \times T_a$$

Keterangan

$T_a \text{ maks}$ = Periode Batas Atas (s)

T_a = Periode Batas Bawah (s)

C_u = Koefisien Batas Atas

Sehingga :

$T_a \text{ maks} = 1,4 \times 0,744$

= 1,042 detik

Tabel 4.16 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0,9	1,111	6,9806	48,7293
Modal	2	0,698	1,432	8,9994	80,9901
Modal	3	0,571	1,753	11,0129	121,2846
Modal	4	0,279	3,578	22,4816	505,4235
Modal	5	0,227	4,405	27,6778	766,0625
Modal	6	0,155	6,448	40,5154	1641,4965
Modal	7	0,143	6,977	43,8372	1921,7003
Modal	8	0,126	7,957	49,9938	2499,3806
Modal	9	0,098	10,22	64,2116	4123,1253
Modal	10	0,083	12,031	75,5946	5714,5435
Modal	11	0,074	13,59	85,3876	7291,0374
Modal	12	0,072	13,929	87,5199	7659,736
Modal	13	0,065	15,378	96,6206	9335,548
Modal	14	0,06	16,724	105,0796	11041,73
Modal	15	0,055	18,096	113,6977	12927,1615
Modal	16	0,053	18,942	119,0179	14165,2496
Modal	17	0,048	20,945	131,6042	17319,6526
Modal	18	0,046	21,822	137,1127	18799,8948
Modal	19	0,043	23,096	145,1149	21058,3208
Modal	20	0,042	24,065	151,2062	22863,3081
Modal	21	0,039	25,775	161,9496	26227,6783
Modal	22	0,037	27,217	171,0089	29244,0444

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	23	0,034	29,734	186,8226	34902,6667
Modal	24	0,033	30,341	190,6404	36343,7746
Modal	25	0,027	36,463	229,1008	52487,1616
Modal	26	0,024	41,513	260,831	68032,8108
Modal	27	0,022	46,101	289,6624	83904,3006
Modal	28	0,012	82,824	520,3959	270811,93
Modal	29	0,012	83,465	524,4248	275021,3314
Modal	30	0,012	85,38	536,458	287787,228
Modal	31	0,011	90,066	565,9017	320244,7511
Modal	32	0,01	96,204	604,4673	365380,7723
Modal	33	0,01	102,365	643,1758	413675,171
Modal	34	0,009	107,222	673,6944	453864,1186
Modal	35	0,009	109,879	690,3908	476639,5022

Berdasarkan tabel diatas, didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Periode getar arah Y = 0,9 detik < T_a maks = 1,042 detik
2. Periode getar arah X = 0,698 detik < T_a maks = 1,042 detik
3. Periode getar arah Y = 0,9 detik > T_a min = 0,744 detik
4. Periode getar arah X = 0,698 detik < T_a min = 0,744 detik

Periode getar arah Y < T_a maks, dengan demikian periode batas atas yang digunakan ialah 0,9 detik. Untuk periode getar arah X < T_a min, dengan demikian periode yang digunakan ialah periode batas bawah atau T_a min = 0,744 detik.

i. Partisipasi Massa Struktur

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi 100% dari massa struktur (SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.1). Tabel dibawah ini menunjukkan partisipasi massa ragam terkombinasi sudah mencapai 100% dari massa struktur.

Tabel 4.17 Partisipasi Massa Struktur

Modal Load Participation Ratios				
Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Berdasarkan Tabel partisipasi massa struktur sudah mencapai 100% sehingga sudah memenuhi persyaratan yang disebutkan pada SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.1.

Tabel 4.18 Analisis Gempa

ANALISIS GEMPA MENURUT SNI 1726 - 2019			
Data Parameter Gempa			Keterangan
Kategori Resiko		I	
Faktor Keutamaan Gempa	I_e	1	
Faktor Kuat Lebih Sistem	Ω_0	2,5	
Faktor Pembesaran Defleksi	C_d	5,5	
Koefisien Modifikasi Respon	R	7	
Kategori Desain Seismik	K_{DS}	D	
Kelas Situs Tanah		SE	
Data Percepatan Gempa			Keterangan
Spektral Percepatan Periode Pendek	S_s	0,818	
Spektral Percepatan Periode 1 detik	S_1	0,359	
koefisien situs	F_a	1,246	Interpolasi
koefisien situs	F_v	2,564	Interpolasi
percepatan desain periode pendek	$S_{DS} = 2/3 * F_a * S_s$	0,679	
percepatan desain periode 1 detik	$S_{D1} = 2/3 * F_v * S_1$	0,614	
	$T_0 = 0,2 * S_{D1} / S_{DS}$	0,181	
	$T_s = S_{D1} / S_{DS}$	0,903	
Periode Struktur			Keterangan
percepatan desain periode 1 detik	S_{D1}	0,614	
koefisien untuk batas periode	C_u	1,4	

ANALISIS GEMPA			
MENURUT SNI 1726 - 2019			
Data Parameter Gempa			Keterangan
	C_t	0,0488	
	x	0,75	
tinggi bangunan (seismik)	h	37,8	
periode fundamental pendekatan/Tbawah	$T_a = C_t \cdot h^x$	0,744	Digunakan
periode maksimum/Tatas	$T_{max} = C_u \cdot T_a$	1,042	
Tx Model		0,698	
Ty Model		0,9	Digunakan
Analisis Respon Spektrum			Keterangan
	S_{DS}	0,679	
	S_{D1}	0,614	
	T_0	0,181	
	T_s	0,903	
	T_L	11	

4.5.3. Gaya Lateral Ekuivalen

a. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 1726 2019 pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.1)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik desain

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Diketahui,

S_{DS} = 0,679 detik

R = 7

$$I_e = 1$$

Sehingga :

$$C_s = \frac{0,679}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,097$$

1. Perhitungan C_s maks arah X

$$C_{S_{\max x}} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.2)$$

Keterangan :

$C_{S_{\max x}}$ = Koefisien respons seismik untuk arah X

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode arah X yang digunakan $T \geq T_{\min}$

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,679 \text{ detik}$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1$$

$$T = 0,744 \text{ detik}$$

Sehingga :

$$C_{S_{\max x}} = \frac{0,679}{0,744\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,118$$

Didapatkan hasil $C_{S_{\max x}} \geq C_s \text{ desain}$, karena nilai C_s maks arah x lebih besar dari sama dengan C_s desain dengan demikian C_s arah X yang digunakan 0,097.

2. Perhitungan C_s maks arah Y

$$C_{S_{\max y}} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.3)$$

Keterangan :

$C_{S_{\max y}}$ = Koefisien respons seismik untuk arah X

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa
 T = Periode arah Y yang digunakan

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,679 \text{ detik}$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1$$

$$T = 0,9 \text{ detik}$$

Sehingga :

$$C_{Smax\ x} = \frac{0,679}{0,9\left(\frac{7}{1}\right)}$$

$$= 0,097$$

Didapatkan hasil $C_{s\ max\ y} = C_{s\ desain}$, karena nilai C_s maks arah y sama dengan C_s desain dengan demikian C_s arah Y dapat digunakan.

3. Penentuan Nilai k

Interpolasi nilai k untuk arah x nilai perioda desain pada rentang $0,5 < T < 2,5$ adalah :

$$kx = 0,5 \times T + 0,75$$

$$kx = 0,5 \times 0,744 + 0,75$$

$$kx = 1,122$$

Interpolasi nilai k untuk arah y nilai perioda desain pada rentang $0,5 < T < 2,5$ adalah :

$$ky = 0,5 \times T + 0,75$$

$$ky = 0,5 \times 0,9 + 0,75$$

$$ky = 1,2$$

Tabel 4.19 Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen

Analisis Statik Ekuivalen			Keterangan
Koefisien Respon Seismik	$C_s = S_{DS}/(R/I_e)$	0,097	Digunakan arah x,y
	$C_{sx} = S_{D1} / (T^*(R/I_e))$	0,118	
	$C_{sy} = S_{D1} / (T^*(R/I_e))$	0,097	
	$C_{smin} = 0,044 * S_{DS} * I_e$	0,030	

	$K_x = 0,5 < T < 2,5$	1,122	
	$K_y = 0,5 < T < 2,5$	1,200	

b. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726 2019 pasal 7.8.1) :

$$V = C_s \times W \quad (4.4.)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik yang dipakai = 0,097

W = berat seismik efektif yang dieproleh dari perhitungan manual berat per lantai

Tabel 4.20 Perhitungan Gaya geser dasar seismik

LANTAI	X	Y
Lantai 2	8982,93	8982,93
Lantai 3	7881,32	7881,32
Lantai 4	5984,66	5984,66
Lantai 5	5547,58	5547,58
Lantai 6	5284,61	5284,61
Lantai 7	5425,88	5425,88
Lantai 8	4534,45	4534,45
Penthouse	3371,34	3371,34
TOP	1021,39	1021,39
Jumlah	48034,16	48034,16

Dari tabel diatas didapatkan hasil berat efektif bangunan yaitu sebesar 48034,16 kN

Sehingga :

$$V = 0,097 \times 48034,16 = 4659,314 \text{ kN}$$

c. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat

Distribusi gaya gempa lateral (F) pada tiap lantai yang diatur pada SNI 1726 2019 pasal 7.8.3 dengan rumus :

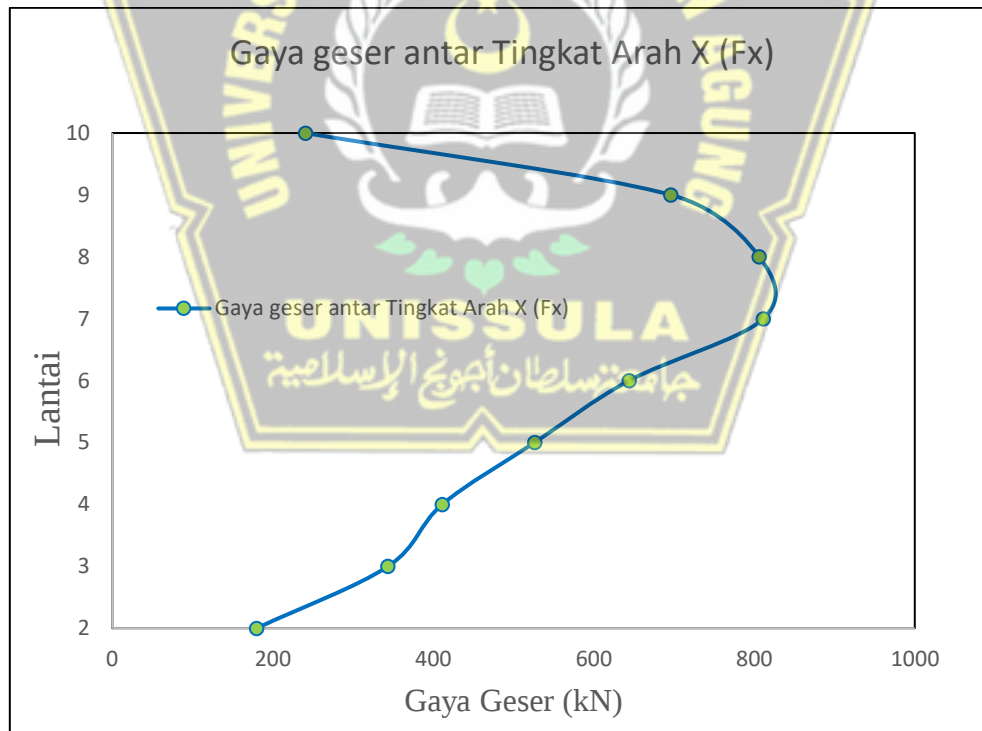
$$F = C_v \times V \text{ dan} \quad (4.5.)$$

$$C_v = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.6.)$$

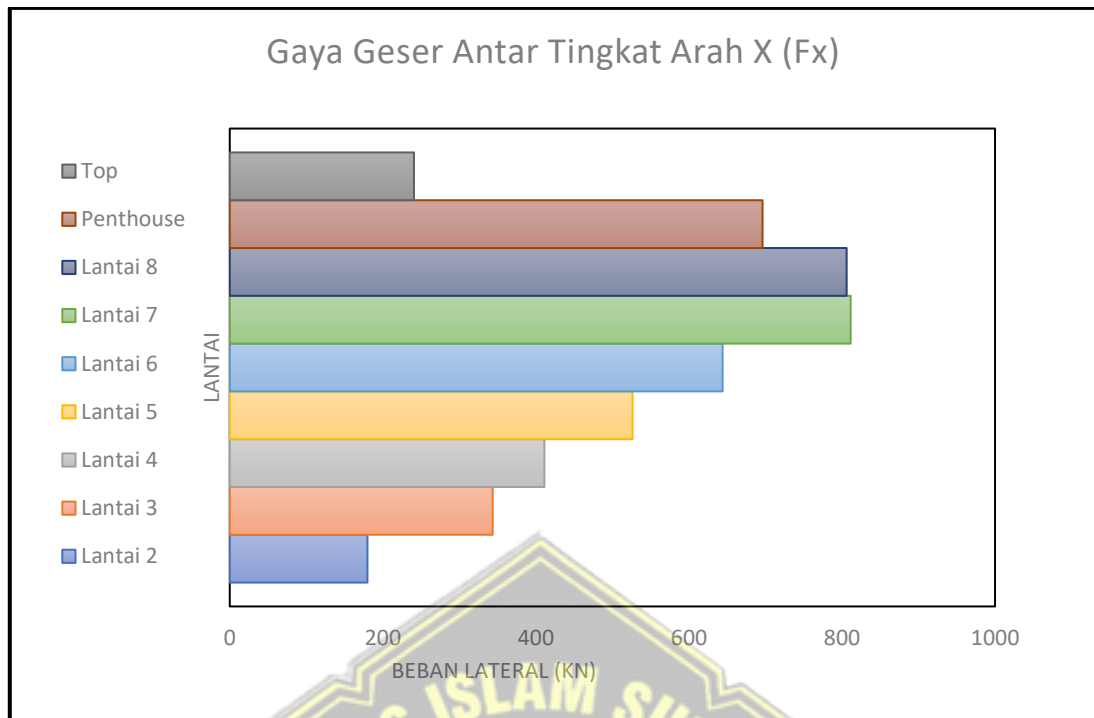
1. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

Tabel 4.21 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

ARAH X						
Lantai	h_i (m)	W_i (kN)	k	$W_i \times h_i^k$ (kN/m)	C_v	F_x
						$C_v \cdot V$
10	37,8	1021,394	1,122	60136,61	0,051663	240,7144
9	33,6	3371,337		173922,1	0,149416	696,1743
8	29,4	4534,45		201377,2	0,173002	806,0714
7	25,2	5425,88		202694,3	0,174134	811,3435
6	21	5284,613		160895,2	0,138224	644,0304
5	16,8	5547,583		131492,5	0,112965	526,3371
4	12,6	5984,661		102720,1	0,088246	411,1672
3	8,4	7881,321		85830,25	0,073736	343,5608
2	4,2	8982,926		44947,29	0,038614	179,9147
JUMLAH		48034,16		1164016	1	4659,314



Gambar 4.38 Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah X



Gambar 4.39 Diagram Gaya Gessr Antar Tingkat Arah X

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$k = 1,122$$

$$h_i = 4,2 \text{ (lantai 2)}$$

$$W_i = 8982,926 \text{ kN}$$

$$V = 4659,314 \text{ kN}$$

Dicari :

a. Momen $W_i h_i^k$

b. C_v

c. Lateral arah X

Jawaban :

a. Momen $= W_i \times h_i^k$
 $= 8982,926 \times 4,2^{1,122} = 44947,29 \text{ kN/m}$

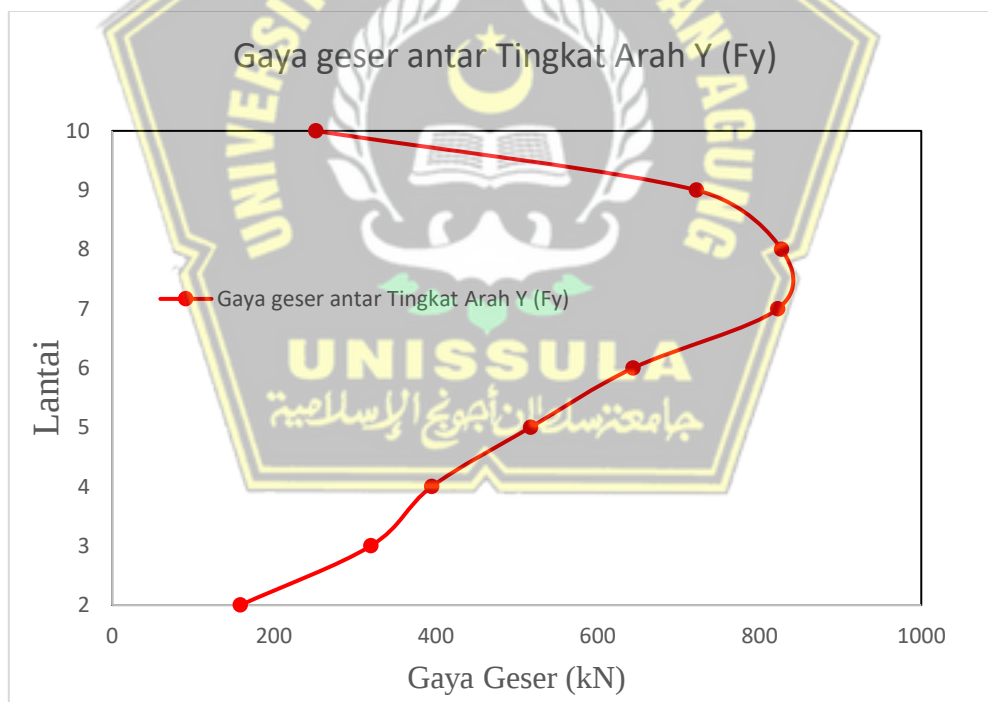
b. $C_v = \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}}$
 $= \frac{44947,29}{1164016} = 0,038614$

c. Lateral Arah X $= C_v \times V$
 $= 0,038614 \times 4659,314 = 179,9147 \text{ kN}$

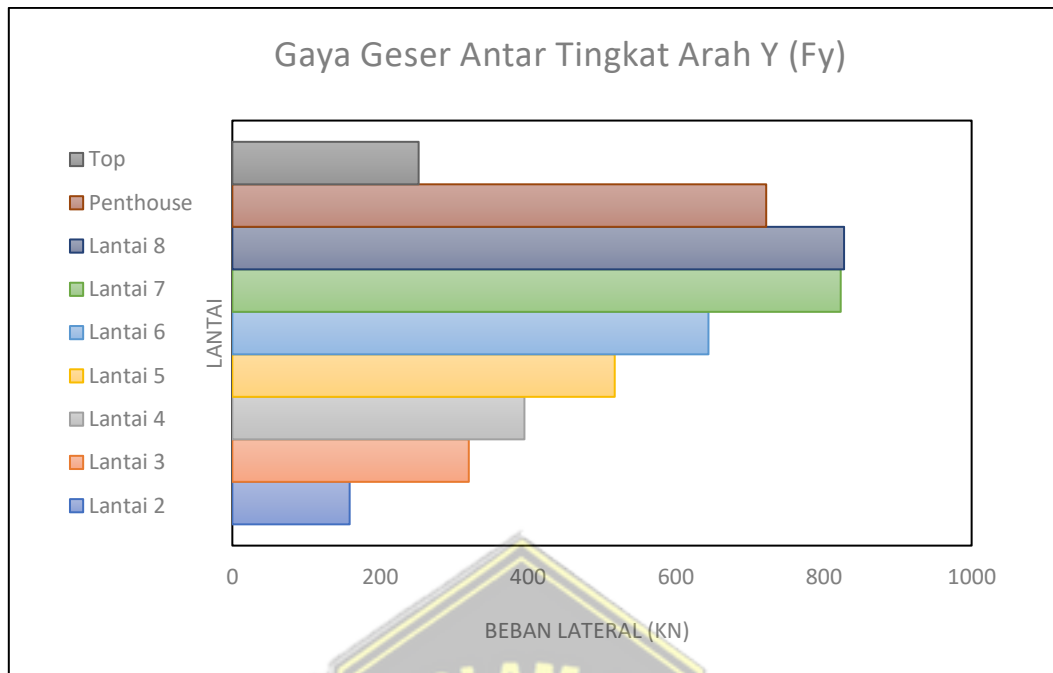
2. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y

Tabel 4.22 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y

ARAH Y						
Lantai	h_i (m)	W_i (kN)	k	$W_i \times h_i^k$ (kN/m)	C_v	F_y
						$C_v \cdot V$
10	37,8	1021,394	1,2	79833,15	0,054084	251,9924
9	33,6	3371,337		228775,4	0,154986	722,1266
8	29,4	4534,45		262144,9	0,177592	827,4572
7	25,2	5425,88		260705,9	0,176617	822,9148
6	21	5284,613		204021,7	0,138216	643,9919
5	16,8	5547,583		163860,8	0,111009	517,2244
4	12,6	5984,661		125165,4	0,084794	395,083
3	8,4	7881,321		101329,1	0,068646	319,844
2	4,2	8982,926		50270,94	0,034056	158,6796
JUMLAH		48034,16		1476107	1	4659,314



Gambar 4.40 Grafik Gaya Geser Tingkat Arah Y



Gambar 4.41 Diagram Batang Gaya Geser Tingkat Arah Y

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$k = 1,2$$

$$h_i = 4,2 \text{ (lantai 2)}$$

$$W_i = 8982,926 \text{ kN}$$

$$V = 4659,314 \text{ kN}$$

Dicari :

a. Momen $W_i h_i^k$

b. C_v

c. Lateral arah Y

Jawaban :

a. Momen
$$= W_i \times h_i^k$$

$$= 8982,926 \times 4,2^{1,2} = 50270,94 \text{ kN/m}$$

b. C_v
$$= \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}}$$

$$= \frac{50270,94}{1164016} = 0,034056$$

c. Lateral Arah Y
$$= C_v \times V$$

$$= 0,034056 \times 4659,314 = 158,6796 \text{ kN}$$

d. Perhitungan Gaya Geser Tiap lantai

Gaya geser pada tiap- tiap lantai akibat beban gempa desain dapat dihitung sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.8.4 dengan menggunakan persamaan :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Gaya geser merupakan komulatif dari penjumlahan gaya lateral ekivalen tiap lantai.

Tabel 4.23 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai

Lantai	Arah X		Arah Y	
	F _x	V _x	F _y	V _y
10	240,7144	240,7144	251,9924	251,9924
9	696,1743	936,8887	722,1266	974,1189
8	806,0714	1742,96	827,4572	1801,576
7	811,3435	2554,304	822,9148	2624,491
6	644,0304	3198,334	643,9919	3268,483
5	526,3371	3724,671	517,2244	3785,707
4	411,1672	4135,838	395,083	4180,79
3	343,5608	4479,399	319,844	4500,634
2	179,9147	4659,314	158,6796	4659,314

1. Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah X

Gaya geser lantai 10, $V_{10} = F_{10} = 240,7144$ kN

Gaya geser lantai 9, $V_9 = V_{10} + F_9 = 240,7144 + 696,1743 = 936,8887$ kN

Gaya geser lantai 8, $V_8 = V_9 + F_8 = 936,8887 + 806,0714 = 1742,96$ kN

Gaya geser lantai 7, $V_7 = V_8 + F_7 = 1742,96 + 811,3435 = 2554,304$ kN

Gaya geser lantai 6, $V_6 = V_7 + F_6 = 2554,304 + 644,0304 = 3198,334$ kN

Gaya geser lantai 5, $V_5 = V_6 + F_5 = 3198,334 + 526,3371 = 3724,671$ kN

Gaya geser lantai 4, $V_4 = V_5 + F_4 = 3724,671 + 411,1672 = 4135,838$ kN

Gaya geser lantai 3, $V_3 = V_4 + F_3 = 4135,838 + 343,5608 = 4479,399$ kN

Gaya geser lantai 2, $V_2 = V_3 + F_2 = 4479,399 + 179,9147 = 4659,314$ kN

2. Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah Y

Gaya geser lantai 10, $V_{10} = F_{10} = 251,9924$ kN

Gaya geser lantai 9, $V_9 = V_{10} + F_9 = 251,9924 + 722,1266 = 974,1189$ kN

Gaya geser lantai 8, $V_8 = V_9 + F_8 = 974,1189 + 827,4572 = 1801,576 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 7, $V_7 = V_8 + F_7 = 1801,576 + 822,9148 = 2624,491 \text{ kN}$

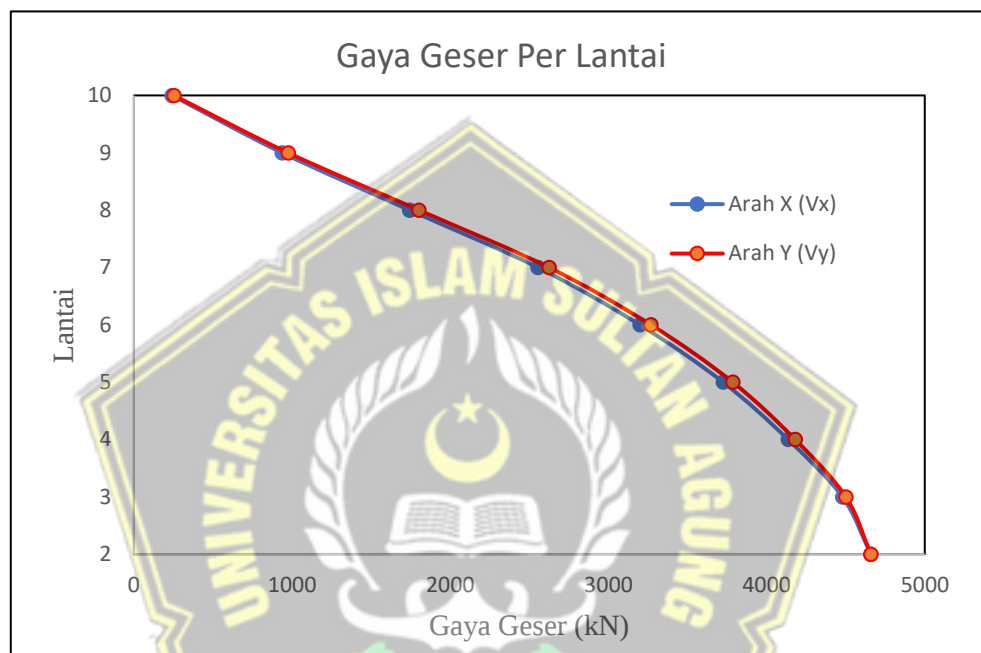
Gaya geser lantai 6, $V_6 = V_7 + F_6 = 2624,491 + 643,9919 = 3268,483 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 5, $V_5 = V_6 + F_5 = 3268,483 + 517,2244 = 3785,707 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 4, $V_4 = V_5 + F_4 = 3785,707 + 395,083 = 4180,79 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 3, $V_3 = V_4 + F_3 = 4180,79 + 319,844 = 4500,634 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 2, $V_2 = V_3 + F_2 = 4500,634 + 158,6796 = 4659,314 \text{ kN}$



Gambar 4.42 Gaya Geser Per Lantai

e. Penskalaan Gaya Terhadap Relasi Beban Gempa Statik – Dinamik

SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.4.1 menyatakan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100 % dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t , dimana. V adalah gaya geser dasar statik ekuivalen dan V_t adalah gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

Berdasarkan pernyataan pasal tersebut, gaya gempa dinamik harus lebih besar atau sama dengan gaya gempa statik. Untuk perhitungan gaya gempa dinamik dilakukan dengan menggunakan hasil perhitungan dari input spektrum respon dinamik pada ETABS, sedangkan untuk perhitungan gaya gempa statik dilakukan dengan perhitungan manual pada tabel dibawah.

Tabel 4.24 Perhitungan Gempa Statik

LANTAI	Statik		Dinamik	
	V _x	V _y	V _x	V _y
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	240,7	252,0	181,7844	166,7941
9	936,9	974,1	619,8638	655,3791
8	1743,0	1801,6	1099,417	1208,418
7	2554,3	2624,5	1555,638	1757,023
6	3198,3	3268,5	1901,623	2187,324
5	3724,7	3785,7	2178,276	2539,176
4	4135,8	4180,8	2395,827	2814,673
3	4479,4	4500,6	2604,08	3045,034
2	4659,3	4659,3	2722,41	3159,272

Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa gaya geser gempa dinamik masih lebih kecil dari gaya geser gempa dinamik, dengan demikian perlu dilakukan penskalaan gaya untuk memperoleh skala baru agar gaya geser gempa dinamik 100% gaya geser gempa statik.

1. Perhitungan Skala Awal

Untuk perhitungan skala awal digunakan persamaan :

$$Scale Factor = \frac{g \times I_e}{R} \quad (4.7.)$$

Keterangan :

g = Percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/s}^2$)

I_e = Faktor keutamaan gempa (1)

R = Koefisien modifikasi respons (7)

Sehingga :

$$Scale Factor = \frac{9,81 \times 1}{7}$$

$$= 1,401$$

Hasil dari skala awal yang sudah digunakan untuk arah X dan Y

2. Perhitungan Koreksi Skala

Untuk perhitungan koreksi skala digunakan persamaan :

$$Scale Factor Correction = \frac{V}{V_t}$$

Keterangan :

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Pehitungan koreksi skala arah X

Diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 4659,3 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 2722,41 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction } X &= \frac{4659,3}{2722,41} \\ &= 1,711 \end{aligned}$$

Pehitungan skala baru arah Y

Diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 4659,3 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 3159,272 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction } X &= \frac{4659,3}{3159,272} \\ &= 1,475 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Skala Baru

Untuk perhitungan skala baru digunakan persamaan :

$$\text{Scale Factor Correction} = \text{Scale Factor} \frac{V}{V_t}$$

Keterangan :

Scale Factor = Skala awal

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Pehitungan skala baru arah X

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,401$$

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 4659,3 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 2722,41 kN

Sehingga :

$$\text{Scale Factor Correction } X = 1,401 \frac{4659,3}{2722,41} = 2,398$$

Pehitungan skala baru arah Y

Diketahui :

$$Scale Factor = 1,401$$

$$V = \text{Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar } 4659,3 \text{ kN}$$

$$V_t = \text{gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar } 3159,272 \text{ kN}$$

Sehingga :

$$Scale Factor Correction X = 1,401 \frac{4659,3}{3159,272}$$

$$= 2,066$$

Tabel 4.25 Rekapitulasi Beban Gempa Statik

lantai	Statik		Dinamik		Skala	Skala	Koreksi	Koreksi	Skala	Skala
	Vx	Vy	Vx	Vy	Awal	Awal	Skala	Skala	Baru	Awal
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(x)	(y)	(x)	(y)	(x)	(y)
10	240,7	252,0	181,7844	166,7941						
9	936,9	974,1	619,8638	655,3791						
8	1743,0	1801,6	1099,417	1208,418						
7	2554,3	2624,5	1555,638	1757,023						
6	3198,3	3268,5	1901,623	2187,324	1,401	1,401	1,711	1,475	2,398	2,066
5	3724,7	3785,7	2178,276	2539,176						
4	4135,8	4180,8	2395,827	2814,673						
3	4479,4	4500,6	2604,08	3045,034						
2	4659,3	4659,3	2722,41	3159,272						

4. Perhitungan Beban Gempa Dinamik dengan Koreksi Skala

$$\text{Dinamik correction Arah X} = \text{Dinamik arah X} \times \text{Koreksi skala X}$$

$$= 2722,41 \times 1,711$$

$$= 4659,3 \text{ kN}$$

$$\text{Dinamik correction Arah Y} = \text{Dinamik arah Y} \times \text{Koreksi skala Y}$$

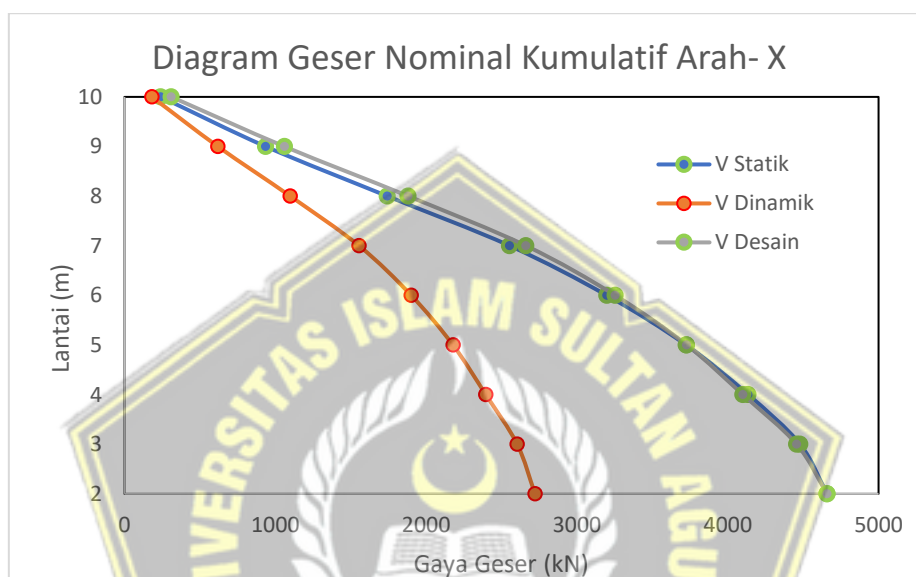
$$= 3159,272 \times 1,475$$

$$= 4659,3 \text{ kN}$$

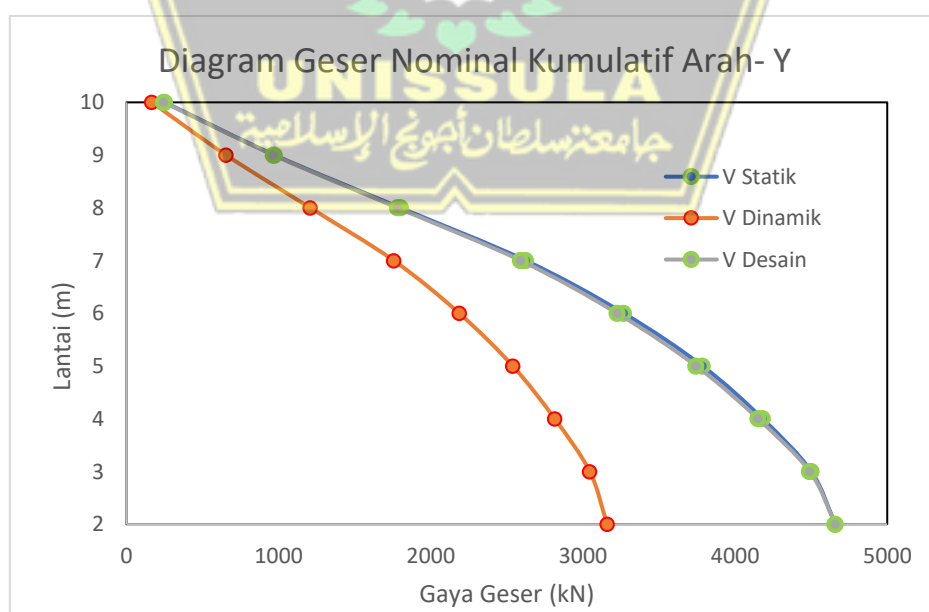
Tabel 4.26 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik

LANTAI	Statik		Dinamik Correction		Gaya Geser Desain	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	240,7	252,0	311,1179	245,989	311,1179	245,989
9	936,9	974,1	1060,876	966,5571	1060,876	966,5571
8	1743,0	1801,6	1881,615	1782,182	1881,615	1782,182
7	2554,3	2624,5	2662,422	2591,268	2662,422	2591,268

LANTAI	Statik		Dinamik <i>Correction</i>		Gaya Geser Desain	
	V _x	V _y	V _x	V _y	V _x	V _y
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	3198,3	3268,5	3254,564	3225,879	3254,564	3225,879
5	3724,7	3785,7	3728,047	3744,792	3728,047	3744,792
4	4135,8	4180,8	4100,377	4151,096	4100,377	4151,096
3	4479,4	4500,6	4456,796	4490,835	4456,796	4490,835
2	4659,3	4659,3	4659,314	4659,314	4659,314	4659,314



Gambar 4.43 Diagram Geser Komulatif Arah X



Gambar 4.44 Diagram Geser Komulatif Arah Y

5. Perhitungan Gaya Lateral Desain

Berdasarkan hasil gaya geser desain antar tingkat pada Tabel , digunakan untuk perhitungan gaya lateral desain. Gaya lateral desain merupakan pengurangan dari gaya geser desain tiap lantai.

a. Perhitungan gaya lateral desain Arah X

$$\begin{aligned}
 F_{10} &= V_{10} &&= 311,1179 \text{ kN} \\
 F_9 &= V_9 - V_{10} &&= 1060,876 - 311,1179 = 749,7583 \text{ kN} \\
 F_8 &= V_8 - V_9 &&= 1881,615 - 1060,876 = 820,7386 \text{ kN} \\
 F_7 &= V_7 - V_8 &&= 2662,422 - 1881,65 = 780,8069 \text{ kN} \\
 F_6 &= V_6 - V_7 &&= 3254,564 - 2662,422 = 592,1427 \text{ kN} \\
 F_5 &= V_5 - V_6 &&= 3728,047 - 3254,564 = 473,4822 \text{ kN} \\
 F_4 &= V_4 - V_5 &&= 4100,377 - 3728,047 = 372,3308 \text{ kN} \\
 F_3 &= V_3 - V_4 &&= 4456,796 - 4100,377 = 356,4182 \text{ kN} \\
 F_2 &= V_2 - V_3 &&= 4659,314 - 4456,796 = 202,5182 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

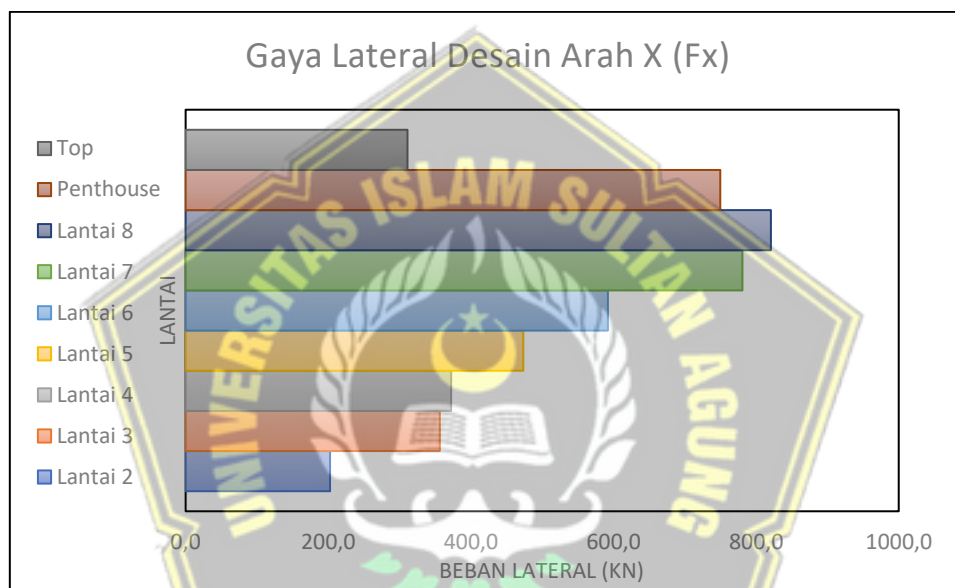
b. Perhitungan gaya lateral desain Arah Y

$$\begin{aligned}
 F_{10} &= V_{10} &&= 245,989 \text{ kN} \\
 F_9 &= V_9 - V_{10} &&= 966,5571 - 245,989 = 720,5681 \text{ kN} \\
 F_8 &= V_8 - V_9 &&= 1782,182 - 966,5571 = 815,6251 \text{ kN} \\
 F_7 &= V_7 - V_8 &&= 2591,268 - 1782,182 = 809,0854 \text{ kN} \\
 F_6 &= V_6 - V_7 &&= 3225,879 - 2591,268 = 634,6111 \text{ kN} \\
 F_5 &= V_5 - V_6 &&= 3744,792 - 3225,879 = 518,9132 \text{ kN} \\
 F_4 &= V_4 - V_5 &&= 4151,096 - 3744,792 = 406,3042 \text{ kN} \\
 F_3 &= V_3 - V_4 &&= 4490,835 - 4151,096 = 339,7391 \text{ kN} \\
 F_2 &= V_2 - V_3 &&= 4659,314 - 4490,835 = 168,4786 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

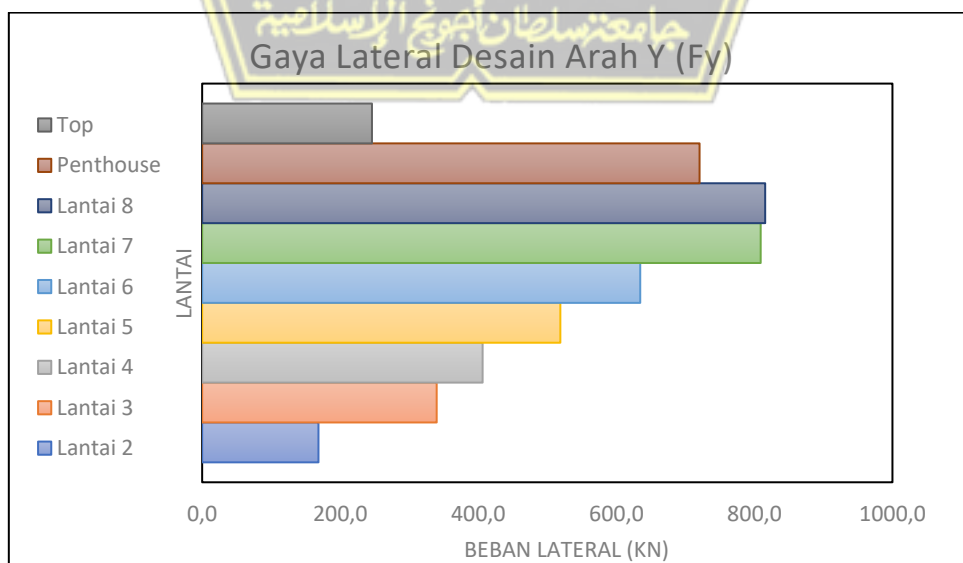
Tabel 4.27 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain

LANTAI	Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
	Vx	Vy	Fx	Fy
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	311,1179	245,989	311,1179	245,989
9	1060,876	966,5571	749,7583	720,5681
8	1881,615	1782,182	820,7386	815,6251
7	2662,422	2591,268	780,8069	809,0854

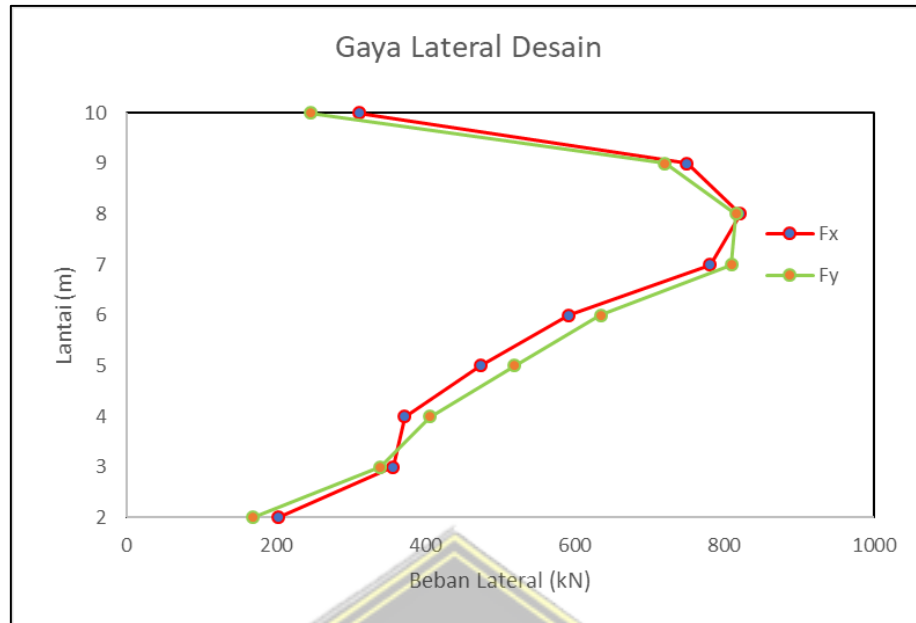
LANTAI	Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
	V _x	V _y	F _x	F _y
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	3254,564	3225,879	592,1427	634,6111
5	3728,047	3744,792	473,4822	518,9132
4	4100,377	4151,096	372,3308	406,3042
3	4456,796	4490,835	356,4182	339,7391
2	4659,314	4659,314	202,5182	168,4786



Gambar 4.45 Gaya Lateral Desain Arah X



Gambar 4.46 Gaya Lateral Desain Arah Y



Gambar 4.47 Gaya Lateral Desain

f. Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau (SNI 1726 2019 pasal 7.8.6). Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) (SNI 1726 2019 pasal 7.12.1).

Tabel 4.28 Simpangan Antar Tingkat Izin

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 ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Berdasarkan tabel diatas untuk kategori tipe struktur, digunakan kategori semua sistem struktur lainnya dengan nilai simpangan antar tingkat izin (Δ_a) 0,02.

Faktor redundansi, ρ , harus diaplikasikan pada masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismik. Untuk kategori desain seismik D, ρ , harus sebesar 1,3.

1. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah X

Tabel 4.29 Simpangan Antar Lantai Arah X
SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH X

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH X						
Simpangan Antar Tingkat Izin				$\Delta_a =$	0,02	h
Faktor Redundansi				$\rho =$	1,3	KDS "D"
Story Drift Inelastik Izin				$\Delta_{max} =$	Δ / ρ	
				$\Delta_{max} =$	0,0154	
Faktor Pembesaran Defleksi				$C_d =$	5,5	
Faktor Keutamaan Gempa				$I_e =$	1	
Story Drif Inelastik				$\Delta =$	$\delta * C_d / I_e$	
Story	h	Displacemen t (δ_e)	Elastic Drift (δ_e)	Inelastic Drift (Δ)	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	4200	35,079	9,70	53,37	64,62	AMAN
9	4200	25,375	3,75	20,65	64,62	AMAN
8	4200	21,621	3,69	20,31	64,62	AMAN
7	4200	17,929	3,88	21,33	64,62	AMAN
6	4200	14,05	3,69	20,28	64,62	AMAN
5	4200	10,362	3,42	18,83	64,62	AMAN
4	4200	6,939	2,68	14,72	64,62	AMAN
3	4200	4,262	2,69	14,81	64,62	AMAN
2	4200	1,569	1,57	8,63	64,62	AMAN



Gambar 4.48 Simpangan Antar Lantai Arah X

Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah X (lantai 10)

Diketahui :

$$h = 4200 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

Displacement (δ) = Hasil analisis *software* Etabs

Sehingga :

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{izin/ Drift limit}} &= \frac{h \times 0,02}{1,3} \\ &= \frac{4200 \times 0,02}{1,3} \\ &= 64,62 \text{ mm (Lantai 2 – 10)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{xe/Elastic Drift}_{10}} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 35,079 - 25,375 \\ &= 9,70 \text{ mm} \end{aligned}$$

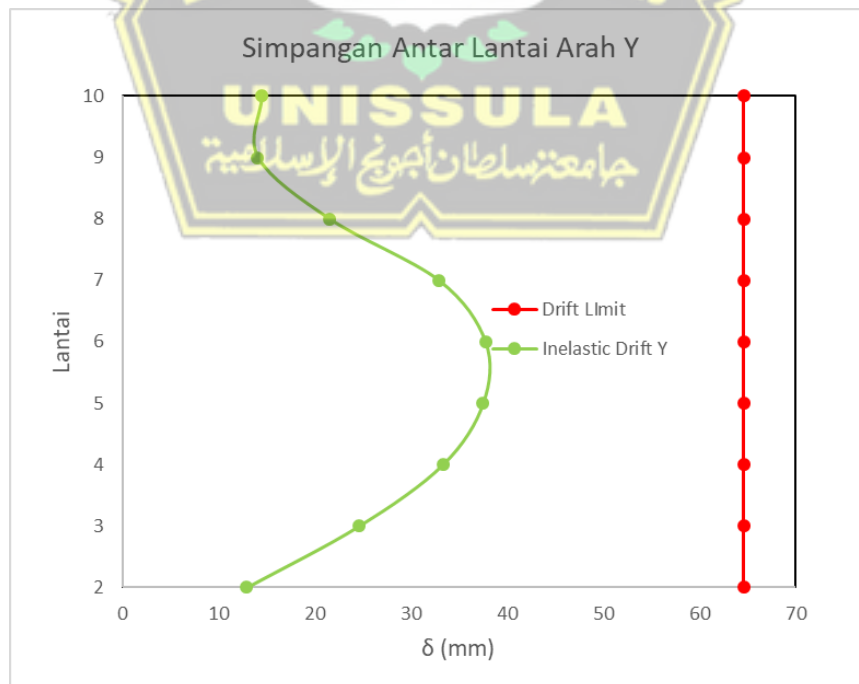
$$\begin{aligned} \Delta_{\text{x/Inelastic Drift}_{10}} &= \Delta_{\text{xe}_{10}} \times C_d \\ &= 9,7 \times 5,5 \\ &= 53,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan AMAN apabila $\Delta x \leq \Delta \text{ izin}$

2. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

Tabel 4.30 Simpangan Antar Lantai Arah Y

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH Y						
Simpangan Antar Tingkat Izin		$\Delta_a =$	0,02	h		
Faktor Redundansi		$\rho =$	1,3	KDS "D"		
Story Drift Inelastik Izin		$\Delta_{max} =$	Δ / ρ			
		$\Delta_{max} =$	0,0154			
Faktor Pembesaran Defleksi		$C_d =$	5,5			
Faktor Keutamaan Gempa		$I_e =$	1			
Story Drif Inelastik		$\Delta =$	$\delta * C_d / I_e$			
Story	h (mm)	Displacement (δ_e) (mm)	Elastic Drift (δ_e) (mm)	Inelastic Drift (Δ) (mm)	Drift Limit (mm)	Keterangan
10	4200	41,651	2,63	14,46	64,62	AMAN
9	4200	39,022	2,56	14,07	64,62	AMAN
8	4200	36,464	3,92	21,53	64,62	AMAN
7	4200	32,549	5,98	32,90	64,62	AMAN
6	4200	26,567	6,86	37,75	64,62	AMAN
5	4200	19,704	6,82	37,50	64,62	AMAN
4	4200	12,885	6,06	33,32	64,62	AMAN
3	4200	6,826	4,48	24,61	64,62	AMAN
2	4200	2,351	2,35	12,93	64,62	AMAN



Gambar 4.49 Simpangan Antar Lantai Arah Y

Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah Y (lantai 10)

Diketahui :

$$h = 4200 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

Displacement (δ) = Hasil analisis *software* Etabs

Sehingga :

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{izin/ Drift limit}} &= \frac{h \times 0,02}{1,3} \\ &= \frac{4200 \times 0,02}{1,3} \\ &= 64,62 \text{ mm (Lantai 2 – 10)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{ye/Elastic Drift}_{10}} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 41,651 - 39,022 \\ &= 2,63 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{y/Inelastic Drift}_{10}} &= \Delta_{xe_{10}} \times C_d \\ &= 2,63 \times 5,5 \\ &= 14,46 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan AMAN apabila $\Delta x \leq \Delta_{\text{izin}}$

g. Cek Kestabilan Struktur Akibat Gempa

Untuk mengetahui layan bangunan tidak hanya dari menentukan simpangan antar lantai tetapi juga harus mengetahui tingkat kestabilan struktur yang terjadi akibat gempa. Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (4.8.)$$

Keterangan :

P_x = Hasil Analisis *software* ETABS

V_x dan V_y = Gaya gempa dinamik desain

I_e = Faktor keutamaan gempa (1)

C_d = Fakto Pembesaran Defleksi (5,5)

h = Tinggi per lantai 4200 mm

Δ = Inelastic Drift hasil perhitungan simpangan antar lantai

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi ($\theta_{\max}$) yang ditentukan sebagai berikut:

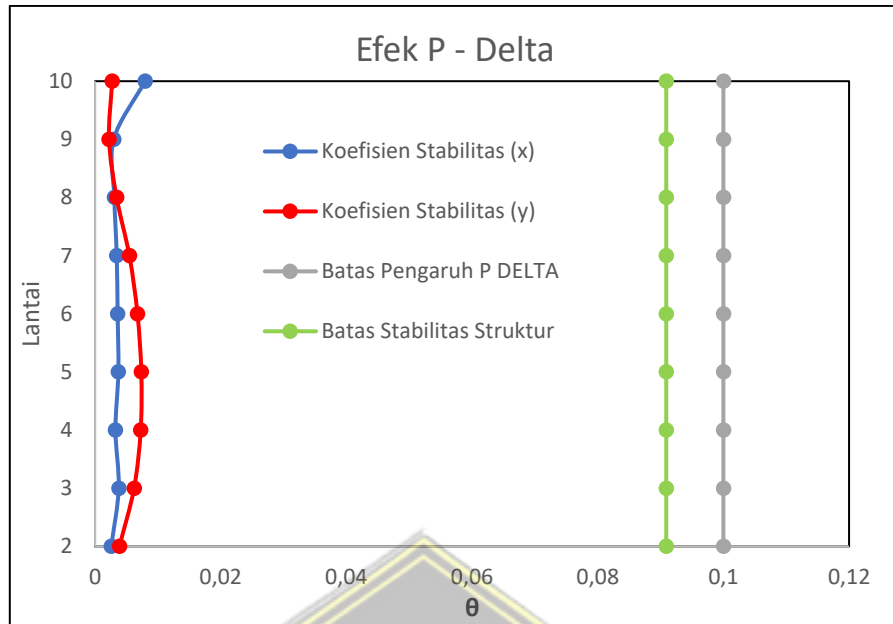
$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Tabel 4.31 Kontrol Efek P Delta

KONTROL EFEK P DELTA											
Rasio kebutuhan geser									$\beta =$	1	
Batas koefisien stabilitas									$\theta_{max} =$	$0.5 / (\beta * C_d) \leq$ 0.25	
									=	0,0909	
Stor y	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V _x	V _y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)					
10	53,37	14,46	1071,38	311,12	245,99	4200	0,0080	0,0027	0,1	0,0909	OK
9	20,65	14,07	3539,05	1060,88	966,56	4200	0,0030	0,0022	0,1	0,0909	OK
8	20,31	21,53	6567,52	1881,61	1782,18	4200	0,0031	0,0034	0,1	0,0909	OK
7	21,33	32,90	9949,99	2662,42	2591,27	4200	0,0035	0,0055	0,1	0,0909	OK
6	20,28	37,75	13332,46	3254,56	3225,88	4200	0,0036	0,0068	0,1	0,0909	OK
5	18,83	37,50	16985,04	3728,05	3744,79	4200	0,0037	0,0074	0,1	0,0909	OK
4	14,72	33,32	20903,35	4100,38	4151,10	4200	0,0032	0,0073	0,1	0,0909	OK
3	14,81	24,61	26187,73	4456,80	4490,84	4200	0,0038	0,0062	0,1	0,0909	OK
2	8,63	12,93	32288,43	4659,31	4659,31	4200	0,0026	0,0039	0,1	0,0909	OK

Berdasarkan hasil analisis dari tabel diatas, stabilitas struktur arah x (θ_X) dan arah Y (θ_Y) tidak melebihi batas stabilitas struktur ($\theta_{\max}$). Dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa AMAN.



Gambar 4.50 Efek P - Delta

Contoh perhitungan cek kestabilan struktur akibat beban gempa

1. Perhitungan Arah X (θ_X) Lantai 10

Diketahui :

$$P_{x10} = 1071,3757 \text{ kN}$$

$$V_{x10} = 311,12 \text{ kN}$$

$$\Delta_{x10} = 53,37 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 4200 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \\ \theta &= \frac{1071,3757 \times 53,37 \times 1}{311,12 \times 4200 \times 5,5} \\ &= 0,0080 \end{aligned}$$

Cek $\theta \leq \theta_{\max}$

$$0,0080 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0080 \leq \left(\frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0080 \leq 0,0909 \quad (\text{AMAN})$$

2. Perhitungan Arah Y (θ_Y) Lantai 10

Diketahui :

$$P_{y10} = 1071,3757 \text{ kN}$$

$$V_{y10} = 245,99 \text{ kN}$$

$$\Delta_{y10} = 14,46 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 4200 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\theta = \frac{P_y \Delta I_e}{V_y h_{sx} C_d}$$

$$\theta = \frac{1071,3757 \times 14,46 \times 1}{245,99 \times 4200 \times 5,5}$$

$$= 0,0027$$

$$\text{Cek } \theta \leq \theta_{\max}$$

$$0,0027 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0027 \leq \left(\frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0027 \leq 0,0909 \quad (\text{AMAN})$$

h. Cek Ketidakberaturan Struktur

Struktur harus dikategorikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria dalam pasal-pasal dalam SNI 1726 2019, yang meliputi ketidakberaturan struktur secara horizontal dan vertikal. Hal ini sesuai dengan Pasal 7.3.2 SNI 1726 2019 yang meliputi klasifikasi bangunan beraturan dan tidak beraturan.

1. Ketidakberaturan Horizontal

a. 1. Ketidakberaturan Torsi 1A

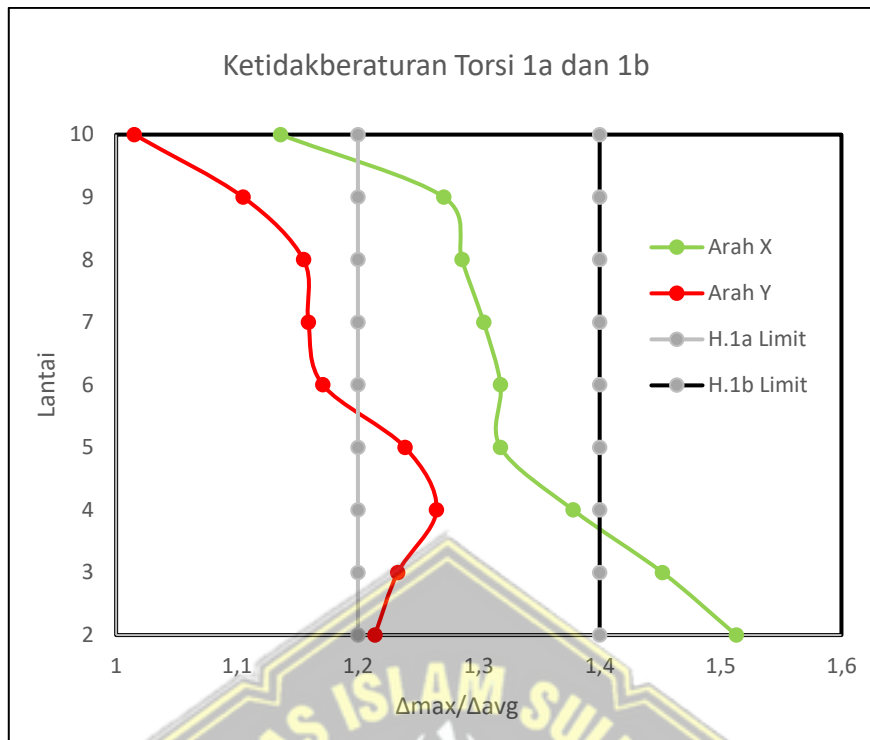
Sesuai dengan SNI 1726 2019 ketidakberaturan torsi 1A didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga $A_x = 1,0$ di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

2. Ketidakberaturan Torsi 1B

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.

Tabel 4.32 Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y

Lantai	Arah X		Arah Y		SYARAT	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
10	1,136	OK	1,015	OK	1,2	1,4
9	1,271	H.1a	1,105	OK	1,2	1,4
8	1,286	H.1a	1,155	OK	1,2	1,4
7	1,304	H.1a	1,159	OK	1,2	1,4
6	1,318	H.1a	1,171	OK	1,2	1,4
5	1,318	H.1a	1,239	H.1a	1,2	1,4
4	1,378	H.1a	1,265	H.1a	1,2	1,4
3	1,452	H.1b	1,233	H.1a	1,2	1,4
2	1,513	H.1b	1,214	H.1a	1,2	1,4



Gambar 4.51 Diagram Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y

Berdasarkan Hasil Analisis dari tabel, dapat disimpulkan bahwa :

1. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,2, maka termasuk ketidakberaturan 1a. Dari hasil analisis pada tabel, ditemukan hasil $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ lebih dari 1,2 di beberapa lantai pada arah X (lantai 4-9) maupun arah Y (lantai 2-5). Dengan demikian, Ketidakberaturan Torsi 1a didefinisikan ada.
2. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,4, maka termasuk ketidakberaturan 1b. Dari hasil analisis pada tabel, ditemukan hasil $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ lebih dari 1,4 di lantai 2 dan 3 pada arah X. Dengan demikian, Ketidakberaturan Torsi 1b didefinisikan ada.

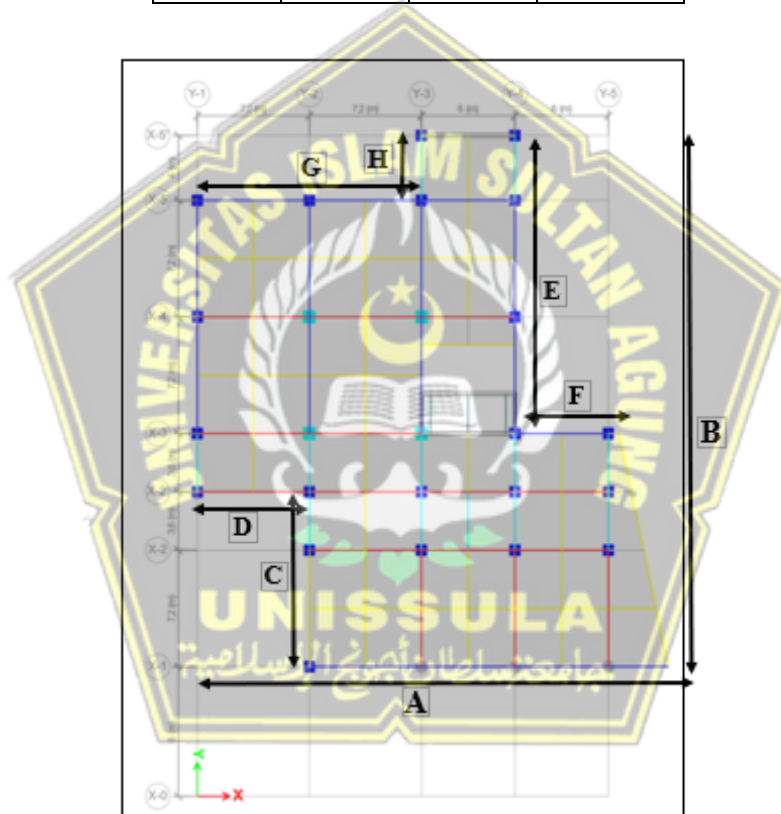
Dikarenakan sudah ada tingkat yang tergolong masuk pada ketidakberaturan 1b maka struktur bea cukai semarang masuk pada ketidak beraturan 1b.

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam ada jika kedua dimensi proyek denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau dan dapat dilihat pada tabel di bawah.

Tabel 4.33 Perhitungan Pada Lantai 3

$L_x(A) =$	30,3		
$L_y(B) =$	32,8		
	993,84		
C	10,8	33%	ADA
D	7,2	24%	ADA
E	18,4	56%	ADA
F	6	20%	ADA
G	14,4	48%	ADA
H	4	12%	TIDAK ADA

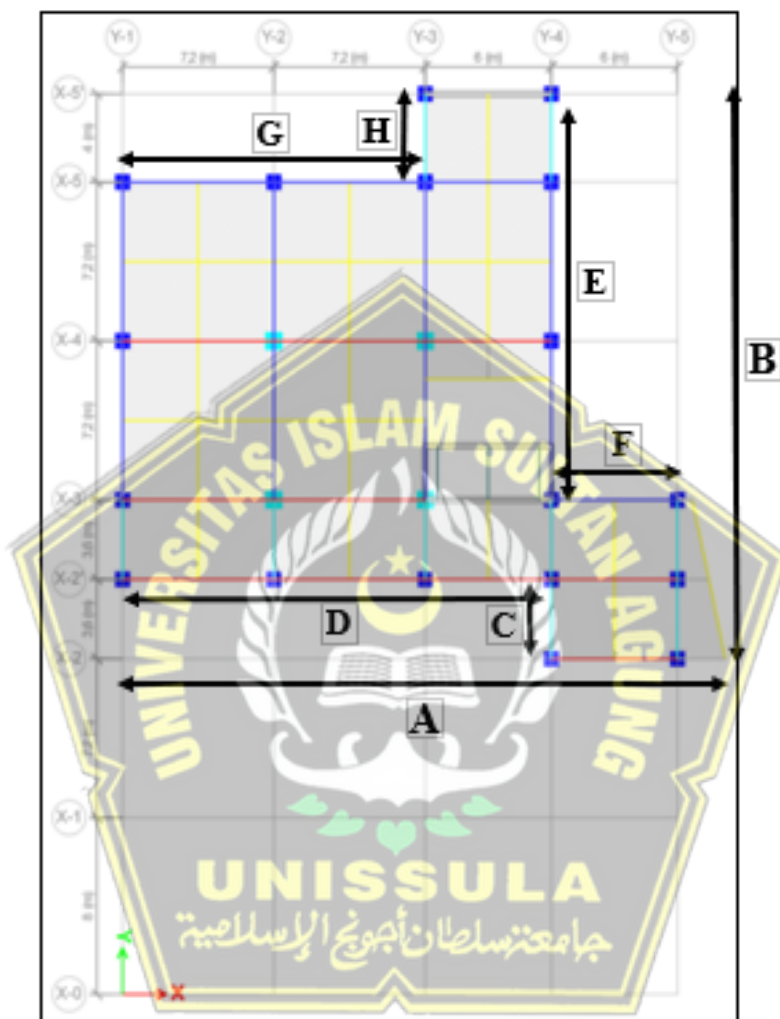


Gambar 4.52 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 3

Tabel 4.34 Perhitungan Pada Lantai 4

$L_x(A) =$	28,7		
$L_y(B) =$	25,6		
	734,72		
C	3,6	14%	TIDAK ADA
D	20,4	71%	ADA

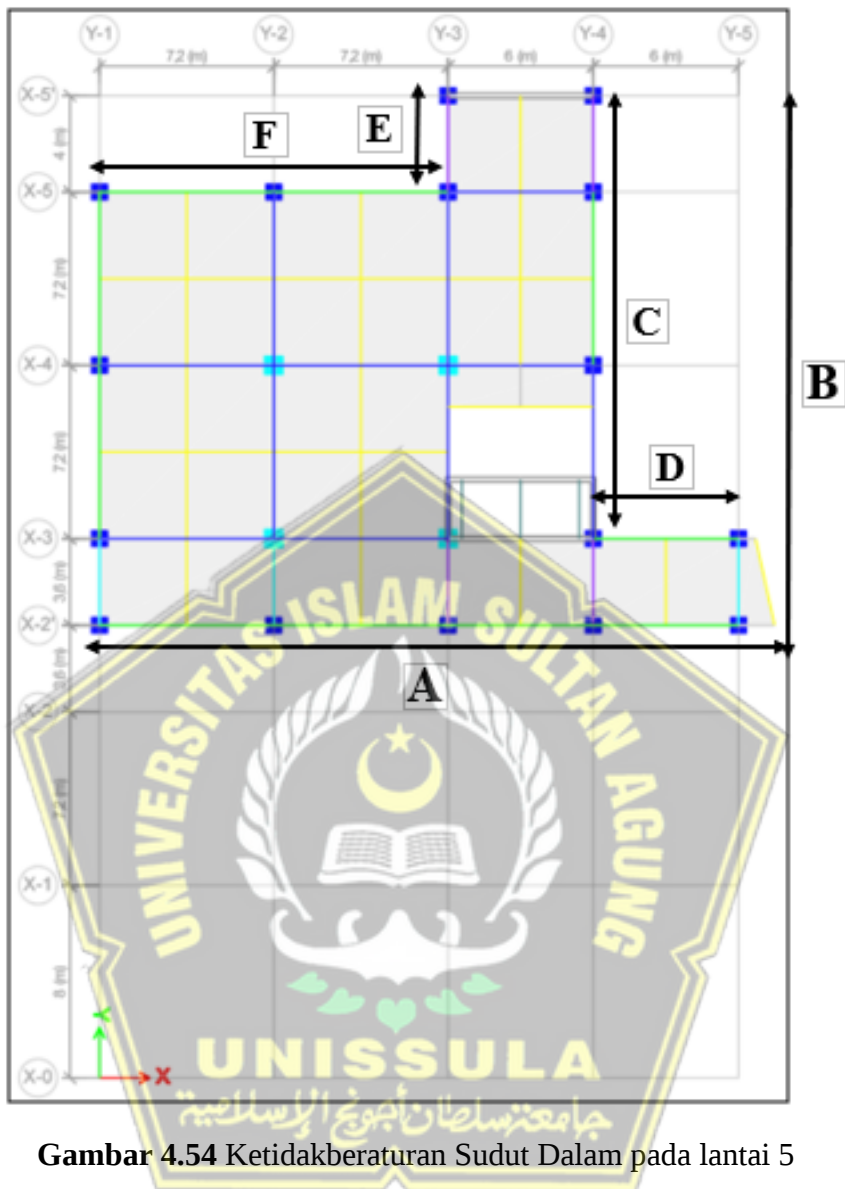
E	18,4	72%	ADA
F	6	21%	ADA
G	14,4	50%	ADA
H	4	16%	ADA



Gambar 4.53 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 4

Tabel 4.35 Perhitungan Pada Lantai 5

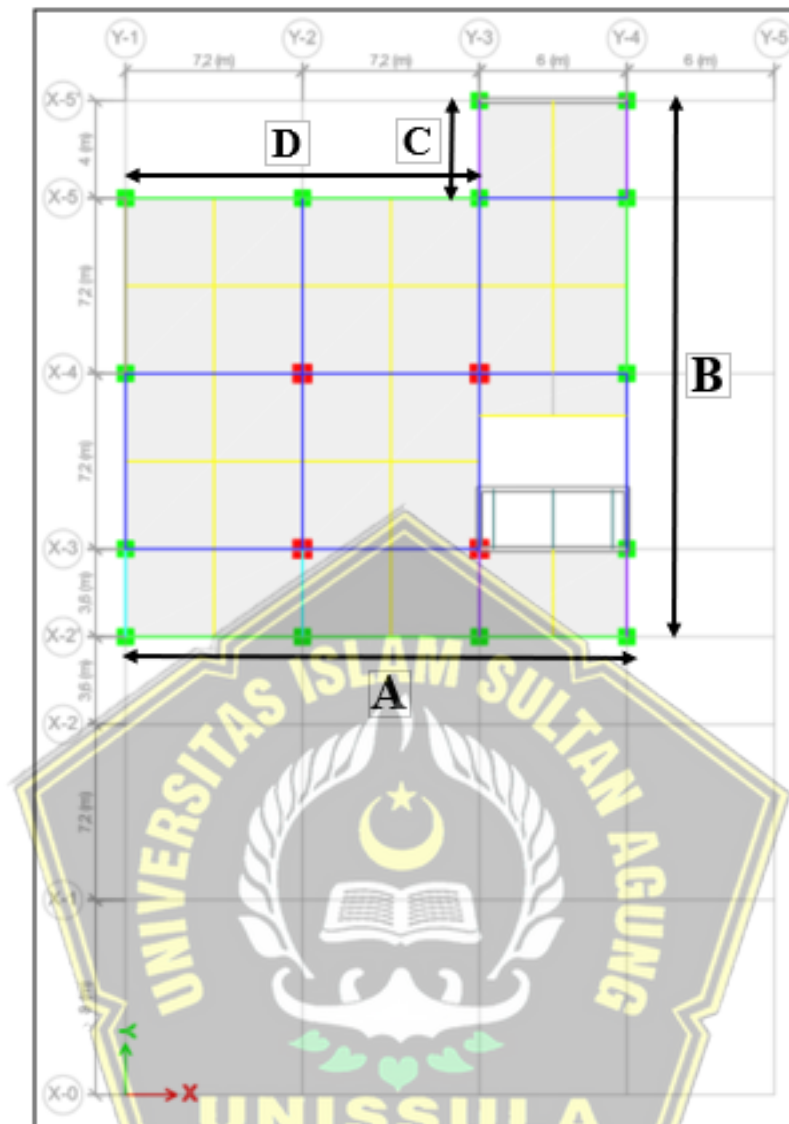
Lx(A) =	27,8		
Ly(B) =	22		
	611,6		
C	18,4	84%	ADA
D	6	22%	ADA
E	4	18%	ADA
F	14,4	52%	ADA



Gambar 4.54 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 5

Tabel 4.36 Perhitungan Pada Lantai 6 dan 7

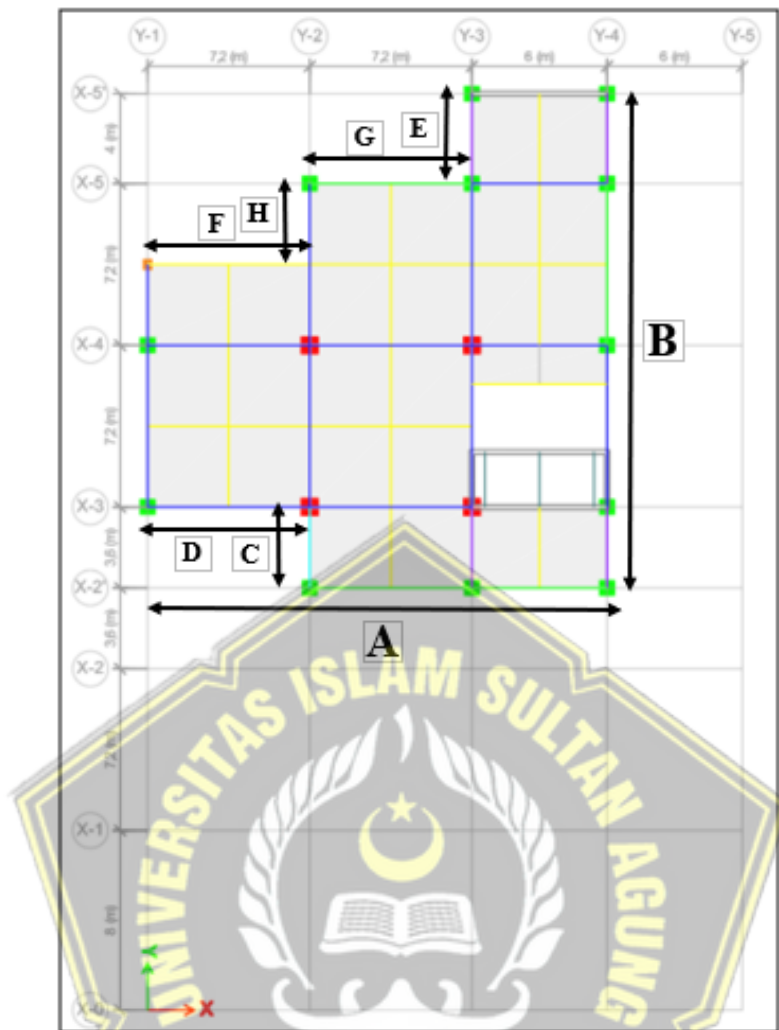
Lx(A) =	20,4		
Ly(B) =	22		
	448,8		
C	4	18%	ADA
D	14,4	71%	ADA



Gambar 4.55 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 6 dan 7

Tabel 4.37 Perhitungan Pada Lantai 8

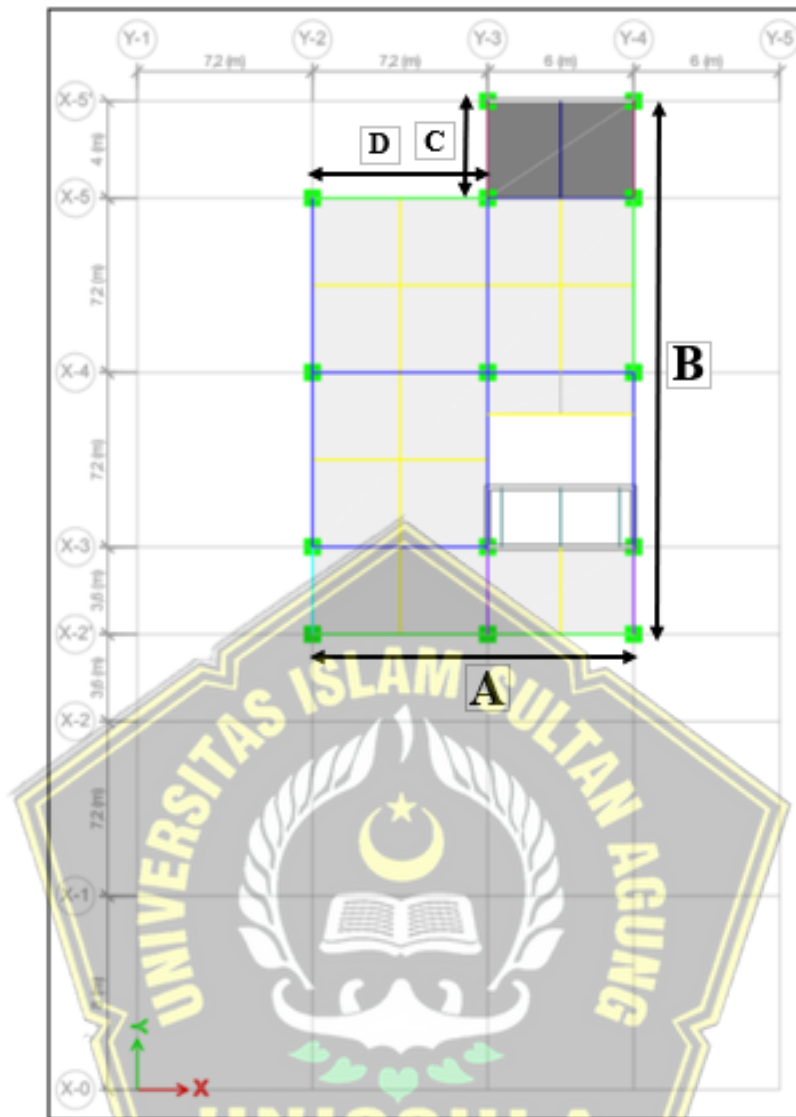
Lx(A) =	20,4		
Ly(B) =	22		
	448,8		
C	3,6	16%	ADA
D	7,2	35%	ADA
E	4	18%	ADA
F	7,2	35%	ADA
G	7,2	35%	ADA
H	3,6	16%	ADA



Gambar 4.56 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada lantai 8

Tabel 4.38 Perhitungan Pada Penthouse

$L_x(A) =$	13,2		
$L_y(B) =$	22		
	290,4		
C	4	18%	ADA
D	7,2	55%	ADA



Gambar 4.57 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada Penthouse

Berdasarkan dari hasil analisis diatas, kedua dimensi proyek denah dari struktrur dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktrur dari arah yang akan ditinjau. Dengan demikian, struktrur Bea Cukai Semarang memiliki ketidakberaturan sudut dalam.

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

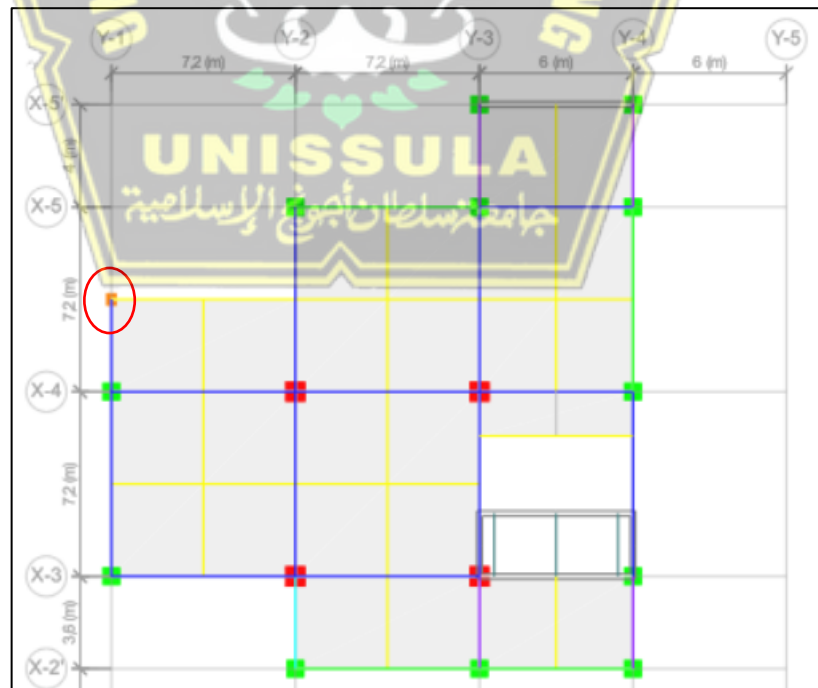
Ketidakberaturan tersebut ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.

Tabel 4.39 Perhitungan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Lantai	A_{total} (m ²)	A_{bukaan} (m ²)	50% A_{total}	%	Keterangan
2	722,96	26,8	361,5	4%	TIDAK ADA
3	626,22	26,8	313,1	4%	TIDAK ADA
4	412,42	26,8	206,2	6%	TIDAK ADA
5	383,63	26,8	191,8	7%	TIDAK ADA
6	358,2	26,8	179,1	7%	TIDAK ADA
7	358,32	26,8	179,2	7%	TIDAK ADA
8	317,34	26,8	158,7	8%	TIDAK ADA
9	242,58	26,8	121,3	11%	TIDAK ADA

Berdasarkan dari hasil analisis pada tabel diatas, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan tidak ada, karena luas bidang bukaan tidak lebih dari 50% luas total diafragma pada tiap tingkat.

- d. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang
Ketidakberaturan tersebut ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertical pemikul gaya lateral.



Gambar 4.58 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Bersifat lurus dari lantai dasar hingga ke atas, namun terdapat satu elemen kolom pada lantai 8 yaitu Kolom K6A yang tidak menerus dari lantai dasar hingga lantai atas. Letak kolom tersebut lebih menjorok ke belakang dan terletak di tengah bentang balok B2A. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.57 diatas. Dengan demikian, ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada pada truktur Bea Cukai Semarang.

e. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Ketidakberaturan system non paralel ad ajika elemen vertical pemikul gaya lateral tidak paaralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama system pemikul gaya seismic.

Tabel 4.40 Rekapitulasi Perhitungan

REKAPITULASI KETIDAKBERATURAN HORIZONTAL		
NO	Ketidakberaturan horizontal	Keterangan
1	Ketidakberaturan Torsi 1a	ADA
	Ketidakberaturan Torsi 1b	
2	Ketidakberaturan sudut dalam	ADA
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diagfragma	TIDAK ADA
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	ADA
5	Ketidakberaturan sistem non paralel	TIDAK ADA

Untuk elemen vertikal seperti kolom dan shearwall pada struktu Bea Cukai Semarang bersifat paralel atau tegak lurus terhadap sumbu x dan sumbu y. Ketidakberaturan poin ini di khususkan apabila elemen vertikal seperti kolom dan shearwall tidak tegak lurus terhadap sumbu x dan sumbu y. Dengan demikian, ketidakberaturan system non paralel didefinisikan tidak ada pada struktur Bea Cukai Semarang.

2. Ketidakberaturan Vertikal

a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Didefiisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

b. Ketidakberaturan 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.

Tabel 4.41 Rekapitulasi Perhitungan

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
10	73887,551		63973,046	
9	253724,882	OK	213939,19	OK
8	430794,043	OK	321441,46	OK
7	591724,25	OK	409921,03	OK
6	727868,706	OK	466536,3	OK
5	901504,793	OK	560637,64	OK
4	1051018,67	OK	685678,87	OK
3	1328285,73	OK	951297,76	OK
2	2411424	OK	1892977,1	OK

Berdasarkan hasil analisis tabel diatas dapat disimpulkan bahwa:

1. Pada setiap lantai dan rata-rata kekakuan tiga tingkat di atasnya tidak kurang dari 70% dan 80% dengan demikian ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak untuk 1A didefinisikan tidak ada.
2. Untuk ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan juga didefinisikan tidak ada karena tidak ditemukan suatu tingkat yang kekakuannya kurang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat di atasnya kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya

Dengan demikian, untuk ketidakberaturan tingkat lunak 1a dan 1b tidak ada pada struktur Bea Cukai Semarang.

c. Ketidakberaturan Massa

Ketidakberaturan 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 4.42 Perhitungan Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	kg	
10	102096,68	OK
9	344611,76	V.2
8	462031,39	OK
7	549908,2	OK
6	535337,67	OK
5	564260,73	OK
4	607368,92	OK
3	797486,79	OK
2	907345,02	V.2

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel diatas terdapat massa efektif pada suatu lantai yaitu lantai 2 dan 9 yang lebih besar 150% dari massa efektif pada tingkat di dekatnya. Dengan demikian, untuk ketidakberaturan massa didefinisikan ada pada struktur Bea Cukai Semarang.

d. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan tersebut didefinisikan ad ajika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya.

Tabel 4.43 Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Kolom 70x70		
Lantai	L	Cek
	mm	
10	700	OK
9	700	OK
8	800	OK
7	800	OK
6	800	OK
5	800	OK
4	800	OK

Kolom 70x70		
Lantai	L	Cek
	mm	
3	800	OK
2	800	OK

Poin Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila dimensi elemen seperti kolom atau shearwall pada struktur yang dimensinya lebih besar 130% pada tingkat atas atau bawah. Dengan demikian, meskipun terdapat perbedaan dimensi antara lantai 8 dengan lantai 9 dan 10, ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan tidak ada karena dimensi kolom tersebut tidak melebihi 130% dan untuk shearwal menerus dari lantai dasar hingga lantai atas.

- e. Ketidakberaturan 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 bawahnya.

Untuk elemen vertikal seperti kolom dan shearwall pada struktur Bea Cukai Semarang bersifat menerus dari lantai dasar ke atas. Poin ini berlaku apabila ada kolom atau shearwall yang memiliki pergeseran ke kanan atau ke kiri dan tidak menerus. Dengan demikian, ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral didefinisikan tidak ada pada struktur Bea Cukai Semarang.

- f. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 4.44 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
10	311,1485		245,9648	
9	1060,9803	OK	966,4619	OK
8	1881,7994	OK	1782,0068	OK

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
7	2662,6828	OK	2591,0127	OK
6	3254,8836	OK	3225,5614	OK
5	3728,4123	OK	3744,4235	OK
4	4100,7795	OK	4150,6877	OK
3	4457,2328	OK	4490,3934	OK
2	4659,7708	OK	4658,8554	OK

i. Cek Eksentrisitas

SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.1 Sebagai dasar Karena adanya eksentrisitas antara letak pusat massa dan pusat kekakuan, untuk diafragma tidak fleksibel, distribusi gaya lateral pada setiap tingkat harus memperhitungkan dampak momen puntir internal , Mt. Penempatan dan distribusi massa yang didukung oleh diafragma fleksibel harus diperhitungkan saat mendistribusikan gaya ke bagian vertikal.

Tabel 4.45 Momen Torsi Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,136	0,896	4,5%	1,828
9	1,271	1,122	5,6%	2,289
8	1,286	1,148	5,7%	2,343
7	1,304	1,181	5,9%	2,409
6	1,318	1,206	6,0%	2,461
5	1,318	1,206	6,0%	2,461
4	1,378	1,319	6,6%	2,690
3	1,452	1,464	7,3%	2,987
2	1,513	1,590	7,9%	3,243

Tabel 4.46 Momen Torsi Arah Y

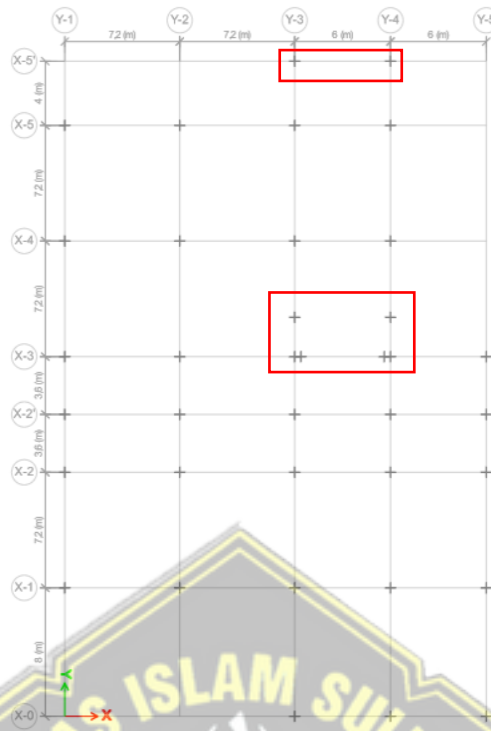
Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,015	0,715	3,6%	0,944
9	1,105	0,848	4,2%	1,119
8	1,155	0,926	4,6%	1,223
7	1,159	0,933	4,7%	1,231

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
6	1,171	0,952	4,8%	1,257
5	1,239	1,066	5,3%	1,407
4	1,265	1,111	5,6%	1,467
3	1,233	1,056	5,3%	1,394
2	1,214	1,023	5,1%	1,351

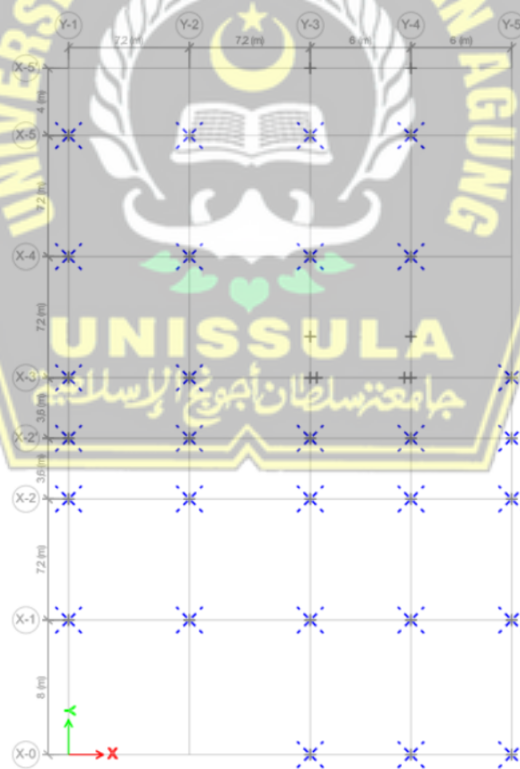
SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.2 menyatakan bahwa nilai torsi tak terduga senilai 5 %. Berdasarkan hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, struktur gedung Bea Cukai Semarang berada di kategori desain seismik D dan terdapat ketidakberaturan torsi 1a dan 1b pada arah X dan arah Y. Menurut SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.3 apabila gedung memiliki ketidak beraturan torsi 1a dan 1b dan berada di kategori desain seismik C,D,E dan F, maka perlu dilakukan faktor pembesaran torsi yang disebabkan oleh pembesaran momen akibat bergesernya pusat masa bangunan. Untuk hasil perhitungan faktor pembesaran torsi dan input hasil perhitungan pada software ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.46 dan 4.47. Dengan demikian, karena momen torsi sudah diperbesar, maka gaya geser dalam yang terdapat pada elemen seperti balok kolom dan shearwal juga besar.

j. Cek Sistem Ganda

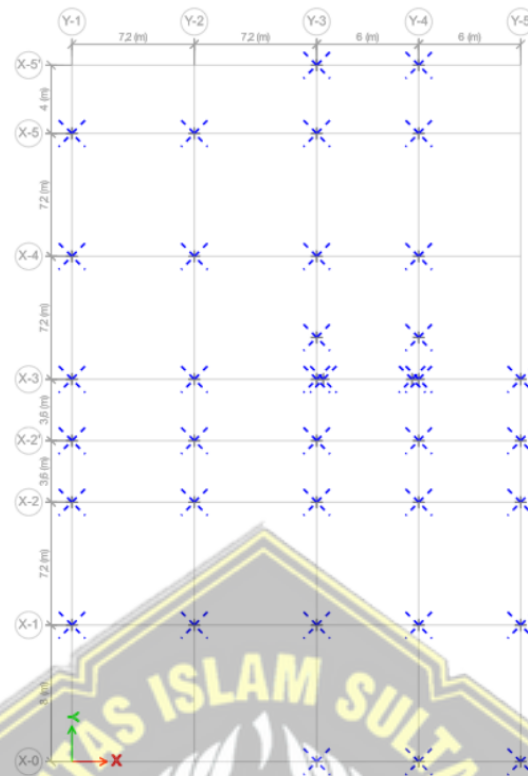
Sistem Ganda merupakan kombinasi antara sistem rangka pemikul momen dengan sistem dinding geser. Berdasarkan SNI 1726 2019 pasal 7.2.5.1 menyatakan bahwa rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25% beban gempa pada saat gempa terjadi. Rangka pemikul momen yang dimaksud ialah kolom dan balok atau sering disebut frame. Dengan demikian, frame harus mampu berkontribusi minimal sebesar 25% saat dinding geser retak dan dinding geser maksimum 75% untuk menahan beban gempa pada saat gempa terjadi. Untuk pengecekan sistem ganda ini menggunakan bantuan software ETABS v20.1.0 dari hasil reaksi tumpuan (join reactions) gaya geser dasar pada setiap tumpuan.



Gambar 4.59 Area Shearwall



Gambar 4.60 Area Frames



Gambar 4.61 Area Keseluruhan

Tabel 4.47 Cek Sistem Ganda

Arah	Lokasi	Gaya yang Dipikul (kN)	Presentase Frame (%)	Keterangan
X	Frame	1634,8302	27%	OK
	Keseluruhan	6079,5913		
Y	Frame	2547,6769	55%	OK
	Keseuruhan	4628,9281		

Berdasarkan Hasil analisis dari tabel diatas, pada arah X persentase frame sebesar 27% sedangkan pada arah Y persentase frame 55%. Persentase tersebut didapatkan dari hasil gaya yang dipikul oleh frame dibagi dengan gaya yang dipikul oleh keseluruhan yaitu frame dan dinding geser. Dengan demikian, syarat sistem ganda sudah memenuhi persyaratan SNI 1726 2019 pasal 7.2.5.1 bahwa sistem rangka pemikul momen harus mampu berkontribusi paling sedikit sebesar 25%.

k. Cek Redudansi

Untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai Tabel 13, Tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Kategori seismik desain E dan F tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan (lihat 0). Untuk

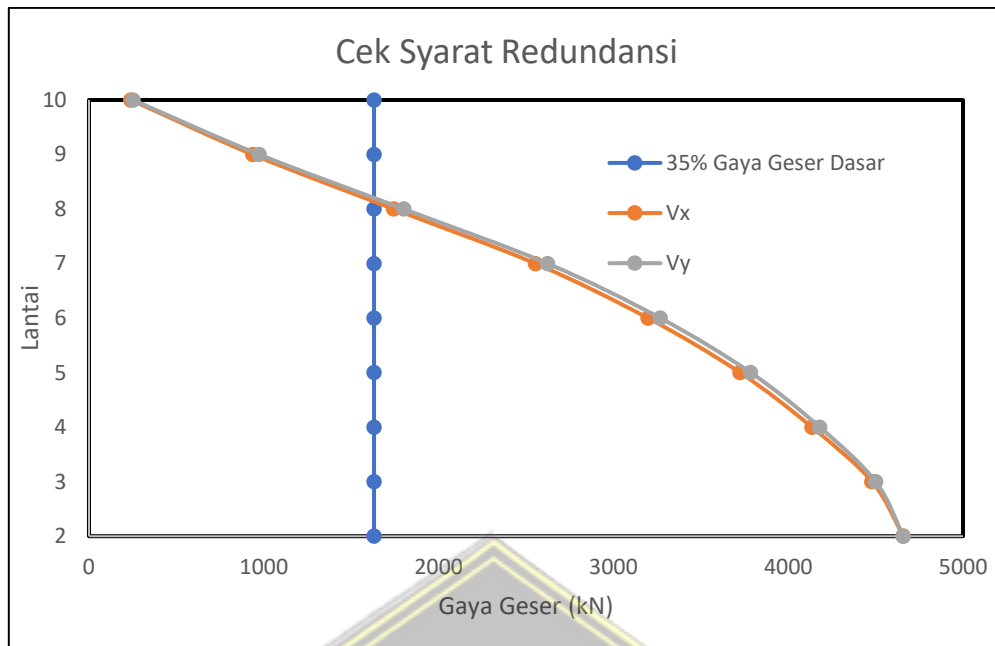
struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sebesar 1,3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, di mana ρ diizinkan diambil sebesar 1,0:

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

Tabel 4.48 Gaya Geser Dasar

Lantai	Gaya Geser (kN)		Gaya Geser Dasar (kN)		35 % gaya geser dasar (kN)		Persentase (%)	
	X (V _x)	Y (V _y)	X	Y	X	Y	X	Y
10	240,7144	251,9924	4659,314	4659,314	1630,76	1630,76	5%	5%
9	936,8887	974,1189					20%	21%
8	1742,96	1801,576					37%	39%
7	2554,304	2624,491					55%	56%
6	3198,334	3268,483					69%	70%
5	3724,671	3785,707					80%	81%
4	4135,838	4180,79					89%	90%
3	4479,399	4500,634	4659,314	4659,314	1630,76	1630,76	96%	97%
2	4659,314	4659,314					100%	100%

Gedung Bea Cukai Semarang masuk dalam kategori desain seismik D dan memiliki ketidakberaturan torsi 1b. SNI 1726 2019 pasal 7.3.4.2 menyatakan bahwa apabila struktur dengan kategori desain seismik D dan memiliki ketidakberaturan torsi 1b maka nilai faktor redundansi harus sebesar 1,3. Nilai faktor redundansi dapat diambil sebesar 1 apabila masing-masing tingkat dapat menahan lebih dari 35% gaya geser dasar. Berdasarkan hasil analisis, dari tingkat 2 hingga tingkat 8 menahan lebih dari 35% sedangkan tingkat 9 dan 10 kurang dari 35%. Dikarenakan masih terdapat tingkat tidak mampu menahan lebih dari 35% dan struktur memiliki ketidakberaturan torsi 1b maka nilai faktor redundansi yang diambil ialah sebesar 1,3.



Gambar 4.62 Cek Redudansi

I. Kombinasi Pembebanan

Ada dua kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisis struktur Gedung Bea Cukai Semarang. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan metode ultimit dan kombinasi pembebanan beban layan. Kombinasi metode ultimit digunakan untuk pengecekan kapasitas penampang sedangkan metode beban layan digunakan untuk pengecekan kekuatan pondasi. Untuk kombinasi pembebanan dapat dilihat paa tabel 4.50 dan 4.51 dibawah ini.

Tabel 4.49 Kombinasi Pembebanan Ultimit

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E_x	E_y
U1	$1,4D$	1,4	1,4			
U2	$1,2D + 1,6L$	1,2	1,2	1,6		
U5.1	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	1,3	0,39
U5.2	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	1,3	-0,39
U5.3	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-1,3	0,39
U5.4	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-1,3	-0,39
U5.5	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	0,39	1,3
U5.6	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	0,39	-1,3
U5.7	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-0,39	1,3
U5.8	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-0,39	-1,3
U6.1	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		1,3	0,39
U6.2	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		1,3	-0,39

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U6.3	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-1,3	0,39
U6.4	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-1,3	-0,39
U6.5	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		0,39	1,3
U6.6	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		0,39	-1,3
U6.7	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-0,39	1,3
U6.8	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-0,39	-1,3

Tabel 4.51 Kombinasi Pembebanan Ultimit

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U1	$1,4D$	1,4	1,4			
U2	$1,2D + 1,6L$	1,2	1,2	1,6		
U5.1	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	1,3	0,39
U5.2	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	1,3	-0,39
U5.3	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-1,3	0,39
U5.4	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-1,3	-0,39
U5.5	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	0,39	1,3
U5.6	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	0,39	-1,3
U5.7	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-0,39	1,3
U5.8	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3358	1,3358	1	-0,39	-1,3
U6.1	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		1,3	0,39
U6.2	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		1,3	-0,39
U6.3	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-1,3	0,39
U6.4	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-1,3	-0,39
U6.5	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		0,39	1,3
U6.6	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		0,39	-1,3
U6.7	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-0,39	1,3
U6.8	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7642	0,7642		-0,39	-1,3

4.6. Cek Kapasitas Penampang

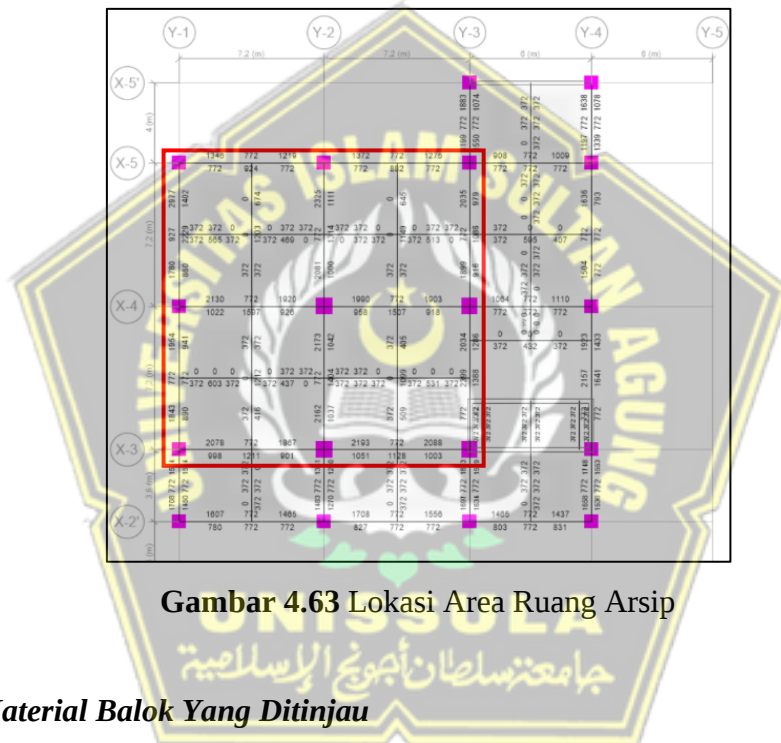
Dalam tugas akhir ini dilakukan pengecekan kapasitas penampang terhadap beban yang bekerja. Pengecekan ini dilakukan untuk mengetahui apakah kekuatan penampang yang digunakan aman atau tidak terhadap beban yang bekerja dan apakah penampang sudah memenuhi persyaratan yang ada pada SNI 2847 2019. Penampang yang ditinjau pada pengecekan ini ialah kolom, balok dan plat. Pengecekan kapasitas ini dilakukan dengan mengambil gaya maksimum yang diperoleh dari analisis menggunakan *software* ETABS v20.1.0.

4.6.1. Balok

Balok merupakan elemen struktur yang umumnya dirancang untuk memikul gaya lateral. Beban-beban yang bekerja pada balok akan menghasilkan gaya geser, momen lentur dan torsi. Untuk balok yang ditinjau pada pengecekan ini adalah balok yang terletak di area ruang arsip lantai 7 yang merupakan area dengan beban terbesar.

a. Lokasi

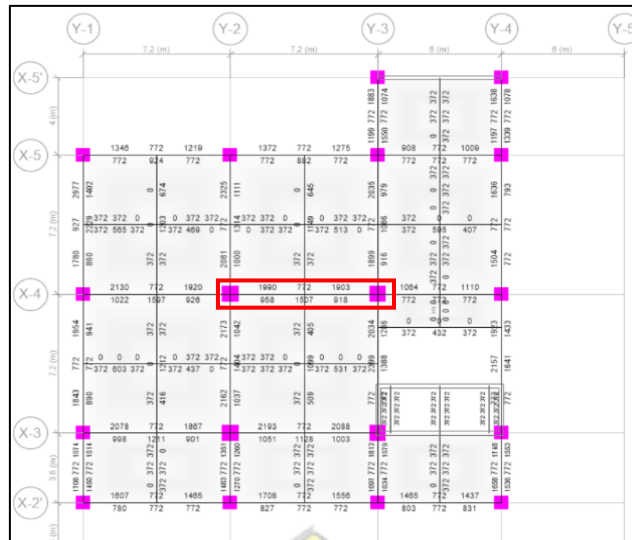
Lokasi yang ditinjau adalah area ruang arsip pada lantai 7. Peninjauan pada area ruang arsip dilakukan karena pada area tersebut memikul beban yang sangat besar. Untuk lebih jelasnya, lokasi area ruang arsip dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 4.63 Lokasi Area Ruang Arsip

b. Data Material Balok Yang Ditinjau

Untuk balok yang ditinjau hanya diambil contoh salah satu balok saja pada area ruang arsip. Lokasi letak balok yang ditinjau dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 4.64 Lokasi Area Ruang Arsip

Pada gambar diatas, balok yang ditinjau adalah balok tipe B2. Untuk data properti material balok B2 dapat dilihat pada gambar dan tabel dibawah ini.

Tabel 4.50 Data Properti Material

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Properti Material dan Penampang				
Panjang Balok, L		Input	mm	7200
Lebar Balok, b		Input	mm	400
Tinggi Balok, h		Input	mm	600
Panjang Tumpuan	18.6.4.1	$2 * h$	mm	1200
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b		Input	mm	19
Diameter Tulangan Pinggang, d_{bt}		Input	mm	13
Diameter Tulangan Sengkang, d_s		Input	mm	10
Selut Bersih, c_c		Input	mm	40
Tinggi Efektif Balok, d		$h - c_c - d_s - d_b/2$	mm	540,5
Kuat Tekan Beton, f_c'		Input	MPa	30
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y		Input	MPa	400
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_y		Input	MPa	400
β_1	22.2.2.4.3	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 * (f_c' - 28) / 7 \leq 0.85$		0,8357
Panjang Kolom, c_1		Input (Sisi tegak lurus lebar balok)	mm	800
Lebar Kolom, c_2		Input (Sisi yang ditempel balok/sejajar lebar balok)	mm	800
L_n		$L - c_1$	mm	6400
λ		Asumsi tidak menggunakan beton ringan		1

c. Gaya – Gaya Dalam Balok

Gaya-gaya dalam balok diperoleh dari hasil analisis struktur *software* ETABS v20.1.0.

Hasil gaya-gaya dalam yang telah diperoleh sebagai berikut:

Momen maksimum tumpuan negatif, M_u tumpuan (-)	= -373,21 kNm
Momen maksimum tumpuan positif, M_u tumpuan (+)	= 186,60 kNm
Momen maksimum tumpuan negatif, M_u lapangan (-)	= -77,97 kNm
Momen maksimum tumpuan positif, M_u lapangan (+)	= -287,79 kNm
Gaya geser tumpuan, V_u tumpuan	= 260,77 kNm
Gaya geser tumpuan, V_u lapangan	= 241,08 kNm
Gaya geser kombinasi 1,2D + L, V_g tumpuan	= 205,81 kNm
Gaya aksial, P_u	= 0 kN
Torsi, T	= 1,2938 kNm

d. Cek Syarat Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 18.6.1 dan 18.4.6.7, gaya aksial terfaktor tidak boleh melebihi persamaan berikut:

$$P_u \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_c' \quad (4.9.)$$

Untuk batasan dimensi, SNI 2847 2019 pasal 18.6.2.1 menyatakan bahwa:

1. Bentang bersih L_n , harus minimal $4d$.

$$L_n \geq 4d$$
2. Lebar penampang b_w , harus kurang dari nilai terkecil $0,3h$ dan 250 mm.

$$b \geq 0,3h \text{ dan } b \geq 250 \text{ mm}$$
3. Untuk lebar balok yang melebihi lebar kolom penumpu tidak boleh lebih besar dari nilai terkecil c_2 dan $0,75 c_1$ pada masing masing kolom.

$$b \leq c_2 \text{ dan } b \leq 0,75 \times c_1$$

Tabel 4.51 Cek Syarat SRPMK

Parameter	Pasal Referensi	Persamaan	Keterangan
	SNI 2847:2019		
Syarat Gaya Aksial	R18.6.1 dan 18.6.4.7	$P_u \leq 0,1 A_g f_c' ?$	OK
Syarat Tinggi Efektif	18.6.2.1	$L_n \geq 4d ?$	OK
Syarat Lebar 1	18.6.2.1	$b \geq \min(0,3h, 250 \text{ mm}) ?$	OK
Syarat Lebar 2	18.6.2.1	$b \leq c_2; \min(c_2, 0,75 c_1) ?$	OK

Dari hasil pengecekan terhadap syarat gaya aksial terfaktor dan batasan dimensi dari tabel diatas, dapat diambil kesimpulan bahwa balok sudah memenuhi persyaratan yang ada pada SNI 2849 2019.

e. Cek Penulangan Lentur

KODE	B2	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
LANTAI-6 POTONGAN		
DIMENSI	400 x 600	400 x 600
TULANGAN ATAS	6 D 19	3 D 19
TULANGAN BAWAH	3 D 19	6 D 19
TULANGAN EXTRA	—	—
SENGKANG	2D10 – 85	D10 – 125
SENGKANG EXTRA	—	—

Gambar 4.65 Detail Balok

1. Data Tulangan

- Jumlah tulangan negatif tumpuan, n = 6
- Jumlah tulangan positif tumpuan, n = 3
- Jumlah tulangan negatif lapangan, n = 3
- Jumlah tulangan negatif lapangan, n = 6
- Diameter tulangan, db = 19 mm
- Jumlah lapis tulangan negatif tumpuan = 1
- Jumlah lapis tulangan positif tumpuan = 1
- Jumlah lapis tulangan negatif lapangan = 1
- Jumlah lapis tulangan positif lapangan = 1
- Luas tulangan yang digunakan, A_s = 1701,172 mm²
- Mutu baja tulangan, fy = 400 Mpa

2. Perhitungan Jarak Bersih Antar Tulangan

Untuk menghitung jarak bersih antar tulangan digunakan rumus berikut:

$$\frac{(b - 2c_c - 2d_2 - n \times d_b)}{(n - 1)} \quad (4.10)$$

Syarat Pengecekan jarak bersih antar tulangan dijelaskan pada SNI 2847 2019 pasal 25.2.1 bahwa tulangan yang sejajar pada suatu lapisan horizontal, jarak bersih tulangan harus lebih besar dari d_b dan 25 mm. Lapisan horizontal yang

dimaksud adalah elemen balok. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan berikut :

$$\text{Jarak bersih} \geq d_b \text{ dan } \geq 25 \text{ mm}$$

3. Perhitungan Luasan Tulangan minimum

Luasan tulangan minimum dijelaskan pada SNI 2847 2019 pasal 9.6.1.2 dengan rumus berikut :

$$A_{smin 1} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} bd \text{ dan} \quad (4.11)$$

$$A_{smin 2} = \frac{1,4}{4f_y} bd \quad (4.12)$$

Untuk memenuhi persyaratan pada SNI 2847 2019, uas tulangan yang digunakan tidak boleh kurang dari luas tulangan minimum.

4. Menentukan Rasio Tulangan

Penentuan rasio tulangan dapat dihitung dengan rumus:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (4.13)$$

Keterangan :

ρ = Rasio tulangan (%)

A_s = Luas tulangan yang digunakan

b = Lebar balok

d = Tinggi efektif balok

Berdasarkan SNI 2849 2019, rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,025 baik itu tulangan atas maupun tulangan bawah. Untuk perhitungan rasio tulangan maksimum dapat dihitung dengan rumus:

$$\rho_{max 1} = \frac{0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (4.14)$$

Keterangan :

$\rho_{max 1}$ = Rasio tulangan max (%)

β_1 = Distribusi Tegangan Beton

f_c' = Mutu beton

f_y = Mutu baja tulangan

Pengecekan rasio tulangan maksimum berdasarkan SNI 2849 2019 dengan persamaan:

$$\rho_{\max} \leq 0,025 \quad (4.15)$$

5. Tinggi Blok Regangan Beton

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 22.2.2.4.1, Tegangan beton $0,85f_c'$ diasumsikan terdistribusi rata terhadap zona tekan ekuivalen yang dibatasi ujung penampang dan garis yang paralel terhadap sumbu netral, yang terletak pada jarak a dari serat tekan terjauh, seperti persamaan berikut:

$$a = \beta_1 c \quad (4.16)$$

Keterangan :

α = Tinggi blok regangan

β_1 = Distribusi Tegangan Beton

c = Jarak dari serat tekan terjauh sampai sumbu netral

Menentukan nilai c

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (4.17)$$

Untuk nilai α dapat ditentukan menggunakan persamaan

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} \quad (4.18)$$

Keterangan :

α = Tinggi blok regangan

β_1 = Distribusi Tegangan Beton

f_c' = Mutu beton

f_y = Mutu baja tulangan

b = Lebar balok

6. Menentukan Momen Nominal Lentur

Momen nominal lentur M_n dapat ditentukan dengan persamaan:

$$M_n = A_s f_y \frac{d-a}{2} \quad (4.19)$$

Keterangan :

M_n = Momen nominal lentur (kNm)

A_s = Luas tulangan yang digunakan

α = Tinggi blok regangan

f_y = Mutu baja tulangan

d = Tinggi efektif balok

7. Faktor Reduksi Kekuatan untuk Momen, Gaya aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial.

Faktor reduksi kekuatan untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial harus sesuai dengan tabel berikut:

Tabel 4.52 Faktor Reduksi Kekuatan(ϕ)

Regangan tarik netto (ϵ_r)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral		Tulangan lainnya	
$\epsilon_r \leq \epsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a	0,65	b
$\epsilon_{ty} < \epsilon_r < 0,005$	Transisi	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_r - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	c	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_r - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	d
$\epsilon_r \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	e	0,90	f

Menentukan nilai ϵ_r

$$\epsilon_r = \frac{d-c}{c \times 0,003} \quad (4.20)$$

Keterangan :

ϵ_r = Regangan tarik netto

d = Tinggi efektif balok

c = Jarak dari serat tekan terjauh sampai sumbu netral

8. Cek Kapasitas

Persyaratan cek kapasitas terpenuhi apabila momen nominal lentur tereduksi lebih besar dari momen maksimum. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$\phi M_n > M_u \quad (4.21)$$

Keterangan :

ϕM_n = Momen nominal lentur tereduksi (kNm)

M_u = Momen maksimum

9. Menentukan Luas Tulangan yang Diperlukan

Luas Tulangan yang diperlukan dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$A_{sperlu} = \frac{M_u}{f_y \frac{d-a}{2}} \quad (4.22)$$

Untuk hasil pengecekan kapasitas area tumpuan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.53 Rekapitulasi Hasil Cek Kapasitas Area Tumpuan

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Pentulangan Lentur				
Tumpuan Negatif				
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		Input		6
db			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 cc - 2 ds - n * db) / (n - 1)$	mm	37,20
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq$ db dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1,00
As Pasang		$n * \pi/4 * db^2$	mm ²	1701,17
As min,1	9.6.1.2	$(fc')0.5 / (4 * fy) * b * d$	mm ²	740,11
As min,2	9.6.1.3	$1.4 / (4 * fy) * b * d$	mm ²	756,70
Cek As min		As Pasang $\geq$ As min ?		OK
ρ		$As / (b * d)$		0,01
ρ max,1		$0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * fc' / fy * (600/(600 + fy))$		0,02
ρ max,2	18.6.3.1	0,025		0,03
Cek As max	18.6.3.2	$\rho \leq \rho \text{ max ?}$		OK
a	22.2.2.4.1	$As * fy / (0.85 * fc' * b)$	mm	66,71
Mn	22.2.2.4.1	$As * fy * (d - a/2)$	kN-m	345,10
c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	79,83
ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0,02
ϕ	21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0,90

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	310,59
M_u			kN-m	373,21
Cek Kapasitas		$\phi M_n > M_u ?$		NOT OK
As Perlu		$M_u / [f_y * (d - a/2)]$	mm ²	1839,76
Tumpuan Positif				
n		Input		3
db			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n * db) / (n - 1)$	mm	121,50
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq$ db dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1,00
As Pasang		$n * \pi / 4 * db^2$	mm ²	850,59
As min,1	9.6.1.2	$(f_c') 0.5 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	740,11
As min,2	9.6.1.2	$1.4 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	756,70
As min,4	18.6.3.2	$0.5 * \text{As Tumpuan Negatif}$	mm ²	850,59
Cek As min		As Pasang $\geq$ As min ?		OK
ρ		$As / (b * d)$		0,00
$\rho_{max,1}$		$0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * f_c' / f_y * (600 / (600 + f_y))$		0,02
$\rho_{max,2}$	18.6.3.1	0,025		0,03
Cek As max		$\rho \leq \rho_{max} ?$		OK
a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	33,36
M_n	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	178,22
c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	39,91
ϵ_s	22.2.2.4.1	$(d - c) / c * 0.003$		0,04
ϕ	21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0,90
ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	160,40
M_u			kN-m	186,60
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u ?$		NOT OK
As Perlu		$M_u / [f_y * (d - a/2)]$	mm ²	890,59

Berdasarkan hasil pengecekan kapasitas area tumpuan dari tabel diatas, diambil kesimpulan bahwa tulangan lentur positif dan negatif penampang area tumpuan tidak aman terhadap beban yang bekerja. Pengecekan untuk area lapangan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.54 Rekapitulasi Hasil Cek Kapasitas Area Lapangan

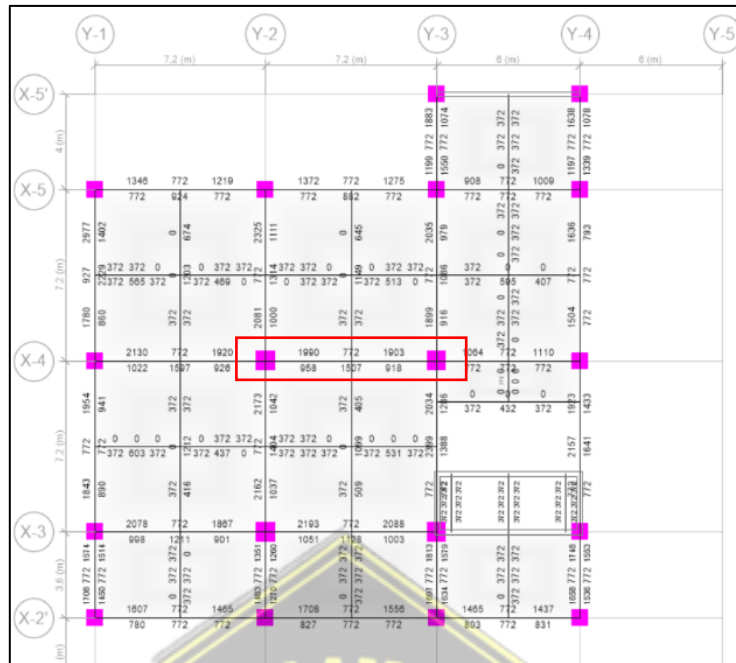
Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Penulangan Lentur				
Lapangan Negatif				
n		Input		3
db			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n * db) / (n - 1)$	mm	121,50
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq$ db dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1,00
As Pasang		$n * \pi / 4 * db^2$	mm ²	850,59
As min,1	9.6.1.2	$(f_c')^{0.5} / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	740,11
As min,2	9.6.1.2	$1.4 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	756,70
As min,4	18.6.3.2	0.25 * As Tumpuan Negatif	mm ²	425,29
Cek As min		As Pasang $\geq$ As min ?		OK
ρ		$As / (b * d)$		0,00
ρ max,1		$0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * f_c' / f_y * (600 / (600 + f_y))$		0,02
ρ max,2	18.6.3.1	0,025		0,03
Cek As max		$\rho \leq \rho$ max ?		OK
a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	33,36
Mn	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	178,22
c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	39,91
ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0,04
ϕ	21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0,90
ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	160,40
Mu			kN-m	77,97
Cek $\phi M_n > Mu$		$\phi M_n > Mu$?		OK
As Perlu		$Mu / [f_y * (d - a/2)]$	mm ²	372,11
Lapangan Positif				
n		Input		6
db			mm	19

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1)$	mm	37,2
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1,0
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	1701,2
As min,1	9.6.1.2	$(f_c')^{0.5} / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	740,1
As min,2	9.6.1.2	$1.4 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	756,7
As min,4	18.6.3.2	0.25 * As Tumpuan Negatif	mm ²	425,3
Cek As min		As Pasang $\geq$ As min ?		OK
ρ		$As / (b * d)$		0,0
ρ max,1		$0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * f_c' / f_y * (600 / (600 + f_y))$		0,0
ρ max,2	18.6.3.1	0,025		0,0
Cek As max		$\rho \leq \rho$ max ?		OK
a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	66,7
Mn	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	345,1
c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	79,8
ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0,0
ϕ	21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0,9
ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	310,6
Mu			kN-m	287,8
Cek $\phi M_n > Mu$		$\phi M_n > Mu$?		OK
As Perlu		$Mu / [f_y * (d - a/2)]$	mm ²	1418,7

Berdasarkan hasil pengecekan area lapangan dari tabel diatas, tulangan lentur positif dan negatif area lapangan aman terhadap beban yang bekerja. Selain pengecekan penulangan lentur, juga dilakukan evaluasi kebutuhan tulangan yang digunakan dengan tulangan eksisting yang sudah dipasang. Evaluasi ini dilakukan dengan hasil analisis menggunakan *software* ETABS v20.1.0 dan perhitungan manual.

1. Hasil Evaluasi dengan *Software* ETABS v20.1.0

Untuk hasil evaluasi menggunakan *software* ETABS v20.1.0 dapat dilihat pada gambar dan tabel berikut.



Gambar 4.66 Luas Tulangan yang Diperlukan dari Software ETABS

Tabel 4.55 Rekapitulasi Hasil Cek Kebutuhan Luas Tulangan Software ETABS

BERDASARKAN OUTPUT ETABS									
Tulangan Lentur									
Evaluasi					Eksisting				
area tumpuan					area tumpuan				
Tulangan atas	=	1990	mm ²	7 D19	>	Tulangan atas	=	1700,31	mm ² 6 D19
Tulangan bawah	=	958	mm ²	4 D19	>	Tulangan bawah	=	850,155	mm ² 3 D19
Evaluasi					Eksisting				
area lapangan					area lapangan				
Tulangan atas	=	772	mm ²	3 D19	=	Tulangan atas	=	850,155	mm ² 3 D19
Tulangan bawah	=	1507	mm ²	6 D19	=	Tulangan bawah	=	1700,31	mm ² 6 D19

2. Hasil Evaluasi dengan Perhitungan Manual

Hasil evaluasi luas tulangan yang diperluka dengan perhitungan manual dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.56 Rekapitulasi Hasil Cek Kebutuhan Luas Tulangan Prhitungan Manual

BERDASARKAN PERHITUNGAN MANUAL									
Tulangan Lentur									
Evaluasi					Eksisting				
area tumpuan					area tumpuan				
Tulangan atas	=	1839,76	mm ²	7 D19	>	Tulangan atas	=	1700,31	mm ² 6 D19

BERDASARKAN PERHITUNGAN MANUAL										
Tulangan Lentur										
Tulangan bawah	=	890,593	mm ²	4 D19	>	Tulangan bawah	=	850,155	mm ²	3 D19
Evaluasi						Eksisting				
area lapangan						area lapangan				
Tulangan atas	=	372,106	mm ²	2 D19	<	Tulangan atas	=	850,155	mm ²	6 D19
Tulangan bawah	=	1418,68	mm ²	5 D19	<	Tulangan bawah	=	1700,31	mm ²	3 D19

Berdasarkan hasil evaluasi kebutuhan luas tulangan dari hasil software ETABS dan perhitungan manual, jumlah tulangan lentur pada area tumpuan evaluasi lebih besar daripada jumlah luas tulangan lentur tumpuan eksisting. Dapat diambil kesimpulan bahwa tulangan lentur area tumpuan tidak aman terhadap beban yang bekerja sedangkan untuk area lapangan evaluasi jumlah luas tulangan lentur lebih kecil daripada jumlah luas tulangan lentur eksisting, maka tulangan lentur lapangan aman terhadap beban yang bekerja.

f. Cek Tulangan Transversal

1. Menentukan Nilai *Momen Probable Capacity* (M_{pr})

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 18.6.5.1, gaya geser harus dihitung dari gaya-gaya diasumsikan bekerja pada daerah tumpuan atau ujung-ujung balok. Karena kekuatan leleh tulangan longitudinal dapat melebihi kekuatan leleh yang disyaratkan dan pengerasan regangan cenderung terjadi pada daerah ujung-ujung balok dengan rotasi yang besar, maka kekuatan geser perlu diperbesar dengan tegangan tidak kurang dari $1,25f_y$ tulangan longitudinal. Nilai M_{pr} ditentukan berdasarkan nilai tumpuan positif dan negatif. Untuk menentukan nilai M_{pr} dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$M_{pr} = A_s 1,25 f_y \frac{d - a_{pr}}{2} \quad (4.23)$$

Keterangan :

M_{pr} = Momen lentur Maksimum yang Mungkin Terjadi (Nmm)

A_s = Luas tulangan yang digunakan

a_{pr} = Tinggi blok regangan yang sudah diperbesar $1,25f_y$

f_y = Mutu baja tulangan

d = Tinggi efektif balok

2. Menentukan Nilai Gaya Geser maksimum yang mungkin terjadi (V_{pr})

Untuk menentukan nilai V_{pr} dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{pr} = \frac{(M_{pr}^+ + M_{pr}^-)}{L_n} \quad (4.24)$$

Keterangan :

V_{pr} = Gaya Geser Maksimum yang Mungkin Terjadi (N)

M_{pr}^+ = Momen lentur maksimum yang mungkin terjadi tumpuan positif

M_{pr}^- = Momen lentur maksimum yang mungkin terjadi tumpuan negatif

L_n = Panjang bentang balok dikurangi dengan Panjang kolom

3. Menentukan Nilai Kekuatan Gaya Geser Perlu Maksimum (V_e)

Nilai V_e dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_e = V_g + V_{pr} \quad (4.25)$$

Keterangan :

V_e = Kekuatan gaya geser perlu maksimum (N)

V_{pr} = Gaya geser maksimum yang mungkin terjadi

V_g = Gaya geser kombinasi 1,2D + L

4. Menentukan Tahanan Geser Beton (V_c)

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 18.6.5.2, tahanan geser beton boleh diasumsikan 0 apabila memenuhi dua persamaan berikut :

$$V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e \text{ dan } \quad (4.26)$$

$$P_u < \frac{A_g f_c'}{20} \quad (4.27)$$

Keterangan :

V_e = Kekuatan gaya geser perlu maksimum

V_{pr} = Gaya geser maksimum yang mungkin terjadi

P_u = Gaya aksial

f_c' = Mutu beton

A_g = Lebar balok dikalikan dengan tinggi balok

Apabila dua persyaratan diatas tidak terpenuhi, maka tahanan geser beton harus diperhitungkan.

5. Perhitungan Spasi

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 18.6.4.4, untuk jarak spasi tulangan transversal atau sengkang tidak boleh melebihi 3 syarat berikut:

$$s \leq \frac{d}{4}$$

$$s \leq 6d_b$$

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

Keterangan :

d = Tinggi efektif balok

d_b = diameter tulangan longitudinal

6. Menentukan Nilai Kekuatan Geser Nominal Pada Tulangan Geser (V_s)

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 22.5.10.5.3, untuk nilai V_s dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4.28)$$

Keterangan :

V_s = Kekuatan geser nominal (N)

d = Tinggi efektif balok

f_y = Mutu baja tulangan

A_v = Luas tulangan yang digunakan

s = Spasi yang digunakan

Untuk syarat batas kekuatan geser nominal, SNI 2847 2019 pasal 22.5.1.2 menyatakan bahwa ukuran dimensi penampang harus memenuhi persamaan berikut:

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,066\sqrt{f'_c}b_w d) \quad (4.29)$$

Keterangan :

V_u = Gaya geser maksimum

d = Tinggi efektif balok

b_w = Lebar balok

f_c' = Mutu beton

V_c = Tahanan geser beton

7. Menentukan Nilai Kekuatan Geser Nominal (V_n)

Nilai V_n dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.30)$$

Keterangan :

V_n = Kekuatan geser nominal (N)

V_c = Tahanan geser beton

V_s = Kekuatan geser nominal (N)

8. Cek Kapasitas

Persyaratan cek kapasitas terpenuhi apabila kuat geser nominal tereduksi dibagi dengan kuat geser maksimum lebih besar dari atau sama dengan 1. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$\frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1 \quad (4.31)$$

Keterangan :

ϕV_n = Kekuatan geser nominal tereduksi

V_u = Kuat geser maksimum

Untuk hasil pengecekan kapasitas geser dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.57 Rekapitulasi Hasil Cek Kekuatan Geser Tulangan Transversal

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Tumpuan				
Gaya Desain				
$V_{g,tumpuan}$	R18.6.5		kN	205,81
A_s^+ Tumpuan			mm ²	850,59
A_s^- Tumpuan			mm ²	1701,17
a_{pr}^+		1.25 a (tumpuan positif)	mm	41,70
a_{pr}^-		1.25 a (tumpuan negatif)	mm	83,39

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
M_{pr}^+	R18.6.5	$A_s^+ * (1.25 f_y) * (d - a_{pr}^+/2)$	N mm	221004540
M_{pr}^-	R18.6.5	$A_s^- * (1.25 f_y) * (d - a_{pr}^-/2)$	N mm	424276313
V_{sway} atau V_{pr}	18.6.5.1	$(M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_n$	N	100825,13
V_e	18.6.5.1	$V_g + V_{pr}$	N	306639,83
Tahanan Geser Beton				
V_{pr}			N	100825
$1/2 V_e$			N	153320
P_u			N	0
$A_g f_c' / 20$			N	360000
V_c Diperhitungkan?	18.6.5.2	$V_c = 0$ jika $V_{pr} \geq 1/2 V_e$ dan $P_u < A_g f_c' / 20$		Iya
V_c			N	201310
Penulangan Geser				
Jumlah Kaki		Input		2
A_v		$n * \pi/4 * d_s^2$	mm ²	157,080
Spasi		Input	mm	85
Spasi Max 1	18.6.4.4	$d / 4$	mm	135,13
Spasi Max 2	18.6.4.4	$6 d_b$	mm	114,00
Spasi Max 3	18.6.4.4	150 mm	mm	150,00
Cek Spasi				OK
V_s	22.5.10.5.3	$A_v * f_y * d / s$	N	399537
Batas V_s	22.5.1.2	$0.66 * (f_c')^{0.5} * b * d$	N	781556
ϕ	12.5.3.2, 21.2.4			0,75
V_n		$V_c + V_s$	N	600847
V_u			N	306640
$\phi V_n / V_u$				1,470
Cek Kapasitas		$\phi V_n / V_u \geq 1$?		OK
Lapangan				
Penulangan Geser				
Jumlah Kaki		Input		1
A_v		$n * \pi/4 * d_s^2$	mm ²	78,54
Spasi		Input	mm	125
Spasi Max	18.6.4.6	$d / 2$	mm	270,25
Cek Spasi				OK
V_s	22.5.10.5.3	$A_v * f_y * d / s$	N	135842
Batas V_s	22.5.1.2	$0.66 * (f_c')^{0.5} * b * d$	N	781556
V_c	22.5.5.1	$0.17 * (f_c')^{0.5} * b * d$	N	201310
ϕ	12.5.3.2, 21.2.4			0,75

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
V_n		$V_c + V_s$		337152
V_u			N	214075
$\phi V_n / V_u$				1,181
Cek Kapasitas		$\phi V_n / V_u \geq 1$?		OK

Berdasarkan dari hasil pengecekan pada tabel diatas, tulangan transversal atau geser untuk area tumpuan dan lapangan aman terhadap gaya geser saat beban bekerja.

g. Cek Gaya Torsi

1. Parameter Geometri Penampang untuk Tulangan Torsi

Menentukan nilai luas penampang beton (A_{cp})

Untuk nilai A_{cp} dapat ditentukan dengan persamaan:

$$A_{cp} = b \times h \quad (4.32)$$

Keterangan :

A_{cp} = Luas penampang beton (mm^2)

h = Tinggi balok

b = Lebar balok

Menentukan nilai keliling penampang beton (P_{cp})

Penentuan nilai P_{cp} menggunakan persamaan berikut:

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) \quad (4.33)$$

Keterangan :

P_{cp} = Keliling penampang beton (mm)

h = Tinggi balok

b = Lebar balok

Menentukan nilai x_0

Untuk nilai x_0 dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$x_0 = b - c_c - d_s \quad (4.34)$$

Keterangan :

b = Lebar balok

c_c = Selimut bersih (mm)

d_s = diameter sengkang

Menentukan nilai y_0

Untuk nilai x_0 dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$y_0 = h - c_c - d_s \quad (4.35)$$

Keterangan :

h = Tinggi balok

c_c = Selimut bersih (mm)

d_s = diameter Senggang

Menentukan Nilai A_{oh}

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 22.7.6.1.1 dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$A_{oh} = X_0 \times Y_0$$

Menentukan Nilai A_{0h}

SNI 2847 2019 pasal 22.7.6.1.1 menyatakan bahwa nilai A_0 dapat diambil dengan persamaan:

$$A_0 = 0,85A_{oh}$$

Menentukan nilai P_h

Nilai P_h adalah keliling garis tengah terluar sengkang tertutup (SNI 2847 2019 pasal 22.7.6.1). Nilai P_h dapat ditentukan dengan persamaan:

$$P_h = 2 \times (x_0 + y_0)$$

Hasil perhitungan parameter geometri penampang untuk tulangan torsi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.58 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Geometri Penampang untuk Tulangan Torsi

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Parameter Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi				
A_{cp}		$b \times h$	mm ²	240000
P_{cp}		$2 \times (b + h)$	mm	2000
x_0		$b - 2c_c - d_s$	mm	310
y_0		$h - 2c_c - d_s$	mm	510
A_{oh}	R22.7.6.1.1	$x_0 \times y_0$	mm ²	158100

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Ao	22.7.6.1.1	0.85 Aoh	mm ²	134385
Ph	22.7.6.1	2 * (xo + yo)	mm	1640

2. Menentukan Momen Retak Torsi (T_{cr})

Nilai momen retak torsi dapat ditentukan melalui persamaan berikut:

$$T_{cp} = 0,33\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (4.36)$$

Keterangan :

T_{cp} = Momen retak torsi (Nmm)

f'_c = Mutu beton

P_{cp} = keliling luar penampang beton

A_{cp} = Luas luar penampang beton

3. Penentuan Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 21.2.1, faktor reduksi kekuatan untuk gaya torsi diambil sebesar 0,75.

4. Pegecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

Persyaratan cek apakah perlu tulangan torsi atau tidak dapat menggunakan persamaan berikut:

$$T_u \geq \frac{\phi T_{cr}}{4} \quad (4.37)$$

Keterangan :

T_u = Gaya torsi ultimit

T_{cr} = Momen retak torsi tereduksi

Apabila nilai T_u lebih besar dari $\phi T_{cr}/4$, maka tulangan torsi dibutuhkan.

Hasil perhitungan kebutuhan tulangan torsi dapat dilihat pada tabel berikut.

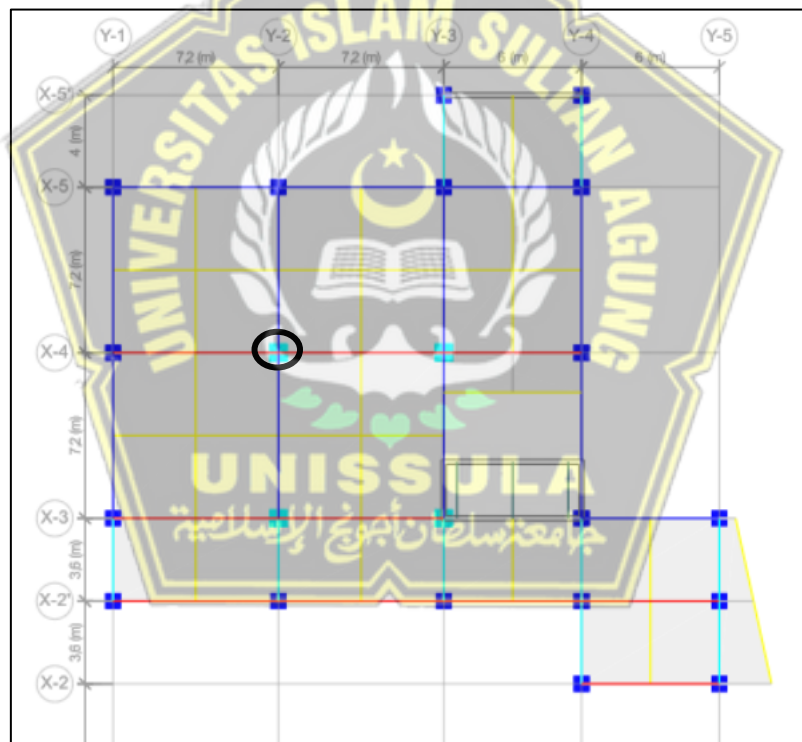
Tabel 4.59 Rekapitulasi Hasil Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi				
T_{cr}		$0.33 * (f_c')^{0.5} * A_{cp}^2 / P_{cp}$	N mm	52055551,87
ϕ	Tabel 21.2.1			0,75
$\phi T_{cr} / 4$			N mm	9760415,975
Perlu Tulangan Torsi?	Tabel 22.7.4.1	$T_u > \phi T_{cr} / 4 ?$		Tidak

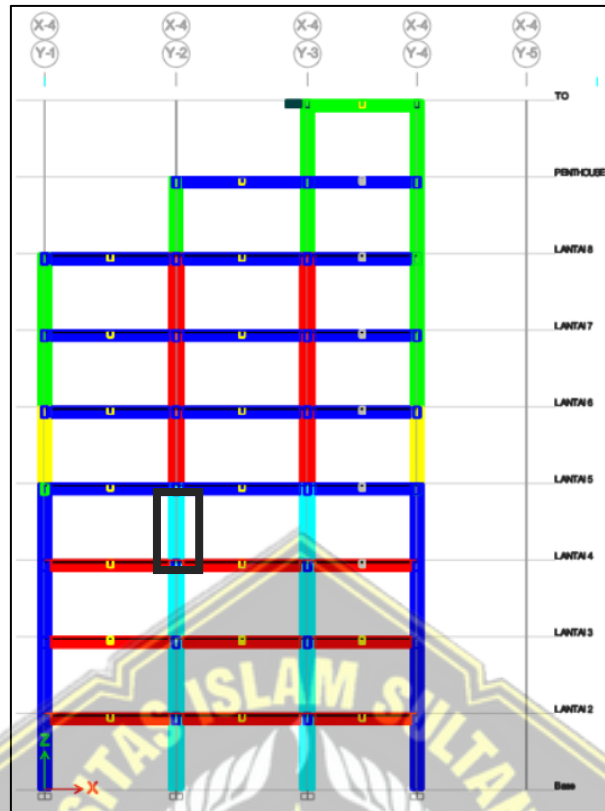
4.6.2. Kolom

a. Lokasi

Untuk kolom yang ditinjau pada pengecekan ini adalah kolom pada lantai 4 yaitu tipe K2A. Lokasi kolom dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 4.67 Lokasi Kolom area lantai 4



Gambar 4.68 Lokasi Kolom Portal As X-4

b. Data Properti Material

Kolom yang akan ditinjau pada pengecekan ini adalah kolom tipe K2A. Untuk data properti material kolom yang digunakan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.60 Data Properti Material

Properti Material			
KOLOM K2A 80x80			
Panjang/Tinggi Kolom, L		mm	4200
Sisi Pendek Kolom, b		mm	800
Sisi Panjang Kolom, h		mm	800
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b		mm	25
Diameter Tulangan Sengkang, d_s		mm	10
Selimut Bersih, c_c		mm	40
Kuat Tekan Beton, f_c'		MPa	30
Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y		MPa	400
Tinggi Balok, hb		mm	600
L_n	$L - hb$	mm	3600

c. Cek Persyaratan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Persyaratan untuk kolom rangka pemikul momen khusus dinyatakan pada SNI 2847 2019 pada pasal 18.7. Kolom rangka pemikul momen khusus didesain untuk menahan gaya lentur, geser, dan gaya aksial. Pengecekan persyaratan sistem rangka pemikul momen khusus dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.61 Pengecekan Syarat Kolom SRPMK

Parameter	Pasal Referensi SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Gaya Aksial, P_u		Input	N	3498932
Luas Penampang Kolom, A_g		$b \cdot h$	mm ²	640000
Syarat Gaya Aksial	Tidak dipersyaratkan. Baca R18.7.1	$P_u > 0.1 A_g f_c' ?$		OK
Syarat Sisi Terpendek	18.7.2.1	$b \geq 300 \text{ mm} ?$		OK
Syarat Rasio Dimensi Penampang	18.7.2.1	$b/h \geq 0.4 ?$		OK
Jumlah Tulangan, n		Input		16
Luas Tulangan Longitudinal, A_s		$n \cdot \pi/4 \cdot d_b^2$	mm ²	7854,0
Rasio Tulangan, ρ		$A_s / (b \cdot h)$		1,23%
Cek ρ_{min} dan ρ_{max}	18.7.4.1	$1\% \leq \rho \leq 6\%$		OK

Untuk nilai gaya aksial P_u pada tabel diatas didapatkan dari hasil gaya dalam program analisis struktur software ETABS v20.1.0. Berdasarkan hasil pengecekan dari tabel diatas, kolom sudah memenuhi persyaratan pyang ada pada SNI 2847 2019.

d. Cek Persyaratan Strong Column Weak Beam (SCWB)

Persyaratan tentang *strong column weak beam* dijelaskan pada SNI 2847 2019 pada pasal 18.7.3.2. Berdasarkan pasal tersebut, kelelahan lentur yang terjadi pada kedua ujung kolom lemah dapat menghasilkan mekanisme kegagalan kolom yang dapat menyebabkan keruntuhan bangunan. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan:

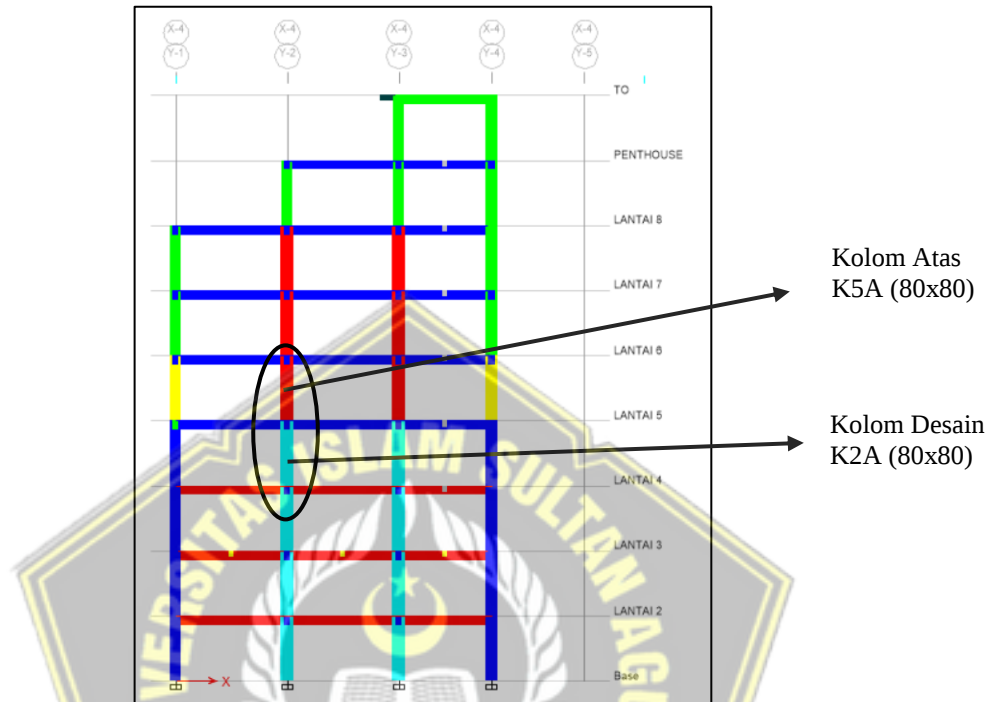
$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb} \quad (4.38.)$$

Penentuan nilai ΣM_{nb} dapat dilihat pada dibawah ini.

Tabel 4.62 Perhitungan Nilai ΣM_{nc}

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Penentuan Nilai ΣM_{nc}				
Tinggi Efektif Balok, d		$h - C_c - d_s - d_b/2$	mm	540,5
Jumlah Tulangan Atas, n		input		6
Luas Tulangan Tekan (atas), A_s		$n \cdot \pi/4 \cdot d_b^2$	mm ²	1701,17
Tinggi Blok Regangan, a	22.2.2.4.1	$A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$	mm	66,71
$M_{nb} (-)$	22.2.2.4.1	$A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$	kNm	345,10
ϕM_n		$\phi \cdot M_n$		310,59
Jumlah Tulangan Tekan (bawah), A_s		input		3
Luas Tulangan Tekan (bawah), A_s		$n \cdot \pi/4 \cdot d_b^2$		850,59
Tinggi Blok Regangan, a	22.2.2.4.1	$A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$	mm	33,36
$M_{nb} (+)$	22.2.2.4.1	$A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$	kNm	178,22
ϕM_n		$\phi \cdot M_n$		160,4
ΣM_{nb}			kNm	470,99
$1,2 \Sigma M_{nb}$			kNm	565,18

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel diatas, didapatkan nilai $1,2\Sigma M_{nb}$ sebesar 565,18 kNm. Untuk penentuan nilai ΣM_{nc} diperlukan nilai gaya-gaya dalam yang bekerja pada kolom yang ditinjau dan satu kolom diatas kolom yang ditinjau. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar dibawah ini.

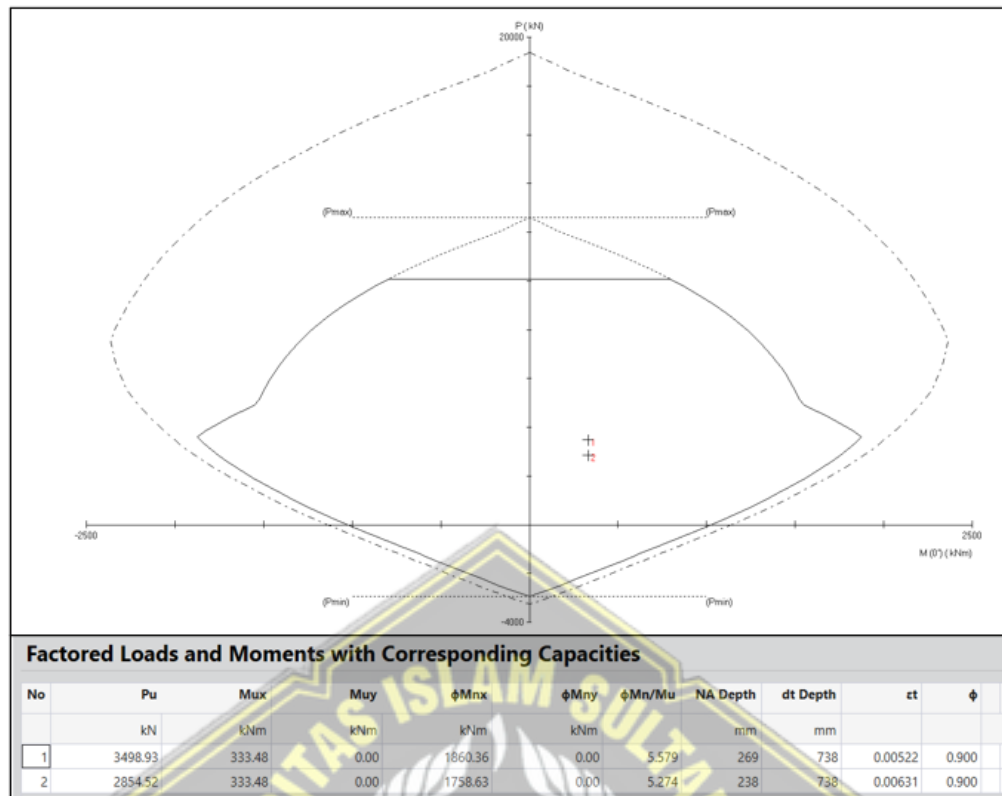


Gambar 4.69 Kolom Atas dan kolom desain Portal As X-4

Gaya-gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis *software* ETABS v20.1.0 sebagai berikut

- Gaya aksial maksimum kolom desain, P_u = 3498,93 kN
- Gaya momen maksimum kolom desain, M_u = 333,477 kNm
- Gaya aksial maksimum kolom atas, P_u = 2854,52 kN
- Gaya momen maksimum kolom atas, M_u = 333,477 kNm

Nilai ΣM_{nc} diperoleh dari bantuan *software* *SPColumn* dengan memasukkan hasil gaya dalam dari *software* ETABS v20.1.0. Dari hasil analisis menggunakan *software* *SPColumn*, didapatkan diagram interaksi seperti pada gambar dibawah ini.



Gambar 4.70 Diagram Interaksi software SPColumn

Berdasarkan hasil analisis dengan menggunakan software SPColumn pada gambar diatas, diperoleh :

- Kekuatan lentur nominal kolom desain, M_{nc} = 1860,36 kNm
- Kekuatan lentur nominal kolom atas, M_{nc} = 1758,63 kNm +
 ΣM_{nc} = 3618,99 kNm

Untuk pengecekan persyaratan *strong column weak beam* dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 63 Perhitungan Nilai ΣM_{nc}

Parameter	Pasal Referensi	Persamaan	Satuan	Nilai
	SNI 2847:2019			
1,2Mnb			kNm	565,18
ΣM_{nc}			kNm	3618,99
Cek SCWB	18.7.3.2	$\Sigma M_{nc} > 1,2\Sigma M_{nb}$		OK

Berdasarkan dari hasil pengecekan dari tabel diatas, kekuatan lentur nominal kolom lebih besar dari 1,2 dikalikan dengan kekuatan lentur nominal balok. Maka, persyaratan *strong column weak beam* memenuhi SNI 2847 2019 pasal 18.7.3.2.

e. Cek Tulangan Transversal

Persyaratan untuk tulangan transversal pada kolom terdapat SNI 2847 2019 pada pasal 18.7.5. Untuk hasil pengecekan disajikan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.64 Pengecekan Tulangan Transversal

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Panjang Zona Sendi Plastis				
l_{o1}	18.7.5.1	h	mm	800
l_{o2}	18.7.5.1	$L_n / 6$	mm	600
l_{o3}	18.7.5.1	450 mm	mm	450
l_o	18.7.5.1	$\text{Max } (l_{o1}; l_{o2}; l_{o3})$	mm	800
Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis				
Lebar Penampang Inti Beton, b_c	R18.7.5.2	$b - 2c_c$	mm	720
Panjang Penampang Inti Beton, h_c	R18.7.5.2	$h - 2c_c$	mm	720
Luas Penampang Kolom, A_g		$b * h$	mm ²	640000
Luas Penampang Inti Beton, A_{ch}		$b_c * h_c$	mm ²	518400
Ash/s min, 1	18.7.5.4	$0.3 (*b_c * f_c' / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	mm ²	3,8
Ash/s min, 2	18.7.5.4	$0.09 * b_c * f_c' / f_y$	mm ²	4,86
		Digunakan =		4,86
Cek Spasi				
Jumlah tulangan digunakan, n		input		4
Spasi, s		Input	mm	85
Spasi Kaki Terbesar, $x_i \text{ max}$	R18.7.5.2	Input	mm	150
Luas tulangan terpakai, A_s		$n * \pi * d_s^2$	mm ²	1256,637
$s_{\text{max},1}$	18.7.5.3	$b / 4$	mm	200
$s_{\text{max},2}$	18.7.5.3	$6 * d_b$	mm	150
h_x	18.7.5.3	$x_i \text{ max}$	mm	150
$s_{\text{max},3} = s_o$	18.7.5.3	$100 \leq 100 + (350 - h_x) / 3 \leq 150$	mm	150
s_{max}	18.7.5.3	$\text{Min } (s_{\text{max},1}, s_{\text{max},2}, s_{\text{max},3})$	mm	150
Cek Spasi	18.7.5.3			OK
Ash1	18.7.5.4	$0.3 (s * b_c * f_c' / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	mm ²	323
Ash2	18.7.5.4	$0.09 * s * b_c * f_c' / f_y$	mm ²	729
Cek Ash		$A_{sh} \geq A_{sh} \text{ pasang}$		OK

Berdasarkan hasil analisis dari tabel diatas, luas tulangan transversal yang digunakan aman terhadap beban yang bekerja.

f. Cek Hubungan Balok dan Kolom (HBK)

Kekuatan geser balok kolom harus memenuhi persyaratan pada SNI 2847 2019 pasal 18.8.4.1. Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 18.8.4.1, kuat geser pada *joint* hubngan balok kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$0,7\lambda\sqrt{f_c'}A_j \quad (4.39.)$$

Keterangan :

λ = diambil sebesar 0,75

f_c' = Mutu beton

A_j = Luas penampang kolom

Kekuatan geser hubungan balok kolom bisa dikatakan aman apabila nilai kuat geser pada area *joint* kurang dari kuat geser hubungan balok kolom tereduksi. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$V_u < \phi V_n \quad (4.40.)$$

Keterangan :

V_u = kuat geser pada *joint*

ϕV_n = Kuat geser hubungan balok kolom yang sudah direduksi

Untuk pengecekan kuat geser hubungan balok kolom dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.65 Pengecekan Kuat Geser Hubungan Balok Kolom

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Lebar kolom, b			mm	800
Tinggi kolom, h			mm	800
Panjang bersih kolom, l_n			m	3,6
Menghitung V_{sway}				
$a_{pr} -$		$1,25 \cdot A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c' \cdot b)$		83,39
$m_{pr} -$		$1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a_{pr}/2)$		424,28
$a_{pr} +$		$1,25 \cdot A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c' \cdot b)$		41,70
$m_{pr} +$		$1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a_{pr}/2)$		221,00
Penentuan DF = Faktor kekakuan kolom dianggap mempunyai kekakuan yang sama yaitu 0,5				
K_{top}		EI/L		2,09213E+11
K_{bot}		EI/L		2,09213E+11
$D_{f_{top}}$				0,5
$D_{f_{bottom}}$				0,5
V_{sway}		$\Sigma m_{pr} \cdot D_{f_{top}} + \Sigma m_{pr} \cdot D_{f_{bottom}} / l_n$		412,26
Gaya Tarik Pada tulangan balok bagian kiri				
A_s			mm ²	1701,17
Kuat leleh tulangan, f_y			Mpa	400
T_1		$1,25 \cdot A_s \cdot F_y$	kN	850,59
Gaya tekan pada blok kiri, C_1			kN	850,59
Gaya Tarik Pada tulangan balok bagian Kanan				
A_s			mm ²	160,40
Kuat leleh tulangan, f_y			Mpa	400
T_2		$1,25 \cdot A_s \cdot F_y$	kN	80,20
Gaya tekan pada blok kiri, C_2			kN	80,20
Gaya Geser pada joint				
V_{u1}		$V_{sway} - T_1 - C_2$	kN	518,52

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Vu2		Vsway - T1 - C1	kN	1288,91
Vu3		Vsway - T2 - C2	kN	251,86
Gaya geser pada joint pakai, Vu		Max(Vu1,Vu2,Vu3)	kN	1288,91
Kontrol kuat geser HBK				
Faktor reduksi, Ø		input		0,85
ØVn	18.8.4.1	$1,7 \cdot 0,75 \cdot \text{SQRT}(f_c) \cdot A_j$		4469,42
Cek		$V_u < \phi V_n$		OK
Cek Tulangan confinement pada joint (HBK)				
Tulangan terpakai, n		input		4
Jarak Tulangan desain, Smin				85
Ash Kolom				323
Ash HBK		$0,5 \cdot \text{Ash/s Kolom}$	mm ²	161,5
Luas tulangan terpakai, As		$n \cdot \pi \cdot d_s^2$	mm ²	1256,637061
Cek		Ash pasang $\geq$ Ash		OK

Berdasarkan hasil analisis cek kuat geser hubungan balok kolom diatas, nilai kuat geser pada *joint* kurang dari kuat geser hubungan balok kolom yang sudah direduksi. Jadi, kuat geser hubungan balok kolom memenuhi persyaratan pada Sni 2847 2019 pasal 18.8.4.1 dan tulangan *confinement* pada *joint* hubungan balok kolom aman terhadap beban yang bekerja.

g. Cek Persyaratan Tulangan Geser Kolom

Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 18.7.6.2, tahanan geser beton boleh diasumsikan 0 apabila memenuhi dua syarat persamaan berikut ;

$$\frac{1}{2} V_{u \text{ desain}} < V_e \quad (4.41.)$$

$$P_u < \frac{A_g f_c'}{20}$$

Keterangan :

V_e = Kekuatan gaya geser perlu maksimum

V_u = Gaya geser maksimum yang mungkin terjadi

P_u = Gaya aksial

f_c' = Mutu beton

A_g = Lebar balok dikalikan dengan tinggi balok

Untuk pengecekan terhadap dua syarat persamaan yang ada pada SNI 2847 2019 pasal 18.7.6.2 dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.66 Pengecekan Syarat Tulangan Geser Kolom

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Berdasarkan SNI 2847 2019 pasal 18.7.6.2 V_c diabaikan atau = 0 apabila dua syarat dibawah ini dipenuhi				
V_u desain		Input	kN	180,98
V_e		V_{sway}	kN	412,26
$1/2 V_u$ desain		$0,5 * V_u$ desain	kN	90,49
P_u				3498,93
$A_g \cdot f_c' / 20$				960
Syarat 1	18.7.6.2	$1/2 V_u$ desain < V_e		OK
Syarat 2	18.7.6.2	$P_u < A_g \cdot f_c' / 20$		NOTOK
Karena Ada Syarat Yang Tidak Terpenuhi, Maka V_c Perlu Dihitung				

Berdasarkan hasil analisis dua syarat pada SNI 2847 2019 pasal 18.7.6.2, terdapat syarat yang tidak terpenuhi. Jadi untuk kuat geser atau V_c harus diperhitungkan.

h. Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Perhitungan tulangan geser kolom dibagi menjadi dua yaitu tulangan geser area zona sendi plastis atau area tumpuan dan area zona diluar sendi plastis atau area lapangan. Perhitungan tulangan geser kolom akan disajikan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.67 Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Area Sendi Plastis				
Gaya Aksial Terfaktor, P_u			N	3498931,5
Gaya geser ultimit, V_u		input (Output)	kN	180,98
V_e		V_{sway}	kN	412,26
gaya geser yang digunakan, V_u			N	412262,77
Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ	Tabel 21.2.1	input		0,75
Tegangan Leleh tulangan geser, f_y			Mpa	400
Mutu Beton, f_c			Mpa	30
Sisi Pendek Kolom, b				800
Sisi Panjang Kolom, h				800
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b				25
Diameter Tulangan Sengkang, d_s				10
Selimut Bersih, cc				40
Tinggi Efektif Balok, d		$h - cc - d_s - d_b/2$	mm	737,5
nilai gaya aksial terkecil, N_u		input (Output)		3498,93

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Kuat Geser Beton, V_c		$0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f_c')^{0.5}$ $h d; d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	N	878716,82
ϕV_c		ϕV_c	N	659037,61
$V_c / 2$		$V_c / 2$	N	439358,41
V_u / ϕ		V_u / ϕ	N	549683,69
Cek		$V_c / 2 > V_u / \phi$	N	NOT OK
Perlu Tulangan Geser				
Cek Tulangan Geser minimum	10.6.2.1	$V_u > 0,5 \phi V_c$	N	OK
Direncanakan Tulangan Geser				
Jumlah Kaki Sisi Pendek, n_1		Input		4
Jumlah Kaki Sisi Panjang, n_2		Input		4
Spasi, s		Input	mm	85
Spasi Kaki Terbesar, $x_i \max$	R18.7.5.2	Input	mm	150
Diameter tulangan yang digunakan				10
A_{v1}		$n \cdot \pi / 4 \cdot d_s^2$	mm ²	314,16
A_{v2}		$n \cdot \pi / 4 \cdot d_s^2$	mm ²	314,16
V_s		$A_v \cdot f_y \cdot d / s$	N	1090317,45
		$A_v \cdot f_y \cdot d / s$	N	1090317,45
$V_u / \phi - V_c$		$V_u / \phi - V_c$		329033,13
Cek Persyaratan V_s	22.5.10.1	$V_s \geq V_u / \phi - V_c$		OK
Ash1			mm ² /mm	3,70
Ash2			mm ² /mm	3,70
Cek Terhadap Asmin				
As/s Min 1	10.6.2.2	$0.062 (f_c')^{0.5} b / f_y$	mm ² /mm	0,68
As/s Min 2	10.6.2.2	$0.35 b / f_y$	mm ² /mm	0,7
CEK		Ash1 > As/s Min 1		OK
		Ash2 > As/s Min 2		OK
Diluar Sendi Plastik				
Gaya Aksial Terfaktor, P_u			N	3498931,50
Gaya geser ultimit, V_u		input (Output)	N	180975,40
Sisi Pendek Kolom, $b = b_w$				800,00
Sisi Panjang Kolom, h				800,00
faktor modifikasi untuk beton normal, λ		Input		1,00
Mutu Beton, f_c			Mpa	30,00
Tegangan Leleh tulangan geser, f_y			Mpa	400,00
Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ	Tabel 21.2.1	input		0,75
Tinggi Efektif Balok, d		$h - c_c - d_s - d_b / 2$	mm	737,50
Gaya Geser Terfaktor		V_u / ϕ		241300,53
Kuat Geser Beton, V_c		$0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f_c')^{0.5} h d; d = b - c_c - d_s - d_b / 2$		878716,82
Cek		$V_u / \phi < V_c$	Perlu Tulangan Geser min	
S_{max}				150
A_{vmin1}		$0.062 (f_c')^{0.5} b \cdot s / f_y$		101,8763957
A_{vmin2}		$0.35 b \cdot s / f_y$		105

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Jumlah tulangan yang digunakan, n		input		4
Diameter tulangan yang digunakan, d		input		10
luas tulangan yang digunakan, A_v		$n * \pi/4 * d_s^2$		314,1592654
Cek		$A_v > A_{vmin}$		OK

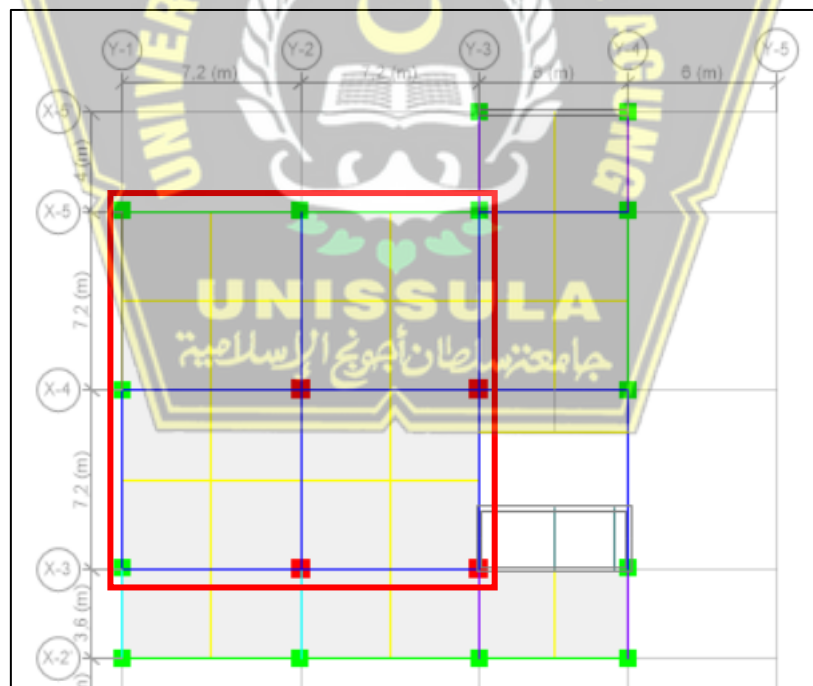
4.6.3. Pelat Lantai

a. Cek Kekuatan Pelat Lantai Ruang Arsip

Lokasi pengecekan pelat lantai yang ditinjau adalah area pelat ruang arsip pada lantai 7 dan area pelat untuk rooftank pada lantai penthouse (lantai 9). Peninjauan pada area ruang arsip dan area rooftank dilakukan karena pada area tersebut memikul beban yang sangat besar.

1.) Lokasi

Untuk lokasi pelat area ruang arsip dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 4.71 Lokasi Area Ruang Arsip

2.) Data Properti Material

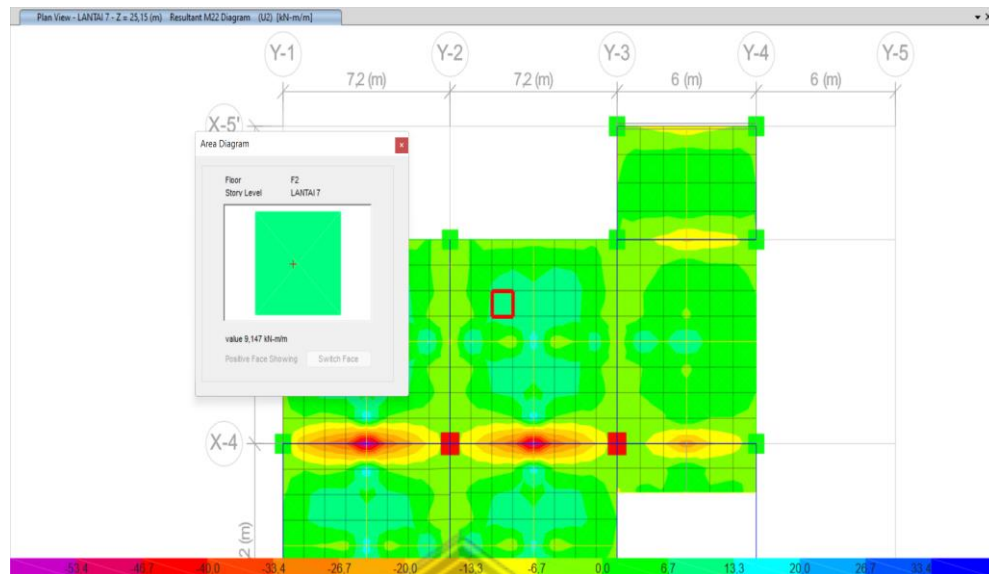
Properti material yang digunakan pada pelat area ruang arsip dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.68 Data Properti Material

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Properti Material dan Penampang				
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L_1		Jarak Antar Balok Induk	mm	7200
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L_2		Jarak Antar Balok Induk	mm	7200
Tebal Pelat, t		Input	mm	120
Diameter Tulangan, d_b		Input	mm	8
Selimut Bersih, c_c	20.6.1.3.1	Input	mm	20
Tebal Efektif Penampang, d		$h - c_c - d_s - d_b/2$	mm	88
Kuat Tekan Beton, f_c'		Input	MPa	30
Kuat Leleh Tulangan, f_y		Input	MPa	400
Modulus Elastisitas Beton, E_c		$4700 * \sqrt{f_c'}$		25743
β_1	22.2.2.4.3	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 * (f_c' - 28) / 7 \leq 0.85$		0,8357
λ	25.4.2.4	Asumsi tidak menggunakan beton ringan		1

3.) Gaya Dalam

Untuk nilai gaya dalam diperoleh dari hasil analisis menggunakan *software* ETABS v20.1.0. Nilai gaya dalam yang diambil adalah nilai momen maksimum dari kombinasi beban mati dan beban hidup yang bekerja pada pelat. Hasil pengambilan nilai gaya dalam dapat dilihat ada gambar berikut ini.



Gambar 4.72 Momen Maksimum Pelat Area Ruang Arsip

Berdasarkan gambar diatas, didapatkan nilai momen maksimum pada pelat area ruang arsip sebesar 9,147 kNm.

4.) Cek Penulangan Pelat

Penulangan pelat yang digunakan aman apabila kapasitas momen lentur tereduksi lebih besar daripada momen ultimit yang bekerja pada pelat. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$\phi M_n > M_u \quad (4.42.)$$

Keterangan :

ϕM_n = Kapasitas momen lentur tereduksi

M_u = Momen ultimit

Untuk hasil pengecekan penulangan pelat pada area ruang arsip dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 69 Pengecekan Penulangan Pelat Area Ruang Arsip

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Mu Maks				
Spasi Tulangan, s		Input		150
Spasi Maksimum, smax	8.7.2.2	2 * t dan 450 mm	mm	240
Cek Spasi Maksimum		s <= smax ?		OK

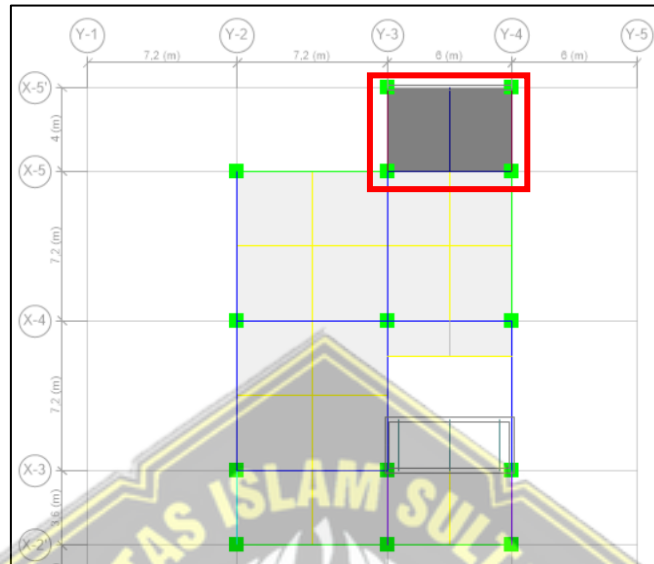
Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / s$ [Analisis untuk per 1 m]		6,67
db			mm	8
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - db$	mm	142
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq db$ dan 25 mm?		OK
As Pasang		$n * \pi / 4 * db^2$	mm ²	335,10
As min ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	240
As min ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	226,8
Cek As min		As Pasang $\geq$ As min ?		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	5,26
Kapasitas Lentur, Mn	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	11,44
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	6,29
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0,04
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0,9
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn		$\phi * Mn$	kN-m	10,30
Momen Ultimit, Mu			kN-m	9,147
Cek Kapasitas		$\phi Mn > Mu$?		OK

Berdasarkan hasil analisis pengecekan penulangan pelat dari tabel diatas, nilai kapasitas momen lentur tereduksi lebih besar dari nilai momen ultimit yang bekerja pada pelat. Jadi, penulangan pelat aman terhadap beban yang bekerja.

b. Cek Kekuatan Pelat Area Rooftank

1.) Lokasi

Untuk lokasi pelat area rooftop dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 4.73 Lokasi Area Rooftank

2.) Data Properti Material

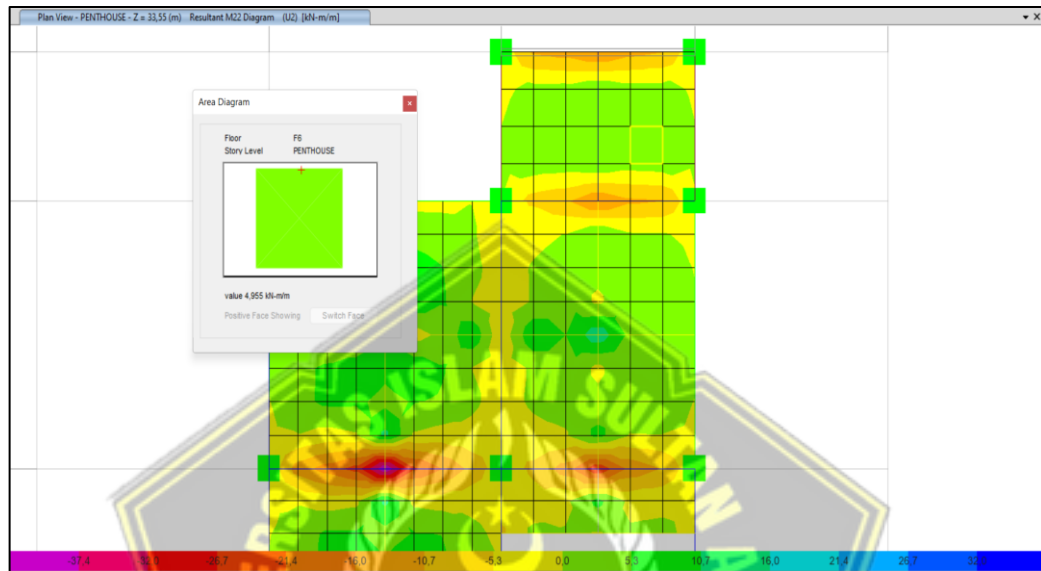
Properti material yang digunakan pada pelat area ruang arsip dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.70 Data Properti Material

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Properti Material dan Penampang				
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L_1		Jarak Antar Balok Induk	mm	4000
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L_2		Jarak Antar Balok Induk	mm	6000
Tebal Pelat, t		Input	mm	150
Diameter Tulangan, d_b		Input	mm	8
Selimut Bersih, c_c	20.6.1.3.1	Input	mm	20
Tebal Efektif Penampang, d		$h - c_c - d_s - d_b/2$	mm	118
Kuat Tekan Beton, f_c'		Input	MPa	30
Kuat Leleh Tulangan, f_y		Input	MPa	400
Modulus Elastisitas Beton, E_c		$4700 * \sqrt{f_c'}$		25743
β_1	22.2.2.4.3	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 * (f_c' - 28) / 7 \leq 0.85$		0,8357
λ	25.4.2.4	Asumsi tidak menggunakan beton ringan		1

3.) Gaya dalam

Untuk nilai gaya dalam diperoleh dari hasil analisis menggunakan *software* ETABS v20.1.0. Nilai gaya dalam yang diambil adalah nilai momen maksimum dari kombinasi beban mati dan beban hidup yang bekerja pada pelat. Hasil pengambilan nilai gaya dalam dapat dilihat ada gambar berikut ini.



Gambar 4.74 Momen Maksimum Pelat Area Rooftank

Berdasarkan gambar diatas, didapatkan nilai momen maksimum pada pelat area rooftank sebesar 4,955 kNm.

4.) Cek Penulangan Pelat

Untuk hasil pengecekan penulangan pelat area rooftank dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.71 Pengecekan Penulangan Pelat Area Rooftank

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Spasi Tulangan, s		Input		150
Spasi Maksimum, smax	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	300
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / s$ [Analisis untuk per 1 m]		6,67
db			mm	8

Parameter	SNI 2847:2019	Persamaan	Satuan	Nilai
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - db$	mm	142
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq db$ dan 25 mm?		OK
As Pasang		$n \cdot \pi/4 \cdot db^2$	mm ²	335,10
As min ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% \cdot b \cdot t$	mm ²	300
As min ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% \cdot 420 / f_y) \cdot b \cdot t$ dan $0.14\% \cdot b \cdot t$	mm ²	283,5
Cek As min		As Pasang $\geq$ As min ?		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$As \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$	mm	5,26
Kapasitas Lentur, Mn	22.2.2.4.1	$As \cdot f_y \cdot (d - a/2)$	kN-m	15,46
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	6,29
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c \cdot 0.003$		0,05
Faktor Reduksi, ϕ	21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \cdot 0.25$ ≤ 0.9		0,9
Kapasitas Lentur Tereuksi, ϕMn		$\phi \cdot Mn$	kN-m	13,9181
Momen Ultimit, Mu			kN-m	4,955
Cek Kapasitas		$\phi Mn > Mu$?		OK

Berdasarkan hasil analisis pengecekan penulangan pelat dari tabel diatas, nilai kapasitas momen lentur tereduksi lebih besar dari nilai momen ultimit yang bekerja pada pelat. Jadi, penulangan pelat aman terhadap beban yang bekerja.

4.7. Perhitungan Pondasi

Pengecekan terhadap pondasi perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi dapat menahan beban yang bekerja pada struktur atas dan beban yang bekerja pada tanah yang ada disekitar pondasi. Pada pengecekan pondasi ini dibantu dengan menggunakan hasil analisis *software* ETABS v20.1.0.

4.7.1. Data Properti Material

Untuk properti material yang digunakan dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.72 Data Properti Material

Parameter	Nilai	Satuan
Jenis	Spun Pile	
Diameter Tiang, D	0,50	m
Panjang Tiang Pancang, L	50,00	m
Kuat Tekan Beton K 600, f_c	49800,00	Kpa
Berat Beton Bertulang, W_c	24,00	kN/m ³

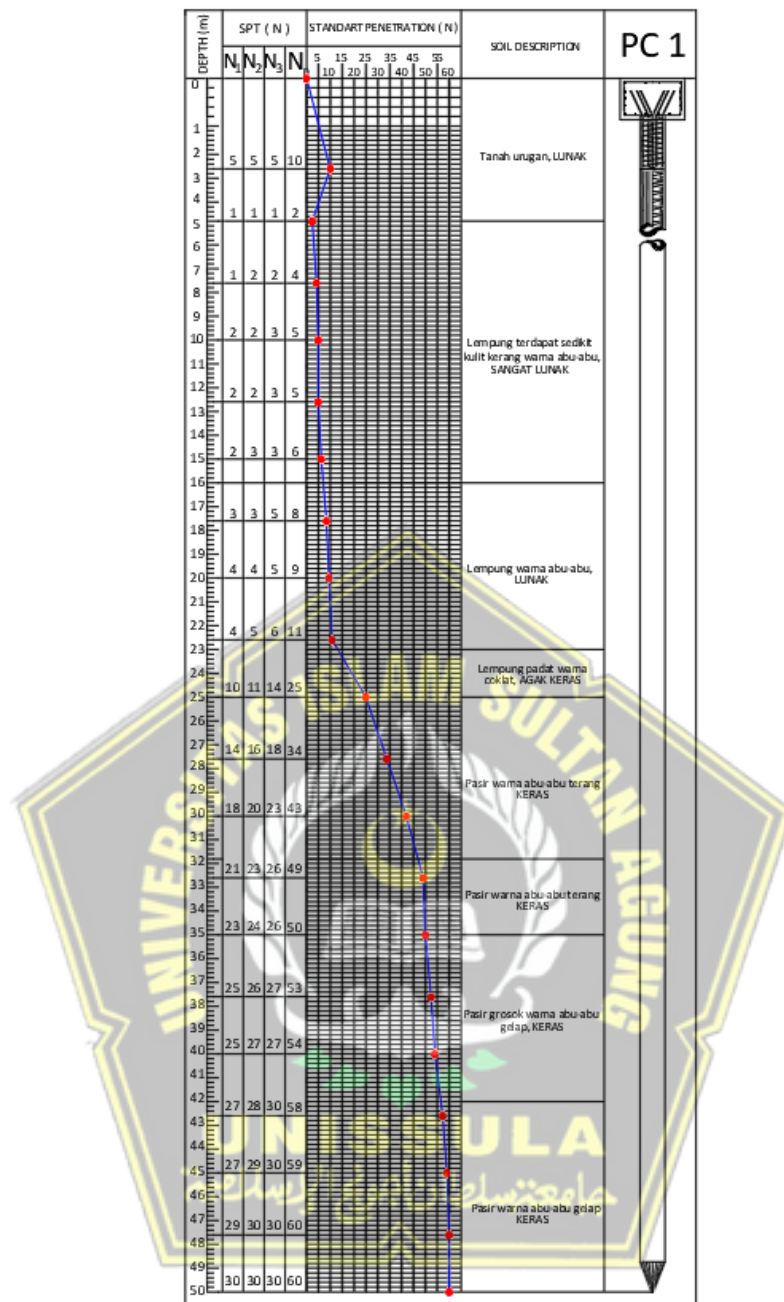
4.7.2. Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah hasil pengujian *Standard Penetration Test* (SPT). Pengujian dilakukan hingga kedalaman 50 meter sesuai dengan panjang pondasi yang masuk kedalam tanah. Untuk hasil pengujian data tanah berdasarkan pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.73 Data Tanah

NO	KEDALAMAN		LABORATRIUM (DATA BOR TANAH)				SPT	
	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)	jenis tanah	C _u (kN/m ²)	y (t/m ³)	φ (...°)	Nilai NSPT Terkoreksi	Nilai NSPT N
1	0,00	2,50	Lempung	27,80	17,75	21,3	0	0
2	2,50	5,00	Lempung	27,80	17,75	21,3	12,5	10
3	5,00	7,50	Lempung	27,80	17,75	21,3	8,5	2
4	7,50	10,00	Lempung	27,80	17,75	21,3	9,5	4
5	10,00	12,50	Lempung	27,80	17,75	21,3	10	5
6	12,50	15,00	Lempung	27,80	17,75	21,3	10	5
7	15,00	17,50	Lempung	27,80	17,75	21,3	10,5	6
8	17,50	20,00	Lempung	27,80	17,75	21,3	11,5	8
9	20,00	22,50	Lempung	27,80	17,75	21,3	12	9
10	22,50	25,00	Lempung	27,80	17,75	21,3	13	11
11	25,00	27,50	Pasir	10,10	17,48	30,2	20	25
12	27,50	30,00	Pasir	10,10	17,48	30,2	24,5	34
13	30,00	32,50	Pasir	10,10	17,48	30,2	29	43
14	32,50	35,00	Pasir	10,10	17,48	30,2	32	49
15	35,00	37,50	Pasir	10,10	17,48	30,2	32,5	50
16	37,50	40,00	Pasir	10,10	17,48	30,2	34	53
17	40,00	42,50	Pasir	10,10	17,48	30,2	34,5	54
18	42,50	45,00	Pasir	10,10	17,48	30,2	36,5	58
19	45,00	47,50	Pasir	10,10	17,48	30,2	37	59
20	47,50	50,00	Pasir	10,10	17,48	30,2	37,5	60
21	50,00	52,50	Pasir	10,10	17,48	30,2	37,5	60

Berdasarkan hasil data tanah pada tabel diatas, untuk kedalam 50 meter nilai NSPT sebesar 60 artinya, pada kedalaman 50 meter sudah termasuk kedalam kalsifikasi tanah keras. Dibawah ini akan disajikan gambar data tanah dengan kedalaman pondasi.



Gambar 4.75 Data Tanah dengan Pondasi

4.7.3. Tahanan Aksial Tiang

a. Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Kekuatan Bahan

Hasil perhitungan tahanan aksial tiang berdasarkan kekuatan bahan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.74 Perhitungan Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Data Bahan

Parameter	Persamaan	Satuan	Nilai
Diameter Tiang, D		m	0,50
Panjang Tiang Pancang, L		m	50,00

Kuat Tekan Beton K 600, f_c		Kpa	49800,00
Berat Beton Bertulang, W_c		kN/m ³	24,00
Luas Penampang Tiang Persegi (A)	$1/4*\pi*D^2$	m ²	0,20
Keliling (K)	$\pi*D$	m	1,57
Momen Inersia (I)	$1/64*\pi*D^4$	m ⁴	0,003
Berat Tiang Pancang, W_p	$W_p = A*L*W_c$	kN	235,62
Kapasitas dukung nominal, P_n	$P_n = 0,850*f_c*A - 1,2*W_p$	kN	8028,73
Faktor Reduksi Kekuatan, ϕ			0,65
Tahanan aksial	$\phi*P_n$	kN	5218,68

Berdasarkan hasil analisis dari tabel diatas, didapatkan tahanan aksial tiang berdasarkan kekuatan bahan sebesar 5218,68 kN

b. Tahanan aksial Tiang Berdasarkan UJI SPT (metode mayerhoff)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT.

Menurut Mayerhoff dinyatakan dengan rumus:

$$P_n = E * N_b * A_b + \check{N} * A_s$$

$$\text{dan harus } \leq P_n = 380 * \check{N} * A_b$$

N_b = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang

$\check{N}$ = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,
luas dasar tiang

A_b = (m²)

A_s = luas selimut tiang (m²)

E = Tanah lempung = 200 kN/m²

Tanah Pasir = 400 kN/m²

N_b = N

$\check{N}$ = Tanah lempung = 10 N

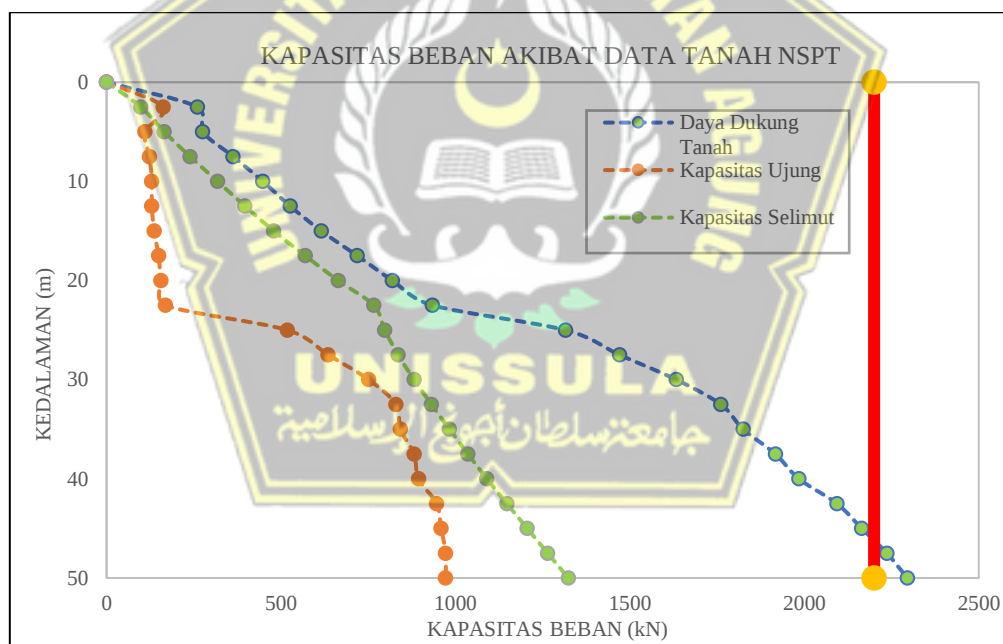
Tanah Pasir = 2 N

Untuk hasil perhitungan tahanan aksial tiang dan kapasitas tiang akibat beban berdasarkan uji SPT menggunakan metode Mayerhoff dapat dilihat pada tabel dan gambar dibawah ini.

Tabel 4.75 Perhitungan Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Uji SPT

Faktor Reduksi										
Faktor Reduksi Nilai Tahanan selimut Tiang, F_{s1}										
Faktor reduksi Nilai tahanan ujung nominal Tiang, F_{s2}										
Tahanan aksial							$\phi*P_n$			
no	Kedalaman Z_1	nilai SPT Terkoreksi	L_1 (m)	A_s	$F_{s2} * P_b$	$F_{s1} * P_s$	Ult P_s	$\phi*P_n$	faktor pilih	P_n Pakai
1	0	7,5	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2,5	12,5	2,5	3,93	161,99	98,17	98,17	260,16	0	0

3	5	8,5	2,5	3,93	110,15	66,76	164,93	275,09	0	0
4	7,5	9,5	2,5	3,93	123,11	74,61	239,55	362,66	0	0
5	10	10	2,5	3,93	129,59	78,54	318,09	447,68	0	0
6	12,5	10	2,5	3,93	129,59	78,54	396,63	526,22	0	0
7	15	10,5	2,5	3,93	136,07	82,47	479,09	615,16	0	0
8	17,5	11,5	2,5	3,93	149,03	90,32	569,41	718,44	0	0
9	20	12	2,5	3,93	155,51	94,25	663,66	819,17	0	0
10	22,5	13	2,5	3,93	168,47	102,10	765,76	934,23	0	0
11	25	20	2,5	3,93	518,36	31,42	797,18	1315,54	0	0
12	27,5	24,5	2,5	3,93	634,99	38,48	835,66	1470,66	0	0
13	30	29	2,5	3,93	751,63	45,55	881,22	1632,84	0	0
14	32,5	32	2,5	3,93	829,38	50,27	931,48	1760,86	0	0
15	35	32,5	2,5	3,93	842,34	51,05	982,53	1824,87	0	0
16	37,5	34	2,5	3,93	881,22	53,41	1035,94	1917,16	0	0
17	40	34,5	2,5	3,93	894,18	54,19	1090,13	1984,31	0	0
18	42,5	36,5	2,5	3,93	946,01	57,33	1147,47	2093,48	0	0
19	45	37	2,5	3,93	958,97	58,12	1205,59	2164,56	1	2164,56
20	47,5	37,5	2,5	3,93	971,93	58,90	1264,49	2236,42	1	2236,42
21	50	37,5	2,5	3,93	971,93	58,90	1323,40	2295,33	0	0
									2	4400,98
Di Atas Ujung Tiang									8	D = 46
Di Bawah Ujung Tiang									4	D = 48
$\phi \cdot P_n$										2200,49



Gambar 4.76 Grafik Kapasitas Beban

c. Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang

Dari perhitungan tahanan aksial tiang berdasarkan data bahan dan uji SPT dengan metode Mayerhoff, digunakan tahanan aksial terkecil. Untuk rekapitulasi perhitungan tahanan aksial tiang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.76 Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang

NO	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi \cdot P_n$
1	Berdasarkan Kekuatan Bahan	5218,68
2	Berdasarkan Hasil Uji SPT (Mayehoff)	2200,489
Daya dukung Aksial Terkecil		$\phi \cdot P_n$
Diambil Tahanan Aksial Tiang Pancang		$\phi \cdot P_n$

Berdasarkan tabel diatas, tahanan aksial dengan uji SPT metode Mayerhoff lebih kecil daripada tahanan aksial berdasarkan data bahan. Jadi, tahanan aksial yang digunakan adalah tahanan aksial dengan uji SPT metode Mayerhoff sebesar 2200 kN.

4.7.4. Tahanan Lateral Tiang Hansen)

a. Tahanan Lateral Tiang Berdasarkan Momen Maksimum (Brinch Hansen)

Kuat lentur beton tiang pancang, $f_b = 0.40 \cdot f_c' \cdot 10^3 = 19920$ kN/m²

Tahanan momen, $W = I_c / (D/2) = 0,0123$ m³

Momen maksimum, $M_y = f_b \cdot W = 244,46$ kNm

Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

Tabel 4.77 Kohesi Tanah

no	KEDALAMAN Z_1	L_1 (m)	C_u (kN/m ²)	$C_u \cdot L_1$ (kN/m ²)	L_2 (m)	$C_u \cdot L_1$ (kN/m ²)
1	0	0,00	27,80	0,00	0	0
2	2,5	2,5	27,80	69,50	2,5	69,50
3	5	2,5	27,80	69,50	5	139,00
4	7,5	2,5	27,80	69,50	7,5	208,50
5	10	2,5	27,80	69,50	10	278,00
6	12,5	2,5	27,80	69,50	12,5	347,50
7	15	2,5	27,80	69,50	15	417,00
8	17,5	2,5	27,80	69,50	17,5	486,50
9	20	2,5	27,80	69,50	20	556,00
10	22,5	2,5	27,80	69,50	22,5	625,50
11	25	2,5	10,10	25,25	25	650,75
12	27,5	2,5	10,10	25,25	27,5	676,00
13	30	2,5	10,10	25,25	30	701,25
14	32,5	2,5	10,10	25,25	32,5	726,50
15	35	2,5	10,10	25,25	35	751,75
16	37,5	2,5	10,10	25,25	37,5	777,00
17	40	2,5	10,10	25,25	40	802,25
18	42,5	2,5	10,10	25,25	42,5	827,50
19	45	2,5	10,10	25,25	45	852,75
20	47,5	2,5	10,10	25,25	47,5	878,00
21	50	2,5	10,10	25,25	50	903,25
		$\Sigma L_1 =$	50		$\Sigma C_u \cdot L_1 =$	903,25
$\check{c}_u = \Sigma [c_u \cdot L_1] / S L_1 =$						18,07

Kohesi tanah rata-rata,

$$f = H_n / [9 * c_u * D] \quad \text{pers.(1)}$$

$$g = L - (f + 1.5 * D) \quad \text{pers.(2)}$$

$$M_y = H_n * (e + 1.5 * D + 0.5 * f) \quad \text{pers.(3)}$$

$$M_y = 9 / 4 * D * c_u * g^2 \quad \text{pers.(4)}$$

Dari pers.(1) : $f = 0,0123 * H_n$

Dari pers.(2) : $g = 49,25 - 0,01 * H_n$

$$g^2 = 0,0002 * H_n^2 - 1,2 * H_n + 2425,56$$

$$9 / 4 * D * c_u = 20,32$$

Dari pers.(3) : $M_y = H_n * (0,75 - 0,01 * H_n)$

$$M_y = 0,0062 * H_n^2 - 0,75 * H_n$$

Dari pers.(4) : $M_y = 0,0031 * H_n^2 - 25 * H_n + 49295,01$

Pers.kuadrat : $0 = 0,0031 * H_n^2 - 25,4 * H_n - 49295,01$

Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal, $H_n = 1623,3 \text{ kN}$

$$f = 19,97 \text{ m}$$

$$M_{\max} = H_n * (e + 1.5 * D + 0.5 * f) = 17425,016 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} > M_y \rightarrow \text{Termasuk tiang Panjang (OK)}$$

Dari pers.(3) : $M_y = H_n * (0,75 - 0,01 * H_n)$

$$-244,46 = 0,01 * H_n^2 - 0,75 * H_n$$

Pers. kuadrat $0 = 0,0062 * H_n^2 - 0,75 * H_n - 244,46$

Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal, $H_n = 147,51 \text{ kN}$

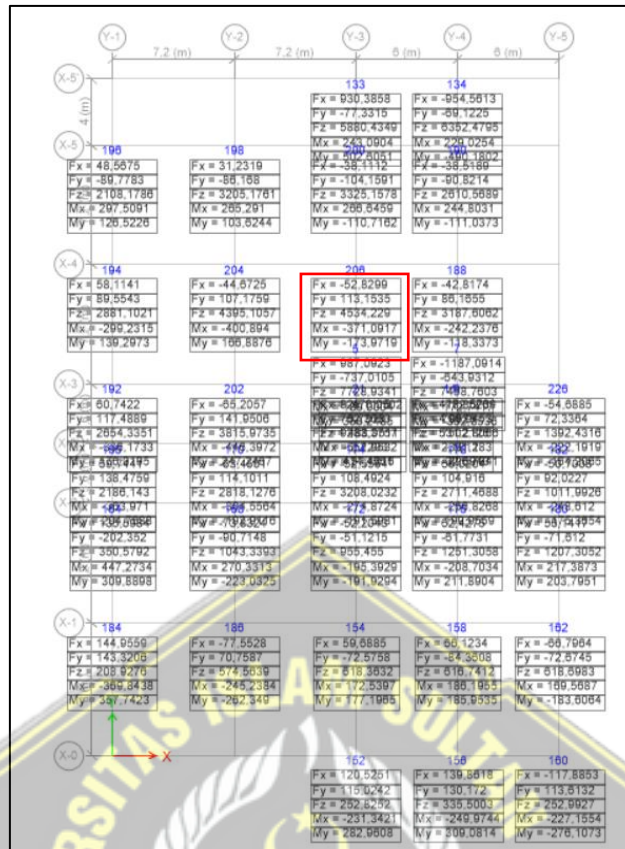
$$f = 0,6$$

$$f * H_n = 88,50364 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil analisis dari persamaan diatas dengan menggunakan metode Binch Hansen, jenis tiang yang digunakan termasuk jenis tiang pancang dan diperoleh tahanan lateral tiang sebesar 88,5 KN.

4.8. Perhitungan Pilecap

Pondasi yang ditinjau pada pengecekan kekuatan pondasi adalah pondasi yang memiliki reaksi tumpuan terbesar. Untuk nilai reaksi tumpuan diperoleh dari hasil analisis menggunakan *software* ETABS v20.1.0. Penentuan nilai reaksi tumpuan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.

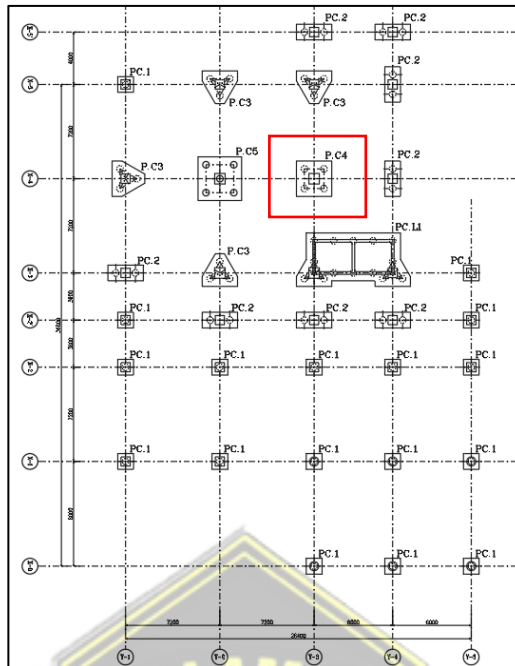


Gambar 4.77 Reaksi Tumpuan

Berdasarkan gambar diatas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor, P_u = 4534,30 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor, M_{ux} = 371,09 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor, M_{uy} = 173,97 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor, H_{ux} = 52,83 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor, H_{uy} = 113,15 kN
- Tahanan aksial tiang pancang, ϕP_n = 2200 kN
- Tahanan lateral tiang pancang, ϕH_n = 89,74 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral tiang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* ETABS pada gambar 4.77 diatas, lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 4. Untuk lebih jelasnya, lokasi pondasi PC 4 dapat dilihat pada gambar denah pondasi dibawah ini.



Gambar 4.78 Denah Pondasi

4.8.1. Data Properti Material

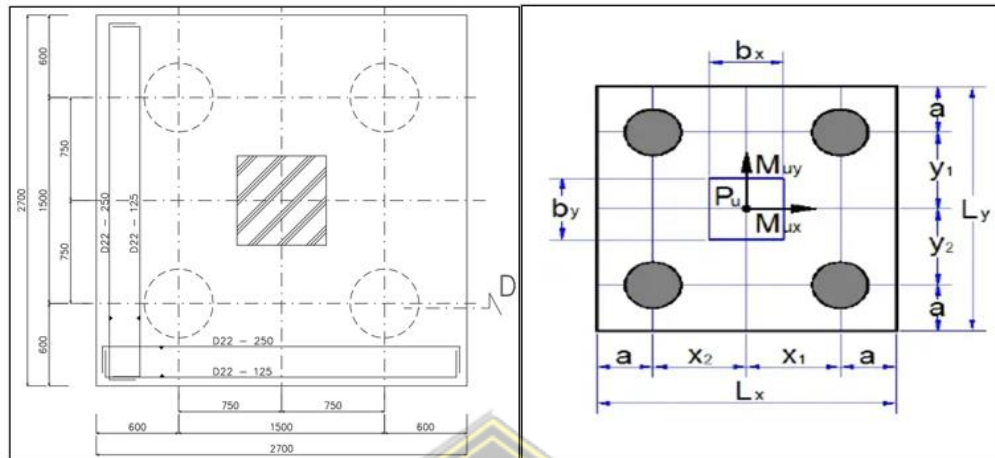
Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 4 dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.78 Data Properti Material

Parameter	Satuan	Nilai
DATA BAHAN PILECAP		
Kuat tekan beton, f_c'	MPa	30
Kuat leleh baja tulangan <i>deform</i> ($\varnothing > 12 \text{ mm}$), f_y	MPa	400
Kuat leleh baja tulangan <i>polos</i> ($\varnothing > 12 \text{ mm}$), f_y	MPa	400
Berat beton bertulang, W_c	kN/m ³	24
DATA DIMENSI FONDASI		
Lebar kolom arah x, b_x	m	0,80
Lebar kolom arah y, b_y	m	0,80
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton, a	m	0,60
Tebal pilecap, h	m	1,00
Tebal tanah di atas pilecap, z	m	0,80
Berat volume tanah di atas pilecap, W_s	kN/m ³	18,00
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20), α_s		40

4.8.2. Jumlah Susunan Tiang

Untuk Jumlah susunan tiang dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 4.79 Jumlah Susunan Pondasi

Berdasarkan gambar diatas, dilakukan rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah x dan y. Untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.79 Data Properti Material

DATA SUSUNAN TIANG PANCANG							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y			
No.	Jumlah	x	n * x ²	No.	Jumlah	y	n * y ²
	n	(m)	(m ²)		n	(m)	(m ²)
1	2	0,75	1,13	1	2	0,75	1,13
2	0	0,00	0,00	2	0	0,00	0,00
3	2	-0,75	1,13	3	2	-0,75	1,13
n =	4	S x ² =	2,25	n =	4	S y ² =	2,25
Lebar pilecap arah x, (m)				Lx =			
Lebar pilecap arah y, (m)				Ly =			

4.8.3. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Untuk perhitungan cek kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial akan disajikan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.80 Perhitungan Cek Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Aksial

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Berat tanah di atas pilecap, W _s	$L_x * L_y * z * w_s$	104,976	kN
Berat pilecap, W _c	$L_x * L_y * h * w_c$	174,96	kN
Total gaya aksial terfaktor, P _u	$P_{uk} + 1.2 * W_s + 1.2 * W_c$	4870,222	kN
Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. Pusat	x _{max}	0,75	m
Lengan maksimum tiang pancang arah y thd. Pusat	y _{max}	0,75	m
Lengan minimum tiang pancang arah x thd. Pusat	x _{min}	-0,75	m
Lengan minimum tiang pancang arah y thd. Pusat	y _{min}	-0,75	m

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Gaya aksial maksimum pada tiang pancang, P_{umax}	$P_u / n + M_{ux} * x_{max} / S_x + M_{uy} * y_{max} / S_y$	1399,24	kN
Gaya aksial maksimum pada tiang pancang, P_{umin}	$P_u / n + M_{ux} * x_{min} / S_x + M_{uy} * y_{min} / S_y$	1035,86	kN
ϕP_n		2200	kN
CEK	$P_{umax} \leq \phi P_n$	OK	

Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial dari tabel diatas, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksial tiang. Jadi, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang bekerja.

d. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang dikatakan aman terhadap gaya lateral yang bekerja apabila nilai gaya lateral kombinasi pada arah x dan y lebih kecil darip tahanan lateral tiang pancang. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$H_{umax} < \phi H_n \quad (4.8.4.)$$

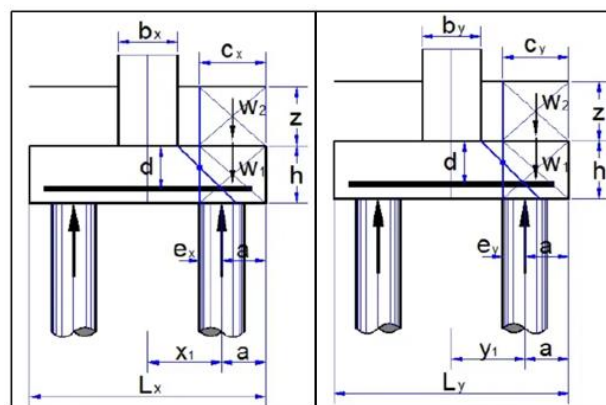
Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.81 Perhitungan Cek Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Gaya lateral arah x pada tiang, H_{ux}	H_{ux} / n	13,20748	kN
Gaya lateral arah y pada tiang, H_{uy}	H_{uy} / n	28,28838	kN
Gaya lateral kombinasi dua arah	$(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)^{0,5}$	31,2197	kN
ϕH_n		88,5	kN
CEK	$H_{umax} \leq \phi H_n$	OK	

Berdasarkan Hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari tabel diatas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang. Jadi, kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

4.8.4. Tinjauan Geser Arah X dan Y



Gambar 4.80 Tinjauan Geser Pilecap

Kuat geser pilecap pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser pilecap terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$V_u < \phi V_c \quad (4.43.)$$

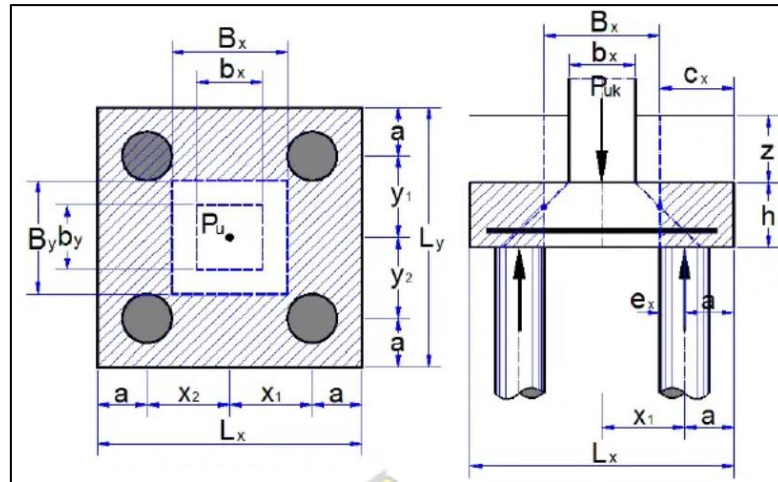
Pengecekan kekuatan geser pile cap terhadap gaya geser yang terjadi dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.82 Perhitungan Cek Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Geser

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Tinjauan Geser Arah X			
Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton, d'		0,1	m
Tebal efektif pilecap, d	h - d'	0,9	m
Jarak bid. kritis terhadap sisi luar, c _x	c _x = (L _x - b _x - d) / 2 =	0,5	m
Berat beton, W ₁	c _x * L _y * h * w _c	32,4	kN
Berat tanah, W ₂	c _x * L _y * z * w _s	19,44	kN
Gaya geser arah x, V _u	2 * P _{umax} - W ₁ - W ₂ =	2746,65	kN
Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x, b	L _y	2700	mm
Tebal efektif pilecap, d		900	mm
Rasio sisi panjang thd. sisi pendek kolom, β _c	b _x / b _y	1	
Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V _c yang diperoleh dari pers.sbb. :			
V _c = [1 + 2 / β _c] * √ f _c ' * b * d / 6 * 10-3 =		6654,83	kN
V _c = [a _s * d / b + 2] * √ f _c ' * b * d / 12 * 10-3 =		17006,79	kN
V _c = 1 / 3 * √ f _c ' * b * d * 10-3 =		4436,55	kN
Diambil, kuat geser pilecap, V _c		4436,55	kN
Faktor reduksi kekuatan geser, φ		0,75	
Kuat geser pilecap, φV _c		3327,41	kN
CEK	V _u < φV _c	OK	
Tinjauan Geser Arah Y			
Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton, d'		0,1	m
Tebal efektif pilecap, d	h - d'	0,9	m
Jarak bid. kritis terhadap sisi luar, c _x	c _y = (L _y - b _y - d) / 2 =	0,5	m
Berat beton, W ₁	c _y * L _x * h * w _c	32,4	kN
Berat tanah, W ₂	c _y * L _x * z * w _s	19,44	kN
Gaya geser arah x, V _u	2 * P _{umax} - W ₁ - W ₂ =	2746,65	kN
Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y, b	L _x	2700	mm
Tebal efektif pilecap, d		900	mm
Rasio sisi panjang thd. sisi pendek kolom, β _c	b _x / b _y	1	
Kuat geser pilecap arah y, diambil nilai terkecil dari V _c yang diperoleh dari pers.sbb. :			
V _c = [1 + 2 / β _c] * √ f _c ' * b * d / 6 * 10-3 =		6654,83	kN
V _c = [a _s * d / b + 2] * √ f _c ' * b * d / 12 * 10-3 =		17006,79	kN
V _c = 1 / 3 * √ f _c ' * b * d * 10-3 =		4436,55	kN
Diambil, kuat geser pilecap, V _c		4436,55	kN
Faktor reduksi kekuatan geser, φ		0,75	
Kuat geser pilecap, φV _c		3327,41	kN
CEK	V _u < φV _c	OK	

Berdasarkan analisis hasil pengecekan kekuatan geser pilecap pada arah x dan y, gaya geser arah x dan y lebih kecil dari kuat geser pilecap terfaktor. Jadi, pilecap aman terhadap gaya geser yang bekerja pada arah x dan y.

4.8.5. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)



Gambar 4.81 Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)

Syarat kuat geser dua arah atau pons harus memenuhi persamaan berikut:

$$\phi V_{np} < P_{uk} \quad (4.44.)$$

keterangan :

ϕV_{np} = Kuat geser pons terfaktor

P_{uk} = Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

Untuk hasil pengecekan kuat geser dua arah dapat dilihat pada gambar dibawah ini.

Tabel 4.83 Perhitungan Cek Kekuatan Pondasi Terhadap Gaya Geser Dua Arah

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton, d'		0,1	m
Tebal efektif pilecap, d	$h - d'$	0,9	m
Lebar bidang geser pons arah x, B_x	$b_x + d$	1,7	m
Lebar bidang geser pons arah y, B_y	$b_y + d$	1,7	m
Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, P_{uk}		4534,299	kN
Luas bidang geser pons, A_p	$2 * (B_x + B_y) * d$	6,12	m ²
Lebar bidang geser pons, b_p	$2 * (B_x + B_y)$	6,8	m
Rasio sisi panjang thd. sisi pendek kolom, β_c	b_x / b_y	1	
Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari pers.sbb. :			
$[1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} / 6$		2,738613	MPa
$[as * d / b_p + 2] * \sqrt{f_c'} / 12$		3,329294	MPa
$1 / 3 * \sqrt{f_c'}$		1,825742	MPa
Tegangan geser pons yang disyaratkan, f_p		1,825742	MPa
Faktor reduksi kekuatan geser pons, ϕ		0,75	
Kuat geser pons,	$\phi * A_p * f_p * 10^3$	8380,155	kN
CEK	$\phi V_{np} > P_{uk}$	OK	

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah dari tael diatas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaa geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, Jadi, Kuat geser dua arah pada pilecap aman terhadap gaya geser yang bekerja.

4.8.6. Cek Penulangan Lentur Pilecap

Pengecekan terhadap penulangan lentur pada pilecap dilakukan untuk mengetahui apakah tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Pengecekan dilakukan dari arah x dan arah y. Untuk pengecekan tulangan lentur pada pilecap dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.84 Perhitungan Cek Penulangan Lentur Pilecap

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Tulangan Lentur Arah X			
Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap, c_x	$(L_x - b_x) / 2$	0,95	m
Jarak tiang thd. sisi kolom, e_x	$c_x - a$	0,35	m
Berat beton, W_1	$c_x * L_y * h * w_c$	61,56	kN
Berat tanah, W_2	$c_x * L_y * z * w_s$	36,936	kN
Momen yang terjadi pada pilecap, M_{uy}	$3 * p_{umax} * e_x - W_1 * c_x / 2 - W_2 * c_x / 2$	1422,42	kNm
Lebar pilecap yang ditinjau, L_y		2700	mm
Tebal pilecap, h		1000	mm
Jarak pusat tulangan thd. sisi luar beton, d'		100	mm
Tebal efektif plat, d	$h - d'$	900	mm
Kuat tekan beton, f'_c		30	MPa
Kuat leleh baja tulangan, f_y		400	MPa
Modulus elastis baja, E_s		200000	MPa
Faktor distribusi teg. beton, β_1		0,85	
ρ_b	$b1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y)$	0,03	
Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ		0,8	
R_{max}	$0.75 * r_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * r_b * f_y / (0.85 * f'_c)]$	7,89	
M_n	M_{ux} / f	1778,02	kNm
R_n	$M_n * 10^6 / (b * d^2)$	0,81	
CEK	$R_n < R_{max}$	OK	
Rasio tulangan yang diperlukan, ρ	$0.85 * f'_c / f_y * [1 - \{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)\}^{0.5}]$	0,002	
Rasio tulangan minimum, ρ_{min}		0,003	
Rasio tulangan yang digunakan, ρ_{pakai}		0,003	
Luas tulangan yang diperlukan, A_{sperlu}	$\rho * b * d$	6075	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan, D	D	22	mm
Jarak tulangan yang diperlukan, s	$\pi / 4 * D^2 * b / A_s$	169	mm
Jarak tulangan maksimum, S_{max}		250	mm
Jarak tulangan yang digunakan, S_{pakai}	input	125	mm
CEK spasi	$S_{pakai} < S_{perlu}$	OK	
Luas tulangan terpakai, A_{spakai}	$\pi / 4 * D^2 * b / s$	8210,87	mm ²
CEK A_s	$A_{spakai} > A_{sperlu}$	OK	
Digunakan Tulangan			
	D	22	-
Tulangan Lentur Arah Y			
Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap, c_y	$(L_y - b_y) / 2$	0,95	m
Jarak tiang thd. sisi kolom, e_y	$c_y - a$	0,35	m
Berat beton, W_1	$c_y * L_x * h * w_c$	61,56	kN
Berat tanah, W_2	$c_y * L_x * z * w_s$	36,936	kN
Momen yang terjadi pada pilecap,	$3 * p_{umax} * e_y - W_1 * c_y / 2 - W_2 * c_y / 2$	1422,42	kNm
Lebar pilecap yang ditinjau, L_x		2700	mm

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Tebal pilecap, h		1000	mm
Jarak pusat tulangan thd. sisi luar beton, d'		100	mm
Tebal efektif plat, d	$h - d'$	900	mm
Kuat tekan beton, f_c'		30	MPa
Kuat leleh baja tulangan, f_y		400	MPa
Modulus elastis baja, E_s		200000	MPa
Faktor distribusi teg. beton, β_1		0,85	
ρ_b	$b1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y)$	0,03	
Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ		0,8	
R_{max}	$0.75 * r_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * r_b * f_y / (0.85 * f_c')]]$	7,89	
M_n	M_{ux} / ϕ	1778,03	kNm
R_n	$M_n * 10^6 / (b * d^2)$	0,81	
CEK	$R_n < R_{max}$	OK	
Rasio tulangan yang diperlukan, ρ	$0.85 * f_c' / f_y * [1 - \{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')\}^{0.5}]$	0,002	
Rasio tulangan minimum, ρ_{min}		0,003	
Rasio tulangan yang digunakan, ρ_{pakai}		0,003	
Luas tulangan yang diperlukan, A_{sperlu}	$\rho * b * d$	6075	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan, D	D	22	mm
Jarak tulangan yang diperlukan, s	$\pi / 4 * D^2 * b / A_s$	169	mm
Jarak tulangan maksimum, s_{max}		200	mm
Jarak tulangan yang digunakan, s_{pakai}	input	125	mm
CEK spasi	$s_{pakai} < s_{perlu}$	OK	
Luas tulangan terpakai, A_{spakai}	$\pi / 4 * D^2 * b / s$	8210,87	mm ²
CEK A_s	$A_{spakai} > A_{sperlu}$	OK	
	D	22	-
			125

Berdasarkan Hasil analisis pengecekan penulangan lentur dari tabel diatas, tulangan lentur arah x dan y untuk diameter dan jarak tulangan yang digunakan aman. Jadi, tulangan lentur arah x dan y yang digunakan aman terhadap beban yang bekerja.

4.8.7. Tulangan Susut

Untuk perhitungan tulangan susut dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.85 Perhitungan Cek Penulangan Lentur Pilecap

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Rasio tulangan susut minimum, ρ_{min}		0,0014	
Luas tulangan susut arah x, A_{sx}	$\rho_{smin} * b * d$	3402	mm ²
Luas tulangan susut arah y, A_{sy}	$\rho_{smin} * b * d$	3402	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan, D		22	mm
Jarak tulangan susut arah x, s_x	$\pi / 4 * D^2 * b / A_{sx}$	301,69	mm
Jarak tulangan susut maksimum arah x, s_{xmax}		250	mm
Jarak tulangan susut arah x yang digunakan, s_x		250	mm
Jarak tulangan susut arah y, s_y	$\pi / 4 * D^2 * b / A_{sy}$	301,69	mm
Jarak tulangan susut maksimum arah y, s_{ymax}		250	mm
Jarak tulangan susut arah y yang digunakan, s_y		250	mm
Digunakan diameter tulangan susut arah x,		22	mm
Digunakan diameter tulangan susut arah y,		22	mm
Digunakan Jarak tulangan susut arah x,		250	mm
Digunakan jarak tulangan susut arah y,		250	mm

Berdasarkan hasil perhitungan tulangan susut, tulangan susut yang digunakan pile cap pada arah x dan y adalah tulangan susut dengan diameter 22 mm dan jarak antar tulangan susut 250 mm.



BAB 5

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Kesimpulan Aspek Struktur Berdasarkan hasil pemeriksaan terhadap kondisi struktur bangunan, maka kesimpulan yang dapat kami berikan sebagai berikut :

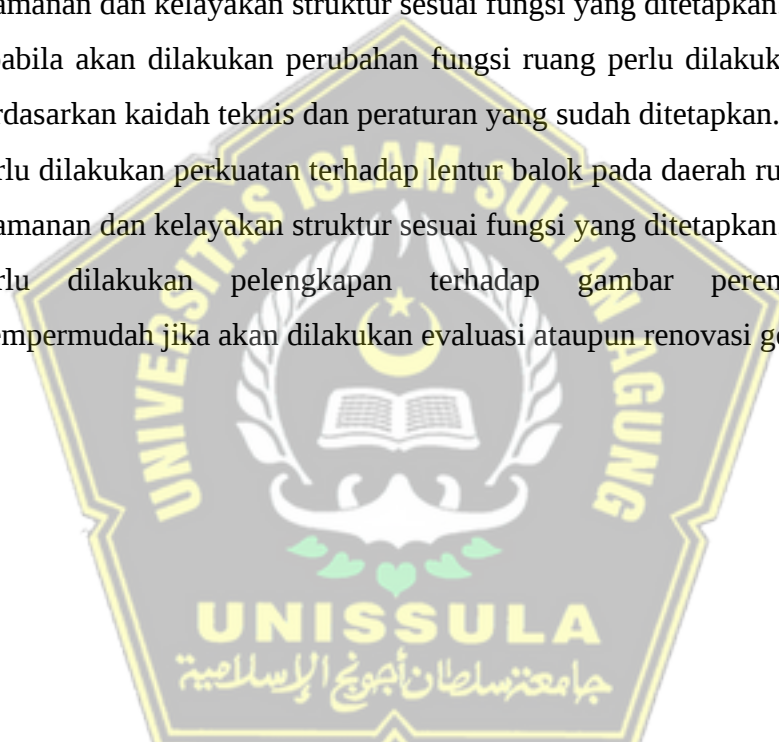
1. Kondisi struktur atas bangunan relatif baik tidak ada tanda – tanda kerusakan struktural yang ditandai dengan retak dan lendutan yang terjadi pada kolom, balok dan pelat lantai.
2. Hasil pengujian tanah menunjukkan tanah keras berada di kedalaman mulai dengan 40 meter, kemudian setelah dilakukan perbandingan dengan kedalaman pondasi rencana sudah sesuai dengan kaidah teknis (pondasi berada di kedalaman 50 meter nilai SPT 60).
3. Pemasangan pondasi sampai dengan tanah keras (kedalaman 50 meter dan NSPT=60) ini sangat menguntungkan dengan tidak adanya tanda penurunan pada bangunan gedung.
4. Hasil analisa struktur menggunakan standar SNI terbaru menunjukkan kinerja bangunan terhadap beban gempa masih cukup baik dengan nilai simpangan antar lantai dan efek terhadap P Delta masih dibawah batas ijin, meskipun bangunan memiliki beberapa ketidakaturan pada arah horizontal dan arah vertikal.
5. Kondisi penampang struktur pelat lantai aman terhadap beban yang bekerja terutama pada ruang yang menerima beban berat seperti ruang arsip dan rooftank.
6. Kondisi penampang balok pada ruang arsip tidak aman terhadap lentur, namun untuk penampang balok area kantor aman dan masih memenuhi syarat sebagai sistem rangka pemikul momen khusus.
7. Kapasitas kolom masih memadai dan memenuhi syarat sebagai sistem rangka pemikul momen khusus, namun terdapat kolom yang tidak memenuhi persyaratan struktur rangka pemikul momen khusus.
8. Evaluasi terhadap sistem ganda yang digunakan pada bangunan ini menunjukkan saat terjadi beban gempa dan dinding geser runtuh, elemen

kolom, balok dan pelat lantai masih mampu menahan sisa beban gempa yang terjadi. Dengan komposisi gempa 75% ditahan dinding beton, 25% ditahan kolom, balok dan pelat lantai.

5.2. Saran

Berdasarkan hasil pengujian dan analisis struktur yang telah dilakukan, diperoleh saran sebagai berikut:

1. Perlu adanya pemeriksaan berkala terhadap struktur gedung, sehingga pemeliharaan struktur dapat selalu dilakukan untuk mempertahankan tingkat keamanan dan kelayakan struktur sesuai fungsi yang ditetapkan.
2. Apabila akan dilakukan perubahan fungsi ruang perlu dilakukan pengkajian berdasarkan kaidah teknis dan peraturan yang sudah ditetapkan.
3. Perlu dilakukan perkuatan terhadap lentur balok pada daerah ruang arsip agar keamanan dan kelayakan struktur sesuai fungsi yang ditetapkan.
4. Perlu dilakukan pelengkapan terhadap gambar perencanaan agar mempermudah jika akan dilakukan evaluasi ataupun renovasi gedung.



DAFTAR PUSTAKA

- Antonius, (2020), *Konsep Dasar dan Desain Struktur Beton Bertulang*, Unissula Press, Semarang.
- Badan Standarisasi Nasional, (1997), “*Tentang Peraturan Pengujian Hammer Test*”, SNI 03 4430 1997, Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional, (2020), “*Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya*”, SNI 1727 2020, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, (2019), “*Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*”, SNI 2847 2019, Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional, (2019), “*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*”, SNI 1726 2019, Jakarta
- Enggartiasto, L. (2021). “*Studi Kelayakan Struktur Bangunan Lama Berdasarkan Standar Bangunan Gedung Terbaru yang Berlaku Di Indonesia*”, Tesis, Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
- Enggartiasto, L. & Antonius (2022). “*Assesment and Structural Feasibility of The Existing Old Building Using Latest Standard*”, Seminar Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia 23 – 24 Agustus 2022, Jakarta, Indonesia
- Enggartiasto, L., Cholida, N., F., C., Antonius, Kemala, D., (2022), *Assesment Of The Existing High Rise Building Based On Currently Indonesian Code*, International Conference On Earthquake Engineering and Disaster Mitigation, 5th ICEEDM 28 – 29 Sept. 2022. Yogyakarta, Indonesia.
- Ariyanto, A. S. (2020). *Analisis Jenis Kerusakan Pada Bangunan Gedung Bertingkat (Studi Kasus pada Gedung Apartemen dan Hotel Candiland Semarang)*. Bangun Rekaprima, 06(1), 45–57.
file:///C:/Users/user/Downloads/1929-108084-1-SM (1).pdf
- Hasan, M., Mahlil, M., & Mubarak, A. (2020). *Desain Perkuatan Struktur Bangunan Gedung Akibat Perubahan Fungsi Dan Umur Bangunan Menggunakan Cfrp Sheet*. *Jurnal Teknik Sipil*, 9(1), 21–31.
<https://doi.org/10.24815/jts.v9i1.15945>
- Khoeri, H. (2021). *Pemilihan Metode Perbaikan Dan Perkuatan Struktur Akibat*

- Gempa (Studi Kasus Pada Bank Sulteng Palu). *Konstruksia*, 12(1), 93.
<https://doi.org/10.24853/jk.12.1.93-104>
- Pemikul, R., & Terbatas, M. (2020). *Studi perbandingan berat profil pada struktur gedung baja yang didesain sebagai sistem rangka pemikul momen khusus dan sistem rangka pemikul momen terbatas*.
- Pratama, G. P., Satrio, B. D., Tadjono, S., & Wibowo, H. (2016). Kajian Perkuatan Struktur Gedung Yang Disesuaikan Dengan Sni Gempa 03-1726-2012 Kota Semarang Studi Kasus Gedung Kuliah Utama Fakultas Teknik. *Jurnal Karya Teknik Sipil*, 5(2), 188–199.
- Wiyana, Y. E. (2015). Analisis Kegagalan Konstruksi dan Bangunan Dari Perspektif Faktor Non Teknis. *Wahana Teknik Sipil*, 17(1 Juni 2012), 54–60.
- Yudi Pranoto, & Riza Setiabudi. (2019). EVALUASI KEKUATAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG (Studi Kasus : Bangunan Gedung SMPN 19 Samarinda, Kalimantan Timur). *Jurnal Rekayasa*, 8(2), 101–122.
<https://doi.org/10.37037/jrftsp.v8i2.26>
- Yurmansyah, I., & Mukhlis. (2009). Perkuatan Struktur Beton Gedung Dengan Metode Grouting dan Glass Fiber. *Rekayasa Sipil*, V(April), 46–59.

