TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS GEDUNG HOTEL DENGAN *SETBACK* BERDASARKAN SNI-1726-2019 DAN SNI-2847-2019
(UPPER STRUCTURE DESIGN OF SETBACK HOTEL BUILDING BASED ON SNI-1726-2019 AND SNI-2847-2019)

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

Hendarto Sutria Nanda

17511123

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

2023

TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS GEDUNG HOTEL DENGAN *SETBACK* BERDASARKAN SNI-1726-2019 DAN SNI-2847-2019
(UPPER STRUCTURE DESIGN OF SETBACK HOTEL BUILDING BASED ON SNI-1726-2019 AND SNI-2847-2019)

Disusun oleh

Hendarto Sutria Nanda

17511123

Terlah diterima sebagai salah satu persyaratan

untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 28 Februari 2023

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I	Penguji I	Penguji II
7/3 23	7/3 23	9/3 23
Malik Mushthofa, S.T., M.Eng.	**Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.**	**Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T.**
NIK: 185111302	**NIK: 165111301**	**NIK:185111304**

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
YOGYAKARTA

9/3 23

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.

NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 28 Februari 2023

Yang Membuat Pernyataan,



Hendarto Sutria Nanda

(17511123)

Scanned with CamScanner

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perancangan Struktur Atas Gedung Hotel dengan Setback berdasarkan SNI-1726-2019 dan SNI-2847-2019*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak dan Ibu penulis Kedua yang telah memberikan segala dukungan baik material maupun non material hingga Tugas Akhir ini dapat diselesaikan,
2. Bapak Malik Mushthofa, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing yang telah membimbing dan memberi arahan kepada penulis selama penyusunan tugas akhir ini
3. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. dan Bapak Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T. selaku Dosen Penguji,
4. Ibu Ir. Yunalia Muntafi S.T., M.T., Ph.D., selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.
5. Rekan-rekan yang turut memberi saran dan bantuan Selama proses pengerjaan tugas akhir.

Penulis menyadari bahwa dalam penulisan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangannya, oleh karena itu kritik dan saran yang sifatnya membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini sangat diterima. Akhir kata, semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi semua pihak.

Yogyakarta, 28 Februari 2023

Penulis,

Hendarto Sutria Nanda

(17511123)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL viii
DAFTAR GAMBAR xi
DAFTAR LAMPIRAN xiii
ABSTRAK xiv
ABSTRACT xv
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1. Latar Belakang 1
1.2. Rumusan Masalah 3
1.3. Tujuan Perancangan 3
1.4. Manfaat Perancangan 3
1.5. Batasan Perancangan 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1. Penelitian Terdahulu 5
2.2. Perbedaan Penelitian 7
BAB III LANDASAN TEORI 11
3.1. Klasifikasi Bangunan 11
3.2. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus 12
3.3. Sistem Ganda 12
3.4. Pembebanan Struktur 13
3.5. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung (SNI-1726-2019) 13

3.6. Batasan dan Persyaratan Tambahan untuk Sistem dengan Ketidakberaturan Struktur 34
3.7. Analisis Kebutuhan Tulangan Elemen Struktur 43
BAB IV METODOLOGI PERANCANGAN 59
4.1. Umum 59
4.2. Subjek dan Objek Perancangan 59
4.3. Pengumpulan Data 59
4.4. Tahapan perancangan 63
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 67
5.1. Konfigurasi Bangunan 67
5.2. Pembebanan 68
5.3. *Preliminary Design* 71
5.4. Analisis Beban Gempa *Equivalent Load Factor* 76
5.5. Kontrol Ketidakberaturan Horizontal 80
5.6. Kontrol Ketidakberaturan Vertikal 87
5.7. Kesimpulan Kontrol Ketidakberaturan 92
5.8. Analisis Beban Gempa Dinamik Respons Spektrum 98
5.9. Kontrol Simpangan Antar Tingkat Izin 101
5.10. Kontrol Efek P-Delta 104
5.11. Kontrol Sistem Ganda 107
5.12. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Elemen Struktur 107
5.13. Pembahasan 200
BAB VI KESIMPULAN 202
6.1. Kesimpulan 202
6.2. Saran 204
DAFTAR PUSTAKA 205
LAMPIRAN 207

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang 8
Tabel 3. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung 14
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa 17
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs 17
Tabel 3. 4 Koefisien situs, *Fa* 18
Tabel 3. 5 Koefisien situs, *Fv* 19
Tabel 3. 6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek 23
Tabel 3. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik 23
Tabel 3. 8 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung 24
Tabel 3. 9 Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x 24
Tabel 3. 10 Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % gaya geser dasar 26
Tabel 3. 11 Kombinasi Beban 27
Tabel 3. 12 Momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada level beban terfaktor 30
Tabel 3. 13 Prosedur Jenis Analisis Beban Gempa 31
Tabel 3. 14 Simpangan antar tingkat izin, Δ 32
Tabel 3. 15 Persyaratan Ketidakberaturan Horizontal 42
Tabel 3. 16 Persyaratan Ketidakberaturan Vertikal 43
Tabel 3. 17 Ketentuan Desain Segmen Vertikal 56
Tabel 5. 1 Data Tinggi Tingkat dan Elevasi Gedung 67
Tabel 5. 2 Beban Dinding 69
Tabel 5. 3 Beban Hidup Berdasarkan Fungsi Ruang 70
Tabel 5. 4 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Balok 71
Tabel 5. 5 Rekapitulasi Estimasi Tebal Pelat 73
Tabel 5. 6 Rekapitulasi Esimasi Dimensi Kolom 75

Tabel 5. 7 Ketidakberaturan Torsi Arah X 82
Tabel 5. 8 Ketidakberaturan Torsi Arah Y 83
Tabel 5. 9 Ketidakberaturan Sudut Dalam 85
Tabel 5. 10 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma 85
Tabel 5. 11 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Arah X 88
Tabel 5. 12 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X 88
Tabel 5. 13 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Arah Y 89
Tabel 5. 14 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y 90
Tabel 5. 15 Ketidakberaturan Berat 91
Tabel 5. 16 Ketidakberaturan Geometrik Arah X 91
Tabel 5. 17 Persyaratan pada Pasal Referensi yang Harus dipenuhi 93
Tabel 5. 18 Eksentrisitas Bawaan 94
Tabel 5. 19 Faktor Pembesaran Torsi Arah X 95
Tabel 5. 20 Faktor Pembesaran Torsi Arah Y 96
Tabel 5. 21 Eksentrisitas Total 96
Tabel 5. 22 Simpangan Antar Tingkat Izin Arah X 102
Tabel 5. 23 Simpangan Antar Tingkat Izin Arah Y 103
Tabel 5. 24 Efek P-Delta Arah X 105
Tabel 5. 25 Efek P-Delta Arah Y 105
Tabel 5. 26 Perbandingan Persentase Sistem Ganda 107
Tabel 5. 27 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Pelat 112
Tabel 5. 28 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Tulangan Balok 139
Tabel 5. 29 Rekapitulasi Tulangan Transversal 143
Tabel 5. 30 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Kolom 152
Tabel 5. 31 Rekapitulasi Tulangan Transversal Kolom 157
Tabel 5. 32 Gaya Desain Diafragma Arah X 158
Tabel 5. 33 Gaya Desain Diafragma Arah Y 159
Tabel 5. 34 Gaya Desain Diafragma per Luasan Lantai 160
Tabel 5. 35 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 1-4 163
Tabel 5. 36 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 5-8 163
Tabel 5. 37 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 9-12 163
Tabel 5. 38 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 13-16 163

Tabel 5. 39 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 17-20 164
Tabel 5. 40 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 21-22 164
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kord 165
Tabel 5. 42 Identifikasi Elemen Kolektor Arah X 171
Tabel 5. 43 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Teridentifikasi Kolektor 173
Tabel 5. 44 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Balok Kolektor 180
Tabel 5. 45 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Transversal Balok Kolektor 185
Tabel 5. 46 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi *Balance* 191
Tabel 5. 47 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Patah Desak 193
Tabel 5. 48 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Patah Tarik 196
Tabel 5. 49 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Lentur Murni 198

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Bangunan *Setback* 1

Gambar 3. 1 Denah Bangunan Beraturan dan Simetris 11

Gambar 3. 2 Parameter gerak tanah Ss, gempa maksium yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %) 20

Gambar 3. 3 Parameter gerak tanah, S1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5 %) 20

Gambar 3. 4 PGA. Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G) wilayah Indonesia 21

Gambar 3. 5 Spektrum respons desain 22

Gambar 3. 6 Faktor Pembesaran Torsi, *Ax* 35

Gambar 3. 7 Ketidakberaturan 2 36

Gambar 3. 8 Ketidakberaturan 3 37

Gambar 3. 9 Ketidakberaturan 4 37

Gambar 3. 10 Ketidakberaturan 5 38

Gambar 3. 11 Ketidakberaturan 1a dan 1b 39

Gambar 3. 12 Ketidakberaturan 2 39

Gambar 3. 13 Ketidakberaturan 3 40

Gambar 3. 14 Ketidakberaturan 4 40

Gambar 3. 15 Ketidakberaturan 5a dan 5b 41

Gambar 3. 16 Desain Balok Tulangan Rangkap 44

Gambar 3. 17 Aksial Tekan Sentris pada Kolom 48

Gambar 3. 18 Kondisi Regangan Berimbang 49

Gambar 3. 19 Kondisi Keruntuhan Tekan 50

Gambar 3. 20 Kondisi Keruntuhan Tarik 51

Gambar 3. 21 Diagram Interaksi Mn-Pn 53

Gambar 4. 1 Denah Tingkat 1,3,4 60

Gambar 4. 2 Denah Tingkat 2 61

Gambar 4. 3 Denah Tingkat 5 61
Gambar 4. 4 Denah Tingkat 6 62
Gambar 4. 5 Denah Tingkat 7 62
Gambar 4. 6 Denah Tingkat 8-22 63
Gambar 4. 7 Bagan Alir Tahapan Perancangan 65
Gambar 5. 1 Joint Tinjauan untuk Torsi arah X 81
Gambar 5. 2 Joint Tinjauan untuk Torsi arah Y 81
Gambar 5. 3 Grafik Ketidakberaturan Horizontal Arah X dan Y 84
Gambar 5. 4 Denah Tinjauan Lantai 5 Ketidakberaturan Sudut Dalam 84
Gambar 5. 5 Tinjauan Ketidakberaturan Akibat Perggeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang 86
Gambar 5. 6 Tinjauan Ketidkaberaturan Sistem Non Paralel 87
Gambar 5. 7 Partisipasi Massa 98
Gambar 5. 8 Grafik Respon Spektrum Desain 100
Gambar 5. 9 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Arah X dan Y 104
Gambar 5. 10 Grafik Koefisien Stabilitas P-Delta 106
Gambar 5. 11 Interpolasi Nilai Koefisien Pengali Momen 109
Gambar 5. 12 Diagram Mu-Pu Kolom K1-1 Arah X 151
Gambar 5. 13 *Section Cut* Tingkat Tipikal 1,3,4,6 Arah X 161
Gambar 5. 14 *Section Cut* Tingkat 2 Arah X 161
Gambar 5. 15 *Section Cut* Tingkat Tipikal 5, 7 Arah X 162
Gambar 5. 16 *Section Cut* Tingkat Tipikal 8-22 Arah X 162
Gambar 5. 17 Lokasi Identifikasi Balok Berpotensi Kolektor Tingkat Tipikal 1-22 171
Gambar 5. 18 Diagram Mu-Pu Balok Kolektor Lantai 2 Kode B28 Arah X 179
Gambar 5. 19 Diagram Mu-Pu Balok Kolektor Lantai 2 Kode B28 Arah Z 179
Gambar 5. 20 Diagram Interaksi *Shearwall* 200

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Denah Fungsi Ruang 208

ABSTRAK

Ketersediaan lahan yang terbatas sedangkan meningkatnya kebutuhan manusia untuk beraktivitas, akibatnya bangunan gedung mulai dibangun ke arah vertikal dengan bertingkat banyak. Gedung bertingkat sangat rawan saat terjadi gempa, terutama di Indonesia yang dilewati oleh cincin api dunia serta pertemuan 3 lempeng tektonik dunia. Gedung harus direncanakan untuk memiliki struktur yang kuat menahan gaya gempa yang terjadi. Maka gedung yang direncanakan perlu dianalisis dan didesain dengan standar yang terbaru yang berlaku yaitu standar gempa SNI-1726-2019 dan standar perencanaan beton bertulang SNI-2847-2019.

Perancangan ini bertujuan untuk mengetahui rangkaian proses perancangan struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback.* Perancangan diawali dari *preliminary design* elemen-elemen struktur yang dirancang meliputi balok, kolom, pelat, dan *shearwall*. Kemudian hasil *preliminary design* elemen struktur dimodelkan dalam bentuk 3D pada *software* ETABS untuk dianalisis menggunakan beban gempa respons spektrum berdasarkan SNI-1726-2019 untuk mengetahui respons struktur, pengecekan persyaratan ketidakberaturan dan gaya dalam pada masing-masing elemen struktur. Respons struktur yang ditinjau meliputi simpangan lantai, simpangan antar lantai, dan stabilitas P-Delta. Selanjutnya hasil dari analisis respons struktur gedung, dilakukan *detailing* pada elemen-elemen struktur yang dirancang berdasarkan SNI-2847-2019.

Hasil analisis struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* masih memenuhi syarat dari simpangan lantai maksimum dan stabilitas P-Delta akibat dari penggunaan beban gempa respons spektrum berdasarkan standar gempa SNI 1726-2019, dengan mengalami ketidakberaturan vertikal tipe 1a,1b,2,3 dan ketidakberaturan horizontal tipe 1a. Akibat dari ketidakberaturan yang terjadi, maka perlu gaya desain diafragma perlu ditingkatkan sebesar 25% dan merancang elemen kolektor dan kord. Untuk hasil perancangan, didapatkan elemen struktur sebanyak 12 tipe elemen balok, 10 tipe elemen pelat, 17 tipe elemen kolom, 1 tipe dinding geser. 6 balok teridentifikasi sebagai balok kolektor, dan elemen kord di setiap lantai.

Kata Kunci: perancangan, respon spektrum, respon struktur, SNI 1726 2019, SNI 2847 2019

ABSTRACT

The availability of land is limited while the human need for activities increases, it cause buildings were built in a vertical direction with many stories. highrise buildings are very vulnerable when an earthquake occurs, especially in Indonesia which is passed by the world's ring of fire and the confluence of 3 world's tectonic plates. The building must be planned to have a strong structure to withstand the earthquake forces that occur. So the building needs to be analyzed and designed with the latest standards, the earthquake standard's SNI-1726-2019 and the reinforced concrete design standard's SNI-2847-2019.

This design aims to develop a series of process designs for the upper structure of a 22-storey hotel building with setback. The design begins with the initial design of the designed structural elements including beams, columns, slabs, and shearwall. Then the results of the initial design of the structural elements were modeled in 3D in ETABS software to be analyzed using the seismic load response spectrum based on SNI-1726-2019 to determine the response structure, irregularity requirements checks and internal forces in each structural element. The structural responses reviewed include story displacement, inter-story drift, and P-Delta stability. Furthermore, the results of the analysis of the response structure of the building, detailed the structural elements designed based on SNI-2847-2019.

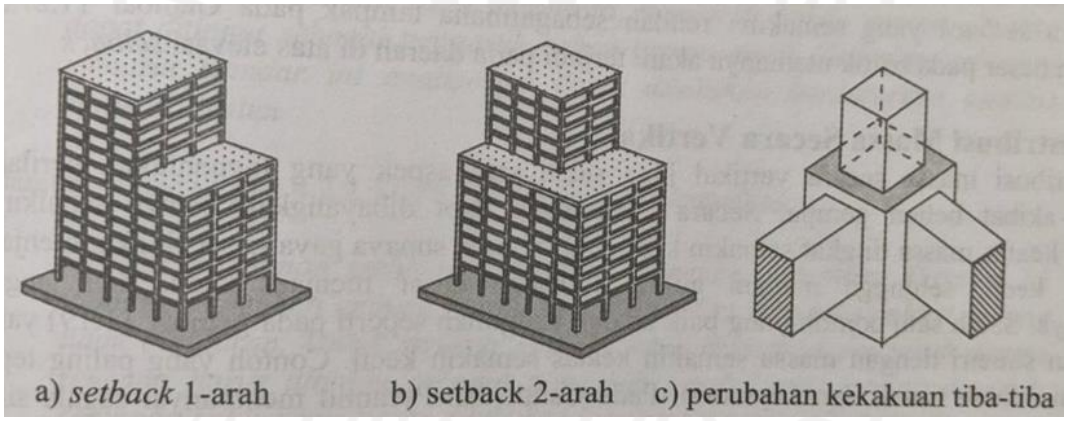
The results of the analysis of the upper structure of a 22-storey hotel building with setback still meet the requirements of the maximum floor deviation and P-Delta stability as a result of using the seismic load response spectrum based on SNI 1726-2019 earthquake standards, by experiencing vertical irregularities of types 1a, 1b, 2, 3 and type 1a horizontal irregularity. As a result of the irregularities that occur, it is necessary to increase the diaphragm design force by 25% and design the collector and chord elements. For the design results, obtained structural elements as many as 12 types of beam elements, 10 types of plate elements, 17 types of column elements, 1 type of shear wall. 6 beams identified as collector beams, and chord elements in each floor.

***Keywords**: design, spectrum response, structure response, SNI 1726 2019, SNI 2847 2019*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Bangunan gedung mulai dibangun ke arah vertikal dengan bertingkat banyak, atas dasar keterbatasannya ketersediaan lahan dan meningkatnya kebutuhan tempat untuk manusia beraktivitas. Seiring perkembangan zaman, para arsitek mulai mendesain bangunan gedung bertingkat banyak dengan bentuk geometri yang bervariatif, dengan pertimbangan dari segi nilai estetika juga dari segi fungsional. Secara umum struktur bangunan gedung diklasifikasikan menjadi dua kriteria berdasarkan konfigurasinya yaitu bangunan beraturan dan bangunan tidak beraturan. Pada bangunan tidak beraturan diklasifikasikan kembali menjadi beberapa kriteria yang salah satunya adalah ketidakberaturan vertikal, yang terdiri dari beberapa aspek tinjauan, salah satunya ketidakberaturan vertikal dari aspek geometri, atau yang dikenal dengan istilah *setback.*



Gambar 1. 1 Bangunan *Setback*
(Sumber: Pawidikromo, 2012)

Menurut Pawirodikromo (2012) Setback adalah apabila bagian atas bangunan yang bersangkutan menjorok kedalam, sebagaimana ditunjukkan gambar 1.1. Maka dari itu, *Setback* pada bangunan gedung adalah tonjolan atau loncatan di bidang muka bangunan secara vertikal pada elevasi atau tingkat lantai tertentu, sehingga terjadi perubahan dimensi pada bidang horizontal di tingkat

yang terjadi loncatan. Akibatnya, bangunan gedung *setback* pusat massa dan pusat kekauannya tidak berhimpit secara vertikal, massa dan kekakuan kearah horizontal dan vertikal tidak terdistribusi secara merata, dan terdapat permasalahan pada daerah peralihan kekakuan dari kekakuan yang besar pada bagian bawah ke kekakuan yang relatif kecil pada bagian atas.

Indonesia merupakan negara dengan wilayah yang rawan terhadap gempa bumi, baik tektonik maupun vulkanik, karena beberapa wilayah di Indonesia dilewati oleh jalur cincin api dunia, dan terdapat pertemuan 3 lempeng tektonik dunia yaitu Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia dan Lempeng Pasifik. Maka dari itu, bangunan-bangunan yang dibangun di Indonesia baik gedung maupun non gedung harus didesain untuk mampu menahan beban gempa namun tetap ekonomis, dengan mengikuti pedoman atau standar mengenai peraturan dan persyaratan perencanaan bangunan tahan gempa yang berlaku. Pada saat ini, Badan Standar Nasional telah menerbitkan standar paling terbaru yaitu Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung SNI-1726-2019, yang merupakan pembaharuan standar sebelumnya SNI-1726-2012. Peta gempa juga mengalami pembaharuan dengan sebelumnya pada SNI-1726-2012 menggunakan Peta *Hazard* Gempa Indonesia tahun 2010 diperbaharui menggunakan Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia thaun 2017.

Selain memperhatikan ketahanan bangunan gedung akibat beban gempa, perancangan bangunan gedung juga harus memperhatikan prosedur perancangannya. Standar prosedur perancangan bangunan gedung di Indonesia saat ini yang berlaku adalah Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan SNI-2847-2019 yang diterbitkan oleh Badan Standar Nasional, menggantikan SNI-2847-2013.

Pada tugas akhir ini, perancangan mengacu pada denah Hotel Swiss-belhotel Solo yang terletak pada Jalan Bridjend Slamet Riyadi no. 437 Kota Solo. Peraturan yang menjadi acuan dari perancangan ini meliputi standar perencanaan beton struktural SNI-2847-2019, standar perencanaan bangunan tahan gempa SNI-1726-2019 serta standar pembeban SNI-1727-2020.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang perancangan, maka permasalahan dapat dirumuskan sebagai berikut.

1. Bagaimana memodelkan struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* sesuai SNI 1726-2019, SNI 1726-2020, dan SNI 2847-2019?
2. Bagaimana hasil dari respons struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* akibat beban gempa SNI-1726-2019?
3. Bagaimana hasil *detailing* pada elemen struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* sesuai SNI 2847-2019?

1.3. Tujuan Perancangan

Berdasarkan masalah yang dirumuskan, maka tujuan dari perancangan ini adalah sebagai berikut.

1. Memodelkan struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* pada sesuai SNI 1726-2019, SNI 1727-2020, dan SNI 2847-2019.
2. Mengetahui hasil dari respons struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* akibat beban gempa SNI-1726-2019.
3. Memperoleh hasil *detailing* pada elemen struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* sesuai SNI 2847-2019.

1.4. Manfaat Perancangan

Manfaat dari perancangan ini adalah sebagai berikut.

1. Manfaat perancangan bagi penulis :
   a. Menambah pemahaman tentang respons struktur bangunan Gedung setback bertingkat banyak dengan analisis respon spektrum, menggunakan software ETABS
   b. Menambah pemahaman cara menggunakan software ETABS
   c. Menambah pemahaman SNI-2847-2019
2. Manfaat perancangan bagi para pembaca :

a. Dapat menjadi acuan untuk perencanaan struktur bangunan beton bertulang *setback* menggunakan *shearwall.*
b. Sebagai bahan referensi terhadap penelitian yang sejenis.
c. Dapat dijadikan sebagai bahan pertimbangan atau dikembangkan lebih lanjut.

1.5. Batasan Perancangan

Batasan perancangan dimaksudkan untuk tidak menyimpang dari tujuan perancangan, maka dari itu batasan dalam perancangan ini yaitu sebagai berikut.

1. Struktur atas yang dirancang mengacu pada geometri Hotel Swissbell Solo
2. Struktur atas yang dirancang meliputi pelat lantai, balok, kolom, dan *shearwall*
3. Sistem struktur yang digunakan adalah sistem ganda.
4. Peraturan yang digunakan pada perancangan struktur atas:
   a. SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
   b. SNI 2874-2019 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan.
   c. SNI 1727-2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
5. Analisis struktur menggunakan software ETABS
6. Dalam melakukan analisis struktur semua tumpuan diasumsikan jepit.
7. Struktur tangga ikut dimodelkan.
8. Beban angin tidak diperhitungkan dalam melakukan analisis.
9. Denah fungsi ruang mengacu pada gambar denah arsitek, informasi dari pihak gedung hotel, dan dokumentasi pengunjung hotel .

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Penelitian Terdahulu

1. Putra (2018) melakukan penelitian dengan tujuan untuk mencari hasil respons struktur (displacement, simpangan antar lantai, dan momen dan gaya geser pada balok dan kolom) bangunan gedung Hotel Swissbel Solo 27 lantai (ketidakberaturan vertikal setback, dengan sistem panahan gaya lateral shearwall) paling maksimum dari beberapa 4 beban gempa yaitu, beban gempa respon spektrum Kota Solo, beban gempa Riwayat waktu Bucharest (frekuensi rendah) , El Centro (frekuensi menengah), dan Kobe (frekuensi tinggi), dan didapatkan hasil berurutan dari yang terbesar ke kecil yaitu beban gempa Bucharest, Kobe, respons spektrum Kota Solo, dan El Centro. Analisis respons truktur menggunakan software ETABS. Urutan hasil beban gempa dari terbesar ke kecil berlaku di semua parameter respon struktur. Kemudian peneliti melakukan redesain perencanaan struktur dengan menggunakan hasil analisis respons maksimum dan data hasil redesain dibandingkan dengan data eksisting gedung Hotel Swissbel Solo. Berdasarkan hasil redesain jumlah kebutuhan tulangan pada pelat, balok dan kolom akibat beban respons maksimum lebih banyak dibandingkan dengan data eksisting gedung. Sehingga kesimpulannya hasil redesain akibat respons maksimum menggunakan beban gempa Riwayat waktu Bucharest (frekuensi menengah) cenderung lebih aman). Peneliti kemudian menggambar detail penulangan.
2. Supriyatna (2020) melakukan penelitian dengan tujuan untuk mengetahui perbedaan antara nilai parameter hasil analisis respons struktur dengan SNI-1726-2012 dan SNI-1726-2019 (perioda getar fundamental, respons spectra, gaya geser dasar statik, faktor skala gaya, torsi akibat ketidakberaturan horizontal, efek P-delta) dengan peraturan pembebanan SNI-1727-2013 dan peraturan peracancangan beton struktural bertulang SNI-2847-2013, pada bangunan gedung RNI Office Park 15 Lantai, Jl. Mt. Haryono, Jakarta Timur.

Permodelan dan Analisis dilakukan dengan software ETABS v9.7.4 menggunakan Analisis Respons Spektrum. Pada proses permodelan dibuat 1 model bangunan, dan diberi 2 macam pembebanan akibat beban gempa SNI-1726-2012 dan SNI-1726-2019, kemudian permodelan dianalisis. Setelah hasil analisis didapatkan, ditentukan kebutuhan dan dilakukan pengecekan persyaratan rasio tulangan pada balok, kolom dan dinding geser akibat gaya terbesar, kemudian dibandingkan antar SNI. Kesimpulannya, didapatkan perbandingan hasil analasis respons struktur, SNI-1726-2012 terhadap SNI-1726-2019 yaitu, perioda getar dfundamental struktur nilainya sama, parameter respons spektra meningkat, gaya geser dasar statik meningkat akibat koefisien gmpa Cs meningkat, faktor skala gaya berdasarkan analisis dualsystem meningkat (ditunjukkan pada SNI-1726-2019 tidak lagi memenuhi syarat 25% gaya gempa), faltor skala gaya berdasarkan analisis respons spektrum ragam meningkat (SNI-1726-2013 dengan rumus Vt ≥ 0.85V dan SNI-1726-2019 dengan rumus Vt ≥ 1V), torsi akibat ketidakberaturan berdasarkan analisis kontrol perilaku pada ara x dan y sama-sama tidak mengalami torsi, simpangan masksimum setiap lantai sama-sama memenuhi, efek P-delta berdasarkan analisis bangunan nilainya sama dan sama-sama aman, dan hasil analisis desain penampang kolom dan balok berdasarkan SNI-2847-2013 meningkat pada rasio dan kebutuhan tulangan.

3. Yasir (2021) melakukan penelitian dengan tujuan untuk mengetahui perbedaan hasil analisis respon struktur (gaya geser dasar statis dan dinamis, dan simpangan antar lantai) dan perencanaan penulangan serta dimensi struktur antara SNI-1726-2012 dengan SNI-2847-2013, dan SNI-1726-2019 dengan SNI-2847-2019, pada bangunan gedung Apartement Student Universitas Islam Internasional Idonesia (UIII) Depok). Permodelan dan Analisis dilakukan dengan software SAP 2000 v22.0 menggunakan Analisis Respons Spektrum. Pada proses permodelan dibuat 1 model bangunan, dan diberi 2 macam pembebanan akibat beban gempa SNI-1726-2012 dan SNI-1726-2019, kemudian permodelan dianalisis. Setelah hasil analisis didapatkan, dilakukan perencanaan struktur menggunakan SNI-2847-2019 dengan beban gempa akibat SNI-1726-2019. Pertama yang dilakukan

pengecekan dimensi seluruh penampang struktur, kedua melakukan perhitungan kebutuhan tulangan semua penampang struktur, ketiga melakukan pengecekan rasio tulangan dan terkahir membandingkan hasil antar SNI. Kesimpulannya, didapatkan perbandingan hasil analisis respons struktur, SNI-1726-2012 terhadap SNI-1726-2019 yaitu, gaya geser statik meningkat (pada struktur utama +54%, struktur penghubung +19%), gaya geser dinamik meningkat (pada struktur utama +59%, struktur penghubung +34%), akibat peningkatan gaya geser statik dan dinamik maka simpangan antar lantai juga meningkat, sehingga harus dilakukan pembesaran dimensi penampang struktur secara keseluruhan hingga 78%, kebutuhan tulangan lentur dan geser pada balok dan kolom meningkat (contoh: pada balok B1 +150%) dengan penggunaan diameter tulangan yang sama dengan data eksisting, sehingga jarak tulangan geser menurun dan semakin rapat.

2.2. Perbedaan Penelitian

Berdasarkan tinjauan pustaka dari beberapa penelitian terdahulu. Adapun beberapa perbedaan penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut

Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Peneliti	A. Putra, 2018	D. Supriyatna, 2020	K. M. Yasir, 2021	H. S. Nanda, 2023
Judul Penelitian	Analisis dan Desain Struktur Beton Bertingkat Banyak Berdasarkan Hasil Perbandingan Analisis Respons Spektrum dan Dinamik Riwayat Waktu	Studi Analisis Bangunan Gedung Bertingkat dengan Perbandingan SNI-1726-2012 dan SNI-1726-2019 berpengaruh Terhadap Rasio Tulangan (Studi kasus : Bangunan Gedung RNI 15 Lantai di MT.Haryono Jakarta)	Perbandingan Perancangan Struktur Gedung Tahan Gempa Berdasarkan SNI-1726-2012 dan SNI-2847-2013 dan dengan SNI-1726-2019 dan SNI-2847-2019 (Studi Kasus: Gedung *Apartement Student* Universitas Islam Internasional Idonesia (UIII) Depok)	Perancangan Struktur Atas Gedung Hotel dengan *Setback* berdasarkan SNI-1726-2019 dan SNI-2847-2019
Desain Struktur	Hotel Swiss-behotel Solo, struktur beton bertulang, 27 lantai ketidakberaturan vertikal *setback*, penahan gaya lateral *shearwall*	RNI *Office Park* Jl. Mt. Haryono Jakarta Timur, Struktur beton bertulang 15 lantai, ketidakberaturan vertikal *setback*, penahan gaya lateral *shearwall*	Gedung *Apartement Student* UIII Depok, struktur beton bertulang 8 lantai, ketidakberaturan horizontal, penahan gaya lateral *shearwall*	Hotel Swiss-behotel Solo, struktur beton bertulang, 27 lantai ketidakberaturan vertikal *setback*, penahan gaya lateral *shearwall*

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Peneliti	A. Putra, 2018	D. Supriyatna, 2020	K. M. Yasir, 2021	H. S. Nanda, 2023
Standar yang dipakai	SNI-1726-2012, SNI-1727-2013, SNI-2847-2013, PBI 1971	SNI-1726-2012, SNI-1727-2013, SNI-2847-2013, SNI-1726-2019	SNI-1726-2012, SNI-2847-2013, SNI-1726-2019, SNI-2847-2019	SNI-1726-2019, SNI-2847-2019
Penelitian yang dilakukan	1. Menggunakan 1 permodelan 2. Membandingkan hasil analisis respon struktur menggunkan analisis respon spektrum dan analisis Riwayat waktu (3 riwayat) 3. Parameter respons struktur yang diteliti *displacement*, *interstory drift*, dan momen dan gaya geser pada balok dan kolom	1. Menggunakan 1 permodelan 2. Membandingkan hasil analisis respon struktur menggunkan analisis respon spektrum akibat beban gempa SNI-1726-2012 dengan SNI-1726-2019 3. Parameter respons truktur yang diteliti perioda getar fundamental, respons spectra, gaya geser dasar static, faktor skala gaya, torsi akibat	1. Menggunakan 1 permodelan 2. Membandingkan hasil analisis respon struktur menggunkan analisis respon spektrum akibat beban gempa SNI-1726-2012 dengan SNI-1726-2019 3. Parameter respons truktur yang diteliti gaya geser dasar statis dan dinamis, dan simpangan antar lantai)	1. Menggunakan 1 permodelan 2. Memperoleh hasil analisis respon struktur menggunkan analisis respon spektrum berdasarkan SNI-1726-2019 3. Parameter respons struktur yang diteliti *base shear*, *displacement*, *interstory drift*,P-delta, *irregularity vertical* dan *horizontal*

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

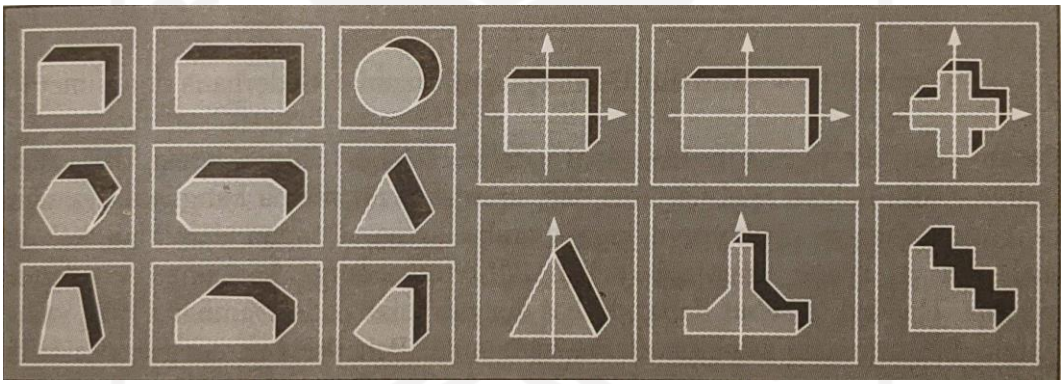
Peneliti	A. Putra, 2018	D. Supriyatna, 2020	K. M. Yasir, 2021	H. S. Nanda, 2023
Penelitian yang dilakukan	4. Perencanaan ulang struktur berdasarkan hasil analisis respon struktur maksimum, Riwayat waktu Bucharest 5. Membandingkan hasil rekap kebutuhan tulangan Riwayat waktu Bucharest dengan data eksisting 6. Menggambar detail penulangan	ketidakberaturan horizontal, efek P-delta 4. Melakukan pengecekan persyaratan tulangan hanya pada 1 contoh tipe pada masing-masing balok, kolom dan *shearwall*	4. Perencanaan ulang struktur berdasarkan hasil analisis respon struktur SNI-1726-2019 dengan SNI-2847-2019 5. Membandingkan hasil rekap kebutuhan tulangan SNI-2847-2019 dengan data eksisting 6. Menggambar detail penulangan	4. Perancangan struktur atas balok dan kolom berdasarkan hasil analisis respon spektrum dengan SNI-2847-2019

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1. Klasifikasi Bangunan

3.1.1. Bangunan Beraturan

Menurut Pawirodikromo (2012) Bangunan beraturan adalah bangunan yang umumnya hanya mempunyai 1 massa dengan denah sederhana dan simetris, baik simertis 2 arah maupun 1 arah, dengan demikian dapat disimpulkan 2 ciri pokok bangunan beraturan ialah bangunan yang mempunyai massa tungal dan berbangun simetris. Dengan arti simetris adalah apabila bagian-bagian blok dari denah banguna yang berada di kiri dan kanan, atau di atas dan dibawah sumbu-sumbu koordinat saling mempunayi bangunan, ukuran dan proporsi yang sama.



Gambar 3. 1 Denah Bangunan Beraturan dan Simetris
(Sumber: Pawirodikromo,2012)

Bangunan beraturan lebih memudahkan untuk perencanaan dibandingkan dengan bangunan tidak beraturan dikarenakan bangunan beraturan memeilik pusat massa dan pusat kekakuan yang cenderung beredekatan atau bahkan berhimpit. Pada saat gempa terjadi, bangunan menangkap titik gaya gempa pada pusat massanya, sedangkan perilaku bangunan saat bereaksi melawan gaya gempa perlawanan yang dilakukan oleh berpusat pada pusat kekakuannya. (Rumimper, 2013)

3.1.2. Bangunan Tidak Beraturan

Rumimper (2013) mengatakan bangunan tidak beraturan atau *set-back* lebih diketahui sebagai bangunan dengan tonjolan atau loncatan bidang muka. Bangunan yang memilik set-back, akan memilik pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak berhimpit dan akan menyebabkan terjadinya torsi pada bangunan serta memungkinkan juga terjadinya perbedaan konsentrasi tegangan pada titik-titik tertentu yang lemah hingga dapat menimbulkan kelelehan yang lebih cepat. Selain itu kekurangan bangunan *set-back* menimbulkan konsentrasi aksi gaya yang diterima pada lantai dimana terjadinya perubahan ukuran denah

Walaupun begitu, keuntunga dari bangunan *set-back* tetap ada yaitu memiliki massa yang lebih rendah dibandingkan dengan lantai dibawahnya, sehingga menurunkan letak titik beratnya pada bagian bawah bangunan yang mengakibatkan bangunan menjadi lebih stabil.

3.2. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus merupakan salah satu dari tiga Sistem Rangka Pemikul Momen, yang juga merupakan salah satu dari beberapa metode perencanaan struktur gedung beton bertulang tahan gempa,

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yaitu sistem rangka dimana elemen-elemen struktur dan sendi-sendi nya bekerja menahan aksi dari gaya lentur, geser dan aksial. Pada dasarnya sistem ini memenuhi syarat daktilitas dan wajib digunakan di zona resiko gempa tinggi. Struktur harus direncanakan menggunakan sistem penahan beban lateral yang memenuhi persyaratan detailing yang khusus dan mempunyai daktilitas penuh.

3.3. Sistem Ganda

Sistem ganda merupakan sistem struktur peahan beban gempa dengan kombinasi antara sistem rangka penahan momen khusus dan dinding geser struktural. Dalam SNI-1726-2019, penggunaan sistem ganda harus memenuhi persyaratan yang mengharuskan rangka pemikul momen harus mampu memikul minimal 25 % dari gaya seismik desain. Tahanan gaya seismik total harus mampu

diakomodir oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

3.4. Pembebanan Struktur

3.4.1. Beban Gravitasi

Beban gravitasi adalah beban yang bekerja arah vertikal yang meliputi beban mati dan beban hidup. Menurut SNI-1727-2020, Beban Mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. Kemudian Beban Hidup, menurut SNI-1727-2020, adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

3.4.2. Beban Lateral

Beban Lateral adalah segala beban yang bekerja arah horizontal yang meliputi beban angin, beban gempa, beban akibat ledakan, dan segala sesuatu yang mengakibatkan getaran, seperti mesin, kendaraan yang melintas disekitar gedung, maupun getaran akibat pesawat yang melintas.

3.5. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung (SNI-1726-2019)

3.5.1. Analisis Gempa Statik Ekivalen

Analisis statik ekivalen merupakan metode analisis struktur dengan getaran gempa yang dimodelkan sebagai beban-beban horisontal statik yang bekerja pada pusat-pusat massa bangunan. Bangunan yang mempunyai banyak massa, maka akan terdapat banyak gaya horizontal yang masing-masing bekerja pada massa-massa tersebut. Sesuai dengan prinsip keseimbangan maka dapat dianalogikan seperti adanya gaya horizontal yang bekerja pada dasar bangunan yang kemudian disebut gaya geser dasar, V. Gaya geser dasar ini secara keseluruhan membentuk

keseimbangan dengan gaya horizontal yang bekerja pada tiap-tiap massa bangunan (Pawirodikromo, 2001).

3.5.2. Analisis Respons Spektrum

Respons spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur *T*, lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon-respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum (spectral displacement, SD) kecepatan maksimum (spectral velocity, SV) atau percepatan maksimum (spectral acceleration, SA) massa struktur single degree of freedom (SDOF), (Pawirodikromo, 2012).

3.5.3. Kategori Resiko Struktur Bangunan dan Koefisien Keutamaan Gempa

Semua Bangunan dibangun dengan berbagai fungsi pemakaian. Masing – masing fungsi bangunan memiliki rentang risiko yang berbeda. Bangunan yang memiliki fungsi penggunaan yang memiliki nilai urgensi tinggi terhadap keselamatan jiwa manusia didalamnya, membutuhkan kualitas ketahanan struktur bangunan yang tinggi pula, agar memiliki tingkat kerusakan yang rendah atau aman, dan berlaku sebaliknya. Maka digunakan pengelompokkan kategori risiko bangunan berdasarkan fungsinya dan angka faktor keutamaan gempa (Ie), yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:	II

Lanjutan Tabel 3. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
- Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik	
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi	III

Lanjutan Tabel 3. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung

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

(Sumber: Tabel 3 SNI-1726-2019)

Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(Sumber: Tabel 4 SNI-1726-2019)

3.5.4. Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs merupakan salah satu kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan yang ditentukan oleh lapisan tanah untuk menentukan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs/lokasi. Dalam SNI-1726-2019 mengklasifikasikan jenis-jenis tanah yang identik kedalam 6 kategori, seperti yang dipat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{v}$s (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}$ch	$\bar{s}$u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air, w > 40% 3. Kuat geser niralir $\bar{s}$u< 25 kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah		

Lanjutan Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{v}$s (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}$ch	$\bar{s}$u (kPa)
spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	- Lempung sangaat organic dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan indeks plastisitas PI > 75) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan $\bar{s}$u < 50 kPa		

(Sumber: Tabel 5 SNI-1726-2019)

3.5.5. Koefisien-Koefisien Situs

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R 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 (*Fa*) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (*Fv*). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (*SMS*) dan periode 1 detik (*SM1*) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut.

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

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

Keterangan:

Ss = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek;

S1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik

Tabel 3. 4 Koefisien situs, *Fa*

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimm yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_S					
	Ss ≤ 0,25	*Ss* = 0,5	*Ss* = 0,75	*Ss* = 1,0	*Ss* = 1,25	*Ss* ≥ 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

Lanjutan Tabel 3. 4 Koefisien situs, *Fa*

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimm yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_S					
	Ss ≤ 0,25	*Ss* = 0,5	*Ss* = 0,75	*Ss* = 1,0	*Ss* = 1,25	*Ss* ≥ 1,5
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	0,9
SF	*Ss*[a]					

(Sumber: Tabel 6 SNI-1726-2019)

Catatan:

a. S_S = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

b. Untuk nilai *Ss* yang tidak terdapat pada Tabel 3.6 dapat dilakukan interpolasi linier.

Tabel 3. 5 Koefisien situs, *Fv*

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimm yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, *S1*					
	Ss ≤ 0,1	*Ss* = 0,2	*Ss* = 0,3	*Ss* = 4	*Ss* = 0,5	*Ss* ≥ 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]					

(Sumber: Tabel 7 SNI-1726-2019)

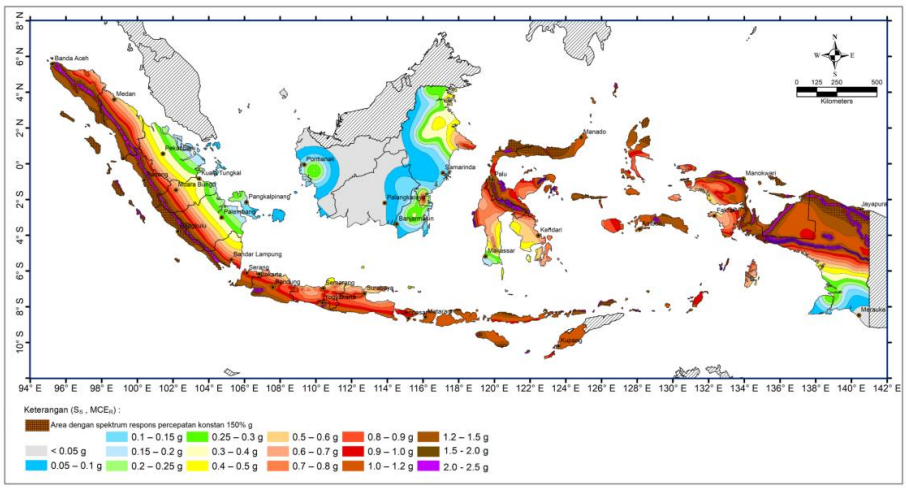
Catatan:

a. *S1* = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

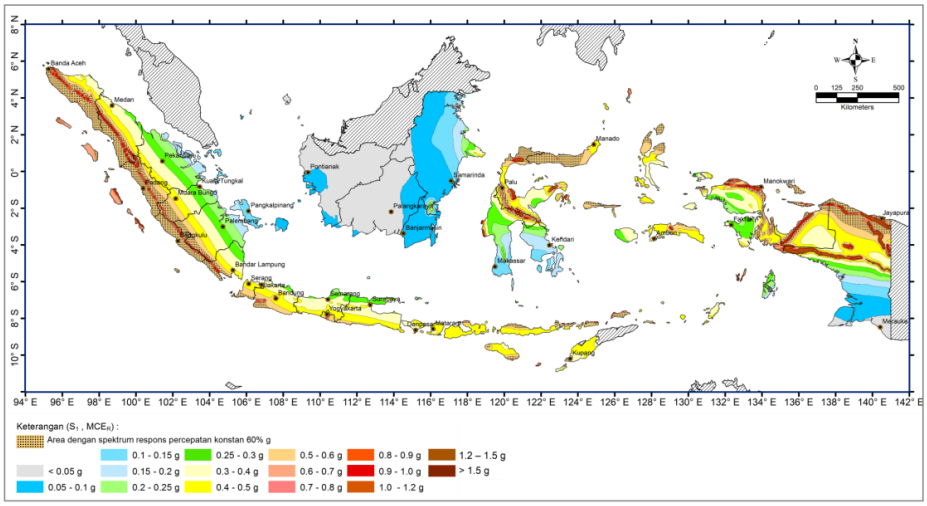
b. Untuk nilai *S1* yang tidak terdapat pada Tabel 3.7 dapat dilakukan interpolasi linier.

3.5.6. Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa

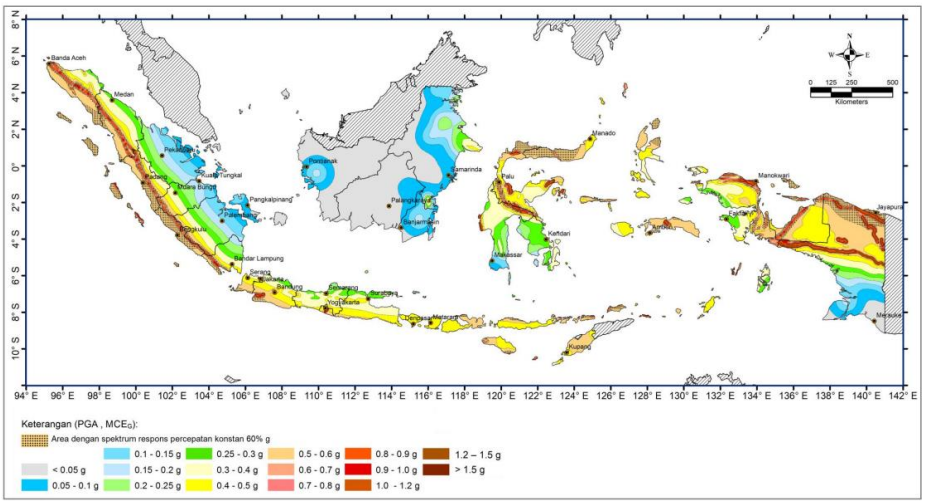
Parameter *Ss* (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan *S1* (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 % terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R, 2 % dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.



Gambar 3. 2 Parameter gerak tanah Ss, gempa maksium yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)
(Sumber: SNI-1726-2019)



Gambar 3. 3 Parameter gerak tanah, S1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5 %)
(Sumber: SNI-1726-2019)



Gambar 3. 4 PGA. Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE$_G$) wilayah Indonesia
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.5.7. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1}, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

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

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

3.5.8. 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 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

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

   $$S_a = S_{DS}\,(0.4 + 0.6\frac{T}{T_O}) \quad (3.5)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S, spektrum respons percepatan desain, Sa, sama dengan S_{DS};

3. Untuk periode lebih besar dari T_S tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L, respons spektral percepatan desain, *Sa*, diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (3.6)$$

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

$$Sa = \frac{SD1 \, .T_L}{T2} \quad (3.7)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

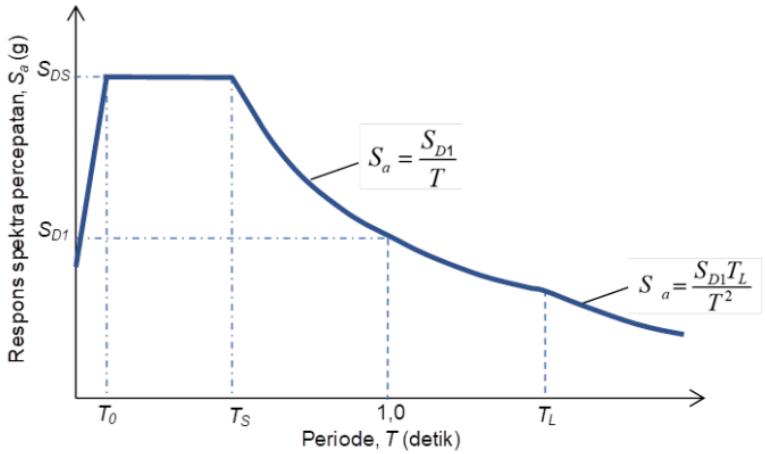
S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

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

$T_1 = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

T_L = Peta transisi periode panjang



Gambar 3. 5 Spektrum respons desain
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.5.9. Kategori Desain Seismik

Struktur bangunan dipastikan parameter respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik, dengan kategori risiko nya.

Tabel 3. 6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0{,}067$	A	A
$0{,}167 \leq S_{DS} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \leq S_{DS} < 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: Tabel 9 SNI-1726-2019)

Tabel 3. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \leq S_{D1} < 1{,}33$	B	C
$0{,}133 \leq S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: Tabel 9 SNI-1726-2019)

3.5.10. Penentuan Periode dan Periode Fundamental Pendekatan 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 (*Cu*), dan periode fundamental pendekatan, *Ta*. Sebagai alternatif dalam melakukan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur, *T*, diizinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, *Ta*.

Tabel 3. 8 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien *Cu*
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

(Sumber: Tabel 17 SNI-1726-2019)

Periode fundamental pendekatan (*Ta*), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$Ta = C_t \, h_n^x \quad (3.8)$$

Keterangan:

hn = ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

Ct dan *x* = ditentukan dari Tabel 3.9 berikut.

Tabel 3. 9 Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x

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

(Sumber: Tabel 18 SNI-1726-2019)

Untuk menentukan periode yang digunakan, maka perlu mempertimbangkan hal berikut.

1. Jika memiliki perioda getar yang lebih akurat seperti hasil analisi computer (*Tc*), maka digunakan salah satu dari persamaan yang memenuhi berikut.

   $$Tc > Cu\,Ta \text{ , } T\text{max} = Cu\,Ta \quad (3.9)$$

   $$Ta < Tc < Cu\,\text{Ta}, T\text{max} = Tc \quad (3.10)$$

$Tc < Ta$, $T\max = Ta$ (3.11)

2. Jika tidak memiliki periode getar dari metode yang lebih akurat, maka dapat tetap menggunakan

$T = Ta$ (3.12)

3.5.11. Koefisien Modifikasi Respon (R)

Berdasarkan SNI-1726-2019, saat menentukan sistem struktur pemikul gaya seismik, harus memenuhi salah satu tipe yang telah disediakan pada Tabel 12 SNI-1726-2019, yang meliputi nilai koefisien modifikasi respon (*R*), Faktor kuat lebih sistem (*Ω0*) dan faktor pembesaran simpangan lateral (*Cd*).

3.5.12. Faktor Redudansi

Faktor redundansi, ρ, harus diaplikasikan pada masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismic.

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

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 3.10,
2. 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, hsx, untuk konstruksi rangka ringan.

Tabel 3. 10 Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % gaya geser dasar

Elemen Pemikul Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Penghilangan suatu bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok-kolom di kedua ujung suatu balok tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	Penghilangan suatu dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di sebarang tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen di sambungan dasar pada sebarang kolom kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Lainnya	Tidak ada perysaratan

(Sumber: Tabel 15 SNI-1726-2019)

3.5.13. Kombinasi Pembebanan dan Pengaruh Beban Gempa

Struktur, termasuk komponen elemen-elemen yang ada di dalamnya harus direncanakan kekuatan yang diperlukan untuk menahan beban yang bekerja. Untuk mendapatkan perhitungan rencana beban bekerja yang mampu diakomodir,

maka beban diberi faktor pengali sesuai dengan jenis bebannya dan dibuat dalam beberapa kombinasi. Berikut kombinasi beban terfaktor pada tabel 3.11.

Tabel 3. 11 Kombinasi Beban

Kombinasi Beban	Beban Utama
$U = 1{,}4D$	D
$U = 1{,}2D + 1{,}6L + 0{,}5(Lr \text{ atau } R)$	L
$U = 1{,}2D + 1{,}6\ (Lr \text{ atau } R) + (1{,}0L \text{ atau } 0{,}5W)$	L atau R
$U = 1{,}2D + 1{,}0W + 1{,}0L + 0{,}5(Lr \text{ atau } R)$	W
$U = 1{,}2D + 1{,}0E + 1{,}0L$	E
$U = 0{,}9D + 1{,}0W$	W
$U = 0{,}9D + 1{,}0E$	E

(Sumber : Tabel 5.3.1 SNI-2847-2019)

Untuk pengaruh beban seismik, E, kombinasi harus ditentukan sesuai dengan berikut ini.

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi 5.3.1e, *E* harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

   $$E = Eh + Ev \tag{3.13}$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi 5.3.1g, *E* harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

   $$E = E_h - E_v \tag{3.14}$$

   Keterangan:

   E = pengaruh beban gempa

   E_h = pengaruh beban gempa horisontal

   E_v = pengaruh beban gempa vertikal

   Pengaruh beban gempa horisontal, E_h, harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

   $$Eh = \rho QE \tag{3.15}$$

Keterangan:

QE = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau Fp

ρ = faktor redundansi

Pengaruh beban gempa vertikal, E_v, harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$E_v = 0{,}2\ S_{DS}\ D \tag{3.16}$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

D = pengaruh beban mati

Maka kombinasi dasar untuk desain kekuatan menjadi sebagai berikut.

3. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})D + \rho QE + L$ (3.17)
4. $(0{,}9 - 0{,}2\ S_{DS})D + \rho QE$ (3.18)

Sehingga secara keseluruhan, secara keseluruhan didapatkan kombinasi yang nantinya akan digunakan kombinasi pembebanan paling kritis untuk menentukan kuat perlu. Berikut adalah kombinasi pembebenan kuat perlu.

1. $U = 1{,}4D$ (3.19)
2. $U = 1{,}2D + 1{,}6L$ (3.20)
3. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D + \rho\ Ex + 0{,}3\ \rho\ Ey + L$ (3.21)
4. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D + \rho\ Ex - 0{,}3\ \rho\ Ey + L$ (3.22)
5. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D - \rho\ Ex + 0{,}3\ \rho\ Ey + L$ (3.22)
6. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D - \rho\ Ex - 0{,}3\ \rho\ Ey + L$ (3.23)
7. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D + 0{,}3\ \rho\ Ex + \rho\ Ey + L$ (3.24)
8. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D + 0{,}3\ \rho\ Ex - \rho\ Ey + L$ (3.25)
9. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D - 0{,}3\ \rho\ Ex + \rho\ Ey + L$ (3.26)
10. $U = (1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D - 0{,}3\ \rho\ Ex - \rho\ Ey + L$ (3.27)
11. $U = (0{,}9 - 0{,}2S_{DS})D + \rho\ Ex + 0{,}3\ \rho\ Ey$ (3.28)
12. $U = (0{,}9 - 0{,}2S_{DS})D + \rho\ Ex - 0{,}3\ \rho\ Ey$ (3.29)
13. $U = (0{,}9 - 0{,}2S_{DS})D - \rho\ Ex + 0{,}3\ \rho\ Ey$ (3.30)
14. $U = (0{,}9 - 0{,}2S_{DS})D - \rho\ Ex - 0{,}3\ \rho\ Ey$ (3.31)

15. $U = (0,9 - 0,2S_{DS})D + 0,3\,\rho\,Ex + \rho\,Ey$ (3.32)
16. $U = (0,9 - 0,2S_{DS})D + 0,3\,\rho\,Ex - \rho\,Ey$ (3.33)
17. $U = (0,9 - 0,2S_{DS})D - 0,3\,\rho\,Ex + \rho\,Ey$ (3.34)
18. $U = (0,9 - 0,2S_{DS})D - 0,3\,\rho\,Ex - \rho\,Ey$ (3.35)

3.5.14. Guling dan Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Struktur harus didesain untuk menahan pengaruh guling yang diakibatkan oleh gaya seismik. Gaya seismik lateral, *Fx*, (kN) di sebarang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$F_x = C_{vx} . V \quad (3.36)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^{\,k}}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^{\,k}} \quad (3.37)$$

Keterangan:

Cvx = faktor distribusi vertikal

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

wi dan *wx* = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat *i* atau *x*

hi dan *hx* = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut: untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, = 1

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

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

3.5.15. Distribusi Horizontal Gaya Seismik

Geser tingkat desain seismik di semua tingkat, *Vx* (kN), harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \quad (3.38)$$

Keterangan:

Fi adalah bagian dari geser dasar seismik (*V*) pada tingkat ke-*i* (kN)

Geser tingkat desain seismik, *Vx* (kN), harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen pemikul vertikal dan diafragma.

3.5.16. Reduksi Momen Inersia Penampang Struktur

Tabel 3. 12 Momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada level beban terfaktor

Bagian dan Kondisi		Momen Inersia	Luas Penampang
Kolom		0,70 *Ig*	1,0 *Ag*
Dinding	Tidak Retak	0,7 *Ig*	
	Retak	0,35 *Ig*	
Balok		0,35 *Ig*	
Pelat datar dan *slab* datar		0,25 *Ig*	

(Sumber: SNI-2847-2019)

3.5.17. Gaya Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik, *V*, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$V = Cs.W \tag{3.39}$$

Keterangan:

Cs = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

3.5.18. Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik, *Cs*, harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \tag{3.40}$$

Keterangan:

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

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai *Cs* yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini:

Untuk $T \leq L$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T(\frac{R}{I_e})} \quad (3.41)$$

Untuk $T > TL$

$$C_S = \frac{S_{D1}T_L}{T^2(\frac{R}{I_e})} \quad (3.42)$$

Nilai Cs harus tidak kurang dari:

$$Cs = 0{,}044\ SDS\ Ie \geq 0{,}01 \quad (3.43)$$

Keterangan:

S_{D1} = parameter percepatan respons spektral desain pada periode sebesar 1,0 detik,

T = periode fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan respons spektral maksimum yang dipetakan

3.5.19. Prosedur Jenis Analisis Beban Gempa

Penentuan jenis analisis beban gempa mengacu pada prosedur yang berdasarkan karakterisitik struktur dan kategori desain seismik bangunan. Prosedur jenis analisis beban gampa dapat dilihat pada tabel 3.13 berikut.

Tabel 3. 13 Prosedur Jenis Analisis Beban Gempa

Kategori Desain Seismik	Karakteristik Struktur	Analisis Gaya Lateral Ekivalen	Analisis Spektrum Respons Ragam	Prosedur Respons Riwayat Waktu Seismik
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebih 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan strukturan dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan T < 3,5 Ts	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidaberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

(Sumber: Tabel 16 SNI-1726-2019)

Keterangan:

I : Diizinkan

TI : Tidak diizinkan

3.5.20. Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin digunakan, Δ harus dihitung menggunakan gaya seismik desain tanpa reduksi untuk desain tegangan izin.

Simpangan pusat massa di tingkat-x (δx) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta x = \frac{Cd \,.\delta e}{Ie} \tag{3.44}$$

Keterangan:

Δx = Simpangan pusat massa di tingkat-x, (mm)

Cd = faktor pembesaran simpangan lateral

δxe = simpangan di tingkat-x yang disyaratkan dan yang ditentukan dengan analisis elastik

Ie = faktor keutamaan gempa

Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δa) seperti didapatkan dari Tabel 3.13 untuk semua tingkat.

Tabel 3. 14 Simpangan antar tingkat izin, Δ

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.	$0{,}025h_{sx}$	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015\ h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

Lanjutan Tabel 3. 14 Simpangan antar tingkat izin, Δ

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

(Sumber: Tabel 20 SNI-1726-2019)

Keterangan:

[a] h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat-x.

3.5.21. P- Delta

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.

$$\theta = \frac{Px \,.\, \Delta Ie}{Vx \,.hsx \,.Cd} \tag{3.45}$$

Keterangan:

Px = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung *Px* ,faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0;

Δ = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 0, terjadi secara serentak dengan Vx (mm)

Ie = faktor keutamaan gempa

Vx = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat dan x – 1 (kN)

hsx = tinggi tingkat di bawah tingkat , (mm);

Cd = faktor pembesaran simpangan lateral

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θmax yang ditentukan sebagai berikut.

$$\theta\text{max} = \frac{0{,}5}{\beta.Cd} \leq 0{,}25$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat dan x – 1. Rasio ini diizinkan secara konservatif sebesar 1,0.

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θmax, faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan $1{,}0/(1 - \theta)$.

Jika θ lebih besar dari θmax, struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

3.6. Batasan dan Persyaratan Tambahan untuk Sistem dengan Ketidakberaturan Struktur

3.6.1. Ketidakberaturan Torsi

Ketidkaberaturan torsi dibedakan menjadi dua tipe sebgai berikut.

1. Ketidakberaturan Torsi 1a

   Ketidakberaturan torsi teridentifikasi ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $Ax = 1{,}0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Maka persamaannya sebagai berikut.

   $$1{,}2\,\Delta rerata \leq \Delta max < 1{,}4\,\Delta rerata \tag{3.46}$$

2. Ketidakberaturan Torsi Berlebihan 1b

   Ketidakberaturan torsi berlebihan teridentifikasi ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga degan $Ax = 1{,}0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Maka persamaannya sebagai berikut.

   $$\delta max > 1{,}4\ \Delta rerata \tag{3.47}$$

   Struktur yang didesain untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, di mana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan Mta di masing-

masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (Ax) ditentukan dari persamaan berikut.

$$Ax = \left(\frac{\delta max}{1{,}2\ \delta avg}\right)^2 \quad (3.48)$$

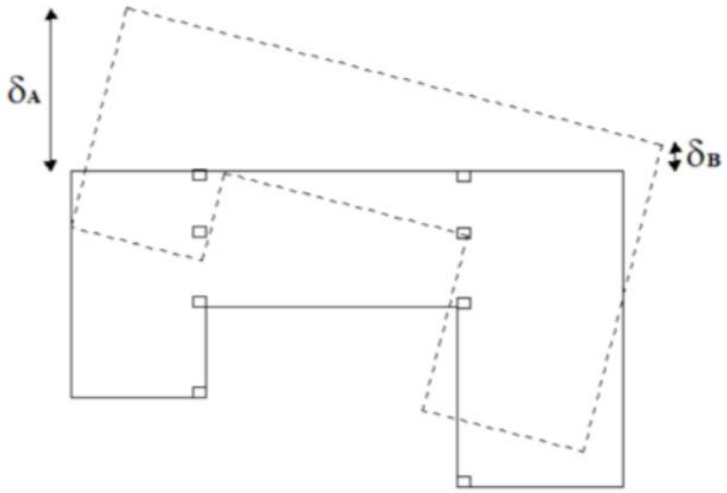
$$\delta avg = \frac{\delta \max + \delta min}{2} \quad (3.49)$$

Keterangan :

δmax = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan *Ax* =1 (mm)

*δ*avg = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan *Ax* =1 (mm)

Faktor pembesaran torsi (*Ax*) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak perlu melebihi 3,0. Pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain.



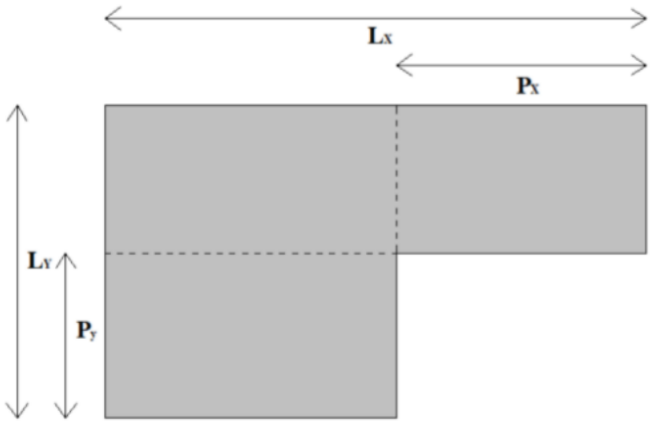
Gambar 3. 6 Faktor Pembesaran Torsi, *Ax*
(Sumber: SNI-1726-2019)

Eksentrisitas bawaan yang diakibatkan oleh *offset* di pusat massa dan kekakuan pada setiap tingkat harus dipertimbangkan dalam analisis. Selain itu, untuk struktur dengan ketidakberaturan horizontal Tipe 1a atau Tipe 1b , maka eksentrisitas tak terduga yang terdiri dari perpindahan yang diasumsikan dari pusat massa masing-masing dari

lokasi sebenarnya dengan jarak sama dengan 5 % dimensi diafragma dari struktur yang sejajar dengan arah pergeseran massa harus dipertimbangkan. Perpindahan wajib 5 % dari pusat massa tidak perlu dilakukan pada kedua arah ortogonal secara bersamaan.

3.6.2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam teridentifikasi ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.



Gambar 3. 7 Ketidakberaturan 2
(Sumber: SNI-1726-2019)

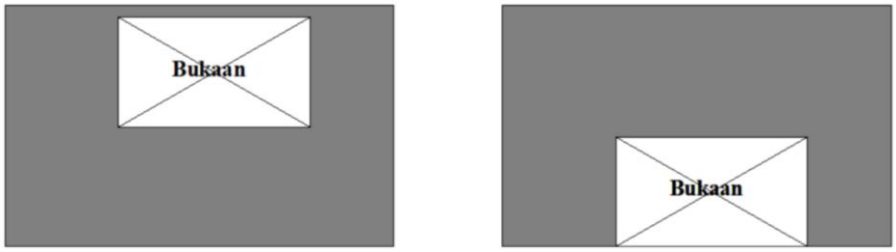
Ketidakberturan sudut dalam terjadi juga memenuhi persamaan berikut ini.

$py > 0{,}15\ Ly$ (3.50)

$px > 0{,}15\ Lx$ (3.51)

3.6.3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

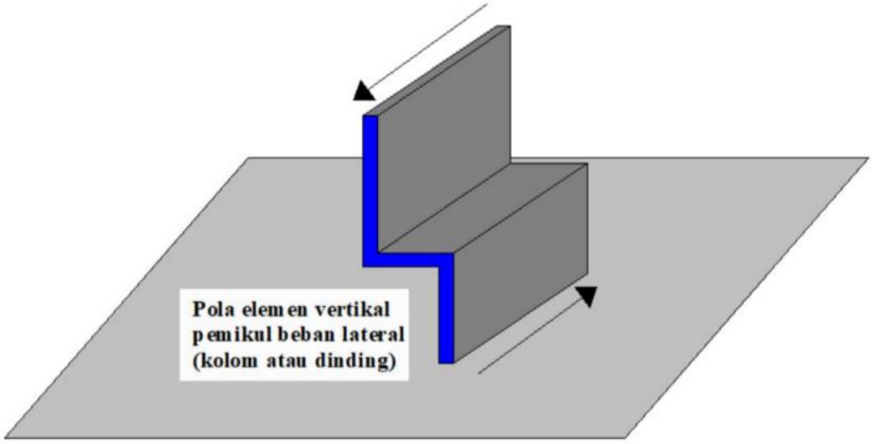
Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma teridentifikasi ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma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



Gambar 3. 8 Ketidakberaturan 3
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

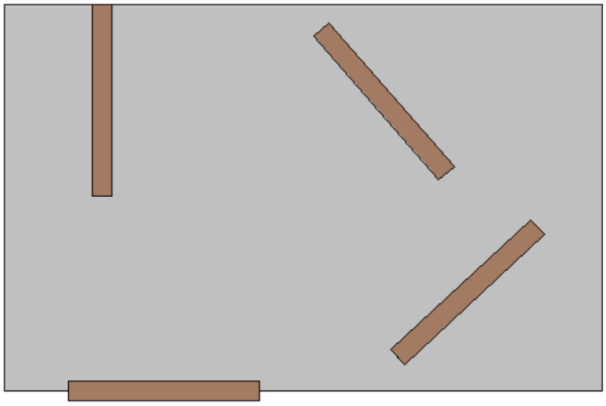
Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang teridentifikasi ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.



Gambar 3. 9 Ketidakberaturan 4
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Ketidakberaturan sistem nonparalel teridentifikasi ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbusumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik.



Gambar 3. 10 Ketidakberaturan 5
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.6. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

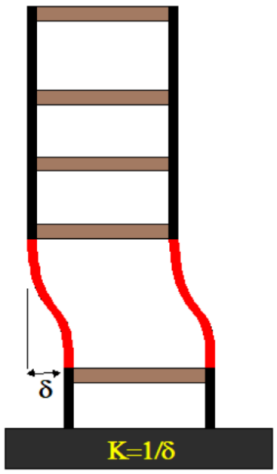
Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dibedakan menjadi dua tipe sebgai berikut.

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

   Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak teridentifikasi 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.

2. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

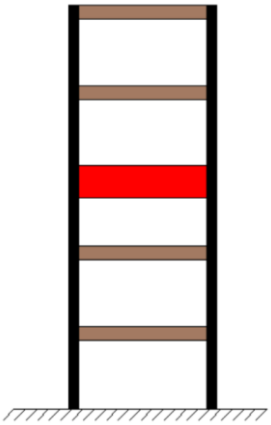
   Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan teridentifikasi ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.



Gambar 3. 11 Ketidakberaturan 1a dan 1b
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.7. Ketidakberaturan Berat (Massa)

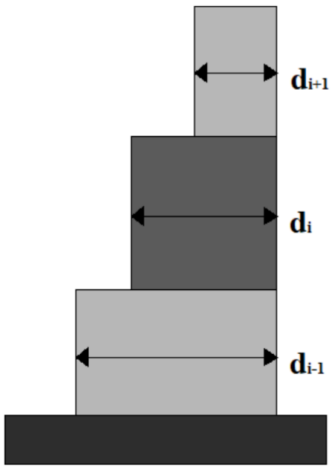
Ketidakberaturan Berat atau massa teridentifikasi ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.



Gambar 3. 12 Ketidakberaturan 2
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.8. Ketidakberaturan Geometrik Vertikal

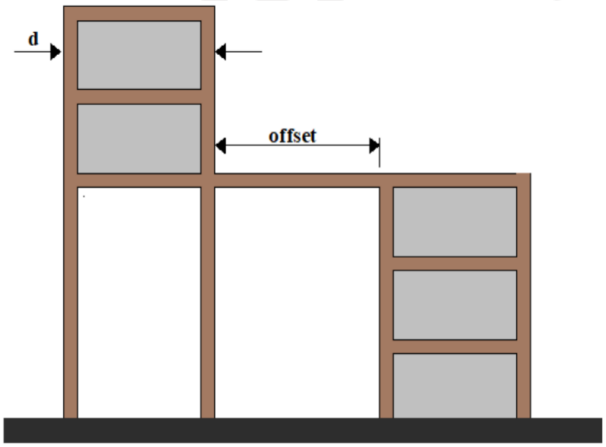
Ketidakberaturan Geometri Vertikal teridentifikasi ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.



Gambar 3. 13 Ketidakberaturan 3
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.9. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral teridentifikasi 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.



Gambar 3. 14 Ketidakberaturan 4
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.10. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

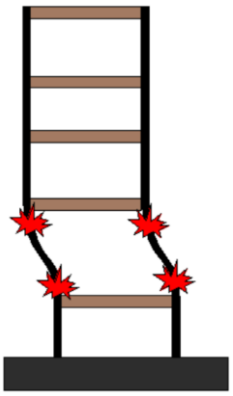
Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat dibedakan menjadi dua tipe sebgai berikut.

1. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat 5a

   Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat teridentifikasi 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.

2. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat 5b

   Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat teridentifikasi ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.



Gambar 3. 15 Ketidakberaturan 5a dan 5b
(Sumber: SNI-1726-2019)

3.6.11. Persyaratan dari Ketidakberaturan yang Terjadi

Bangunan yang mengalami salah satu jenis ketidakberaturan di atas, harus memenuhi persyaratan yang mengacu pada pasal referensi dan jenis KDS pada

bangunan yang ditinjau. Berikut adalah jenis-jenis persyaratan yang harus dipenuhi pada tabel 3.15 dan tabel 3.16.

Tabel 3. 15 Persyaratan Ketidakberaturan Horizontal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan torsi** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan torsi berlebihan** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga degan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	**Ketidakberaturan sudut dalam** didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma** didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang** didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	B, C, D,E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	**Ketidakberaturan sistem nonparalel** didefninisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Tabel 3. 16 Persyaratan Ketidakberaturan Vertikal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan 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.	**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.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
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 didekatnya.	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.	7.3.3.3 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 dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

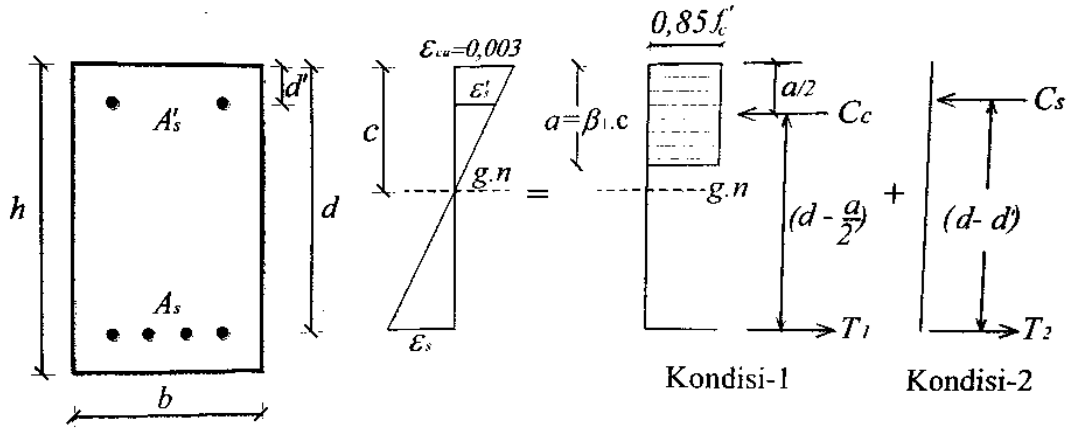
3.7. Analisis Kebutuhan Tulangan Elemen Struktur

3.7.1. Analisis Tulangan Balok

3.7.1.1. Analisis Lentur Balok Tulangan Rangkap

Balok tulangan rangkap merupakan balok yang memiliki tulangan tarik (A_s) dan tulangan tekan (A'_s) pada penampangnya. Pada dasarnya, beton memiliki kuat tekan yang tinggi sehingga peran utama dari tulangan tekan yaitu untuk mengontrol deformasi, mengurangi pengaruh rangkak (*creep*) dan susut (*shrinkage*) pada balok, serta meningkatkan daktilitas struktur balok. Dalam desain tulangan rangkap sama hal nya dengan desain tulangan tunggal, yang menjadi perbedaan yaitu adanya sumbangan kekuatan dari tulangan tekan pada daerah tekan balok yang diberi notasi (*compression of steel*). Sedangkan untuk

kuat tekan balok berawal dari C menjadi Cc (*compression of concrete*) agar menyesuaikan dengan variabel tulangan tekan.



Gambar 3. 16 Desain Balok Tulangan Rangkap
(Sumber: *Handbook* Desain Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847-2019)

Dapat dilihat pada Gambar 3.18, balok tulangan rangkap memiliki tulangan tarik (A_s) pada daerah tegangan tarik dan tulangan tekan (A'_s) pada sisi tegangan tekan. Jarak titik berat tulangan tekan (A'_s) terhadap serat tekan terluar dari penampang balok diberi notasi *d'*. Dengan adanya tulangan tekan maka regangan tulangan tekan juga diperhitungkan dengan notasi ε'_s. Adapun untuk mempermudah analisa tulangan rangkap, berikut mekanisme tegangan-regangan balok tulangan rangkap.

1. Kondisi 1

   Pada kondisi ini belum memperhitungkan tulangan tekan dalam kontribusi kekuatan. Pada kondisi ini gaya tarik diubah menjadi T_1 yang menandakan gaya tarik pada kondisi 1. Penggunaan simbol T_1 dikarenakan gaya tarik dibagi menjadi dua yaitu T_1 dan T_2. Sehingga dapat ditulis $T = T_1 + T_2$. Berikut penjelasan dari persamaan kondisi 1. Untuk gaya tulangan tarik (A_{s1}):

   $$T_1 = A_{s1} \, . \, fy \qquad (3.52)$$

   Gaya tekan beton (C_c)

   $$C_c = 0{,}85 \, . \, fc' \, . \, b \, . \, a \qquad (3.53)$$

   dimana T1 = Cc sehingga dapat ditulis:

$$M_{n1} = T_1 \, x \, (d - \frac{a}{2}) \quad (3.54)$$

$$M_{n1} = A_{s1} \, . \, fy \, x \, (d - \frac{a}{2}) \quad (3.55)$$

sehingga tulangan tarik dapat ditulis:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3.56)$$

2. Kondisi 2

Pada kondisi 2, parameter yang digunakan yaitu gaya tekan (C_s) yang disumbang oleh tulangan tekan (A'_s) dan gaya tarik (T_1) yang disumbang oleh tulangan tarik (A_{s1}). Posisi gaya C_s sejarak d' dengan serat terluar penampang balok sehingga lengan momen antara gaya tekan (C_s) dan gaya tarik (T_1) dari kondisi 2 (d – d'). Berikut penjelasan dari persamaan kondisi 2. Gaya tulangan tarik (A_{s2}):

$$T_2 = A_{s2} \, . \, fy \quad (3.57)$$

Gaya tekan dari tulangan tekan (C_s):

$$Cs = A'_s \, . \, f_{s'} \quad (3.58)$$

Dengan $T_2 = C_s$, dan $f_{s'}$ adalah tegangan leleh pada tulangan tekan (A'_s). Sehingga momen nominal pada kondisi 2:

$$M_{n2} = T_2 \, x \, (d - d') \quad (3.59)$$

$$M_{n2} = A_{s2} \, . \, fy \, x \, (d - d') \quad (3.60)$$

dengan tulangan tekan dapat ditulis.

$$A'_s = A_{s2} \quad (3.61)$$

Berdasarkan penjelasan kondisi 1 dan kondisi 2 maka dapat diperoleh nilai momen nominal (M_n) untuk baok tulangan rangkap:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.62)$$

$$M_n = C_c \, (d - \frac{a}{2}) + C_s \, (d - d') \quad (3.63)$$

dengan nilai Cc:

$$T = C_c + C_s \quad (3.64)$$

$C_c = C_s - T = (A'_s \cdot f_{s'}) - (A_s \cdot f_y)$ (3.65)

sehingga momen nominal menjadi:

$M_n = (A'_s \cdot f_{s'}) - (A_s \cdot f_y).(d - \frac{a}{2}) + (A'_s \cdot f_{s'}).(d - d')$ (3.66)

dengan persyaratan:

$\phi M_n > M_u$ *; dengan* ϕ=0,9 *sebagai kontrol tarik*

3.7.1.2. Analisa Tulangan Geser Balok

Dalam metode desain geser berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 9.5.1.1, persyaratan geser nominal adalah berikut ini.

$\emptyset Vn \geq Vu$ (3.67)

Keterangan :

Vn = gaya geser nominal balok (N)

Vu = gaya geser ultimate balok (N)

Ø = faktor reduksi geser sebesar 0,75

Berdasarkan SNI 2847 2019; Pasal 22.5.1.1, perhitungan kuat geser nominal (*Vn*) merupakan penjumlahan dari kuat geser yang disumbang oleh beton (*Vc*) dan kuat geser yang disumbang oleh tulangan geser (*Vs*), atau dalam persamaan sebagai berikut.

$Vn = Vc + Vs$ (3.68)

Keterangan :

Vn = gaya geser nominal balok (N)

Vc = kemampuan yang dimiliki balok beton untuk menahan geser (N)

Vs = gaya geser yang tidak mampu ditahan oleh balok beton (N)

Untuk menentukan nilai *Vc* mengacu pada SNI 2847 2019; Pasal 22.5.5.5 dengan persamaan berikut ini.

$Vc = 0{,}17.\lambda.\sqrt{f'c}.bw.d$ (3.69)

atau untuk lebih rinci nya adalah persamaan sebagai berikut.

$Vc = (0{,}16.\lambda.\sqrt{f'c} + 17\rho w \frac{Vu.d}{Mu}) bw.d$ (3.70)

$Vc = (0{,}16.\lambda.\sqrt{f'c} + 17\rho w) bw.d$ (3.71)

$Vc = 0{,}29.\lambda.\sqrt{f'c}.bw.d$ (3.72)

Mu dan Vu terjadi secara serentak pada penampang dan $\frac{Vu.d}{Mu} < 1$

Keterangan :

Vc = kemampuan balok menahan gaya geser (N)

λ = faktor pengali (beton normal = 1)

$\sqrt{f'c}$ = kuat tekan beton bertulang (N/ mm^2)

bw = lebar efekftif balok beton (mm)

d = tinggi efektif balok beton (mm)

ρw = perbandingan luas tulangan longitudinal dengan luas balok beton

Vu = gaya geser ultimate balok (N)

Mu = momen lentur ultimate balok (Nmm)

Nilai *Vs* diambil mengacu pada persamaan berikut ini.

$$Vs = \frac{Av.fyt.d}{s} \quad (3.73)$$

namun nilai Vs disarankan tidak boleh diambil lebih besar dari

$$Vs = 0{,}66.\sqrt{f'c}.bw.d \quad (3.74)$$

Keterangan:

Vs = gaya geser yang tidak mampu ditahan oleh balok beton (N)

Av = luas tulangan sengkang (mm^2)

fyt = kuat tarik baja tulangan polos (N/mm^2)

d = tinggi efektif balok beton bertulang (mm)

s = jarak antar tulangan sengkang (mm)

f'c = kuat tekan beton bertulang (N/mm^2)

bw = lebar efekftif balok beton (mm)

d = tinggi efektif balok beton (mm)

Pada pengaplikasiannya, luasan tulangan geser (*Av*) diharapkan tidak terlalu kecil dan terlalu besar, guna mencegah keruntuhan akibat getas, juga memastikan tulangan geser mengalami leleh saat terjadi retak atau daktail. Maka dari itu, nilai untuk *Av* dapat diambil dengan persamaan berikut sesuai SNI 2847 2019; Pasal 9.6.3.3.

$$Av,\text{min} = 0{,}062.\sqrt{\text{f'c}}.\frac{bw.s}{fyt} \quad (3.75)$$

atau

$$Av,\text{min} = \frac{0{,}35.bw.s}{fyt} \quad (3.76)$$

Keterangan:

Av,min = luas tulangan sengkang minimum (mm^2)

f'c = kuat tekan beton (N/mm^2)

bw = lebar efektif balok beton (mm)

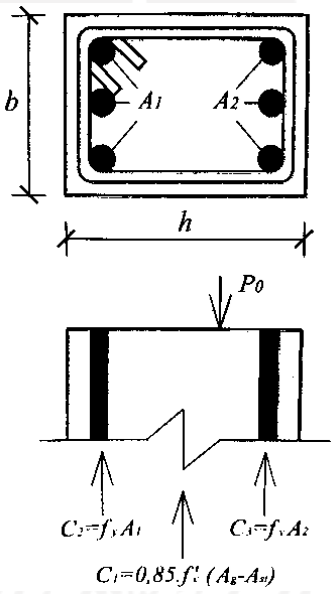
s = jarak tulangan sengkang (mm)

fyt = kuat tarik baja tulangan polos (N/mm^2)

3.7.2. Analisis Tulangan Kolom

3.7.2.1. Kondisi Aksial Tekan Sentris

Fenomena yang terjadi pada kolom pendek yang menerima beban tekan sentris (*concentrically loaded short column*) seperti yang terlihat pada Gambar 3.19 yang dibebani secara sentris P_0.



Gambar 3. 17 Aksial Tekan Sentris pada Kolom
(Sumber: *Handbook* Desain Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847-2019)

Pada Gambar 3.19, terlihat penampang dibebani oleh P_0 secara sentris. Maka kolom akan memberikan perlawanan berlawanan dengan P_0 dengan bantuan kekuatan dari beton dan baja. Dapat dituliskan dengan persamaan berikut.

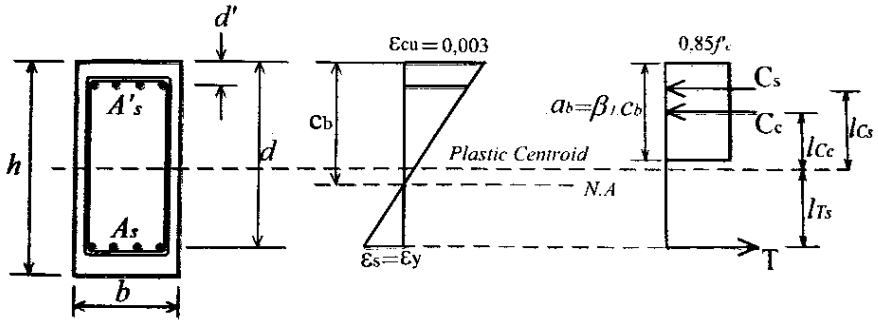
$$P_0 = 0{,}85\, f_c' \,(A_g - A_{st}) + A_{st}\, f_y \qquad (3.77)$$

dengan luasan penampang kolom dinyatakan $A_g = bh$ dan $A_{st} = (A_1 + A_2)$. Sedangkang 0,85 merupakan perbandingan antara kuat tekan kolom dengan kuat tekan tes silinder.

Kuat nominal yang digunakan untuk desain klom dengan sengkang persegi tidak boleh melebihi dari $0{,}80P_0$.

3.7.2.2. Kondisi Regangan Berimbang

Kondisi regangan berimbang (*balanced strain condition*) merupakan pembatas antara *compression controlled* dan *transition zone* pada diagram interaksi kolom. Kondisi ini serat tekan beton dan serat tarik tulangan baja terluar mencapai keadaan batasnya yaitu $\varepsilon_c = 0{,}003$ dan $\varepsilon ey = f_s/E_s$.



Gambar 3. 18 Kondisi Regangan Berimbang
(Sumber: *Handbook* Desain Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847-2019)

Kondisi regangan berimbang dapat dituliskan dengan persamaan:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0{,}003}{\frac{f_y}{E_s}+0{,}003} = \frac{0{,}003}{\frac{f_y}{200000}+0{,}003} d = \frac{600d}{600+fy} \quad (3.78)$$

Gaya-gaya yang terlibat dalam kondisi ini memiliki persamaan:

$$P_b = C_c + C_s - T \quad (3.79)$$

dengan:

$$C_c = 0{,}85\, f_c' \beta_1\, c_b\, b \quad (3.80)$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0{,}85 f_c') \quad (3.81)$$

$$T = A_s\, f_y \quad (3.82)$$

sehingga penjabaran yakni sebagai berikut:

$$P_b = 0{,}85\, f_c' \beta_1\, c_b\, b + A_s' (f_y - 0{,}85 f_c') - A_s\, f_y \quad (3.83)$$

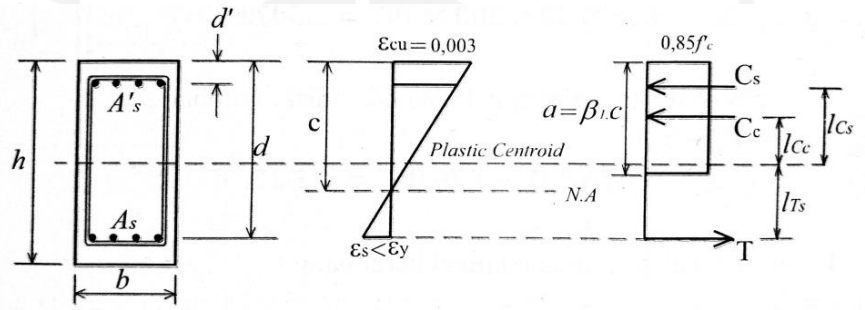
Persamaan momen dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$M_b = P_b\, e_b \tag{3.84}$$

$$M_b = C_c\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right) \tag{3.85}$$

3.7.2.3. Kondisi Keruntuhan Tekan

Dalam kondisi keruntuhan tekan, nilai gaya tekan (P_n) melebihi dari kondisi seimbang (P_b). Eksentrisitas (e) lebih kecil dibandingkan dengan eksentrisitas kondisi seimbang (e_b), $e < e_b$. Tegangan pada tulangan tarik (f_s) lebih kecil daripada tulangan leleh (f_y), ($f_s < f_y$). Tipe keruntuhan tekan ini terjadi pada saat beton hancur sedangkan tulangan baja tarik belum leleh. Sumbu netral bergerak mendekati tulangan tarik yang akan menambah luas daerah tekan beton sehingga jarak ke serat tekan beton akan melebihi jarak pada kondisi *balance* ($c > c_b$).



Gambar 3. 19 Kondisi Keruntuhan Tekan
(Sumber: *Handbook* Desain Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847-2019)

Pada kondisi ini, persamaan tegangan-regangan tulangan tarik adalah:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d-c}{c}\right) x\ \varepsilon_{cu} \tag{3.86}$$

Jika nilai $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ maka tulangan tidak leleh dan sesuai dengan kondisi *compression controlled*. Maka tegangan pada tulangan tarik menjadi:

$$f_s = \varepsilon_s\, x\, E_s \tag{3.87}$$

Persamaan regangan tulangan tekan adalah:

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{c-d'}{c}\right) x\ \varepsilon_{cu} \tag{3.88}$$

Jika nilai $\varepsilon'_s > \varepsilon_y$ maka tulangan leleh dan sesuai dengan kondisi *compression controlled*. Maka tegangan pada tulangan tekan menjadi:

$$f_{s'} = f_y \tag{3.89}$$

Gaya tekan dari tulangan tekan:

$$A'_s = n\,x\,\frac{1}{4}\,\pi\,D^2 \quad (3.90)$$

$$C_s = A'_s\,(f_y - 0{,}85 f_c') \quad (3.91)$$

Gaya tarik dari tulangan tarik:

$$T = A_s\,f_y \quad (3.92)$$

Gaya tekan dari beton:

$$C_c = 0{,}85\,fc'\,\beta_1\,c\,B \quad (3.93)$$

Kapasitas aksial tekan nominal dalam kondisi *compression controlled*:

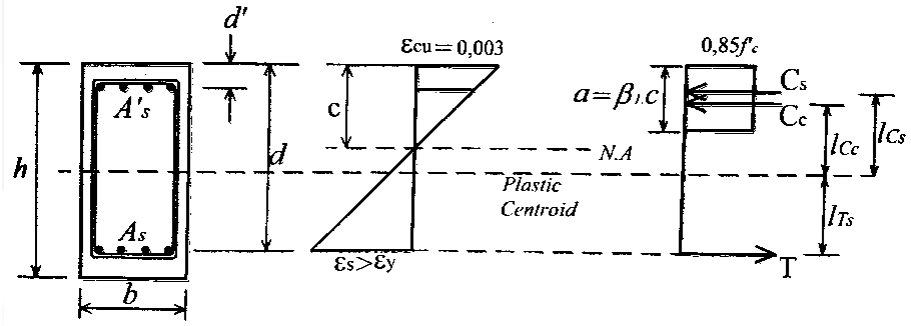
$$P_n = C_c + C_s - T \quad (3.94)$$

Kapasitas momen nominal *compression controlled*:

$$Mn = C_c\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right) \quad (3.95)$$

3.7.2.4. Kondisi Keruntuhan Tarik

Dalam kondisi keruntuhan tarik, penampang kolom diberi beban tekan dengan eksentrisitas yang besar maka terjadi keruntuhan tarik. Kondisi ini terjadi karena hancurnya beton sedangkan baja tulangan telah mencapai leleh, $\varepsilon_s > \varepsilon_y$. Dalam kondisi ini juga nilai kuat tekan nominal penampang akan lebih kecil daripada kondisi seimbang, $P_n < P_b$. Untuk eksentrisitas lebih besar dari eksentrisitas kondisi seimbang, $e > e_b$. Pada kondisi keruntuhan tarik nilai $c < c_b$.



Gambar 3. 20 Kondisi Keruntuhan Tarik
(Sumber: *Handbook* Desain Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847-2019)

Pada kondisi ini, persamaan tegangan-regangan tulangan tarik adalah:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d-c}{c}\right) x\ \varepsilon_{cu} \quad (3.96)$$

Jika nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ maka tulangan leleh dan sesuai dengan kondisi *tension controlled*. Maka tegangan pada tulangan tarik menjadi:

$f_s = f_y$ (3.97)

Persamaan regangan tulangan tekan adalah:

$\varepsilon'_s = (\frac{c-d'}{c})\ x\ \varepsilon_{cu}$ (3.98)

Jika nilai $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$ maka tulangan tidak leleh dan sesuai dengan kondisi *tension controlled*. Maka tegangan pada tulangan tekan menjadi:

$f_{s'} = \varepsilon'_s\ x\ E_s$ (3.99)

Gaya tekan dari tulangan tekan:

$A'_s = n\ x\ \frac{1}{4}\pi\ D^2$ (3.100)

$C_s = A'_s\ (f_y - 0{,}85f_c')$ (3.101)

Gaya tarik dari tulangan tarik:

$T = A_s\ f_y$ (3.102)

Gaya tekan dari beton:

$C_c = 0{,}85.fc'.a.B$ (3.103)

Kapasitas aksial tekan nominal dalam kondisi *tension controlled*:

$P_n = C_c + C_s - T$ (3.104)

Kapasitas momen nominal *tension controlled*:

$Mn = C_c\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right))$ (3.105)

3.7.2.5. Kondisi Lentur Murni

Dalam kondisi lentur murni perilakunya persis seperti dengan balok, tidak terjadi gaya aksial. Kolom hanya menerima momen lentur tanpa adanya gaya aksial yang bekerja maka dari itu $P_n = 0$. Untuk persamaan tinggi blok tegangan tekan:

$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85\ fc'b}$ (3.106)

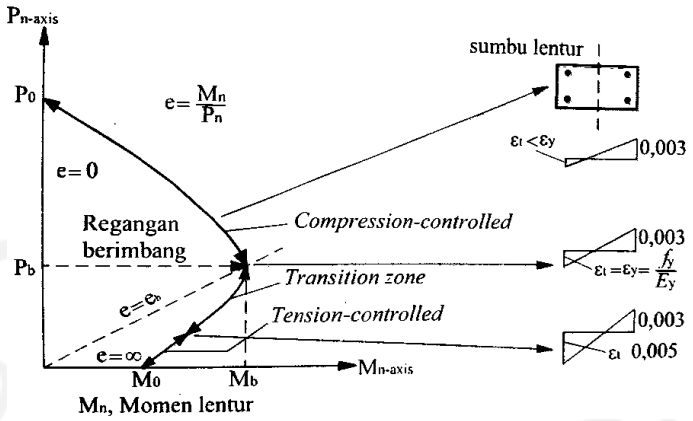
Untuk persamaan momen nominal kondisi lentur yakni:

$M_n = A_s\ fy\ x\ (d - \frac{a}{2})$ (3.107)

3.7.2.6. Diagram Interaksi Kekuatan Elemen Kolom

Elemen kolom menerima kombinasi beban berupa momen dan aksial tekan. Dua parameter ini yakni momen (M_n) dan aksial tekan (P_n) terdapat sejumlah kombinasi kekuatan yang tidak terhitung jumlahnya. Interaksi dari momen dan

aksial tekan ini diwujudkan dalam sebuah bentuk kurva yang dikenal dengan diagram interaksi *Mn-Pn* seperti yang terlihat pada Gambar 3.23.



Gambar 3. 21 Diagram Interaksi Mn-Pn
(Sumber: *Handbook* Desain Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847-2019)

Diagram interaksi dibagi menjadi dua bagian yakni *compression* dan *tension*. Pada kondisi *compression* (tekan) hampir seluruh penampang kolom terjadi regangan maksimum yakni ε_c = 0,003 sedangkan tulangan baja belum leleh $\varepsilon_y = f_s/E_s$. Pada kondisi *tension* (tarik) hampir seluruh tulangan baja mencapai regangan lelehnya (ε_y) dan secara bersamaan material beton mencapai regangan tekannya (ε_c = 0,003). Istilah dari dua kondisi ini disebut dengan kondisi regangan berimbang.

Pada daerah *compression controlled* untuk nilai faktor reduksi kolom adalah 0,75 untuk kolom bulat dan 0,65 untuk kolom persegi. Pada daerah *tension controlled*, elemen struktur menerima beban hanya berupa momen lentur tanpa adanya gaya aksial tekan. Untuk daerah *tension controlled*, nilai faktor reduksi kekuatan yakni mencapai 0,9. Untuk daerah *transition zone*, faktor reduksi yakni 0,75-0,9 untuk kolom bulat dan 0,65-0,9 untuk kolom persegi. Untuk perbandingan M_n-P_n dinyatakan dalam bentuk eksentrisitas (*e*). Pada saat kolom menerima beban tekan eksentris maka kolom akan menerima tekan dan momen. Momen muncul dikarenakan adanya beban eksentris tersebut. Maka dari itu, sumbu vertikal diagram menyatakan *e = 0* dan sumbu horizontal menyatakan *e* = ∞.

3.7.2.7. Desain Geser Kolom Kolom

Konsep desain geser kolom ini hampir sama dengan konsep desain geser balok. Yang menjadi perbedaan yaitu besaran nilai kuat geser yang berasal dari material beton (V_c). Elemen kolom memikul kombinasi beban aksial tekan dan momen lentur maka dari itu nilai dari V_c berbeda dengan desain geser balok yang hanya berfokus pada momen lentur. Adapun persamaan geser kolom sebagai berikut.

$$V_c = 0{,}17\ (1+\frac{N_u}{14A_g})\lambda\sqrt{fc'}b_w d \quad (3.108)$$

Untuk mendapatkan nilai V_c lebih detail maka bisa mengambil nilai terkecil dari dua persamaan berikut ini.

$$V_c = \left[0{,}16\lambda\sqrt{fc'} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u\frac{(4h-d)}{8}}\right] b_w d \quad (3.109)$$

Persamaan 3.103 tidak perlu digunakan bila $M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$

$$V_c = 0{,}29\sqrt{fc'}b_w d\sqrt{1+\frac{0{,}29N_u}{A_g}} \quad (3.110)$$

Terkait kebutuhan tulangan geser kolom ditandai bila:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.111)$$

Keterangan:

V_c = Gaya geser kolom beton

V_u = Gaya geser terfaktor

N_u = Gaya aksial terfaktor

A_g = Luasan penampang kolom

λ = 1,0 (beton normal)

d = 0,8h

M_u = Momen ter faktor

ρ_w = Rasio A_s terhadap $b_w d$

3.7.3. Analisis Tulangan Diafragma

Diafragma umumnya adalah elemen planar horizontal atau hampir horizontal yang berfungsi untuk mentransfer gaya-gaya lateral ke elemen-elemen vertikal pada sistem pemikul gaya lateral.

Pelat diafragma pada struktur bangunan berfungsi sebagai pengikat elemen-elemen vertical penahan beban lateral. Pelat diafragman juga berfungsi sebagai elemen pentransfer gaya lateral akibat gempa ke elemen-elemen vertical yang diikatnya.

1. Persyaratan penulangan pelat diafragma
   a. Rasio tulangan minimum diafragma dapat diambil sesuai persyaratan untuk tulangan minimum pelat.
   b. Spasi tulangan dalam masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm. Bila jaring kawat las (wiremesh) digunakan maka spasi pusat ke-pusat tulangan yang searah dengan bentang komponen pracetak tidak boleh kurang dari 250 mm.
   c. Kabel prategang dengan lekatan dapat digunakan, namun harus direncanakan dengan membatasi tegangan akibat gaya-gaya gempa tidak melebihi 400 MPa.
   d. Kabel prategang tanpa lekatan boleh digunakan untuk memikul gaya-gaya pada diafragma selama ada penyaluran gaya yang sempurna antara kabel prategang dan beton.
   e. Komponen-komponen diafragma dengan tegangan tekan melebihi 0,2fc' harus diberi tulangan transversal sesuai persyaratan untuk daerah sendi plastis kolom di sepanjang bentangnya. Tulangan tersebut dapat dihentikan pada tempat di mana tegangan-tekannya kurang daripada 0,15fc'.
   f. Semua tulangan menerus pada diafragma, rangka batang, penyokong, pengikat, batang tepi, dan komponen kolektor, harus diangkur atau disambung-lewat sesuai ketentuan untuk tulangan tarik.
2. Kuat Geser

   Kuat geser nominal, Vn diafragma structural tidak boleh melampaui persamaan berikut.

$$V_n = A_{cv}\,(0{,}17\lambda\sqrt{f'c} + \rho_t f_y \qquad (3.112)$$

Dimana A_{cv} adalah luasan bruto beton yang dibatasi oleh ketebalan badan dan tinggi diafragma dikurangi dengan luasan bukaan bila ada; nilai $\sqrt{f}c'$ untuk menghitung Vn tidak boleh melebihi 8,3 MPa; dan ρt merupakan rasio tulangan yang terdistribusi dengan arah sejajar dengan geser sebidang.

Untuk diafragma yang seluruhnya dicor di tempat, dimensi penampang harus ditpilih memenuhi persamaan berikut.

$$V_n = 0{,}66\ A_{cv}\sqrt{f'c} \qquad (3.113)$$

Dimana nilai $\sqrt{f}c'$ yang digunakan untuk menghitung Vn tidak boleh melebihi 8,3 MPa.

3.7.4. Analisis Tulangan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Dinding geser adalah subsistem struktur gedung kaku, yang fungsi utamanya untuk menahan kombinasi gaya geser, juga momen, dan gaya aksial, akibat pengaruh beban gempa rencana. Sehingga sebgaian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser. Kerusakan pada dinding ini hanya boleh terjadi akibat momen lentur, bukan akibat gaya geser, melalui pembentukan sendi plastis di dasar dinding.

1. Ketentuan Desain Umum

   a. Ketentuan desain Segmen Vertikal

   Ketentuan desain segmen vertikal dinding tergantung pada aspek rasio segmen dinding pada bidang dinding (hw/ℓw), dan aspek rasio dari penampang horizontal (ℓw/bw), dan umumnya mengikuti deskripsi pada Tabel 3.17.

Tabel 3. 17 Ketentuan Desain Segmen Vertikal

Rasio tinggi bersih dan panjang segmen vertikal dinding (h_w/ℓ_w)	Panjang segmen vertikal dinding / tebal dinding (ℓ_w/b_w)		
	$(l_w/b_w) \le 2{,}5$	$2{,}5 < (l_w/b_w) \le 6{,}0$	$(\ell_w/b_w) > 6{,}0$
$h_w/\ell_w < 2{,}0$	dinding	dinding	dinding
$h_w/\ell_w \ge 2{,}0$	Pilar dinding harus memenuhi persyaratan desain kolom sesuai 18.10.8.1	Pilar dinding harus memenuhi persyaratan desain kolom atau persyaratan alternatifnya sesuai 18.10.8.1	dinding

Keterangan:

hw = tinggi bersih

lw = panjang horizontal,

bw = lebar badan segmen dinding

b. Persyaratan Tulangan

1). Rasio tulangan badan (web) terdistribusi, vertical (ρl) dan horizontal (ρt), pada dinding struktural tidak boleh kurang dari 0,0025, kecuali bila Vu < 0.083Acvλ$\sqrt{f}$c' , ρl dan ρt diizinkan untuk direduksi sesuai Pasal 11.6; SNI-2947-2019

2). Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh melebihi 450 mm.

3). Paling sedikit dua lapis tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika Vu > Vn = 0,17$Acv\lambda\sqrt{f}$c' atau hw/lw ≥ 2,0, dimana hw dan lw merupakan tinggi dan panjang dari dinding secara keseluruhan.

c. Kekuatan Geser

1). Kuat Geser Perlu

$$Vn = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{fc'} + \rho_t fy) \quad (3.114)$$

Dimana :

Acv = luas permukaan beton

Vn = kuat geser nominal dinding struktural

αc = 0.25 untuk $hw/lw \leq 1.5$

= 0.17 untuk $hw/lw \geq 2$

lw = panjang dinding geser

hw = tinggi dinding geser

λ = factor beton ringan (beton normal = 1)

ρt = rasio penulangan arah horizontal (transversal)

a). Nilai rasio hw/lw yang digunakan untuk menghitung Vn pada segmen-segmen dinding haruslah nilai terbesar dari rasio hw/ℓw untuk dinding keseluruhan dan untuk segmen dinding yang ditinjau.

b). Dinding harus memiliki tulangan geser terdistribusi dalam dua arah ortogonal pada bidang dinding. Jika hw/lw tidak melebihi 2,0, rasio tulangan ρl tidak boleh kurang dari rasio tulangan ρt

c). Untuk masing-masing segmen vertikal dinding individu, Vn tidak boleh lebih besar dari $0.083Acw\sqrt{f}c'$, dimana A_{cw} adalah luas penampang segmen vertikal dinding individu yang ditinjau.

2). Kuat Geser Nominal

Nilai kuat geser perlu (Vn) dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ).

Untuk dinding yang direncanakan memikul beban gempa, ϕ diambil sebesar 0.75.

Kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi $Vu \leq \phi Vn$.

BAB IV
METODOLOGI PERANCANGAN

4.1. Umum

Perancangan ini diawali dengan melakukan *preliminary* elemen struktur berdasarkan denah dari geometri struktur atas Gedung Hotel Swisbell Hotel Solo. Kemudian dilanjutkan dengan permodelan pada *software* ETABS untuk dilakukan analisis struktur menggunakan beban gempa respons spektrum berdasarkan standar terbaru SNI-1726-2019. Hasil dari analisis struktur dilkakukan pengecekan ketidakberaturan, persyaratan simpangan antar tingkat ijin, dan persyaratan P-Delta. Setelah memenuhi persyaratan hasil analisis struktur, dilakukan pengambilan gaya dalam pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan sebagai data acuan *detailing* elemen-elemen struktur, meliputi balok, kolom, pelat, dan dinding geser. *Detailing* elemen struktur mengacu pada standar SNI-2847-2019.

4.2. Subjek dan Objek Perancangan

Subjek pada perancangan ini adalah geometri dari struktur atas Gedung Hotel Swisbell Hotel Solo yang berlokasi di Jalan Bridjend Slamet Riyadi, no. 437, Kota Solo. Sedangkan untuk objek perancangan adalah respons struktur seperti gaya geser dasar, simpangan lantai, simpangan antar lantai, dan kebutuhan penampang beton bertulang yaitu dimensi dan jumlah tulangan baja untuk balok dan kolom.

4.3. Pengumpulan Data

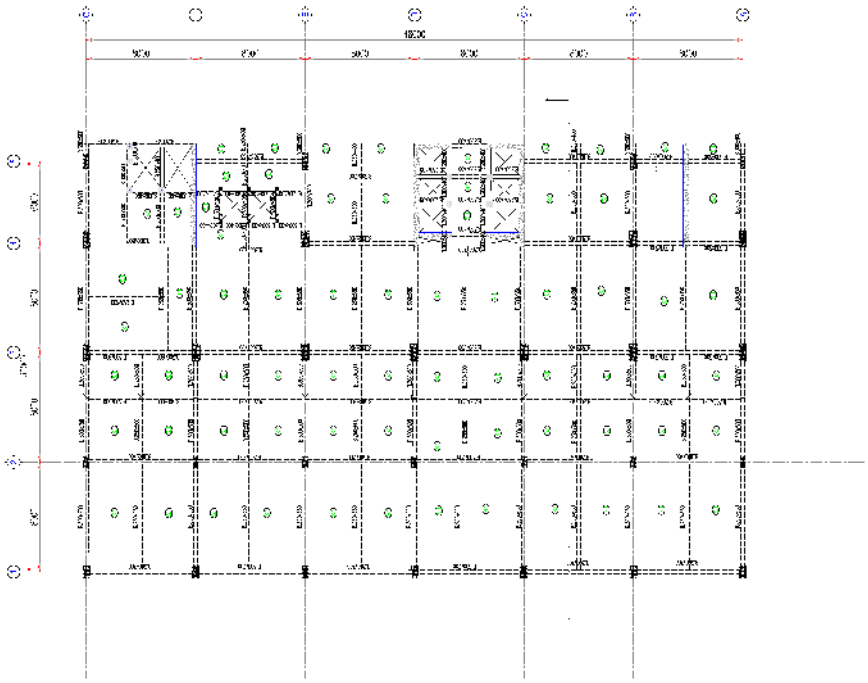
Data adalah kumpulan informasi atau keterangan – keterangan dari suatu hal yang diperoleh melalui pengamatan atau pencarian ke sumber – sumber tertentu. Data yang diperoleh dapat menjadi suatu anggapan atau fakta karena memang belum diolah lebih lanjut. Setelah diolah melalui perancangan maka suatu data

dapat menjadi bentuk yang lebih kompleks seperti suatu *database*, informasi atau bahkan solusi untuk masalah tertentu.

Data yang digunakan dalam perancangan ini adalah data dari gambar denah dari hotel Swiss-belhotel Solo. Berikut untuk lebih lengkapnya.

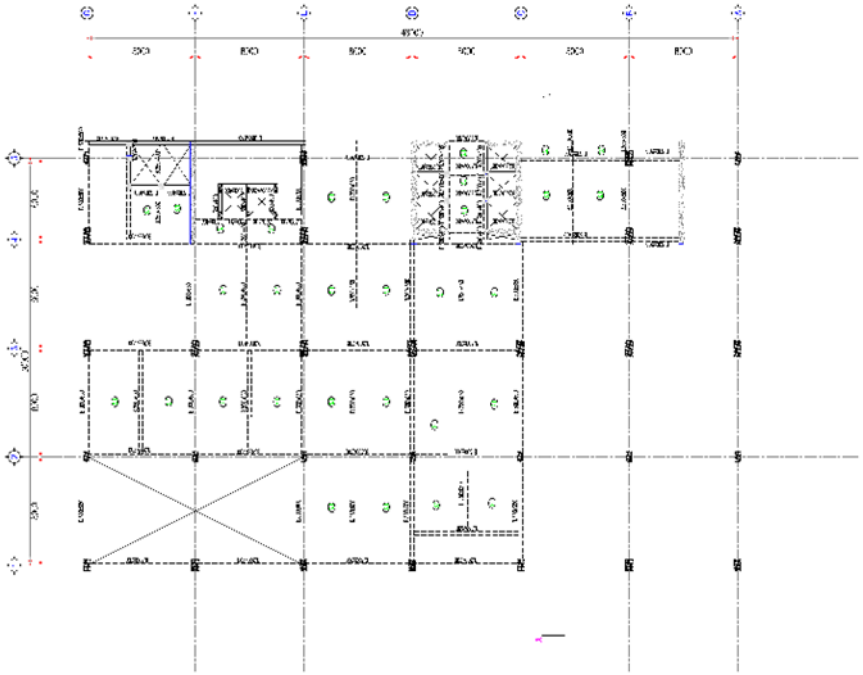
1. Gambar Denah Geometri

   Gambar denah dapat dilihat pada gambar 4.1 sampai dengan gambar 4.6



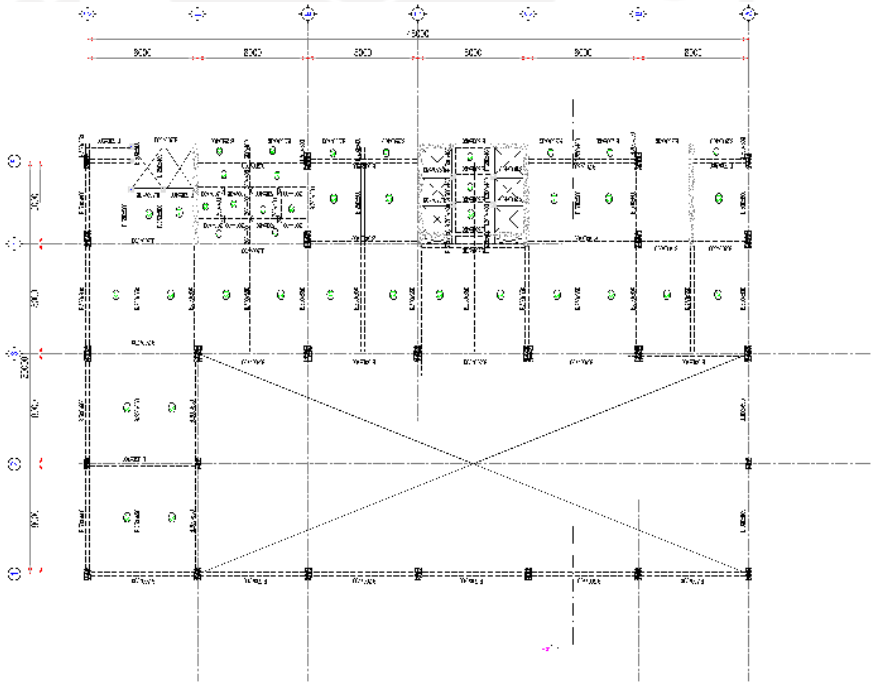
Gambar 4. 1 Denah Tingkat 1,3,4

(Sumber: PT. CIPTA SUKSES, 2016)



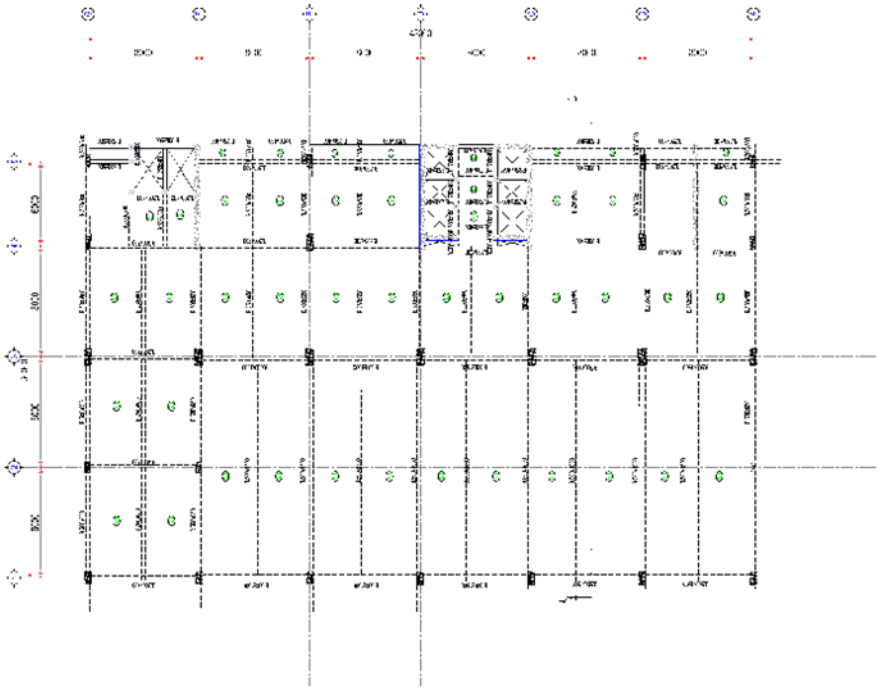
Gambar 4. 2 Denah Tingkat 2

(Sumber: PT. CIPTA SUKSES, 2016)



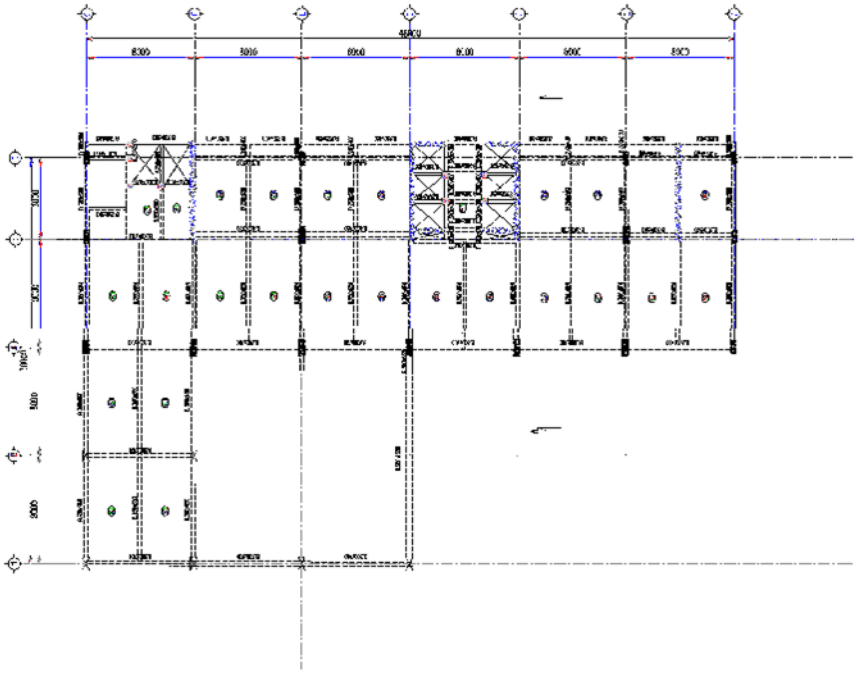
Gambar 4. 3 Denah Tingkat 5

(Sumber: PT. CIPTA SUKSES, 2016)



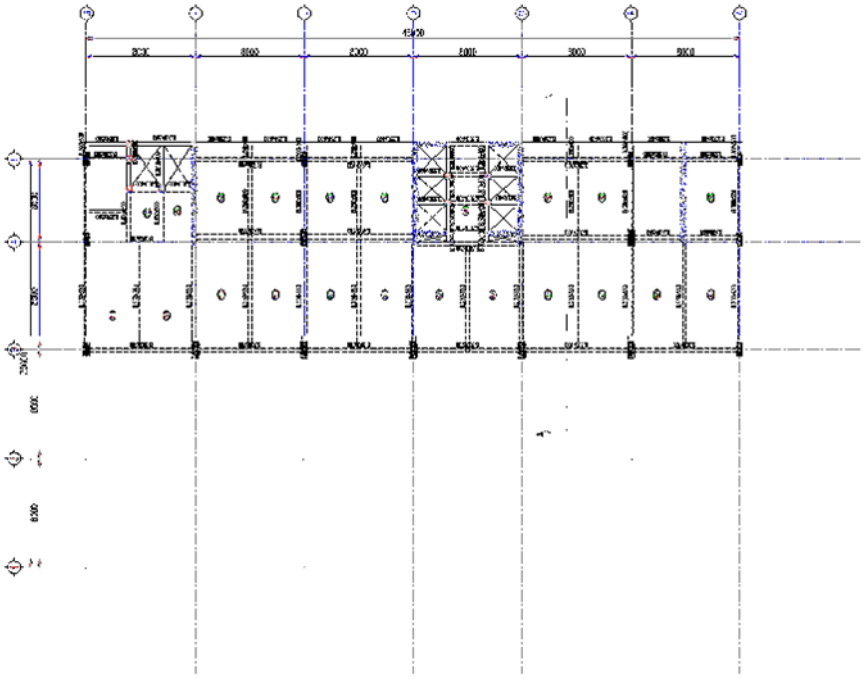
Gambar 4. 4 Denah Ti**ngkat 6**

(Sumber: PT. CIPTA SUKSES, 2016)



Gambar 4. 5 Denah Tingkat 7

(Sumber: PT. CIPTA SUKSES, 2016)



Gambar 4. 6 Denah Tingkat 8-22

(Sumber: PT. CIPTA SUKSES, 2016)

2. Kondisi Tanah

   Kondisi tanah pada lokasi perancangan adalah tanah dengan jenis tanah sedang.

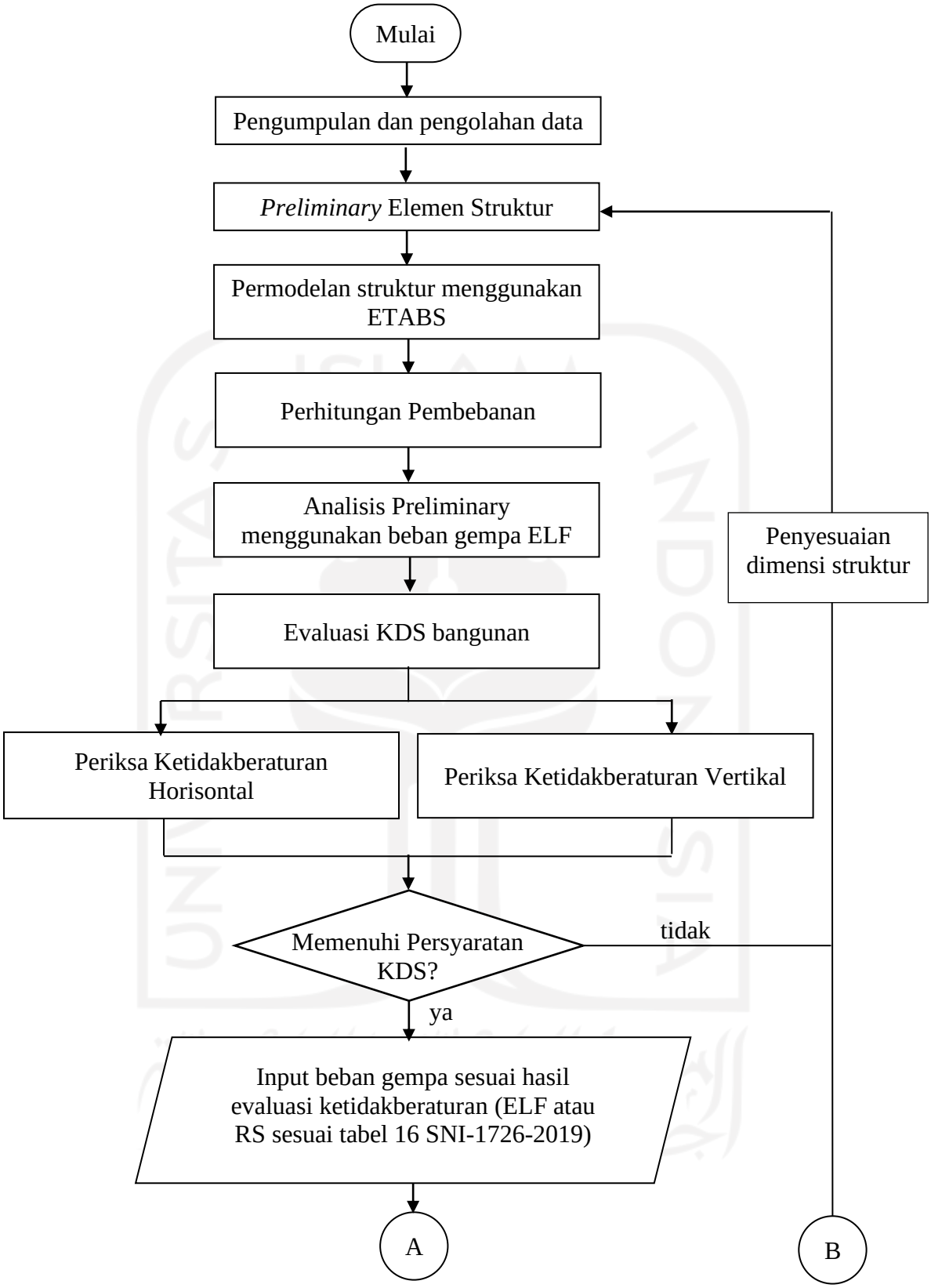
4.4. Tahapan perancangan

Adapun tahapan perancangan yang akan dilakukan yaitu sebagai berikut.

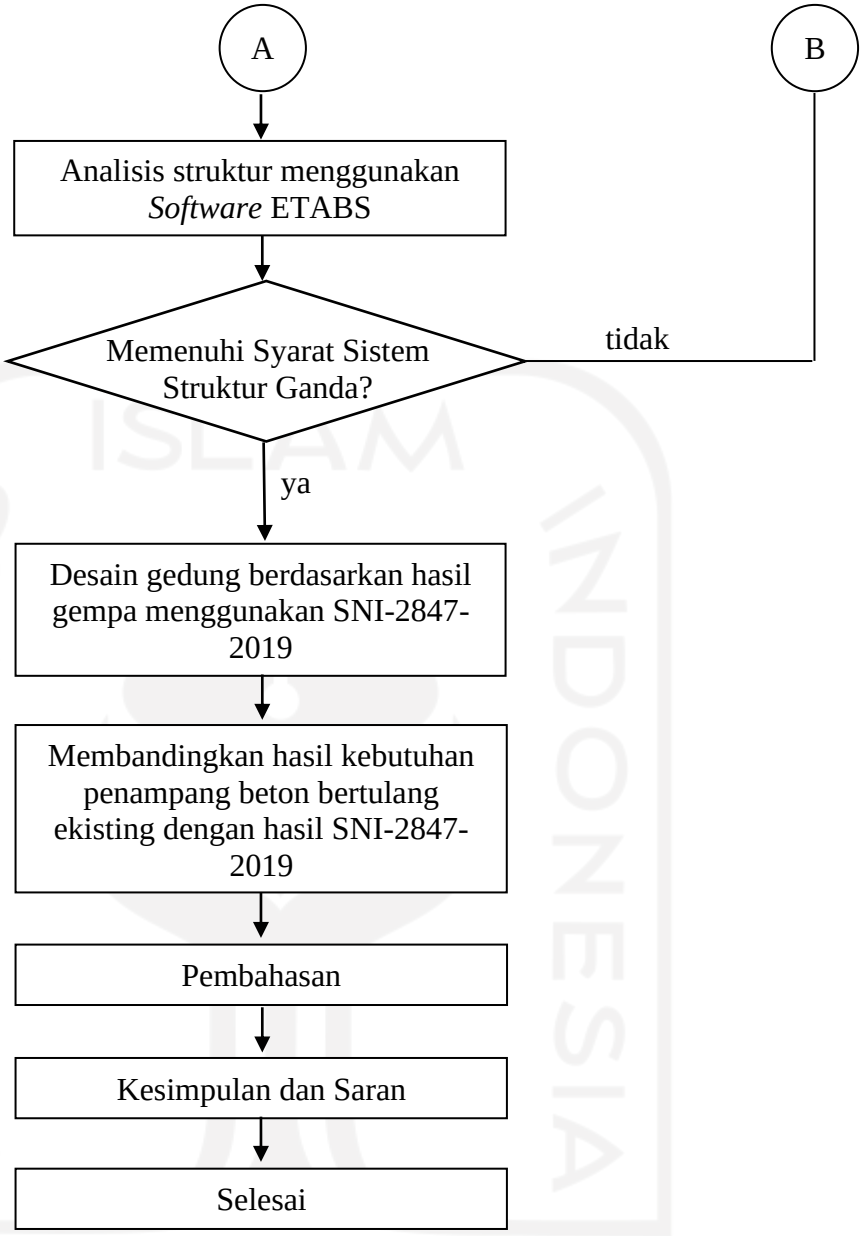
1. Mengumpulan data geometri hotel Swiss-belhotel Solo.
2. Melakukan *preliminary design* elemen struktur balok, kolom, pelat, dan dinding geser.
3. Melakukan pemodelan struktur balok, kolom, pelat, dan dinding geser pada *software* ETABS
4. Melakukan perencanaan pembebanan yaitu beban mati dan beban hidup sesuai peruntukan kebutuhan denah sesuai SNI 1727 1989 dan SNI 1727 2019
5. Menentukan beban gempa respons spektrum sesuai lokasi gedung tinjauan

6. Melakukan analisis respons spektrum pada program *software* ETABS dan mengambil data nilai respons struktur
7. Melakukan pengcekan kontrol ketidakberaturan bangunan, simpangan ijin, dan stabilitas P-Delta
8. Melakukan desain gedung berdasarkan hasil analisis beban gempa menggunakan SNI-2847-2019
9. Membandingkan hasil rekap kebutuhan penampang beton bertulang data eksisting dengan SNI-2847-2019.
10. Melakukan pembahasan penyelesaian perancangan dan menarik kesimpulan.

Dari penjelasan diatas dapat dibuat bagan alir untuk memudahkan pembacaan tahapan perancangan. Untuk melihat bagan alir dari tahapan perancangan terdapat pada Gambar 4.7



Gambar 4. 7 Bagan Alir Tahapan Perancangan



Lanjutan Gambar 4. 7 Bagan Alir Tahapan Perancangan

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1. Konfigurasi Bangunan

Bangunan yang dirancang mengacu pada denah struktur atas gedung Hotel Swisbell-Hotel Solo yang berlokasi di kota Solo. Struktur atas gedung ini memiliki 22 lantai dengan *setback* pada arah vertikal. Bangunan memiliki tinggi 83,2 m dari Elevasi ±0,0 m dengan bentuk denah persegi panjang dengan panjang 48 m dan lebar 30 m. Detail lebih lanjut elevasi gedung dapat dilihat pada tabel 5.1

Tabel 5. 1 Data Tinggi Tingkat dan Elevasi Gedung

Tingkat	Lantai	Elevasi Tiap Lantai (m)	Tinggi Tingkat (m)
22	Lantai Atap	83,2	3,9
21	Lantai 20	79,3	3,4
20	Lantai 19	75,9	3,4
19	Lantai 18	72,5	3,4
18	Lantai 17	69,1	3,4
17	Lantai 16	65,7	3,4
16	Lantai 15	62,3	3,4
15	Lantai 14	58,9	3,4
14	Lantai 13	55,5	3,4
13	Lantai 12	52,1	3,4

Lanjutan Tabel 5.1 Data Tinggi Tingkat dan Elevasi Gedung

Tingkat	Lantai	Elevasi Tiap Lantai (m)	Tinggi Tingkat (m)
12	Lantai 11	48,7	3,4
11	Lantai 10	45,3	3,4
10	Lantai 9	41,9	3,4
9	Lantai 8	38,5	3,4
8	Lantai 7	35,1	3,4
7	Lantai 6	31,7	6
6	Lantai 5	25,7	5
5	Lantai 4	20,7	5,2
4	Lantai 3	15,5	4
3	Lantai 2	11,5	3
2	Lantai Mezz	8,5	5
1	Lantai Dasar	3,5	3,5
0	Base	0	0

5.1.1. Spesifikasi Material

Material-material yang digunakan dalam struktur gedung ini adalah sebagai berikut:

1. Mutu beton, (Balok dan Pelat Lantai), $f'c$ = 30 MPa
2. Mutu beton (Kolom dan *Shearwall*), $f'c$ = 40 MPa
3. Mutu baja tulangan, fy = 400 MPa (ulir) dan 240 MPa (polos)

5.2. Pembebanan

Pada perancangan ini terdapat 2 jenis pembebanan yang bekerja, yaitu pembebanan beban mati dan beban hidup. Berikut adalah penjabaran detil pemebabanan.

5.2.1. Beban Mati

1. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

a. Spesi = 0,025 m x 16,671 kN/m^3 = 0,417 kN/m^2

b. Pasir = 0,04 m x 15,691 kN/m^3 = 0,628 kN/m^2

c. Tegel = 0,172 kN/m^2

d. Ducting AC = 0,172 kN/m^2

e. Eternit = 0,180 kN/m^2

f. Pipa = 0,098 kN/m^2

Total (Q_d lantai) = 1,666 kN/m^2

2. Beban Mati Tambahan Pelat Atap

a. Spesi = 0,025 m x 16,671 kN/m^3 = 0,417 kN/m^2

b. Kedap air = 0,02 m x 0,02 kN/m^3 = 0,0004 kN/m^2

c. Ducting AC = 0,172 kN/m^2

d. Eternit = 0,180 kN/m^2

e. Pipa = 0,098 kN

Total (Qd atap) = 0,867 kN/m2

3. Beban Mati Dinding

Tabel 5. 2 Beban Dinding

Lantai	Tinggi	Tinggi Balok	Tinggi Bersih	Tebal Dinding	BJ Dinding	Berat Dinding	
	m	m	m	m	kg/m2	kg/m	kN/m
1	5	0.5	4.5	0.15	250	1125	11.032
		0.65	4.35	0.15	250	1087.5	10.665
		0.7	4.3	0.15	250	1075	10.542
2	3	0.5	2.5	0.15	250	625	6.129
		0.65	2.35	0.15	250	587.5	5.761
		0.7	2.3	0.15	250	575	5.639
3	4	0.4	3.6	0.15	250	900	8.826
		0.5	3.5	0.15	250	875	8.581
		0.65	3.35	0.15	250	837.5	8.213
		0.7	3.3	0.15	250	825	8.090
4	5.2	0.4	4.8	0.15	250	1200	11.768
		0.5	4.7	0.15	250	1175	11.523
		0.65	4.55	0.15	250	1137.5	11.155
		0.7	4.5	0.15	250	1125	11.032

Lanjutan Tabel 5. 2 Beban Dinding

Lantai	Tinggi	Tinggi Balok	Tinggi Bersih	Tebal Dinding	BJ Dinding	Berat Dinding	
	m	m	m	m	kg/m2	kg/m	kN/m
5	5	0.4	4.6	0.15	250	1150	11.278
		0.5	4.5	0.15	250	1125	11.032
		0.65	4.35	0.15	250	1087.5	10.665
		0.7	4.3	0.15	250	1075	10.542
6	6	0.4	5.6	0.15	250	1400	13.729
		0.5	5.5	0.15	250	1375	13.484
		0.65	5.35	0.15	250	1337.5	13.116
7-20	3.4	0.4	3	0.15	250	750	7.355
		0.5	2.9	0.15	250	725	7.110
		0.65	2.75	0.15	250	687.5	6.742
		0.7	2.7	0.15	250	675	6.619
21	3.9	0.4	3.5	0.15	250	875	8.581
		0.5	3.4	0.15	250	850	8.336
		0.65	3.25	0.15	250	812.5	7.968
		0.7	3.2	0.15	250	800	7.845

5.2.2. Beban Hidup

Pembebanan hidup disesuaikan dengan fungsi ruang dan nilai pembeban hidup yang digunakan mengacu pada standar pembebanan SNI-1727-2020.

Tabel 5. 3 Beban Hidup Berdasarkan Fungsi Ruang

Lantai	Fungsi Ruang	Beban Hidup (kN/m2)
1	Bussiness Center	4,79
	BOH	2,4
	Loading/Unloading	11,97
	Lobby Lounge	4,79
	Maintenance Room	2,4
	Ruang Trafo & Genset	9,58
2-3	Meeting Room	4,79
	Koridor	4,79
4	Ballroom	4,79
	Koridor	4,79
5	Koridor	4,79
	Spa & Gymnasium	4,79

Lanjutan Tabel 5. 3 Beban Hidup Berdasarkan Fungsi Ruang

Lantai	Fungsi Ruang	Beban Hidup (kN/m2)
6	Dapur	7,18
	Koridor	4,79
	Restaurant	4,79
7	AHU	9,58
	Guest Room	1,92
	Koridor	4,79
8-21	Guest Room	1,92
	Koridor	4,79
22	Atap	0,96

5.3. *Preliminary Design*

Tahap awal pada perancangan struktur bangunan tahan gempa adalah *preliminary design* atau perancangan awal dimensi elemen struktur. Perancangan awal dimensi ini mengacu pada ketentuan yang ada di SNI 2847-2019.

5.3.1. *Preliminary Design* Balok

Dimensi balok ditentukan berdasarkan panjang bentang yang diambil dari hasil kodefikas kriteria balok yang tipikal. Tinggi balok diambil antara 1/12 sampai dengan 1/16 dari panjang bentang balok, sedangkan lebar balok diambil 1/2 sampai dengan 1/3 dari tinggi balok.

Tabel 5. 4 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Balok

No	Kode Balok	Panjang Bentang (mm)	Tinggi (mm)	Lebar (mm)
1	B1	4000	250	400
2	B2-1	4750	250	500
3	B2-2	6000	250	500
4	B3	8000	250	650
5	B4	2920	300	600
6	B5-1	4000	300	500
7	B5-2	4750	300	500
8	B5-3	6000	300	500
9	B6	8000	300	650
10	B7	8000	300	700
11	B8-1	8000	500	1500
12	B8-2	16000	500	1500

5.3.2. *Preliminary Design* Pelat

Berikut contoh perhitungan *preliminary* pelat PL-3

Balok kiri, bki = B7 300x700

Balok kanan, bka = B7 300x700

Balok atas, bat = B5 300x500

Balok bawah, bba = B2 250x500

Ly = 6000 mm

Lny = Ly – (0,5.bki + 0,5.bka)

= 5725 mm

Lx = 4000 mm

Lnx = Lx – (0,5.bat + 0,5.bba)

= 3700 mm

$\beta = \frac{Lny}{Lnx}$

$= \frac{5725}{3700}$

= 1,547

Pengecekan jenis pelat

$\frac{Bentang\ terpanjang}{Bentang\ terpendek} = \frac{6000}{4000}$ = 1,5 < 2, maka pelat masuk kategori pelat jenis dua arah

Untuk perhitungan awal, diasumsikan tebal balok sebesar 150 mm

$\alpha f1 = \frac{E_{balok}.I_{balok}}{E_{pelat}.I_{pelat}}$

$= \frac{4700.\sqrt{30}.300.700^3}{4700.\sqrt{30}.5725.150^3} = 5{,}326$

$\alpha f2 = \frac{4700.\sqrt{30}.300.700^3}{4700.\sqrt{30}.5725.150^3} = 1{,}941$

$\alpha f3 = \frac{4700.\sqrt{30}.300.700^3}{4700.\sqrt{30}.3700.150^3} = 8{,}24$

$\alpha f4 = \frac{4700.\sqrt{30}.300.700^3}{4700.\sqrt{30}.3700.150^3} = 2{,}503$

$\alpha fm = \frac{af1+af2+af3+af4}{4}$

$= \frac{5{,}326+1{,}941+8{,}24+2{,}503}{4} = 4{,}502 > 2$

hmin $= \frac{Ln\left(0{,}8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+9\,\beta}$

$= \frac{5725\left(0{,}8+\frac{400}{1400}\right)}{36+9.1{,}547}$

= 124,499 mm

h pakai = 150 mm

Tabel 5. 5 Rekapitulasi Estimasi Tebal Pelat

Kode Pelat	Bentang Panjang	Bentang Pendek	Ly/Lx	Jenis pelat	Tebal Minimum	Tebal Pakai
	mm	mm			mm	mm
PL-1	16000	4000	4	1 Arah	142,857	150
PL-2	8000	4000	2	1 Arah	142,857	150
PL-3	6000	4000	1,5	2 Arah	124,499	150
PL-4	4750	4000	1,19	2 Arah	103,627	150
PL-5	4000	2240	1,79	2 Arah	74,819	150
PL-6	3910	2500	1,56	2 Arah	77,581	150
PL-7	3250	4000	0,81	2 Arah	85,387	150
PL-8	2920	2190	1,33	2 Arah	58,680	150
PL-9	4000	1000	4	1 Arah	100,000	150
PL-10	4000	1800	2,22	1 Arah	180,000	150

5.3.3. *Preliminary Design* Kolom

Kolom harus direncanakan untuk dapat memikul beban aksial terfaktor yang bekerja di seluruh lantai atau atap, serta momen maksimum dari beban terfaktor di satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan :

Tebal pelat (t) = 150 mm

Dimensi area tinjauan = 8 m × 6 m

Berdasarkan besar beban mati dan beban hidup yang telah diketahui, maka dapat diperhitungkan estimasi beban yang diterima kolom K1-3 di lantai 8 sebagaimana berikut ini.

a. Berat beban mati pada atap

Berat sendiri pelat = 8 x 6 x 0,15 x 24,00 = 201,6 kN

Berat beban mati tambahan = 8 x 6 x 0,15 x 0,87 = 48,72 kN

Berat beban balok induk = 71,28 kN

Berat beban balok anak = 25,95 kN

Total berat beban mati per lantai = 347,55 kN

Sehingga, total berat beban mati akibat lantai yang diterima oleh K1-3 di lantai 8 adalah:

347,55 kN / lantai x 14 lantai = 1850.70 kN

b. Berat beban mati pada lantai

Berat sendiri pelat = 8 x 6 x 0,15 x 24,00 = 161,28 kN

Berat beban mati tambahan = 8 x 6 x 0,15 x 1,67 = 93,52 kN

Berat beban balok induk = 66,96 kN

Berat beban balok anak = 25,95 kN

Total berat beban mati atap = 347,71 kN

Sehingga, total berat beban mati akibat lantai yang diterima oleh K1-3 di lantai 8 adalah:

347,71 kN / lantai x 14 lantai = 4867,94 kN

c. Berat beban hidup lantai

Berat beban hidup lantai per lantai = 4 x 6 x 0,12 x 4,79 = 153,28 kN

Berat beban hidup lantai per lantai = 4 x 6 x 0,12 x 1,92 = 46,08 kN

Sehingga, total berat beban hidup akibat lantai yang diterima oleh K1-3 di lantai 8 adalah;

199,36 kN / lantai x 14 lantai = 2791,04 kN

d. Berat beban hidup atap yang diterima oleh K2 di lantai 1

Berat beban hidup atap = 8 x 6 x 0,15 x 0,96 = 53,76 kN

Berdasarkan perhitungan estimasi berat beban yang diterima oleh K1-3 di lantai 8, maka dapat digunakan untuk menghitung estimasi dimensi kolom sebagaimana berikut ini.

Total berat beban mati (Pd) = 5215,49 kN

Total berat beban hidup (Pl) = 2844,8 kN

Berat beban terfaktor (Pu) = 1,2 . Pd + 1,6 . Pl

= 1,2 . 5215,49 +1,6 . 2844,8

= 10810.268 kN

f'c = 40 MPa

fy = 400 MPa

Ø = 0,65 Pu = 4003.57 kN

Pu = 4003570 N

$\emptyset Pnmax$ = 0,8 Ø [0,85 $f'c\ (Ag - Ast)$ + $fy\ Ast$]

$\emptyset Pnmax$ = 0,8. 0,65. [0,85. 40. $(Ag - 0{,}01.\ Ag)$ + 400 . 0,01. Ag]

$\emptyset Pnmax$ = 19,58. Ag

$Ag = \frac{Pu}{19{,}58} = \frac{10810{,}268}{19{,}58}$ = 514422.5663 mm^2

s = √514422.566 = 717,232 mm

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, diambil besar dimensi sebesar 600 x 1200 mm. Dimensi tipe kolom yang lain dihitung dengan prosedur perhitungan yang sama seperti di atas. Berikut adalah hasil rakitulasi perhitungan dimensi tipe kolom lainnya pada tabel 5.6.

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Esimasi Dimensi Kolom

Kode Kolom	Tingkat	Ag	Dimensi	
			B	H
		mm2	mm	mm
K1-1	1-5	941.86	700	1500
K1-2	6-7	767.86	600	1500
K1-3	8-22	717.23	600	1200
K2-1	1-5	547.93	600	1200
K2-2	6-9	400.82	500	1200
K2-3	10-22	330.95	500	1000
K3-1	1-7	367.89	500	1000
K3-2	8-9	298.80	400	1000
K3-1	10-22	264.10	400	900
K4	1-7	483.70	400	900
K5	1-6	404.83	500	900
K5a	1-7	417.59	500	900
K6	1-4	433.49	400	900
K6a	1-6	410.23	400	900
K7	1	155.88	400	400
KL	1-22	150.94	400	400
K8	1-5	239.43	350	700

5.3.4. *Preliminary Design* Dinding Geser

Estimasi dimensi awal untuk dinding geser dalam perancangan dipakai dengan ketebalan sebesar 450 mm. Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 11.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/12 atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan untuk SW :

Tebal dinding geser = 450 mm

Panjang dinding geser = 7000 mm

Tinggi dinding geser = 6000 mm

Syarat:

450 mm $\geq \frac{H}{25} = \frac{7000}{25}$ = 130 mm

450 mm $\geq \frac{l}{25} = \frac{6000}{25}$ = 168 mm

450 mm ≥ 100 mm

Maka, tebal dinding geser sebesar 450 mm dapat digunakan.

5.4. Analisis Beban Gempa *Equivalent Load Factor*

Mengacu pada SNI-1726-2019 Tabel 16, terdapat 3 metode analisis beban gempa yaitu statik ekivalen, dinamik respon spektrum dan dinamik riwayat waktu/. Pada perancangan ini metode analisis pertama yang digunakan merupakan analisis statik ekivalen dengan prosedur mengacu pada SNI-1726-2019. Jika persyaratan untuk menggunakan analisis staik ekivalen tidak terpenuhi, maka akan digunakan metode analisis dinamik respon spektrum. Untuk lebih lanjut, berikut prosedur perhitungan beban gempa statik ekivalen.

1. Lokasi Bangunan = Kota Solo
2. Jenis Tanah = Sedang
3. Kelas Situs = *SD*
4. Fungsi Gedung = Hotel
5. Kategori Resiko = II
6. Faktor Keutamaan Gempa (Ie) = 1
7. Parameter percepatan dasar periode pendek (S_S) dan 1 detik (S_1)

Nilai percepatan dasar periode pendek (S_S) dan 1 detik (S_1) ditentukan berdasarkan lokasi bangunan dan didapat dari peta Desain Spektra Indonesia 2017 oleh Kementrerian PUPR. Nilai Ss yang didapat adalah sebesar 0,8074 g dan niai S_1 sebesar 0,3915 g.

8. Faktor percepatan getaran periode pendek (*Fa*) dan 1 detik (*Fv*)

   Nilai percepatan getaran periode pendek (*Fa*) dan 1 detik (*Fv*) ditentukan berdasarkan klasifikasi situs dan nilai S_S dan S_1. Penentuan nilai *Fa* dan *Fv* mengacu pada tabel 3.6 Dan 3.7 . Interpolasi dapat dilakukan jika tidak terdapat nilai yang sesuai. Nilai *Fa* yang didapat adalah sebesar 1,1770 dan nilai *Fv* sebesar 1,9085

9. Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan 1 detik (S_{M1})

   Nilai S_{MS} dan S_{M1} ditentukan berdasarkan persamaan 3.25 Dan 3.26 . Berikut adalah perhitungan nilai S_{MS} dan S_{M1}

   S_{MS} = Fa x S_S

   = 1,1770 x 0,8074

   = 0,9503

   S_{M1} = Fv x S_1

   = 1,9085 x 0,3915

   = 0,7472

10. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan 1 detik (S_{D1})

    Nilai S_{DS} dan S_{D1} ditentukan berdasarkan persamaan 3.27 Dan 3.28 . Berikut adalah perhitungan nilai S_{DS} dan S_{D1}

    S_{DS} = $\frac{2}{3}$ x S_{MS}

    = $\frac{2}{3}$ x 0,9503

    = 0,6336 g

S_{D1} $= \frac{2}{3}$ x S_{M1}

$= \frac{2}{3}$ x 0,7472

= 0,4981 g

11. Kategori desain seismik (KDS)

    Penentuan Kategori desain seismik didasarkan pada Tabel 8 SNI-1726:2019, yaitu berdasarkan nilai S_{DS}, S_{D1} dan kategori resiko bangunan. Dengan nilai S_{DS} sebesar 0,6336 g, nilai S_{D1} sebesar 0,4981 g, dan kategori resiko bangunan II. Maka kategori desain seismik bangunan adalah D

12. Sistem struktur, Nilai koefisien modifikasi respon (*R*), faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan faktor pembesaran defleksi (*Cd*)

    Berdasarkan tabel SNI-1726-2019, dengan sistem struktur yang digunakan adalah sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus, maka didapat nilai *R* sebesar 7, nilai Ω_0 sebesar 2.5 dan nilai *Cd* sebesar 5.5

13. Koefisien batas atas (*Cu*) = 1,4 (Tabel 3.14)
14. Nilai parameter perioda pendekatan (*x*) = 0,75 (Tabel 3.12)
15. Periode Fundamental struktur (*T*)

    Nilai periode fundamental struktur ditentukan dengan membandingkan nilai hasil analisis program dan perhitungan berdasarkan SNI-1726-2019. Berdasarkan SNI-1726-2019, periode dihitung pada periode minimum dan periode maksimum. Periode minimum dihitung berdasarkan tinggi total, nilai *Ct* dan nilai *x* berdasarkan jenis struktur yang terdapat pada tabel 3.12. Dengan tipe struktur yang digunakan maka diambil nilai *Ct* sebesar 0.0488 dan nilai *x* sebesar 0.75. Berikut adalah perhitungan periode minimum.

    $Ta = Ct.hn^x$

    $= 0,0488 \times 83,2^{0.75}$

= 1,344 detik

Periode maksimum dihitung dengan nilai S_{D1}, sebesar 0,4981g kemudian didapatkan nilai *Cu* pada tabel 3.11 sebesar 1,4 .Berikut adalah perhitungan periode maksimum.

Ta maks = *Cu x Ta*

= 1,4 x 1,344

= 1,882 detik

Nilai periode hasil analisis program (*Tc*) didapatkan sebesar 2,893 detik. Karena nilai periode hasil analisis program melebihi nilai batas periode maksimum, maka nilai periode yang digunakan adalah nilai periode maksimum yaitu 1,882 detik.

16. Koefisien respons seismik (C_S)

Berikut adalah perhitungan nilai koefisien respons seismik.

$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)}$

$= \frac{0{,}6336}{\left(\frac{7}{1}\right)}$

= 0,0905

Nilai C_S maks dihitung berdasarkan persamaan berikut.

C_S maks $= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)}$

$= \frac{0{,}4981}{1{,}882\left(\frac{7}{1}\right)}$

= 0,0378

Nilai C_S min dihitung berdasarkan persamaan berikut.

C_S min = 0,044 x S_{DS} x *Ie*

= 0,044 x 0,6336 x 1

= 0,0279

Maka nilai C_S yang digunakan adalah nilai C_S maks sebesar 0,0378.

17. Berat efektif struktur

    Berat efektif struktur adalah berat dari seluruh beban mati yang bekerja pada struktur. Nilai berat efektif struktur diambil dari perhitungan program analisis ETABS yaitu sebesar 264660,99 kN

18. Gaya geser dasar

    V statik = C_S x W efektif struktur

    = 0,0378 x 264660,99

    = 10006,546 kN

5.5. Kontrol Ketidakberaturan Horizontal

5.5.1. Ketidakberaturan Torsi

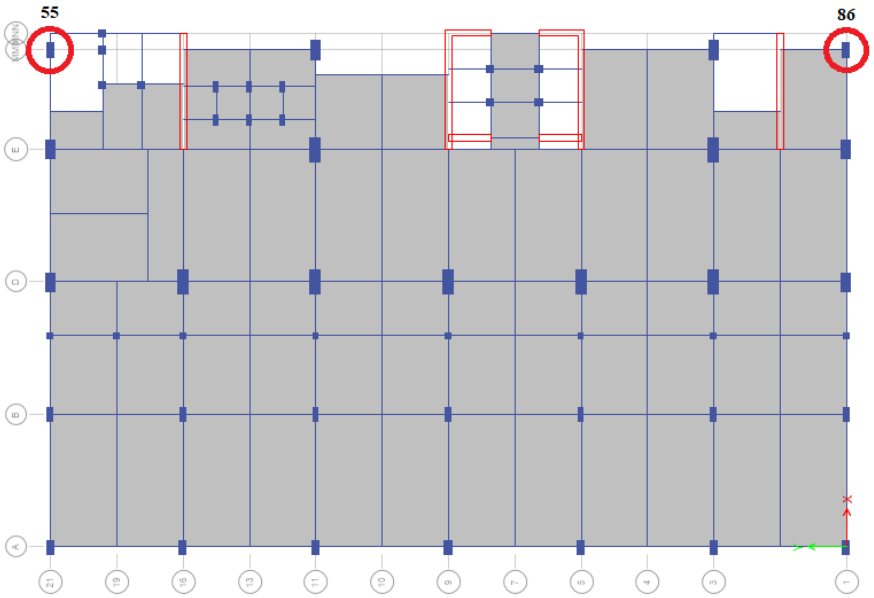
Ketidakberatuan torsi ditentukan dengan rasio antara nilai maksimum simpangan antar tingkat dengan nilai rata-rata simpangan antar tingkat. Terdapat dua penilaian ketidakberaturan torsi yaitu 1a dan 1b. Detail perhitungannya sebagi berikut.

$\Delta max < 1{,}2\ \Delta avg$ → Tanpa ketidakberaturan torsi

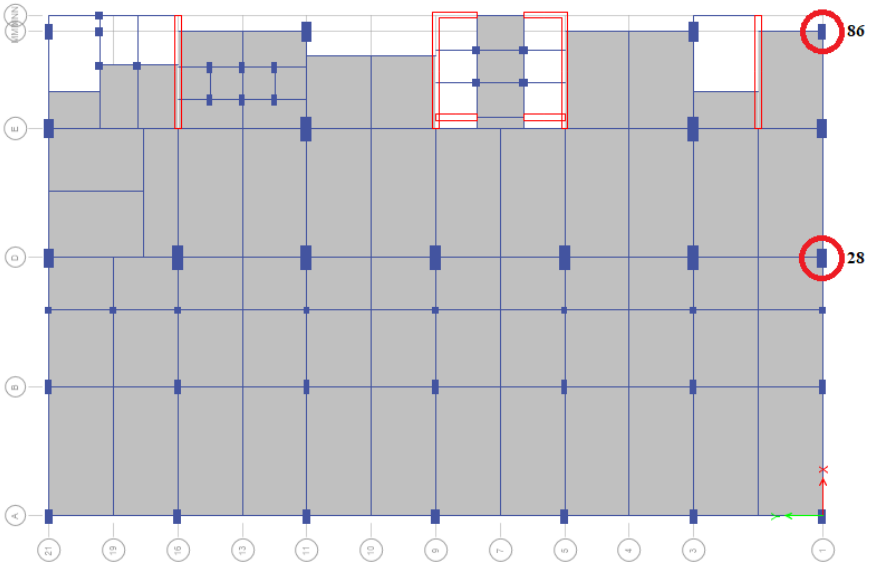
$1{,}2\ \Delta avg \leq \Delta max \leq 1{,}4\ \Delta avg$ → ketidakberaturan torsi 1a

$\Delta max > 1{,}4\ \Delta avg$ → ketidakberaturan torsi 1b

Berikut adalah titik joint yang diambil sebagai acuan pengecekan pengaruh torsi pada gambar 5.1 dan 5.2.



Gambar 5. 1 Joint Tinjauan untuk Torsi arah X



Gambar 5. 2 Joint Tinjauan untuk Torsi arah Y

Berikut adalah contoh perhitungan ketidakberaturan torsi pada arah X.

$\delta 86_{19}$ = 44,0 mm

$\delta 86_{18}$ = 41,3mm

$\Delta 86$ = $\delta 86_{19} - \delta 86_{18}$

= 49,75 – 41,32

= 2,68mm

$\delta 55_{19}$ = 78,71mm

$\delta 55_{18}$ = 74,63mm

$\Delta 55$ = $\delta 55_{19} - \delta 55_{18}$

= 78,71– 74,63

= 4,09 mm

Δmax = 4,09 mm

Δavg = 3,38mm

Δmax/ Δavg = 1,21

Dari perhitungan di atas, menunjukkan bahwa nilai struktur mengalami ketidakberaturan horizontal torsi 1a karena didapat nilai 1,2 Δavg ≤ Δmax ≤ 1,4 Δavg. Berikut adalah rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan horizontal torsi dapat dilihat pada tabel 5.7 untuk arah X dan tabel 5.8 Untuk arah Y

Tabel 5. 7 Ketidakberaturan Torsi Arah X

Tingkat	δ86(mm)	δ55 (mm)	Δ86 (mm)	Δ55 (mm)	Δavg (mm)	Δmax (mm)	Δmax/ Δavg	Keterangan
22	52,40	90,70	3,02	4,13	3,58	4,13	1,15	Tidak Ada
21	49,38	86,57	2,68	3,87	3,28	3,87	1,18	Tidak Ada
20	46,69	82,70	2,69	3,99	3,34	3,99	1,19	Tidak Ada
19	44,00	78,71	2,68	4,09	3,38	4,09	1,21	Tipe 1a
18	41,32	74,63	2,67	4,18	3,42	4,18	1,22	Tipe 1a
17	38,66	70,44	2,64	4,28	3,46	4,28	1,24	Tipe 1a
16	36,02	66,16	2,60	4,36	3,48	4,36	1,25	Tipe 1a
15	33,42	61,80	2,55	4,44	3,49	4,44	1,27	Tipe 1a
14	30,87	57,36	2,50	4,49	3,50	4,49	1,28	Tipe 1a
13	28,37	52,87	2,44	4,53	3,48	4,53	1,30	Tipe 1a
12	25,93	48,34	2,39	4,54	3,46	4,54	1,31	Tipe 1a
11	23,54	43,80	2,34	4,53	3,43	4,53	1,32	Tipe 1a
10	21,21	39,27	2,29	4,51	3,40	4,51	1,33	Tipe 1a
9	18,92	34,77	2,24	4,42	3,33	4,42	1,33	Tipe 1a
8	16,68	30,35	2,19	4,29	3,24	4,29	1,32	Tipe 1a
7	14,50	26,06	3,72	7,13	5,43	7,13	1,31	Tipe 1a
6	10,77	18,94	2,93	5,46	4,19	5,46	1,30	Tipe 1a
5	7,85	13,48	2,83	5,07	3,95	5,07	1,28	Tipe 1a
4	5,02	8,41	1,91	3,27	2,59	3,27	1,26	Tipe 1a
3	3,11	5,14	1,22	2,00	1,61	2,00	1,24	Tipe 1a

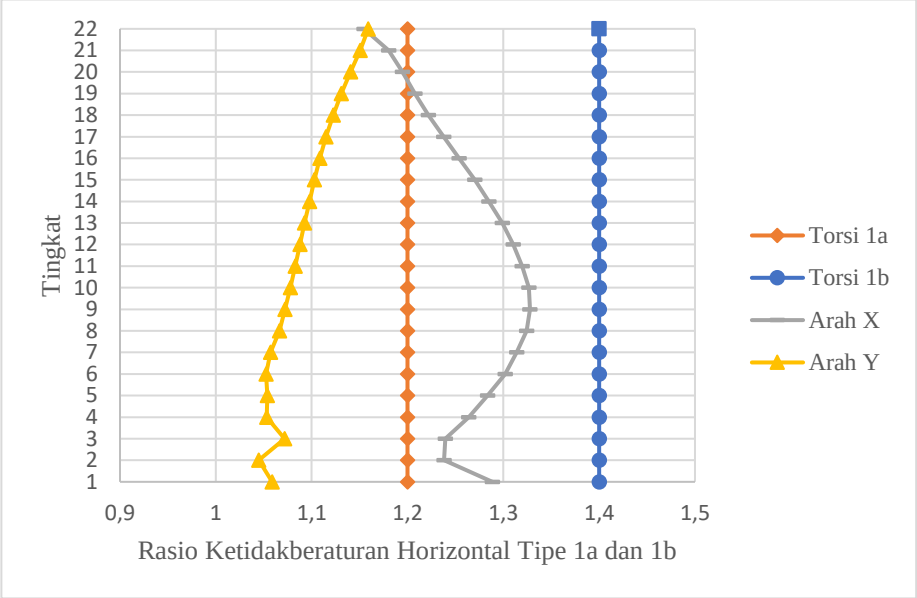
Lanjutan Tabel 5. 7 Ketidakberaturan Torsi Arah X

Tingkat	δ86(mm)	δ55 (mm)	Δ86 (mm)	Δ55 (mm)	Δavg (mm)	Δmax (mm)	Δmax/ Δavg	Keterangan
2	1,89	3,14	1,50	2,43	1,96	2,43	1,24	Tipe 1a
1	0,39	0,71	0,39	0,71	0,55	0,71	1,29	Tipe 1a

Tabel 5. 8 Ketidakberaturan Torsi Arah Y

Tingkat	δ114 (mm)	δ68 (mm)	Δ114 (mm)	Δ68 (mm)	Δavg (mm)	Δmax (mm)	Δmax/ Δavg	Keterangan
22	79,67	67,79	2,03	1,47	1,75	2,03	1,16	Tidak Ada
21	77,64	66,32	1,91	1,41	1,66	1,91	1,15	Tidak Ada
20	75,73	64,91	2,10	1,58	1,84	2,10	1,14	Tidak Ada
19	73,62	63,33	2,32	1,78	2,05	2,32	1,13	Tidak Ada
18	71,31	61,54	2,54	1,98	2,26	2,54	1,12	Tidak Ada
17	66,01	57,37	2,96	2,38	2,67	2,96	1,11	Tidak Ada
16	63,05	54,99	3,15	2,57	2,86	3,15	1,10	Tidak Ada
15	59,90	52,43	3,34	2,74	3,04	3,34	1,10	Tidak Ada
14	56,56	49,69	3,51	2,91	3,21	3,51	1,09	Tidak Ada
13	53,06	46,78	3,67	3,08	3,37	3,67	1,09	Tidak Ada
12	49,39	43,70	3,82	3,24	3,53	3,82	1,08	Tidak Ada
11	45,57	40,47	3,97	3,40	3,68	3,97	1,08	Tidak Ada
10	41,61	37,07	4,11	3,56	3,83	4,11	1,07	Tidak Ada
9	37,50	33,51	4,27	3,74	4,00	4,27	1,07	Tidak Ada
8	33,23	29,78	7,71	6,88	7,30	7,71	1,06	Tidak Ada
7	25,51	22,90	6,40	5,77	6,08	6,40	1,05	Tidak Ada
6	19,11	17,13	6,52	5,86	6,19	6,52	1,05	Tidak Ada
5	12,59	11,27	4,52	4,07	4,29	4,52	1,05	Tidak Ada
4	8,07	7,21	2,95	2,55	2,75	2,95	1,07	Tidak Ada
3	5,12	4,65	3,99	3,65	3,82	3,99	1,04	Tidak Ada
2	1,13	1,01	1,13	1,01	1,07	1,13	1,06	Tidak Ada
1	66,01	57,37	2,96	2,38	2,67	2,96	1,11	Tidak Ada

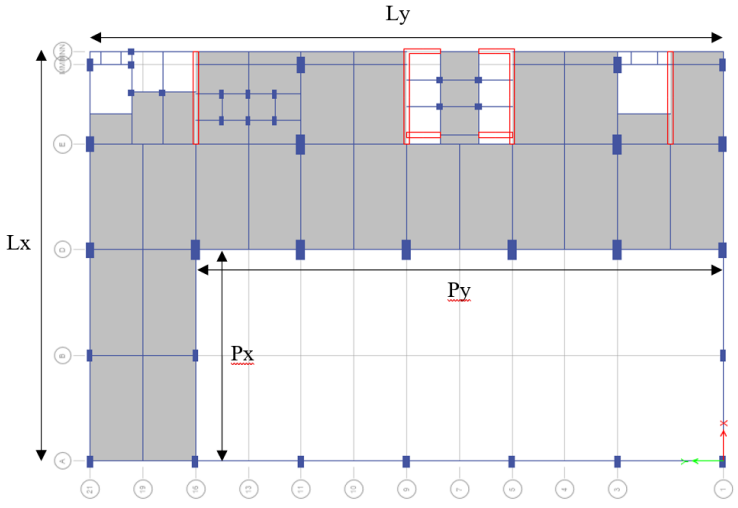
Dari hasil pengecekan pengaruh torsi, struktur tidak mengalami pengaruh torsi pada arah Y 1a dan 1b, namun mengalami pengaruh torsi 1a di beberapa tingkat pada arah X.



Gambar 5. 3 Grafik Ketidakberaturan Horizontal Arah X dan Y

5.5.2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam teridentifikasi ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Berikut adalah contoh perhitungannya.



Gambar 5. 4 Denah Tinjauan Lantai 5 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Contoh perhitungan pada lantai 5.

L_x = 31 m

P_x = 16 m

L_y = 48 m

P_y = 40 m

Kemudian dihitung besar nilai 15% dimensi denah dalam arah ditinjau.

15%.L_x = 15% . 31

= 4,65 m < 16 m ($P_{x)}$

15%.L_y = 15% . 48

= 7,2 m < 40 m ($P_{y)}$

Dari hasil perhitungan diatas, maka dapat disimpulkan lantai 5 bangunan mengalami ketidakberaturan sudut dalam akibat nilai P_x > 15%.L_x dan P_y > 15%.$L_{y.}$

Tabel 5. 9 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Lantai	Lx	Px	15%.Lx	Ly	Py	15%.Ly	Keterangan
2	31	22	4,65	44	12	6,6	Ada
5	31	16	4,65	48	40	7,2	Ada
7	31	14,2	4,65	48	40	7,2	Ada

Pada bangunan ini, ketidakberaturan sudut dalam hanya terjadi pada lantai 2, 5, dan 7. Sedangkan untuk lantai lainnya tidak memiliki ketidakberaturan sudut dalam.

5.5.3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma teridentifikasi 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. Pada bangunan ini tidak terdapat ketidakberaturan diskontinuitas diafragma. Hasil pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dapat dilihat pada tabel 5.10.

Tabel 5. 10 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

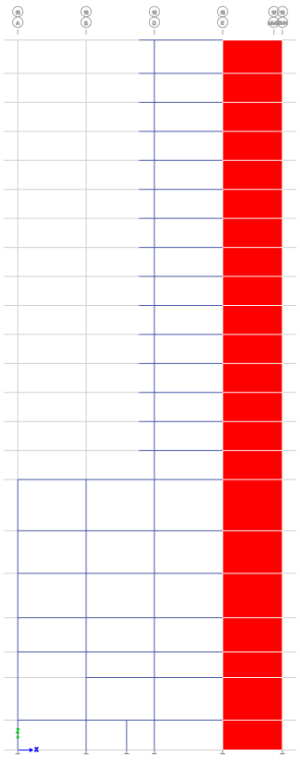
Tingkat	Luasan Terpakai	Luas Bukaan	Keterangan
22	806,4	50,274	Tidak Ada

Lanjutan Tabel 5. 10 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Tingkat	Luasan Terpakai	Luas Bukaan	Keterangan
8-21	806,4	100,5405	Tidak Ada
7	1147,2	327,7405	Tidak Ada
6	1488	100,5405	Tidak Ada
5	1488	740,5405	Tidak Ada
3-4	1488	108,5405	Tidak Ada
2	1037,0595	214,96	Tidak Ada
1	1488	140,5405	Tidak Ada

5.5.4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

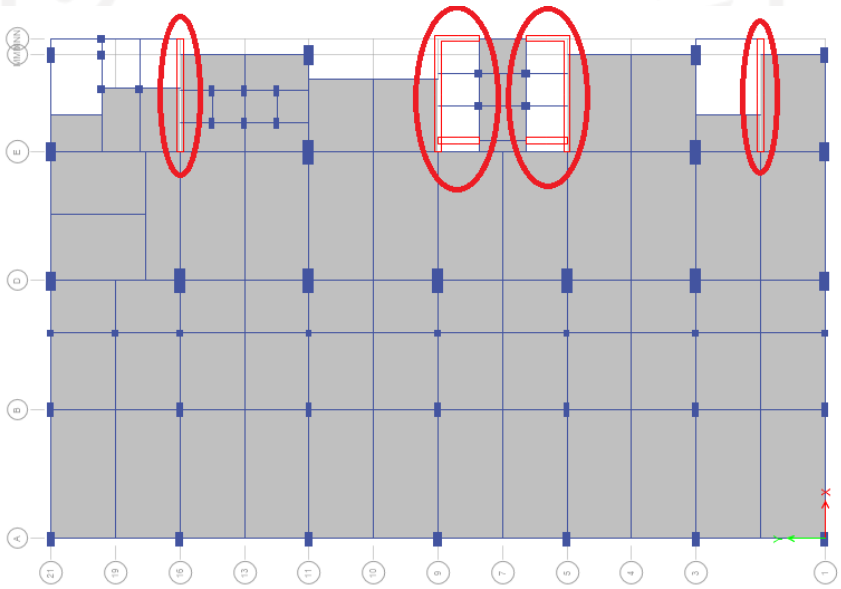
Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang teridentifikasi ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral. Pada bangunan ini tidak terdapat ketidakberaturan tipe ini karena dinding geser terpasang menerus dari dasar hingga tingkat teratas. Tinjauan ketidakberaturan ini dapat dilihat pada gambar 5.5 berikut.



Gambar 5. 5 Tinjauan Ketidakberaturan Akibat Perggeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

5.5.5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Ketidakberaturan sistem nonparalel teridentifikasi ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Pada bangunan ini tidak terdapat ketidakberaturan sistem non paralel akibat elemen vertikal pemikul gaya lateral yang terpasang, yaitu dinding geser, dipasang sebidang dengan sumbu-sumbu orthogonal. Tinjauan ketidakberaturan ini dapat dilihat pada gambar 5.6 berikut.



Gambar 5. 6 Tinjauan Ketidkaberaturan Sistem Non Paralel

5.6. Kontrol Ketidakberaturan Vertikal

Pada perancangan ini, ketidakberaturan vertikal yang dibahas yaitu ketidakberaturan tingkat lunak, ketidakberaturan berat, dan ketidakberaturan geometri vertikal.

5.6.1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dipengaruhi oleh nilai kekakuan pada tiap lantainya. Nilai kekakuan diperoleh dari perkalian gaya geser lateral tingkat dengan simpangan. Berikut adalah rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan tingkat lunak pada tabel 5.11, Tabel 5.12, Tabel 5.13 dan Tabel 5.14 berikut ini.

Tabel 5. 11 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Arah X

Lantai	*Fx* (kN)	*Vx* (kN)	*Story drift* (mm)	Kekakuan (kN/m)	*K*<70% x *K*(i+1)	*K*<80% x *K*avg
22	1	1	0,014	70161,472		
21	1	2	0,013	158473,458	Tidak Ada	
20	1	3	0,013	234638,076	Tidak Ada	
19	1	4	0,013	308372,5	Tidak Ada	Tidak Ada
18	1	5	0,013	379829,003	Tidak Ada	Tidak Ada
17	1	6	0,013	449375,24	Tidak Ada	Tidak Ada
16	1	7	0,014	517650,431	Tidak Ada	Tidak Ada
15	1	8	0,014	585482,559	Tidak Ada	Tidak Ada
14	1	9	0,014	653919,637	Tidak Ada	Tidak Ada
13	1	10	0,014	724222,129	Tidak Ada	Tidak Ada
12	1	11	0,014	798039,247	Tidak Ada	Tidak Ada
11	1	12	0,014	876103,425	Tidak Ada	Tidak Ada
10	1	13	0,014	960914,455	Tidak Ada	Tidak Ada
9	1	14	0,013	1056624,995	Tidak Ada	Tidak Ada
8	1	15	0,013	1168183,329	Tidak Ada	Tidak Ada
7	1	16	0,021	756390,297	Ada	Ada
6	1	17	0,016	1072533,92	Tidak Ada	Tidak Ada
5	1	18	0,014	1251935,619	Tidak Ada	Tidak Ada
4	1	19	0,009	2090260,286	Tidak Ada	Tidak Ada
3	1	20	0,006	3623276,056	Tidak Ada	Tidak Ada
2	1	21	0,006	3346372,319	Tidak Ada	Tidak Ada
1	1	22	0,002	13098290,39	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 5. 12 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X

Lantai	*Fx* (kN)	*Vx* (kN)	*Story drift* (mm)	Kekakuan (kN/m)	*K*<60% x *K*(i+1)	*K*<70% x *K*avg
22	1	1	0.014	70161.472		
21	1	2	0.013	158473.458	Tidak Ada	
20	1	3	0.013	234638.076	Tidak Ada	
19	1	4	0.013	308372.5	Tidak Ada	Tidak Ada
18	1	5	0.013	379829.003	Tidak Ada	Tidak Ada
17	1	6	0.013	449375.24	Tidak Ada	Tidak Ada
16	1	7	0.014	517650.431	Tidak Ada	Tidak Ada
15	1	8	0.014	585482.559	Tidak Ada	Tidak Ada
14	1	9	0.014	653919.637	Tidak Ada	Tidak Ada
13	1	10	0.014	724222.129	Tidak Ada	Tidak Ada
12	1	11	0.014	798039.247	Tidak Ada	Tidak Ada

Lanjutan Tabel 5. 12 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X

Lantai	*Fx* (kN)	*Vx* (kN)	*Story drift* (mm)	Kekakuan (kN/m)	*K*<60% x *K*(i+1)	*K*<70% x *K*avg
11	1	12	0.014	876103.425	Tidak Ada	Tidak Ada
10	1	13	0.014	960914.455	Tidak Ada	Tidak Ada
9	1	14	0.013	1056624.995	Tidak Ada	Tidak Ada
8	1	15	0.013	1168183.329	Tidak Ada	Tidak Ada
7	1	16	0.021	756390.297	Tidak Ada	Tidak Ada
6	1	17	0.016	1072533.92	Tidak Ada	Tidak Ada
5	1	18	0.014	1251935.619	Tidak Ada	Tidak Ada
4	1	19	0.009	2090260.286	Tidak Ada	Tidak Ada
3	1	20	0.006	3623276.056	Tidak Ada	Tidak Ada
2	1	21	0.006	3346372.319	Tidak Ada	Tidak Ada
1	1	22	0.002	13098290.39	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 5. 13 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Arah Y

Lantai	*Fx* (kN)	*Vx* (kN)	*Story drift* (mm)	Kekakuan (kN/m)	*K*<70% x *K*(i+1)	*K*<80% x *K*avg
22	1	1	0,007	147074,105		
21	1	2	0,006	317596,155	Tidak Ada	
20	1	3	0,007	441620,527	Tidak Ada	
19	1	4	0,007	541749,21	Tidak Ada	Tidak Ada
18	1	5	0,008	623167,069	Tidak Ada	Tidak Ada
17	1	6	0,009	690452,347	Tidak Ada	Tidak Ada
16	1	7	0,009	747291,449	Tidak Ada	Tidak Ada
15	1	8	0,01	796426,591	Tidak Ada	Tidak Ada
14	1	9	0,011	839843,412	Tidak Ada	Tidak Ada
13	1	10	0,011	878965,65	Tidak Ada	Tidak Ada
12	1	11	0,012	914694,572	Tidak Ada	Tidak Ada
11	1	12	0,013	947507,116	Tidak Ada	Tidak Ada
10	1	13	0,013	977069,623	Tidak Ada	Tidak Ada
9	1	14	0,014	1003318,474	Tidak Ada	Tidak Ada
8	1	15	0,015	1020975,427	Tidak Ada	Tidak Ada
7	1	16	0,028	573665,776	Ada	Ada
6	1	17	0,023	744659,812	Tidak Ada	Tidak Ada
5	1	18	0,023	781794,497	Tidak Ada	Tidak Ada
4	1	19	0,016	1205376,957	Tidak Ada	Tidak Ada
3	1	20	0,01	1908762,072	Tidak Ada	Tidak Ada
2	1	21	0,014	1482014,13	Tidak Ada	Tidak Ada
1	1	22	0,004	5125261,811	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 5. 14 Ketidakberatuan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y

Lantai	*Fx* (kN)	*Vx* (kN)	*Story drift* (mm)	Kekakuan (kN/m)	*K*<60% x *K*(i+1)	*K*<70% x *K*avg
22	1	1	0,007	147074,105		
21	1	2	0,006	317596,155	Tidak Ada	
20	1	3	0,007	441620,527	Tidak Ada	
19	1	4	0,007	541749,21	Tidak Ada	Tidak Ada
18	1	5	0,008	623167,069	Tidak Ada	Tidak Ada
17	1	6	0,009	690452,347	Tidak Ada	Tidak Ada
16	1	7	0,009	747291,449	Tidak Ada	Tidak Ada
15	1	8	0,01	796426,591	Tidak Ada	Tidak Ada
14	1	9	0,011	839843,412	Tidak Ada	Tidak Ada
13	1	10	0,011	878965,65	Tidak Ada	Tidak Ada
12	1	11	0,012	914694,572	Tidak Ada	Tidak Ada
11	1	12	0,013	947507,116	Tidak Ada	Tidak Ada
10	1	13	0,013	977069,623	Tidak Ada	Tidak Ada
9	1	14	0,014	1003318,474	Tidak Ada	Tidak Ada
8	1	15	0,015	1020975,427	Tidak Ada	Tidak Ada
7	1	16	0,028	573665,776	Ada	Ada
6	1	17	0,023	744659,812	Tidak Ada	Tidak Ada
5	1	18	0,023	781794,497	Tidak Ada	Tidak Ada
4	1	19	0,016	1205376,957	Tidak Ada	Tidak Ada
3	1	20	0,01	1908762,072	Tidak Ada	Tidak Ada
2	1	21	0,014	1482014,13	Tidak Ada	Tidak Ada
1	1	22	0,004	5125261,811	Tidak Ada	Tidak Ada

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak, didapatkan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak di tingkat 7 tipe 1a pada arah x dan tipe 1a dan 1b pada arah y.

5.6.2. Ketidakberaturan Berat

Ketidakberaturan massa adalah jika berat efektif di sembarang tingkat melebihi 150% dari berat efektif tingkat di bawah dan atasnya. Berikut adalah rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan berat pada tabel 5.15 berikut ini

Tabel 5. 15 Ketidakberaturan Berat

Tingkat	Massa (kN)	150% massa lantai di atas	150% massa lantai di bawah
22	6265,34		Tidak Ada
21	10568,80	Tidak Ada	Tidak Ada
20	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
19	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
18	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
17	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
16	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
15	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
14	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
13	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
12	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
11	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
10	10176,47	Tidak Ada	Tidak Ada
9	10198,12	Tidak Ada	Tidak Ada
8	10225,36	Tidak Ada	Tidak Ada
7	14355,96	Tidak Ada	Tidak Ada
6	22329,89	Ada	Ada
5	13741,65	Tidak Ada	Tidak Ada
4	18371,86	Tidak Ada	Tidak Ada
3	17503,28	Tidak Ada	Tidak Ada
2	12001,49	Tidak Ada	Tidak Ada
1	17158,08	Tidak Ada	

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan berat, didapatkan ketidakberaturan berat di tingkat 6.

5.6.3. Ketidakberaturan Geometrik Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal adalah apabila dimensi horizontal pada tingkat yang ditinjau lebih dari 130% dimensi horizontal tingkat di dekatnya.

Tabel 5. 16 Ketidakberaturan Geometrik Arah X

Lantai	*di* (m)		130%*di*+1 (m)		*di*>130%*di*+1 130%*di*+1 (m)	
	X	Y	X	Y	X	Y
22	16	48				
21	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
20	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada

Lanjutan Tabel 5. 16 Ketidakberaturan Geometrik Arah X

Lantai	*di* (m)		130%*di*+1 (m)		*di*>130%*di*+1 130%*di*+1 (m)	
	X	Y	X	Y	X	Y
19	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
18	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
17	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
16	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
15	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
14	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
13	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
12	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
11	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
10	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
9	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
8	16	48	20,8	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
7	32	48	20,8	62,4	Ada	Tidak Ada
6	32	48	41,6	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
5	32	48	41,6	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
4	32	48	41,6	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
3	32	48	41,6	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
2	32	44	41,6	62,4	Tidak Ada	Tidak Ada
1	32	48	41,6	57,2	Tidak Ada	Tidak Ada

Pada hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal geometrik terdapat ketidakberaturan pada lebar arah x pada transisi perletakan *setback* antara lantai 7 dengan 8 yaitu perubahan lebar dari 32 m menjadi 16 m, sedangkan pada lebar arah y tidak terdapat ketidakberaturan.

5.7. Kesimpulan Kontrol Ketidakberaturan

Setelah melakukan pengecekan ketidakberaturan disimpulkan bahwa bangunan mengalami beberapa ketidakberaturan yaitu, ketidakberaturan vertical tipe 1a dan 1b pada arah tinjauan y, tipe 2 dan tipe 3, dan ketidakberaturan horizontal tipe 1a pada arah tinjauan x, dan ketidakberaturan tipe 2. Akibat dari mengalamai ketidakberaturan ini, perlu memenuhi beberapa persyaratan sesuai pada Tabel 3.15 dan Tabel 3.16, lebih lengkapnya dijelaskan pada tabel 5. 17 berikut ini.

Tabel 5. 17 Persyaratan pada Pasal Referensi yang Harus dipenuhi

Jenis Ketidakberaturan	Persyaratan pada Pasal Referensi yang Harus dipenuhi						
	7.3.3.4	7.3.4.2	7.7.3	7.8.4.3	7.12.1	11.3.4	Tabel 16
Vertikal tipe 1a							✓
Vertikal tipe 1b							✓
Vertikal tipe 2							✓
Vertikal tipe 3							✓
Horizontal tipe 1a	✓		✓	✓	✓	✓	✓
Horizontal tipe 2	✓						✓

Keterangan:

✓ : Pasal referensi yang harus dipenuhi dari ketidakberturan yang terjadi

Penjelasan masing-masing pasal referensi dijelaskan pada penjabaran berikut ini.

5.7.1. Pasal 7.3.3.4 (Peningkatan Gaya Diafragma)

Karena bangunan yang didesain temasuk KDS D dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan ketidakberaturan sudut dalam, pasal 7.3.3.4 SNI-2847:2019 menyatakan gaya desain diafragma harus ditingkatkan sebesar 25% untuk elemen sambungan antara diafragma dengan elemen-elemen vertikal dan elemen- elemen kolektor.

5.7.2. Pasal 7.7.3 (Permodelan Struktur)

Karena bangunan yang didesain temasuk KDS D dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, pasal 7.7.3 SNI-2847:2019 menyatakan harus dianalisis menggunakan penggambaran 3 dimensi. dan minimum tiga derajat kebebasan dinamik yang terdiri dari translasi dalam dua arah denah ortogonal dan rotasi torsi terhadap sumbu vertikal harus disertakan di masing-masing tingkat struktur.

5.7.3. Pasal 7.8.4.3 (Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga)

Karena bangunan yang didesain temasuk KDS D dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, pasal 7.8.4.3 SNI-2847:2019 menyatakan

harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan Mta di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (*Ax*).

$$Ax = \left(\frac{\delta max}{1{,}2\,\delta avg}\right)^2$$

Keterangan:

δmax = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan (mm)

δavg = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan (mm)

Berikut ini contoh perhitungan pembesaran momen torsi tak terduga.

e_{ox} = *XCR-XCM*

e_{oy} = *YCR-YCM*

ex = e_{ox} + 0,05.b_y.*Ax*

ey = e_{oy} + 0,05.b_x.*Ax*

Tabel 5. 18 Eksentrisitas Bawaan

Lantai	Center of Mass		Center of Rigidity		Eksentrisitas	
	XCM	*YCM*	*XCR*	*YCR*	e_{ox}	e_{oy}
	m	m	m	m	m	m
22	23,03	23,85	24,82	22,65	1,79	1,20
21	23,06	24,08	24,79	22,62	1,73	1,46
20	23,04	23,99	24,77	22,59	1,73	1,41
19	23,04	23,99	24,74	22,54	1,70	1,45
18	23,04	23,99	24,72	22,50	1,68	1,49
17	23,04	23,99	24,69	22,45	1,64	1,54
16	23,04	23,99	24,65	22,40	1,61	1,59
15	23,04	23,99	24,60	22,35	1,56	1,64
14	23,04	23,99	24,55	22,29	1,51	1,70
13	23,04	23,99	24,49	22,24	1,45	1,75
12	23,04	23,99	24,42	22,19	1,38	1,80
11	23,04	23,99	24,34	22,13	1,30	1,86
10	23,04	23,99	24,24	22,07	1,20	1,92
9	23,04	23,99	24,15	22,02	1,10	1,97
8	23,05	23,98	24,06	21,95	1,01	2,03
7	19,81	27,70	24,00	21,88	4,19	5,82

Lanjtan Tabel 5. 18 Eksentrisitas Bawaan

Lantai	Center of Mass		Center of Rigidity		Eksentrisitas	
	XCM	*YCM*	*XCR*	*YCR*	e_{ox}	e_{oy}
	m	m	m	m	m	m
6	15,75	25,50	24,14	21,74	8,39	3,76
5	20,47	26,31	24,44	21,64	3,97	4,67
4	17,07	24,58	24,76	21,52	7,69	3,06
3	16,18	24,37	25,22	21,44	9,05	2,93
2	18,35	26,63	25,66	21,35	7,31	5,28
1	15,78	25,44	25,74	21,46	9,96	3,98

Tabel 5. 19 Faktor Pembesaran Torsi Arah X

Lantai	δ114 (mm)	δ121 (mm)	δavg	δmax	Ax = (δmax/1,2δavg)^2
22	52,40	90,70	71,55	90,70	1,12
21	49,38	86,57	67,97	86,57	1,13
20	46,69	82,70	64,70	82,70	1,13
19	44,00	78,71	61,36	78,71	1,14
18	41,32	74,63	57,97	74,63	1,15
17	38,66	70,44	54,55	70,44	1,16
16	36,02	66,16	51,09	66,16	1,16
15	33,42	61,80	47,61	61,80	1,17
14	30,87	57,36	44,12	57,36	1,17
13	28,37	52,87	40,62	52,87	1,18
12	25,93	48,34	37,14	48,34	1,18
11	23,54	43,80	33,67	43,80	1,18
10	21,21	39,27	30,24	39,27	1,17
9	18,92	34,77	26,84	34,77	1,16
8	16,68	30,35	23,52	30,35	1,16
7	14,50	26,06	20,28	26,06	1,15
6	10,77	18,94	14,85	18,94	1,13
5	7,85	13,48	10,66	13,48	1,11
4	5,02	8,41	6,71	8,41	1,09
3	3,11	5,14	4,12	5,14	1,08
2	1,89	3,14	2,51	3,14	1,08
1	0,39	0,71	0,55	0,71	1,15

Tabel 5. 20 Faktor Pembesaran Torsi Arah Y

Lantai	δ114 (mm)	δ68 (mm)	δavg	δmax	Ax= (δmax/1,2δavg)^2
22	79,67	67,79	73,73	79,67	0,81
21	77,64	66,32	71,98	77,64	0,81
20	75,73	64,91	70,32	75,73	0,81
19	73,62	63,33	68,47	73,62	0,80
18	71,31	61,54	66,42	71,31	0,80
17	68,77	59,56	64,16	68,77	0,80
16	66,01	57,37	61,69	66,01	0,80
15	63,05	54,99	59,02	63,05	0,79
14	59,90	52,43	56,16	59,90	0,79
13	56,56	49,69	53,12	56,56	0,79
12	53,06	46,78	49,92	53,06	0,78
11	49,39	43,70	46,55	49,39	0,78
10	45,57	40,47	43,02	45,57	0,78
9	41,61	37,07	39,34	41,61	0,78
8	37,50	33,51	35,50	37,50	0,77
7	33,23	29,78	31,50	33,23	0,77
6	25,51	22,90	24,20	25,51	0,77
5	19,11	17,13	18,12	19,11	0,77
4	12,59	11,27	11,93	12,59	0,77
3	8,07	7,21	7,64	8,07	0,78
2	5,12	4,65	4,89	5,12	0,76
1	1,13	1,01	1,07	1,13	0,78

Tabel 5. 21 Eksentrisitas Total

Lantai	Ax Arah X	Ax Arah Y	b_x	b_y	e_x	e_y
	m	m	m	m	m	m
22	1,116	1,000	48	16	3,875	4,469
21	1,126	1,000	48	16	4,166	4,432
20	1,135	1,000	48	16	4,129	4,451
19	1,143	1,000	48	16	4,190	4,446
18	1,151	1,000	48	16	4,254	4,438
17	1,158	1,000	48	16	4,321	4,424
16	1,165	1,000	48	16	4,387	4,403
15	1,170	1,000	48	16	4,452	4,373
14	1,174	1,000	48	16	4,514	4,330
13	1,176	1,000	48	16	4,573	4,275
12	1,177	1,000	48	16	4,628	4,204

Lanjutan Tabel 5. 21 Eksentrisitas Total

Lantai	Ax Arah X	Ax Arah Y	b_x	b_y	e_x	e_y
	m	m	m	m	m	m
11	1,175	1,000	48	16	4,680	4,117
10	1,171	1,000	48	16	4,727	4,015
9	1,165	1,000	48	16	4,769	3,899
8	1,157	1,000	48	16	4,809	3,786
7	1,147	1,000	48	32	8,572	6,946
6	1,128	1,000	48	32	6,471	11,098
5	1,110	1,000	48	32	7,336	6,628
4	1,090	1,000	48	32	5,678	10,309
3	1,077	1,000	48	32	5,517	11,632
2	1,084	1,000	48	32	7,882	9,915
1	1,153	1,000	48	32	6,742	12,731

Hasil perhitungan eksentrisitas pembesaran torsi ini kemudian dimasukan pada *software* analisis ETABS.

5.7.4. Pasal 7.12.1 (Batasan Simpangan Antar Tingkat)

Karena bangunan yang didesain temasuk KDS D dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, pasal 7.12.1 SNI-1726:2019 menyatakan nilai simpangan tingkat antar izin harus diambil sesuai Tabel 3.14.

5.7.5. Pasal 11.3.4 (Torsi)

Karena bangunan yang didesain temasuk KDS D dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, pasal 11.3.4 SNI-1726:2019 menyatakan eksentrisitas tak terduga yang terdiri dari perpindahan yang diasumsikan dari pusat massa masing-masing dari lokasi sebenarnya dengan jarak sama dengan 5 % dimensi diafragma dari struktur yang sejajar dengan arah pergeseran massa harus dipertimbangkan. Perpindahan wajib 5 % dari pusat massa tidak perlu dilakukan pada kedua arah ortogonal secara bersamaan.

5.7.6. Tabel 16 SNI-1726-2019 (Tabel 3.13)

Karena bangunan yang didesain temasuk KDS D dan memiliki ketidakberaturan, maka bangunan harus tidak dapat dilakukan dengan metode statik ekivalen, maka analisis harus dilanjutkan dengan analisis dinamik, dipilih analisis dinamik respons spektrum.

5.8. Analisis Beban Gempa Dinamik Respons Spektrum

Dengan hasil perhitungan sebelumnya pada Sub Bab 5.3, yaitu perhitungan analisis metode statik ekivalen, dilanjutkan perhitungan analisis dinamik respons spektrum.

5.8.1. Jumlah Partisipasi Ragam

Berdasarkan pasal 7.9.1.1 SNI-1726:2019, analisis respons spektrum ragam harus mencapai partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 10%, namun terdapat pengecualian minimum massa ragam mencapai 90%. Mode yang digunakan adalah sebesar 22 mode. Partisipasi massa mencapai 90% pada mode ke 9 pada arah Y dan pada mode ke 16 pada arah X. Berikut adalah hasil partispasi massa dari ETABS pada gambar 5. 6

Modal Participating Mass Ratios

1 of 22 Reload Apply

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.903	0.0407	0.5923	0	0.0407	0.5923
Modal	2	2.758	0.5133	0.0813	0	0.5541	0.6737
Modal	3	2.393	0.0681	0.0362	0	0.6222	0.7098
Modal	4	0.938	0.0037	0.1219	0	0.6258	0.8317
Modal	5	0.734	0.0539	0.0143	0	0.6797	0.846
Modal	6	0.589	0.1276	9.759E-06	0	0.8073	0.846
Modal	7	0.491	0.0022	0.0497	0	0.8095	0.8957
Modal	8	0.346	0.014	0.0024	0	0.8236	0.8982
Modal	9	0.319	0.0003	0.0331	0	0.8238	0.9313
Modal	10	0.253	0.0604	0.0009	0	0.8842	0.9322
Modal	11	0.239	0.0003	0.009	0	0.8845	0.9412
Modal	12	0.204	0.0082	0.005	0	0.8927	0.9463
Modal	13	0.185	0.0003	0.0042	0	0.8929	0.9505
Modal	14	0.177	0.0006	0.0006	0	0.8936	0.9511
Modal	15	0.154	0.0003	0.0001	0	0.8939	0.9511
Modal	16	0.148	0.0325	0.0002	0	0.9263	0.9513
Modal	17	0.144	0.0027	0.0008	0	0.929	0.9522
Modal	18	0.135	0.0007	0.0067	0	0.9297	0.9588
Modal	19	0.126	0.0011	0.0011	0	0.9308	0.9599
Modal	20	0.123	8.52E-06	0.0001	0	0.9308	0.96
Modal	21	0.117	0.0001	0.0127	0	0.9309	0.9727
Modal	22	0.109	0.0002	0.0005	0	0.9311	0.9732

Gambar 5. 7 Partisipasi Massa

5.8.2. Parameter Respons Terkombinasi

Berdasarkan pasal 7.9.1.3 SNI-1726:2019, nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, harus dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC). Metode CQC digunakan jika selisih nilai waktu getar alami di dekatnya tidak lebih dari 15%, sedangkan metode SRSS digunakan jika nilai waktu getar alami didekatnya berjauhan. Pada analisis ini digunakan metode SRSS. Penentuan metode didasarkan pada interval persentase periode yang terjadi antar mode hasil analisa modal. Berikut adalah contoh perhitungaan interval persentase periode.

T_1-T_2 = $\left(\frac{2,893-2,572}{2,893}\right) x100$ = 11,1%

T_2-T_3 = $\left(\frac{2,572-2,376}{2,572}\right) x100$ = 7,62%

T_3-T_4 = $\left(\frac{2,376-0,943}{2,376}\right) x100$ = 60,31%

T_4-T_5 = $\left(\frac{0,943-0,708}{0,943}\right) x100$ = 24,92%

Hasil yang didapat dari perhitunga di atas, nilai antar periode melebihi 15%, maka pemilihan metode SRSS pada analisis ini sudah tepat.

5.8.3. Respons Spektrum Desain

Pembuatan kurva respon spektrum desain dengan mengacu pada Pasal 6.4, SNI:1726-2019, dengan data parameter yang sudah sebelumnya didapat saat perhitungan anlisis statik ekivalen pada subbab 5.3 dengan langkah-langkah pembuatannya sebagai berikut.

1. Mencari nilai T_s dan T_0

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

$$= \frac{0,4981}{0,6336}$$

$$= 0,786$$

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

$= 0{,}2.\ \frac{0{,}4981}{0{,}6336}$

$= 0{,}157$ g

2. Mencari nilai S_a saat nilai $T < T_0$

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

$= 0{,}6336.\left(0{,}4 + 0{,}6\frac{0}{0{,}786}\right)$

$= 0{,}253$ g

3. Mencari nilai S_a saat nilai $T_s \geq T \geq T_0$

$S_a = S_{DS}$

$= 0{,}634$ g

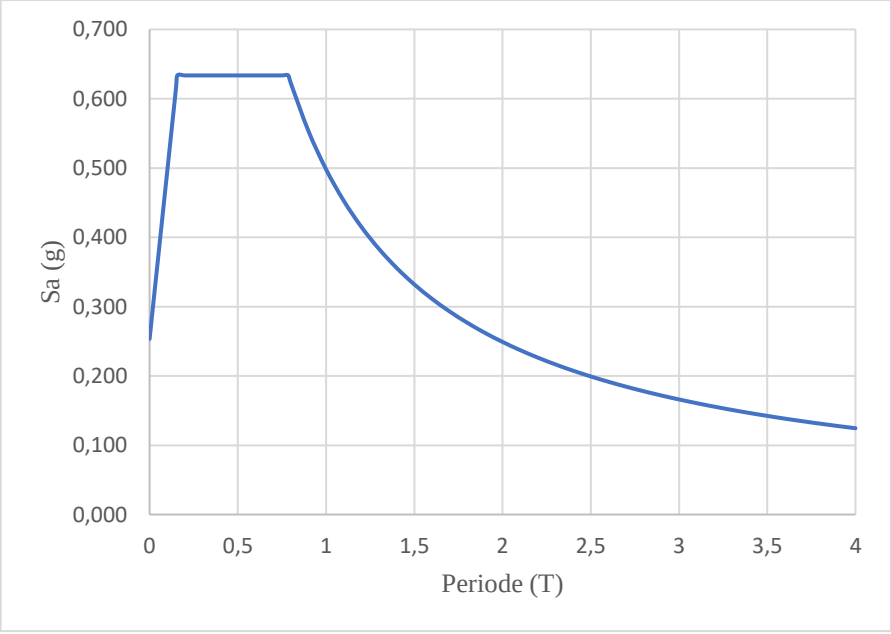
4. Mencari nilai S_a saat nilai $T_L \geq T \geq T_s$

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

$= \frac{0{,}498}{0{,}8}$

$= 0{,}623$

Berdasarkan dari rangkaian perhitungan diatas, diplot menjadi kurva respon spektrum desain, yang dapat dilihat pada gambar 5.7 berikut.



Gambar 5. 8 Grafik Respon Spektrum Desain

5.8.4. Penskalaan Gaya

Berdasarkan pasal 7.9.1.4.1 SNI-1726:2019, apabila periode fundamental hasil analisis lebih besar dari *CuTa* pada suatu arah tertentu, maka periode struktur *T* harus diambil sebesar *CuTa*. Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (*Vt*) kurang dari 100 % dari gaya geser (*V*) yang dihitung melalui metode statik ekivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan nilai gaya geser dasar statik ekivalen dibagi dengan gaya geser dasar dari hasil analisis kombinasi ragam (*V/Vt*). Berikut ini adalah penjabaran perhitungan skala gaya.

*V*statik = 10006,546 kN

*V*statik x ETABS = 10015,791 kN

*V*statik y ETABS = 10015,791 kN

Vt arah x = 5165,710 kN

Vt arah y = 4876,678 kN

Penskalaan arah x $= \frac{V\ statik}{Vt\ arah\ y}$

$= \frac{10015,791}{5165,710}$

= 1,939

Penskalaan arah y $= \frac{V\ statik}{Vt\ arah\ x}$

$= \frac{10015,791}{4876,678}$

= 2,054

5.9. Kontrol Simpangan Antar Tingkat Izin

Simpangan antar tingkat tidak boleh melebihi dari simpangan antar tingkat ijin (*Δ*ijin). Kategori Desain Seismik pada bangunan D, dan mengalami ketidakberaturan horizontal tipe 1a, maka faktor redudansi diambil sebesar 1,3. Berikut adalah perhitungan simpangan antar tingkat izin pada tingkat 22 arah x.

Faktor pembesaran perpindahan, *Cd* = 5,5

Faktor keutamaan gempa, *Ie* = 1

Tinggi tingkat, h_{sx} = 3900 mm

Simpangan izin, Δ/ρ $= \frac{0{,}02 \text{ x hsx}}{\rho}$

$= 0{,}01538$ x hsx

Perpindahan tingkat 22, δ_{22} = 118,506 mm

Perpindahan tingkat 21, δ_{21} = 112,38 mm

Simpangan antar tingkat Δ_{22}, $= \frac{(\delta 22 - \delta 21).Cd}{Ie}$

$= \frac{(118{,}506 - 112{,}38).5{,}5}{1}$

= 33,693 mm

Simpangan antar tingkat izin, Δ/ρ = 0,01538 x 3900

= 60 mm

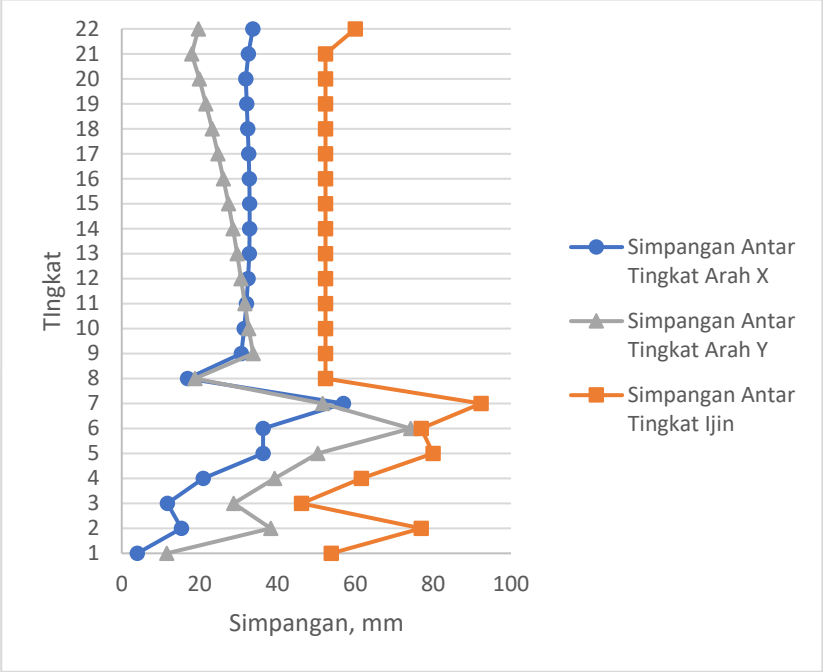
Tabel 5. 22 Simpangan Antar Tingkat Izin Arah X

Tingkat	h_{sx} (mm)	δ (mm)	Δ (mm)	Δ/ρ (mm)	Keterangan
22	3400	118,506	33,693	60,000	OK
21	3400	112,380	32,560	52,308	OK
20	3400	106,460	31,862	52,308	OK
19	3400	100,667	32,126	52,308	OK
18	3400	94,826	32,390	52,308	OK
17	3400	88,937	32,621	52,308	OK
16	3400	83,006	32,802	52,308	OK
15	3400	77,042	32,896	52,308	OK
14	3400	71,061	32,890	52,308	OK
13	3400	65,081	32,753	52,308	OK
12	6000	59,126	32,478	52,308	OK
11	5000	53,221	32,049	52,308	OK
10	5200	47,394	31,455	52,308	OK
9	3400	41,675	30,679	52,308	OK
8	3400	36,097	16,940	52,308	OK
7	6000	33,017	56,975	92,308	OK
6	5000	22,658	36,344	76,923	OK
5	5200	16,050	36,306	80,000	OK
4	4000	9,449	20,961	61,538	OK
3	3000	5,638	11,688	46,154	OK
2	5000	3,513	15,340	76,923	OK
1	3500	0,724	3,982	53,846	OK

Tabel 5. 23 Simpangan Antar Tingkat Izin Arah Y

Tingkat	h_{sx} (mm)	δ (mm)	Δ (mm)	Δ/ρ (mm)	Keterangan
22	3400	123,745	19,723	60	OK
21	3400	120,159	17,941	52,308	OK
20	3400	116,897	19,971	52,308	OK
19	3400	113,266	21,621	52,308	OK
18	3400	109,335	23,227	52,308	OK
17	3400	105,112	24,750	52,308	OK
16	3400	100,612	26,153	52,308	OK
15	3400	95,857	27,440	52,308	OK
14	3400	90,868	28,600	52,308	OK
13	3400	85,668	29,662	52,308	OK
12	6000	80,275	30,652	52,308	OK
11	5000	74,702	31,614	52,308	OK
10	5200	68,954	32,615	52,308	OK
9	3400	63,024	33,721	52,308	OK
8	3400	56,893	18,783	52,308	OK
7	6000	53,478	51,612	92,308	OK
6	5000	44,094	74,234	76,923	OK
5	5200	30,597	50,408	80	OK
4	4000	21,432	39,281	61,538	OK
3	3000	14,290	28,732	46,154	OK
2	5000	9,066	38,280	76,923	OK
1	3500	2,106	11,583	53,846	OK

Grafik perbandingan antara simpangan antar tingkat dengan simpangan antar tingkat izin dapat dilihat pada gambar 5.9 berikut ini.



Gambar 5. 9 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Arah X dan Y

5.10. Kontrol Efek P-Delta

Simpangan antar tingkat yang terlalu besar akan mengakibatkan adanya efek P-delta yang mempengaruhi kestabilan struktur. Berdasarkan pasal 7.9.1.6 SNI 1726:2019, Koefisien stabilitas yang melebihi batas izin atau 0,1 maka perlu diperhitungkan efek P-Delta. Berikut contoh perhitungan koefisien stabilitas pada tingkat 22 arah X.

Tinggi Tingkat, h_{sx} = 3900 mm

Simpangan antar tingkat, Δ = 27,434 mm

Beban aksial vertikal, P = 8087,7 kN

Gaya geser antar tingkat, V = 1061,58 kN

Faktor pembesaran perpindahan, Cd = 5,5

Faktor keutamaan gempa, Ie = 1

Rasio kebutuhan geser, β = 1

Koefisien stabilitas, θ

$$= \frac{Px \,.\, \Delta Ie}{Vx \,.hsx \,.Cd}$$

$$= \frac{8087{,}7 \text{ x } 1}{1061{,}58 \text{ x } 3900 \text{ x } 5{,}5}$$

$$= 0{,}0097$$

Koefisien stabilitas max, θmax $= \frac{0,5}{\beta.Cd}$

$= \frac{0,5}{1 \text{ x } 5,5}$

$= 0,0909$

Tabel 5. 24 Efek P-Delta Arah X

Tingkat	h_{sx} (mm)	Δ (mm)	P (kN)	V (kN)	θ (rad)	θmaks (rad)	Keterangan
22	3900	33,693	8258,13	997,40	0,0130	0,1	Tidak Ada
21	3400	32,560	20632,94	2302,18	0,0156	0,1	Tidak Ada
20	3400	31,862	32731,08	3252,84	0,0171	0,1	Tidak Ada
19	3400	32,126	44829,23	3931,24	0,0196	0,1	Tidak Ada
18	3400	32,390	56927,37	4392,84	0,0224	0,1	Tidak Ada
17	3400	32,621	69025,51	4702,61	0,0256	0,1	Tidak Ada
16	3400	32,802	81123,66	4921,64	0,0289	0,1	Tidak Ada
15	3400	32,896	93221,80	5095,91	0,0322	0,1	Tidak Ada
14	3400	32,890	105319,95	5253,52	0,0353	0,1	Tidak Ada
13	3400	32,753	117418,09	5411,19	0,0380	0,1	Tidak Ada
12	3400	32,478	129516,23	5583,52	0,0403	0,1	Tidak Ada
11	3400	32,049	141614,38	5787,31	0,0419	0,1	Tidak Ada
10	3400	31,455	153712,52	6037,92	0,0428	0,1	Tidak Ada
9	3400	30,679	165859,56	6342,41	0,0429	0,1	Tidak Ada
8	3400	16,940	178006,60	6694,83	0,0241	0,1	Tidak Ada
7	6000	56,975	196435,90	7235,82	0,0469	0,1	Tidak Ada
6	5000	36,344	223664,52	8095,44	0,0365	0,1	Tidak Ada
5	5200	36,306	240374,63	8608,95	0,0354	0,1	Tidak Ada
4	4000	20,961	262914,86	9211,57	0,0272	0,1	Tidak Ada
3	3000	11,688	284725,61	9693,69	0,0208	0,1	Tidak Ada
2	5000	15,340	300528,31	9924,95	0,0169	0,1	Tidak Ada
1	3500	3,982	321360,28	10015,79	0,0066	0,1	Tidak Ada

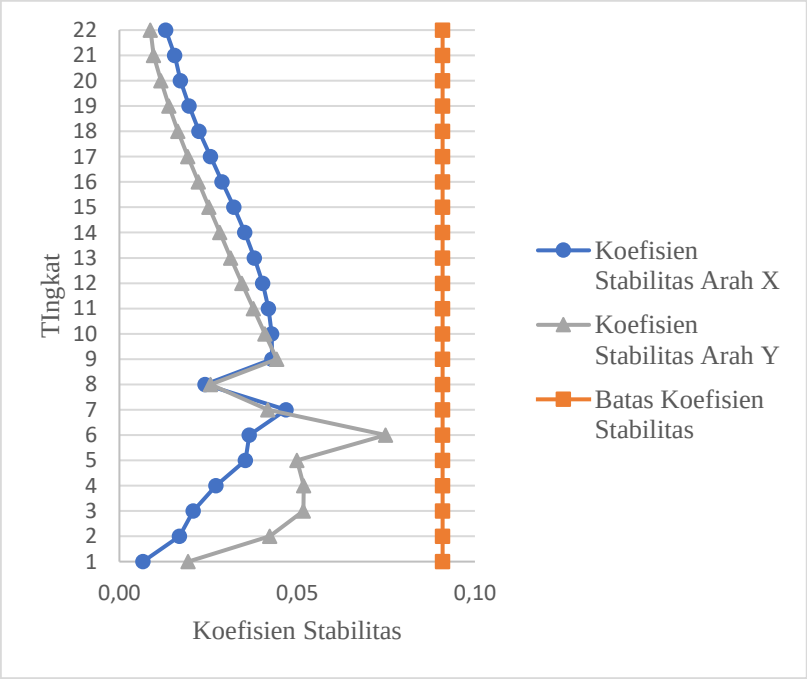
Tabel 5. 25 Efek P-Delta Arah Y

Tingkat	h_{sx} (mm)	Δ (mm)	P (kN)	V (kN)	θ (rad)	θmaks (rad)	Keterangan
22	3900	19,723	8258,1	866,9	0,0088	0,1	Tidak Ada
21	3400	17,941	20632,9	2065,9	0,0096	0,1	Tidak Ada
20	3400	19,971	32731,1	2995,1	0,0117	0,1	Tidak Ada
19	3400	21,621	44829,2	3723,8	0,0139	0,1	Tidak Ada
18	3400	23,227	56927,4	4290,2	0,0165	0,1	Tidak Ada
17	3400	24,750	69025,5	4737,2	0,0193	0,1	Tidak Ada

Lanjutan Tabel 5. 25 Efek P-Delta Arah Y

Tingkat	h_{sx} (mm)	Δ (mm)	P (kN)	V (kN)	θ (rad)	θmaks (rad)	Keterangan
16	3400	26,153	81123,7	5106,3	0,0222	0,1	Tidak Ada
15	3400	27,440	93221,8	5425,9	0,0252	0,1	Tidak Ada
14	3400	28,600	105319,9	5704,5	0,0282	0,1	Tidak Ada
13	3400	29,662	117418,1	5943,3	0,0313	0,1	Tidak Ada
12	3400	30,652	129516,2	6151,8	0,0345	0,1	Tidak Ada
11	3400	31,614	141614,4	6346,7	0,0377	0,1	Tidak Ada
10	3400	32,615	153712,5	6542,4	0,0410	0,1	Tidak Ada
9	3400	33,721	165859,6	6748,9	0,0443	0,1	Tidak Ada
8	3400	18,783	178006,6	6971,7	0,0256	0,1	Tidak Ada
7	6000	51,612	196435,9	7354,8	0,0418	0,1	Tidak Ada
6	5000	74,234	223664,5	8057,7	0,0749	0,1	Tidak Ada
5	5200	50,408	240374,6	8485,8	0,0499	0,1	Tidak Ada
4	4000	39,281	262914,9	9059,9	0,0518	0,1	Tidak Ada
3	3000	28,732	284725,6	9585,6	0,0517	0,1	Tidak Ada
2	5000	38,280	300528,3	9880,1	0,0423	0,1	Tidak Ada
1	3500	11,583	321360,3	10015,8	0,0193	0,1	Tidak Ada

Grafik perbandingan antara hasil perhitungan koefisien stabilitas dengan batas koefisien stabilitas dapat dilihat pada gambar 5.10 berikut ini.



Gambar 5. 10 Grafik Koefisien Stabilitas P-Delta

5.11. Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan pasal 7.2.5.1 SNI:1726-2019, pada sistem ganda rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25 % gaya seismik desain. Gaya seismik desain diambil dari nilai *base shear* dari SRPM dan *shearwall* hasil dari kombinasi beban gempa. Berikut merupakan hasil nilai *base shear* dari ETABS pada Tabel 5.26

Tabel 5. 26 Perbandingan Persentase Sistem Ganda

Geser Dasar	SRPMK+SW	SRPMK	Persentase
	kN	kN	%
Vx	5165,710	1349,919	26,1%
Vy	4876,678	1582,773	32,5%

5.12. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Elemen Struktur

5.12.1. Perhitungan Kebutuhan tulangan Lentur Pelat

Berikut contoh perhitungan kebutuhan tulangan pelat dua arah pelat tipe PL-3 Arah X Tumpuan.

Data Material:

Kuat tekan beton, *f'c* = 30 MPa

Tegangan leleh baja, *fy* = 240 MPa

Tebal pelat, h = 150 mm

Selimut beton, sb = 20 mm

Øpokok = 10 mm

ds $= \text{h-sb-}\frac{\text{Øpokok}}{2}$

$= \text{150-20-}\frac{10}{2}$

= 125 mm

Pembebanan pada pelat:

Beban Mati Sendiri (DL) = 0,15 x 23,536 = 3,53 kN/m^2

Beban Mati Tambahan (SIDL) = 1,67 kN/m^2

Beban Mati Total (DL_{tot}) = DL + SIDL = 5,197 kN/m^2

Beban Hidup (LL) = 4,79 kN/m^2

Kombinasi Pembebanan (Qu) = 1,2.DL + 1,6.LL

= 1,2(5,197) + 1,6(4,79)

=13,9 kN/m^2

1. Perhitungan momen statis terfaktor total

   b B_{ki} = 0,3 m

   b B_{ka} = 0,3 m

   Lx = 6 m

   Ly = 4 m

   $Lnx = Ly - (\frac{b\ B_{ki}}{2}) - (\frac{b\ B_{ka}}{2})$

   $= 4 - (\frac{0,3}{2}) - (\frac{0,3}{2})$

   = 3,7 m

   $M_0 = \frac{Qu.Lx.Lny^2}{8}$

   $= \frac{13,9.6.3,7^2}{8}$

   = 142,72 kNm

   Muy- = 0,65. M_0

   = 0,65. 142,72

   = 92,768 kNm

   Muy+ = 0,35. M_0

   = 0,35. 142,72

   = 49,952 kNm

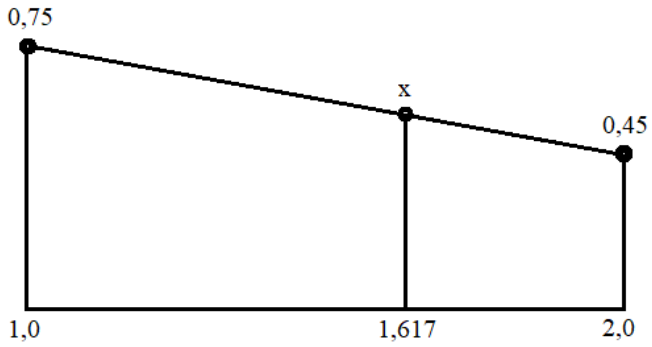
2. Penentuan koefisien momen longitudinal

   αf1 = 1,617 (dari perhitungan *preliminary*)

$\frac{Lx}{Ly} = \frac{6}{4} = 1{,}5$

$\alpha f1. \frac{Lx}{Ly} = 1{,}617. \frac{6}{4} = 2{,}426 \geq 1{,}0$

Setelah didapatkan nilai $\alpha f1. \frac{Lx}{Ly} \geq 1{,}0$, dan $\frac{Lx}{Ly}$ sama dengan 1,5, maka dilakukan interpolasi untuk mendapatkan nilai koefisien pengali momen longitudinal. Berikut perhitungan bilai koefisien pengali momen longitudinal.



Gambar 5. 11 Interpolasi Nilai Koefisien Pengali Momen

$\frac{2-1}{2-1{,}617} = \frac{0{,}75-0{,}45}{x-0{,}45}$

$\frac{1}{0{,}383} = \frac{0{,}3}{x-0{,}45}$

$x = \frac{0{,}3 \times 0{,}383}{1} + 0{,}45$

$= 0{,}6$

3. Distribusi momen longitudinal

   Distribusi momen area tumpuan

   Muy- area kolom = x. Muy-

   = 6. 92,768

   = 55,661 kNm

   Muy- area kolom 15% = 15%. 55,661

= 8,349 kNm

Muy- area tengah = (1-x). Muy-

= (1-0,6). 92,768

= 37,107 kNm

Distribusi momen area lapangan

Muy+ area kolom = x. Muy+

= 6. 49,952

= 29,971 kNm

Muy+ area kolom 15% = 15%. 29,971

= 4,496 kNm

Muy+ area tengah = (1-x). Muy+

= (1-0,6). 49,952

= 19,981 kNm

Untuk kepraktisan penulangan dalam proses pelaksanaan dilapangan, diambil momen terbesar untuk masing-masing area tumpuan dan lapangan. Maka dapat disimpulkan momen yang rencana yang digunakan adalah sebagai berikut.

Mu- = 37,107 kNm

Mu+ = 19,981 kNm

4. Perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal

Pada perhitungan ini dilakukan contoh perhitungan dari area tumpuan.

Mny $= \frac{\text{Muy}-}{0,9}$

$= \frac{37,107}{0,9}$

= 41,23 kNm

= 41230223,29 Nmm

Rn $= \frac{\text{Mny}}{b.ds}$

$= \frac{41230223,29}{1000.125}$

= 2,639

m $= \frac{\text{fy}}{0,85.f'c}$

$= \frac{240}{0,85.30}$

= 9,412

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.\text{m.Rn}}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{9,412}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.9,412.2,639}{240}}\right)$

= 0,01163

As = ρ. b .ds

= 0,01163. 1000. 125

= 1453,923 mm^2

As1D = 0,25. π. 10^2

= 78,54 mm^2

s perlu $= \frac{\text{As1D.1000}}{As}$

$= \frac{78,54.1000}{1453,923}$

= 54,019 mm

s maks 1 = 3. h = 3. 150 = 450 mm

s maks 2 = 450 mm

s pakai = 50 mm

Maka tulangan longitudinal area tumpuan yang digunakan adalah P10-50.

Tabel 5. 27 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Pelat

Kode Pelat	Arah X		Arah Y		Tulangan Susut
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
PL-1	P10-100	P10-150	-	-	P8-150
PL-2	P10-100	P10-150	-	-	P8-150
PL-3	P10-50	P10-100	P10-90	P10-170	P8-150
PL-4	P10-90	P10-170	P10-110	P10-210	P8-150
PL-5	P10-250	P10-450	P10-450	P10-450	P8-150
PL-6	P10-230	P10-430	P10-390	P10-450	P8-150
PL-7	P10-160	P10-310	P10-210	P10-390	P8-150
PL-8	P10-450	P10-450	P10-450	P10-450	P8-150
PL-9	P10-450	P10-450	-	-	P8-150
PL-10	P10-450	P10-450	-	-	P8-150

5.12.2. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Lentur Balok

Contoh perhitungan Balok tipe B7 pada tingkat 1-5

Data Material:

Daerah Tumpuan:

Momen ultimate negatif, Mu^+ = 341,977 kNm

Momen ultimate positif, Mu^- = 682,276 kNm

Daerah Lapangan:

Momen ultimate negatif, Mu^+ = 726,206 kNm

Momen ultimate positif, Mu^- = 419,340 kNm

Kuat tekan beton, $f'c$ = 30 MPa

Tegangan leleh baja, fy = 400 MPa

Modulus elastis baja, E = 200000 MPa

Regangan beton, εc = 0,003

Regangan baja, εy = $\frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000}$ = 0,002

$\emptyset$pokok = 19 mm

$\emptyset$sengkang = 10 mm

Sb = 40 mm

β_1 = $0,85 - \left(\frac{f'c-28}{7}\right).0,005$

$= 0{,}85 - \left(\frac{30-28}{7}\right).0{,}005$

$= 0{,}836$

A_{1D} $= ¼.\ \pi.\ \emptyset p^2$

$= ¼\ \pi.19^2$

$= 283{,}529\ mm^2$

1. Daerah Tumpuan

a. Kebutuhan Tulangan Tumpuan Negatif

Asumsi tulangan dipasang 3 baris

$ds = Sb + \emptyset s + \emptyset p + 25 + \frac{\emptyset p}{2}$

$= 40 + 10 + 19 + 25 + \frac{19}{2}$

$= 103{,}5\ mm$

$d = h - ds$

$= 700 - 103{,}5$

$= 596{,}5\ mm$

$m = 0{,}85 f'c.b$

$= 0{,}85.30.300$

$= 7650\ Nmm$

Asumsi balok terkontrol tarik, maka nilai faktor reduksi = 0,9, kemudian menghitung nilai a dari persamaan berikut ini

$Mn = Cc.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

$\frac{Mu}{\phi} = Cc.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

$0 = 0{,}85 f'c.b.a.\left(d - \frac{a}{2}\right) - \frac{Mu}{\phi}$

$0 = 0{,}85 f'c.b.d.a. - 0{,}85.f'c.b.\frac{a^2}{2} - \frac{Mu}{\phi}$

$0 = m.d.a - m.\frac{a^2}{2} - \frac{Mu}{\phi}$

$0 = 7650.568{,}5.a - 7650.\frac{a^2}{2} - \frac{682{,}276}{\phi}$

$a = 199{,}486$ mm

Asumsi tulangan tarik telah leleh, kemudian menghitugn jumlah kebutuhan tulangan tumpuan negatif

$Ts = Cc$

$As.fy = 0{,}85.f'c.b.a$

$As = \frac{0{,}85.f'c.b.a}{fy}$

$= \frac{0{,}85.30.300.199{,}486}{400}$

$= 2378{,}186\ mm^2$

$n = \frac{As}{¼.\pi.\emptyset^2}$

$= \frac{3815{,}168}{¼.\pi.19^2}$

$= 13{,}456$

Maka,tulangan tumpuan negatif yang digunakan sebanyak buah 14 buah.

b. Kebutuhan Tulangan Tumpuan Positif

Asumsi tulangan dipasang 2 baris

$ds = Sb + \emptyset s + \emptyset p + \frac{25}{2}$

$= 40 + 10 + 19 + \frac{25}{2}$

$= 81{,}5$ mm

$d = h - ds$

$= 700 - 81{,}5$

= 618,5 mm

m = 0,85.$f'c.b$

= 0,85.30.300

= 7650 Nmm

Asumsi balok terkontrol tarik, maka nilai faktor reduksi = 0,9, kemudian menghitung nilai a dari persamaan berikut ini

Mn = $Cc.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

$\frac{Mu}{\phi}$ = $Cc.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

0 = 0,85.f'c.b.a. $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ - $\frac{Mu}{\phi}$

0 = 0,85.f'c.b.d.a. – 0,85.f'c.b. $\frac{a^2}{2}$ - $\frac{Mu}{\phi}$

0 = 7650.590,5.a – 7650. $\frac{a^2}{2}$ - $\frac{341,977}{\phi}$

a = 63,489 mm

Asumsi tulangan tarik telah leleh, kemudian menghitung jumlah kebutuhan tulangan tumpuan negatif

Ts = Cc

$As.fy$ = 0,85.$f'c.b.a$

As = $\frac{0,85.f'c.b.a}{fy}$

= $\frac{0,85.f'c.300.43,689}{400}$

= 1618,962 mm^2

n = $\frac{As}{¼.\pi.\emptyset^2}$

= $\frac{1618,962}{¼.\pi.19^2}$

= 5,71

Maka,tulangan tumpuan negatif yang digunakan sebanyak buah 6

c. Perhitungan Momen Nominal Negatif Tumpuan

Menghitung luas tulangan

As = $n. A_{1D}$ = 14. 283,529 = 3969,402 mm^2

As' = $n. A_{1D}$ = 6. 283,529 = 1701,172 mm^2

Konfigurasi tulangan tarik:

Baris 1 = 5 buah

Baris 2 = 5 buah

Baris 3 = 4 buah

Konfigurasi tulangan tekan:

Baris 1 = 4 buah

Baris 2 = 2 buah

Menghitung tinggi efektif balok baru

$$ds = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)+(n3\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+25+\frac{\emptyset p}{2}\right))}{n1+n2+n3}$$

$$= \frac{(5.(40+10+½.19))+\left(5.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)+(4.(40+10+19+25+½.19))}{5+5+4}$$

= 100,4 mm

d = *h* – *ds*

= 700– 100,4

= 599,6 mm

$$ds' = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)}{n1+n2}$$

$$= \frac{(4.(40+10+½.19))+\left(2.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)}{4+2}$$

= 74,167 mm

d' = $h - ds'$

= 700 – 74,167

= 625,8 mm

Kontrol persyaratan rasio tulangan terpasang

$c_{balance} = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c + \frac{fy}{E}} . d$

$= \frac{0,003}{0,003 + \frac{400}{200000}} . 599,6$

= 359,786mm

$Cc_{balance} = 0,85.f'c.c_b.\beta_1.b$

= 0,85.30. 359,786.0,836.300

= 2300187,168 N

$As_{balance} = \frac{Ccbalance}{fy}$

$= \frac{2300187,168}{400}$

= 5750,468 mm^2

$As_{maks} = 0,75.As_{balance}$

= 0,75. 5750,468

= 4312,851 mm^2 > (As terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

$As_{min1} = \frac{1,4.b.d}{fy}$

$= \frac{1,4.\ 300.\ 599,6}{400}$

= 629,625 mm^2

$As_{min2} = \frac{b.d.\sqrt{f'c}}{4.fy}$

$= \frac{300.599,6.\sqrt{30}}{4.400}$

$= 615,821 mm^2$

Persyaratan luasan tulangan minimum diambil yang terbesar dari As_{min1} dan As_{min2}

As_{min} = 629,625 mm^2 < (*As* terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

Mencari nilai tinggi blok tekan (a), dengan asumsi tulangan baja tarik sudah leleh dan tulangan baja desak belum leleh

$Ts = C_c + C_s$

$As.fy = 0,85.f'c.\beta_1.b.c + As'.\varepsilon c.\frac{c-ds'}{c}.E$

$As.fy.c = 0,85.f'c.\beta_1.b.c^2 + As'.\varepsilon c.\ c\text{-}ds'.E$

$As.fy.c = 0,85.f'c.\beta_1.b.c^2 + (As'.\varepsilon c.\ c.\ E) - (As'.\varepsilon c.\ ds'.E)$

$0,85.f'c.\beta_1.b.\ c^2 + (As'.\varepsilon c.\ E - As.\ fy).\ c - As'.\varepsilon c.\ ds'.E$

$6393,214.\ c^2 + (-567057,474).\ c + (-75702172,775) = 0$

$c = 161,855$ mm

cek tulangan baja tarik:

$\varepsilon s = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{599,6 - 161,855}{161,855}.0,003$

$= 0,0081 > \varepsilon y$

cek tulangan baja desak:

$\varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{161,855 - 74,167}{161,855}.0,003$

$= 0,0016 < \varepsilon c$

$\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka baja desak belum leleh

$fs' = \varepsilon s'.E$

$= 0{,}0016.\ 200000$

$= 325{,}0625$ MPa

$a = c.\ \beta_1$

$= 161{,}855.\ 0{,}836$

$= 135{,}265$ mm

cek faktor reduksi:

$\varepsilon t = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{599{,}6-161{,}855}{161{,}855}.0{,}003$

$= 0{,}086 > 0{,}005$

$\varepsilon t > 0{,}005$, terkontrol tarik maka $\phi = 0{,}9$

Menghitung dan periksa kapasitas penampang

$Mn = C_c.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

$= 0{,}85.f'c.a.b.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

$= 0{,}85.30.\ 135{,}265.300.(\ 599{,}6-\frac{135{,}265}{2})+\ 1701{,}172.\ 325{,}063.\ (599{,}6\text{-}74{,}167)$

$= 841092196{,}9$ Nmm

$= 841{,}0921$ kNm

$\phi Mn = 0{,}9.\ 841{,}0921$

$= 756{,}983$ kNm > 682,276 kNm (Mu-)

Maka tulangan sebesar 14D19 dapat digunakan untuk mengakomodir beban gempa ultimit yang terjadi.

d. Perhitungan Momen Nominal Positif Tumpuan

Menghitung luas tulangan

As = $n.\ A_{1D}$ = 6. 283,529 = 1701,172 mm^2

As' = $n.\ A_{1D}$ = 14. 283,529 = 3969,402 mm^2

Konfigurasi tulangan tarik:

Baris 1 = 4 buah

Baris 2 = 2 buah

Konfigurasi tulangan tekan:

Baris 1 = 5 buah

Baris 2 = 5 buah

Baris 3 = 4 buah

Menghitung tinggi efektif balok baru

$ds = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)}{n1+n2}$

$= \frac{(4.(40+10+½.19))+\left(2.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)}{4+2}$

= 74,167 mm

$d = h - ds$

= 700 – 74,167

= 625,8 mm

$ds' = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)+(n3\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+25+\frac{\emptyset p}{2}\right))}{n1+n2+n3}$

$= \frac{(5.(40+10+½.19))+\left(5.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)+(4.(40+10+19+25+½.19))}{5+5+4}$

= 100,4 mm

$d' = h - ds'$

= 700– 100,4

= 599,6 mm

Kontrol persyaratan rasio tulangan terpasang

$c_{balance} = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c + \frac{fy}{E}} . d$

$= \frac{0,003}{0,003 + \frac{400}{200000}} . 625,8$

= 375,5 mm

$Cc_{balance} = 0,85.f'c.c_b.\beta_1.b$

= 0,85.30. 375,5.0,836.300

= 2400651,964 N

$As_{balance} = \frac{Ccbalance}{fy}$

$= \frac{2400651,964}{400}$

= 6001,63 mm^2

$As_{maks} = 0,75.As_{balance}$

= 0,75. 6001,63

= 4501,222 mm^2 > (*As* terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

$As_{min1} = \frac{1,4.b.d}{fy}$

$= \frac{1,4.\ 300.\ 625,8}{400}$

= 657,125 mm^2

$As_{min2} = \frac{b.d.\sqrt{f'c}}{4.fy}$

$= \frac{300.625,8.\sqrt{30}}{4.400}$

= 642,718 mm^2

Persyaratan luasan tulangan minimum diambil yang terbesar dari As_{min1} dan As_{min2}

As_{min} = 657,125 mm^2 < (*As* terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

Mencari nilai tinggi blok tekan (*a*), dengan asumsi tulangan baja tarik *sudah leleh dan tulangan baja desak belum leleh*

$Ts = C_c + C_s$

$As.fy = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c + As'.\varepsilon c.\frac{c-ds'}{c}.E$

$As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + As'.\varepsilon c.\ c\text{-}ds'.E$

$As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + (As'.\varepsilon c.\ c.\ E) - (As'.\varepsilon c.\ ds'.E)$

$0{,}85.f'c.\beta_1.b.\ c^2 + (As'.\varepsilon c.\ E - As.\ fy).\ c - As'.\varepsilon c.\ ds'.E$

$6393{,}214.\ c^2 + 1701172{,}422.\ c + (-239014725{,}280) = 0$

c = 101,66 mm

cek tulangan baja tarik:

$\varepsilon s = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{590{,}5 - 101{,}66}{101{,}66}.0{,}003$

$= 0{,}0155 > \varepsilon y$

cek tulangan baja desak:

$\varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{101{,}66 - 100{,}4}{101{,}66}.0{,}003$

$= 0{,}000038 < \varepsilon c$

$\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka baja desak belum leleh

$fs' = \varepsilon s'.E$

= 0,000038. 200000

= 7,692 MPa

a = $c. \beta_1$

= 101,66. 0,836

= 84,959 mm

cek faktor reduksi:

εt = $\frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

= $\frac{625,8-101,66}{101,66}$.0,003

= 0,0155 > 0,005

εt > 0,005, terkontrol tarik maka ϕ = 0,9

Menghitung dan periksa kapasitas penampang

Mn = $C_c.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

= $0,85.f'c.a.b.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

= 0,85.30. 84,959. 300.(625,8-$\frac{84,959}{2}$) + 3969,402. 7,692. (625,8-100,4)

= 395187032,1 Nmm

= 395,187 kNm

ϕMn = 0,9. 395,187

= 355,668 kNm > 341,977 kNm (Mu+)

Maka tulangan sebesar 6D19 dapat digunakan untuk mengakomodir beban gempa ultimit yang terjadi.

2. Daerah Lapangan

a. Kebutuhan Tulangan Lapangan Negatif

Asumsi tulangan dipasang 1 baris

ds = *Sb* + *Øs* + *Øp* + $\frac{25}{2}$

= 40 + 10 + 19 + $\frac{25}{2}$

= 81,5 mm

d = *h -ds*

= 700 – 81,5

= 618,5 mm

m = *0,85.f'c.b*

= 0,85.30.300

= 7650 Nmm

Asumsi balok terkontrol tarik, maka nilai faktor reduksi = 0,9, kemudian menghitung nilai a dari persamaan berikut ini

Mn = $Cc.\left(d-\frac{a}{2}\right)$

$\frac{Mu}{\phi}$ = $Cc.\left(d-\frac{a}{2}\right)$

0 = 0,85*f'c.b.a.* $\left(d-\frac{a}{2}\right)$ - $\frac{Mu}{\phi}$

0 = 0,85*f'c.b.d.a.* – 0,85*f'c.b.* $\frac{a^2}{2}$ - $\frac{Mu}{\phi}$

0 = $m.d.a - m.\frac{a^2}{2} - \frac{Mu}{\phi}$

0 = 7650. 590,5.*a* – 7650. $\frac{a^2}{2}$ - $\frac{419{,}34}{\phi}$

a = 107,883 mm

Asumsi tulangan tarik telah leleh, kemudian menghitugn jumlah kebutuhan tulangan tumpuan negatif

Ts = *Cc*

As.fy = 0,85*f'c.b.a*

$As = \frac{0{,}85.f'c.b.a}{fy}$

$= \frac{0{,}85.30.300.107{,}883}{400}$

$= 2063{,}265 \text{ mm}^2$

$n = \frac{As}{¼.\pi.\emptyset^2}$

$= \frac{2063{,}265}{¼.\pi.19^2}$

$= 7{,}277$

Maka,tulangan tumpuan negatif yang digunakan sebanyak buah 8 buah.

b. Kebutuhan Tulangan Lapangan Positif

Asumsi tulangan dipasang 1 baris

$ds = Sb + \emptyset s + \emptyset p + 25 + \frac{\emptyset p}{2}$

$= 40 + 10 + 19 + 25 + \frac{19}{2}$

$= 103{,}5 \text{ mm}$

$d = h - ds$

$= 700 - 103{,}5$

$= 596{,}5 \text{ mm}$

$m = 0{,}85.f'c.b$

$= 0{,}85.30.300$

$= 7650 \text{ Nmm}$

Asumsi balok terkontrol tarik, maka nilai faktor reduksi = 0,9, kemudian menghitung nilai a dari persamaan berikut ini

$Mn = Cc.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

$\frac{Mu}{\phi}$ = $Cc.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

0 = 0,85.$f'c.b.a.\left(d - \frac{a}{2}\right)$ - $\frac{Mu}{\phi}$

0 = 0,85.$f'c.b.d.a.$ – 0,85.$f'c.b.\frac{a^2}{2}$ - $\frac{Mu}{\phi}$

0 = 7650.590,5.a – 7650. $\frac{a^2}{2}$ - $\frac{726,206}{\phi}$

a = 151,98 mm

Asumsi tulangan tarik telah leleh, kemudian menghitugn jumlah kebutuhan tulangan tumpuan negatif

Ts = Cc

$As.fy$ = $0,85.f'c.b.a$

As = $\frac{0,85.f'c.b.a}{fy}$

= $\frac{0,85.30.300.151,98}{400}$

= 3875,505 mm^2

n = $\frac{As}{¼.\pi.\emptyset^2}$

= $\frac{3875,505}{¼.\pi.19^2}$

= 13,669

Maka,tulangan tumpuan negatif yang digunakan sebanyak buah 14

c. Perhitungan Momen Nominal Negatif Lapangan

Menghitung luas tulangan

As = $n.\ A_{1D}$ = 8. 283,529 = 2268,23 mm^2

As' = $n.\ A_{1D}$ = 14. 283,529 = 3969,402 mm^2

Konfigurasi tulangan tarik:

Baris 1 = 4 buah

Baris 2 = 4 buah

Konfigurasi tulangan tekan:

Baris 1 = 5 buah

Baris 2 = 5 buah

Baris 3 = 4 buah

Menghitung tinggi efektif balok baru

$$ds = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)}{n1+n2}$$

$$= \frac{(4.(40+10+½.19))+\left(4.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)}{4+4}$$

= 81,5 mm

$$d = h - ds$$

= 700 – 81,5

= 618,5 mm

$$ds' = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)+(n3\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+25+\frac{\emptyset p}{2}\right))}{n1+n2+n3}$$

$$= \frac{(5.(40+10+½.19))+\left(5.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)+(4.(40+10+19+25+½.19))}{5+5+4}$$

= 100,4 mm

$$d' = h - ds'$$

= 700– 100,4

= 599,6 mm

Kontrol persyaratan rasio tulangan terpasang

$$c_{balance} = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c+\frac{fy}{E}} . d$$

$$= \frac{0,003}{0,003+\frac{400}{200000}} . 618,5$$

= 371,1 mm

$Cc_{balance}$ = 0,85.$f'c.c_b.\beta_1.b$

= 0,85.30. 618,5.0,836.300

= 2372521,821 N

$As_{balance} = \frac{Ccbalance}{fy}$

$= \frac{2372521,821}{400}$

= 5931,305 mm^2

As_{maks} = 0,75.$As_{balance}$

= 0,75. 5931,305

= 4448,478 mm^2 > (*As* terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

$As_{min1} = \frac{1,4.b.d}{fy}$

$= \frac{1,4.\ 300.\ 618,5}{400}$

= 649,425 mm^2

$As_{min2} = \frac{b.d.\sqrt{f'c}}{4.fy}$

$= \frac{300.618,5.\sqrt{30}}{4.400}$

635,187 mm^2

Persyaratan luasan tulangan minimum diambil yang terbesar dari As_{min1} dan As_{min2}

As_{min} = 649,425 mm^2 < (*As* terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

Mencari nilai tinggi blok tekan (*a*), dengan asumsi tulangan baja tarik sudah leleh dan tulangan baja desak belum leleh

$Ts = C_c + C_s$

$As.fy = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c + As'.\varepsilon c.\frac{c-ds'}{c}.E$

$As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + As'.\varepsilon c.\ c\text{-}ds'.E$

$As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + (As'.\varepsilon c.\ c.\ E) - (As'.\varepsilon c.\ ds'.E)$

$0{,}85.f'c.\beta_1.b.\ c^2 + (As'.\varepsilon c.\ E - As.\ fy).\ c - As'.\varepsilon c.\ ds'.E$

$6393{,}214.\ c^2 + 1474349{,}432.\ c + (-239014725{,}280) = 0$

$c = 109{,}819$ mm

cek tulangan baja tarik:

$\varepsilon s = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{618{,}5 - 109{,}819}{109{,}819}.0{,}003$

$= 0{,}014 > \varepsilon y$

cek tulangan baja desak:

$\varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{109{,}819 - 74{,}1}{109{,}819}.0{,}003$

$= 0{,}00026 < \varepsilon c$

$\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka baja desak belum leleh

$fs' = \varepsilon s'.E$

$= 0{,}00026.\ 200000$

$= 51{,}694$ MPa

$a = c.\ \beta_1$

$= 0{,}836.\ 109{,}819$

$= 61{,}139$ mm

cek faktor reduksi:

εt $= \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{590,5\ -109,819}{109,819}.0,003$

$= 0,013 > 0,005$

$\varepsilon t > 0,005$, terkontrol tarik maka $\phi = 0,9$

Menghitung dan periksa kapasitas penampang

$Mn = C_c.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

$= 0,85.f'c.a.b.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

$= 0,85.30.\ 61,139.300.(618,5-\frac{61,139}{2}) + 3969,402.\ 51,694.$ (618,5-100,4)

$= 508348970,6$ Nmm

$= 508,348$ kNm

$\phi Mn = 0,9.\ 508,348$

$= 457,514$ kNm $> 419,34$ kNm (Mu-)

Maka tulangan sebesar 8D19 dapat digunakan untuk mengakomodir beban gempa ultimit yang terjadi.

d. Perhitungan Momen Nominal Positif Lapangan

Menghitung luas tulangan

$As = n.\ A_{1D} = 14.\ 283,529 = 3969,402$ mm^2

$As' = n.\ A_{1D} = 8.\ 283,529 = 2268,23$ mm^2

Konfigurasi tulangan tarik:

Baris 1 = 5 buah

Baris 2 = 5 buah

Baris 3 = 4 buah

Konfigurasi tulangan tekan:

Baris 1 = 4 buah

Baris 2 = 4 buah

Menghitung tinggi efektif balok baru

$$ds = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)+(n3\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+25+\frac{\emptyset p}{2}\right))}{n1+n2+n3}$$

$$= \frac{(5.(40+10+½.19))+\left(5.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)+(4.(40+10+19+25+½.19))}{5+5+4}$$

$$= 100{,}4 \text{ mm}$$

$$d = h - ds$$

$$= 700 - 100{,}4$$

$$= 599{,}6 \text{ mm}$$

$$ds' = \frac{(n1.(Sb+\emptyset s+½\emptyset p))+\left(n2.\left(Sb+\emptyset s+\emptyset p+\frac{25}{2}\right)\right)}{n1+n2}$$

$$= \frac{(4.(40+10+½.19))+\left(4.\left(40+10+19+\frac{25}{2}\right)\right)}{4+4}$$

$$= 81{,}5 \text{ mm}$$

$$d' = h - ds'$$

$$= 700 - 81{,}5$$

$$= 618{,}5 \text{ mm}$$

Kontrol persyaratan rasio tulangan terpasang

$$c_{balance} = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c+\frac{fy}{E}} . d$$

$$= \frac{0{,}003}{0{,}003+\frac{400}{200000}} . 599{,}6$$

$$= 359{,}786 \text{ mm}$$

$$Cc_{balance} = 0{,}85.f'c.c_b.\beta_1.b$$

$$= 0{,}85.30.\ 359{,}786.0{,}836.300$$

= 2300187,168 N

$As_{balance} = \frac{Ccbalance}{fy}$

$= \frac{2300187,168}{400}$

= 5750,468 mm^2

As_{maks} = 0,75.$As_{balance}$

= 0,75. 5750,468

= 4312,851 mm^2 > (As terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

$As_{min1} = \frac{1,4.b.d}{fy}$

$= \frac{1,4.\ 300.\ 599,6}{400}$

= 629,625 mm^2

$As_{min2} = \frac{b.d.\sqrt{f'c}}{4.fy}$

$= \frac{300.599,6.\sqrt{30}}{4.400}$

= 615,821mm^2

Persyaratan luasan tulangan minimum diambil yang terbesar dari As_{min1} dan As_{min2}

As_{min} = 629,625 mm^2 < (*As* terpasang) Persyaratan rasio terpenuhi

Mencari nilai tinggi blok tekan (*a)*, dengan asumsi tulangan baja tarik sudah leleh dan tulangan baja desak belum leleh

$Ts = C_c + C_s$

$As.fy = 0,85.f'c.\beta_1.b.c + As'.\varepsilon c.\frac{c-ds'}{c}.E$

$As.fy.c = 0,85.f'c.\beta_1.b.c^2 + As'.\varepsilon c.\ c\text{-}ds'.E$

$As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + (As'.\varepsilon c.\ c.\ E) - (As'.\varepsilon c.\ ds'.E)$

$0{,}85.f'c.\beta_1.b.\ c^2 + (As'.\varepsilon c.\ E - As.\ fy).\ c - As'.\varepsilon c.\ ds'.E$

$6393{,}214.\ c^2 + (-226822{,}990).\ c + (-110916441{,}909) = 0$

$c = 150{,}644$ mm

cek tulangan baja tarik:

$\varepsilon s = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{618{,}5-150{,}644}{150{,}644}.0{,}003$

$= 0{,}0089 > \varepsilon y$

cek tulangan baja desak:

$\varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{150{,}644-81{,}5}{150{,}644}.0{,}003$

$= 0{,}0014 < \varepsilon c$

$\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka baja desak belum leleh

$fs' = \varepsilon s'.E$

$= 0{,}0014.\ 200000$

$= 275{,}395$ MPa

$a = c.\ \beta_1$

$= 0{,}836.\ 150{,}644$

$= 125{,}896$ mm

cek faktor reduksi:

$\varepsilon t = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{575{,}8-150{,}644}{150{,}644}.0{,}003$

= 0,009 > 0,005

εt > 0,005, terkontrol tarik maka ϕ = 0,9

Menghitung dan periksa kapasitas penampang

$Mn = C_c.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

$= 0{,}85.f'c.a.b.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

$= 0{,}85.30.\ 125{,}896.300.(599{,}6-\frac{125{,}896}{2}) + 2268{,}23.\ 275{,}395.$ (599,6-81,5)

= 840554581,9 Nmm

= 840,554 kNm

ϕMn = 0,9. 840,554

= 756,499 kNm > 726,206 kNm ($Mu+$)

Maka tulangan sebesar 14D19 dapat digunakan untuk mengakomodir beban gempa ultimit yang terjadi.

3. Momen Kapasitas

a. Momen Kapasitas Tumpuan Negatif

Menghitung luas tulangan

$As = n.\ A_{1D}$ = 14. 283,529 = 3969,402 mm^2

As' = $n.\ A_{1D}$ = 6. 283,529 = 1701,172 mm^2

Konfigurasi tulangan tarik:

Baris 1 = 5 buah

Baris 2 = 5 buah

Baris 3 = 4 buah

Konfigurasi tulangan tekan:

Baris 1 = 4 buah

Baris 2 = 2 buah

Menghitung tinggi efektif balok baru

ds = 100,4 mm

d = 599,6 mm

ds' = 74,167 mm

d' = 625,8 mm

Mencari nilai tinggi blok tekan (a), dengan asumsi tulangan baja tarik sudah leleh dan tulangan baja desak belum leleh

$Ts = C_c + C_s$

$\phi.As.fy = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c + As'.\varepsilon c.\frac{c-ds'}{c}.E$

$1{,}25.As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + As'.\varepsilon c.\ c\text{-}ds'.E$

$1{,}25.As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + (As'.\varepsilon c.\ c.\ E) - (As'.\varepsilon c.\ ds'.E)$

$0{,}85.f'c.\beta_1.b.\ c^2 + (As'.\varepsilon c.\ E - 1{,}25.As.\ fy).\ c - As'.\varepsilon c.\ ds'.E$

$6393{,}214.\ c^2 + (-963997{,}706).\ c + (-75702172{,}775) = 0$

c = 207,774 mm

cek tulangan baja tarik:

$\varepsilon s = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{599{,}6 - 207{,}774}{207{,}774}.0{,}003$

$= 0{,}0057 > \varepsilon y$

cek tulangan baja desak:

$\varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{207{,}774 \ -74{,}1}{207{,}774}.0{,}003$

= 0,0019 < εc

$\varepsilon s'$< εy, maka baja desak belum leleh

fs' = $\varepsilon s'.E$

= 0,0019. 200000

= 385,825 MPa

a = $c.\ \beta_1$

= 0,836. 207,774

= 173,640 mm

cek faktor reduksi:

εt = $\frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

= $\frac{599,6\ -207,774}{207,774}$.0,003

= 0,02061 > 0,005

εt > 0,005, terkontrol tarik maka ϕ = 0,9

Menghitung dan periksa kapasitas penampang

Mn = $C_c.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

= $0,85.f'c.a.b.(d-\frac{a}{2}) + As'.fs'.(d-ds')$

= 0,85.30. 173,640.300.(599,6-$\frac{173,640}{2}$) + 1701,172. 342,737. (599,6-74,2)

= 1026105222,227 Nmm

= 1026,105 kNm

b. Momen Kapasitas Tumpuan Positif

Menghitung luas tulangan

As = $n.\ A_{1D}$ = 6. 283,529 = 1701,172 mm^2

As' = $n. A_{1D}$ = 14. 283,529 = 3969,402 mm^2

Konfigurasi tulangan tarik:

Baris 1 = 4 buah

Baris 2 = 2 buah

Konfigurasi tulangan tekan:

Baris 1 = 5 buah

Baris 2 = 5 buah

Baris 3 = 4 buah

Menghitung tinggi efektif balok baru

ds = 74,167 mm

d = 625,8 mm

ds' = 100,4 mm

d' = 599,6 mm

Mencari nilai tinggi blok tekan (a), dengan asumsi tulangan baja tarik sudah leleh dan tulangan baja desak belum leleh

$Ts = C_c + C_s$

$\phi.As.fy = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c + As'.\varepsilon c.\frac{c-ds\prime}{c}.E$

$1{,}25.As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + As'.\varepsilon c.\ c\text{-}ds'.E$

$1{,}25.As.fy.c = 0{,}85.f'c.\beta_1.b.c^2 + (As'.\varepsilon c.\ c.\ E) - (As'.\varepsilon c.\ ds'.E)$

$0{,}85.f'c.\beta_1.b.\ c^2 + (As'.\varepsilon c.\ E - 1{,}25.As.\ fy).\ c - As'.\varepsilon c.\ ds'.E$

$6393{,}214.\ c^2 + 1531055{,}18.\ c + (-239014725{,}3) = 0$

c = 107,687 mm

cek tulangan baja tarik:

$\varepsilon s = \frac{d-c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{625,8 - 107,687}{107,687}.0,003$

$= 0,01874 > \varepsilon y$

cek tulangan baja desak:

$\varepsilon s'$ $= \frac{c - ds'}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{107,687 - 599,6}{107,687}.0,003$

$= 0,00009 < \varepsilon c$

$\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka baja desak belum leleh

fs' $= \varepsilon s'.E$

$= 0,00009 . 200000$

$= 18,022$ MPa

a $= c. \beta_1$

$= 0,836. 107,687$

$= 89,996$ mm

cek faktor reduksi:

εt $= \frac{d - c}{c}.\varepsilon c$

$= \frac{625,8 - 107,687}{107,687}.0,003$

$= 0,01998 > 0,005$

$\varepsilon t > 0,005$, terkontrol tarik maka $\phi = 0,9$

Menghitung dan periksa kapasitas penampang

Mn $= C_c.(d - \frac{a}{2}) + As'.fs'.(d - ds')$

$= 0,85.f'c.a.b.(d - \frac{a}{2}) + As'.fs'.(d - ds')$

= 0,85.30. 89,996.300.(625,8-$\frac{89,996}{2}$) + 3969,402. 18,022. (625,8-59,5)

= 485075869,124 Nmm

= 485,075 kNm

Dengan perhitungan yang sama dengan perhitungan di atas untuk perhitungan balok lainnya, hasil rekapitulasi penulangan tulangan longitudinal balok dapat dilihat pada tabel 5.28 berikut.

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Tulangan Balok

Tipe Balok	Lantai	Daerah Tumpuan		Daerah Lapangan	
		Mn-	Mn+	Mn-	Mn+
B1 250x400	1-5	4D19	2D19	3D19	2D19
	6-22	4D19	2D19	3D19	2D19
B2-1 250x500	1-5	3D19	2D19	2D19	2D19
B2-2 250x500	1-5	3D19	2D19	2D19	4D19
	6-22	3D19	2D19	2D19	2D19
B3 250x650	1-5	10D19	5D19	2D19	9D19
	6-22	10D19	5D19	2D19	7D19
B4 300x600	1-5	9D22	9D22	5D22	5D22
	6-22	9D22	8D22	4D22	4D22
B5-1 300x500	1-5	2D19	2D19	2D19	2D19
B5-2 300x500	1-5	9D19	9D19	4D19	5D19
	6-22	5D19	4D19	3D19	3D19
B5-3 300x500	6-22	10D19	6D19	3D19	4D19
B6 300x650	1-5	13D19	6D19	4D19	6D19
	6-22	14D19	6D19	3D19	5D19
B7 300x700	1-5	14D19	6D19	8D19	14D19
	6-22	12D19	6D19	7D19	8D19
B8-1 500x1500	6-22	11D25	6D25	6D25	6D25
B8-2 500x1500	6-22	9D25	7D25	6D25	6D25

5.12.3. Perhitungan Tulangan Transversal Balok

Berikut ini adalah contoh perhitungan tulangan transversal balok dengan tipe balok B7 pada tingkat 6-22

Konfigurasi Material:

Lebar balok, b = 300 mm

lebar kolom kiri, $b_{k\ kiri}$ = 600 mm

lebar kolom kanan, $b_{k\ kanan}$ = 500 mm

Bentang balok, L = 1000 mm

Bentang balok bersih , $Lnet$ = L – (½.$b_{k\ kiri}$+ ½.$b_{k\ kanan}$)

= 8000 – (½.600+½.500)

= 7450 mm

Tinggi efektif balok, d = 599,6 mm

Kuat tekan beton, $f'c$ = 30 MPa

Tegangan leleh baja, fy = 400 MPa

$Øpokok$ = 19 mm

$Øsengkang$ = 10 mm

Faktor reduksi, ϕ = 0,75

Momen kapasitas $^{+}$, $Mkap^{+}$ = 485,076 kNm

Momen kapasitas $^{-}$, $Mkap^{-}$ = 1026,105 kNm

Gaya geser gravitasi, Vg = 299,959 kN (ETABS)

a. Gaya Geser Akibat Gempa

$$Ve_{gempa} = \frac{Mkap^{+} + Mkap^{-}}{Lnet}$$

$$= \frac{485{,}076 + 1026{,}105}{7{,}45}$$

= 202,843 kN

b. Gaya Geser Akibat Kombinasi Gravitasi dan Gempa

$Ve_{kombinasi}$ = max($Ve_{gravitasi} \pm Ve_{gempa}$)

$Ve_{kombinasi+}$ = 299,959 + 202,843 = 502,802 kN

$Ve_{kombinasi-}$ = 299,959 - 202,843 = 97,116 kN

$Ve_{kombinasi}$ = 502,802 kN

c. Perhitungan Tulangan Geser

Cek apakah $Vc = 0$:

$Ve_{gempa} \geq 50\%.Ve_{kombinasi}$

202,843 kN ≥ 50%. 502,802 kN

202,843 kN ≤ 251,401 kN , maka $Vc \neq 0$

λ = 1 (beton normal)

Vc = $0{,}17.\lambda.\sqrt{f'c}.b.d$

= 0,17. 1. √30. 300. 599,6

= 167,503 kN

Vn = $Vc + Vs$

$\frac{Ve}{\phi}$ = $Vc + Vs$

Vs = $\frac{Ve}{\phi} - Vc$

= $\frac{502{,}802}{0{,}75}$ – 167,503

= 502,9 kN

Vs,max = $0{,}66.\sqrt{f'c}.b.d$ = 0,66. .√30. 300. 599,6 = 650,307 kN

Daerah Sendi Plastis:

s,max1 = $\frac{d}{4} = \frac{599{,}6}{4}$ = 149,911 mm

s,max2 = 6.ϕpok = 6.19 = 114 mm

s,max3 = 150 mm

$Av = \frac{Vs.s}{fy.d}$

n kaki = 2 (*trial*)

$s = \frac{Av.fy.d}{Vs}$

$= \frac{2.¼\ \pi.10^2.400.599,6}{502,9}$

= 74,919 mm

s pakai = 70 mm

cek kapasitas geser balok:

$Vs = \frac{Av.fy.d}{s}$

$= \frac{2.¼\ \pi.10^2.400.599,6}{70}$

= 538,238 kN

$\phi Vn \geq Ve$

$\phi(Vc+Vs) \geq Ve$

0,75(167,503 + 538,238) ≥ 502,802 kN

529,3061316 kN ≥ 502,802 kN , maka kapasitas geser cukup

Daerah Luar Sendi Plastis:

s,max1 $= \frac{d}{2} = \frac{599,63}{2}$ = 299,821 mm

s,max2 = 600 mm

s pakai = 250 mm

Maka tulangan sengkang sebesar 2D10-70 pada tumpuan dan 2D10-250 pada lapangan memenuhi

Dengan perhitungan yang sama dengan perhitungan di atas untuk perhitungan balok lainnya, berikut hasil rekapitulasi penulangan tulangan transversal balok pada tabel 5.29.

Tabel 5. 29 Rekapitulasi Tulangan Transversal

Tipe Balok	Lantai	Daerah Sendi Plastis	Daerah Luar Sendi Plastis
B1 250x400	1-5	2D10-70	2D10-150
	6-22	2D10-70	2D10-150
B2-1 250x500	1-5	2D10-100	2D10-200
B2-2 250x500	1-5	2D10-100	2D10-200
	6-22	2D10-100	2D10-200
B3 250x650	1-5	2D10-100	2D10-250
	6-22	2D10-100	2D10-250
B4 300x600	1-5	3D10-50	3D10-250
	6-22	3D10-50	3D10-250
B5-1 300x500	1-5	2D10-100	2D10-200
B5-2 300x500	1-5	2D10-50	2D10-200
	6-22	2D10-100	2D10-200
B5-3 300x500	6-22	2D10-100	2D10-200
B6 300x650	1-5	2D10-80	2D10-250
	6-22	2D10-80	2D10-250
B7 300x700	1-5	2D10-70	2D10-250
	6-22	2D10-90	2D10-250
B8-1 500x1500	6-22	3D10-50	3D10-600
B8-2 500x1500	6-22	3D10-50	3D10-600

5.12.4. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Kolom

1. Perhitungan Tulangan Longitudinal Kolom

   Berikut ini adalah contoh perhitungan tulangan longitudinal kolom dengan tipe kolom K1-1 pada tingkat 1-5 arah x

   Data Material:

   Momen ultimit arah x, *Mux* = 1742,558 kNm

   Gaya aksial, *Pu* = 18066,337 kN

   Lebar penampang kolom, *B* = 700 mm

   Tinggi penampang kolom, *H* = 1500 mm

Luas penampang kolom, *Ag* = 1050000 mm^2

Kuat tekan beton, *f'c* = 40 MPa

Tegangan leleh baja, *fy* = 400 MPa

Modulus elastis baja, *Es* = 200000 MPa

Regangan beton, *εc* = 0,003

Regangan baja, *εy* = $\frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000}$ = 0,002

Øpokok = 25 mm

A_{1D} = ¼.π.25^2 = 490,874 mm^2

Øsengkang = 13 mm

Sb = 40 mm

β_1 = 0,85 - $\left(\frac{f'c-28}{7}\right)$.0,005

= 0,85 - $\left(\frac{40-28}{7}\right)$.0,005

= 0,764

Tinggi efektif kolom:

Asumsi tulangan 1 lapis

ds = Sb+ Øseng+½.Øpok

= 40+13+½.25

= 65,5 mm

ds'= Sb+ Øseng+½.Øpok

= 40+13+½.25

= 65,5 mm

d = H-ds

= 1500-65,5

= 1434,5 mm

n tulangan satu sisi = 7 buah

$As = As' = A_{1D}.7$ = 3436,117 mm^2

a. Cek Syarat Batasan Dimensi

1). Dimensi penampang terkecil > 300 mm

700 mm > 300 mm, memenuhi syarat

2). Rasio penampang > 0,4

$\frac{B}{H} = \frac{700}{1500}$ = 0,466 > 0,4, memenuhi syarat

b. Diagram Interaksi

1). Kondisi Desak Sentris

Ast = *As +As'*

= 3436,117 + 3436,117

= 6872,234 mm^2

Pn = *0,85 .f'c .(Ag – Ast) + fy .Ast*

= 0,85. 40. (1050000 -6872,234) + 400. 6872,234

= 38215,238 kN

Pn,maks = 0,8.*Pn*

= 0,8. 38215,238

= 30572,190 kN

ϕ = 0,65

$\phi.Pn$ = 0,65. 38215,238

= 24839,904 kN

$\phi.Pn$,maks = 0,8. $\phi.Pn$

= 0,8. 24839,904

= 19871,924 kN

2). Kondisi *Balance*

$c = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c+\varepsilon y}. d$

$= \frac{0,003}{0,003+0,002}$. 1434,5

= 860,7 mm

$\varepsilon s'$ = $\frac{c-ds'}{c}$. εc

= $\frac{860,7-65,5}{860,7}$. 0,003

= 0,00277 > εy

$\varepsilon s'$> εy, maka baja desak sudah leleh

a = c. β_1

= 860,7. 0,764

= 657,821 mm

Cc = 0,85. $f'c$. a. b

= 0,85. 30. 657,821. 700

= 1565613 N

Cs = As'.(fy - 0,85 .$f'c$)

= 3436,117. (400 – 0,85. 40)

= 1257618,809 N

Ts = As .fy

= 3436,117. 400

= 1374446,786 N

Pn = Cc + Cs – Ts

= 1565613 + 1257618,809 - 1374446,786

= 15539305,023 N

= 15539,305 kN

$Mn = Cc\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right)$

= $1565613\left(\frac{1434,5}{2} - \frac{657,821}{2}\right)$ + 1257618,809 $\left(\frac{1434,5}{2} - 65,5\right)$ + 1374446,786 $\left(\frac{1434,5}{2} - 65,5\right)$

= 8394284353,330 Nmm

= 8394,284 kNm

ϕ = 0,65

$\phi.Pn$ = 0,65. 15539,305

= 10100,548 kN

$\phi.Mn$ = 0,65. 8394,284

= 5456,285 kN

3). Kondisi Patah Desak

c = 1,2 c_b

= 1,2. 860,7

= 1032,84 mm

εs = $\frac{d-c}{c}$. εc

= $\frac{1434,5-1032,84}{1032,84}$. 0,003

= 0,00117 < εy

εs < εy, maka baja tarik belum leleh

fs = εs. Es

= 0,00117. 200000

= 233,333 MPa

a = c. β_1

= 1032,84. 0,764

= 789,385 mm

Cc = 0,85. $f'c$. a. b

= 0,85. 30. 789,385. 700

= 18787359,600 N

Cs = $As'.(fy$ - 0,85 $.f'c)$

= 3436,117. (400 – 0,85. 40)

= 1257618,809 N

Ts = As $.fs$

= 3436,117. 233,333

= 801760,625 N

Pn = Cc + Cs – Ts

= 18787359,600 + 1257618,809 - 801760,625

= 19243217,784 N

= 19243,218 kN

$Mn = Cc\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right)$

$= 18787359{,}600 \left(\frac{1434{,}5}{2} - \frac{789{,}385}{2}\right) + 1257618{,}809 \left(\frac{1434{,}5}{2} - 65{,}5\right) + 801760{,}625 \left(\frac{1434{,}5}{2} - 65{,}5\right)$

$= 8084936335{,}793$ Nmm

$= 8084{,}936$ kNm

$\phi = 0{,}65$

$\phi.Pn = 0{,}65.\ 19243{,}218$

$= 12508{,}092$ kN

$\phi.Mn = 0{,}65.\ 8084{,}936$

$= 5255{,}209$ kN

4). Kondisi Patah Tarik

$c = 0{,}6.\ c_b$

$= 0{,}6.\ 860{,}7$

$= 516{,}42$ mm

$\varepsilon s' = \frac{c - ds'}{c}.\ \varepsilon c$

$= \frac{516{,}42 - 65{,}5}{516{,}42}.\ 0{,}003$

$= 0{,}00262 < \varepsilon y$

$\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka baja desak sudah leleh

$\varepsilon s = \frac{d - c}{c}.\ \varepsilon c$

$= \frac{1434{,}5 - 516{,}42}{516{,}42}.\ 0{,}003$

$= 0{,}00533 < \varepsilon y$

$\varepsilon s < \varepsilon y$, maka baja tarik sudah leleh

$a = c.\ \beta_1$

$= 516{,}42.\ 0{,}764$

$= 394{,}692$ mm

$Cc = 0{,}85.\ f'c.\ a.\ b$

$= 0{,}85.\ 30.\ 394{,}692.\ 700$

$= 9393679{,}800$ N

$Cs = As'.(fy - 0{,}85\ .f'c)$

$= 3436{,}117.\ (400 - 0{,}85.\ 40)$

= 1257618,809 N

$Ts = As.fy$

= 3436,117. 400

= 1374446,786 N

$Pn = Cc + Cs - Ts$

= 10735634,057 + 1437278,639 N - 1374446,786

= 9276851,823 N

= 9276,852 kN

$Mn = Cc\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right)$

$= 9393679{,}800\left(\frac{1434{,}5}{2} - \frac{657{,}821}{2}\right) + 1257618{,}809\left(\frac{1434{,}5}{2} - 65{,}5\right) + 1374446{,}786\left(\frac{1434{,}5}{2} - 65{,}5\right)$

= 6993101603,094 Nmm

= 6993,102 kNm

$\phi = 0{,}9$

$\phi.Pn = 0{,}9.\ 9276{,}852$

= 8349,167 kN

$\phi.Mn = 0{,}9.\ 6993{,}102$

= 6293,791 kN

5). Kondisi Lentur Murni

$Pn = 0$

$Cc = 0{,}85.f'c.c.\beta_1.b$

= 0,85. 40. c. 0,764. 700 N

$Cs = As'.fs$

$= As'.\varepsilon s.Es$

$= As'.\frac{c-ds'}{c}.\varepsilon c\ .\ Es$

$= 3436{,}117.\frac{c-65{,}5}{c}.0{,}003.\ 200000$ N

$Ts = As.fy$

= 3436,117.400

= 1374446,786 N

$-18190{,}000.c^2 - (-687223{,}393).c + 135039396{,}719 = 0$

c = 69,318 mm

$a = c.\ \beta_1$

= 69,318. 0,746

= 52,979 mm

$\varepsilon s' = \frac{c - ds'}{c}.\ \varepsilon c$

$= \frac{69{,}318 - 65{,}5}{69{,}318}.\ 0{,}003$

= 0,00017 < εy

$\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka baja desak belum leleh

$fs' = \varepsilon s'.\ Es$

= 0,00017. 200000

= 33,047 MPa

$Cc = 0{,}85.\ f'c.\ a.\ b$

= 0,85. 40. 52,979. 700

= 1260893,094 N

$Cs = As'.fs'$

= 3436,117. 33,047

= 113553,691 N

$Ts = As.fy$

= 3436,117.400

= 1374446,786 N

$Mn = Cc\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right)$

$= 1260893{,}094\left(\frac{1434{,}5}{2} - \frac{52{,}979}{2}\right) + 113553{,}691\left(\frac{1434{,}5}{2} - 65{,}5\right) + 1374446{,}786\left(\frac{1434{,}5}{2} - 65{,}5\right)$

= 1930805908,242 Nmm

= 1930,806 kNm

ϕ = 0,9

$\phi.Mn = 0{,}9.\ 1930{,}806$

= 1737,725 kN

6). Kondisi Tarik Murni

$Pn = -(As + As').fy$

$= -(3436{,}117 + 3436{,}117).400$

$= -2748893{,}572$ N

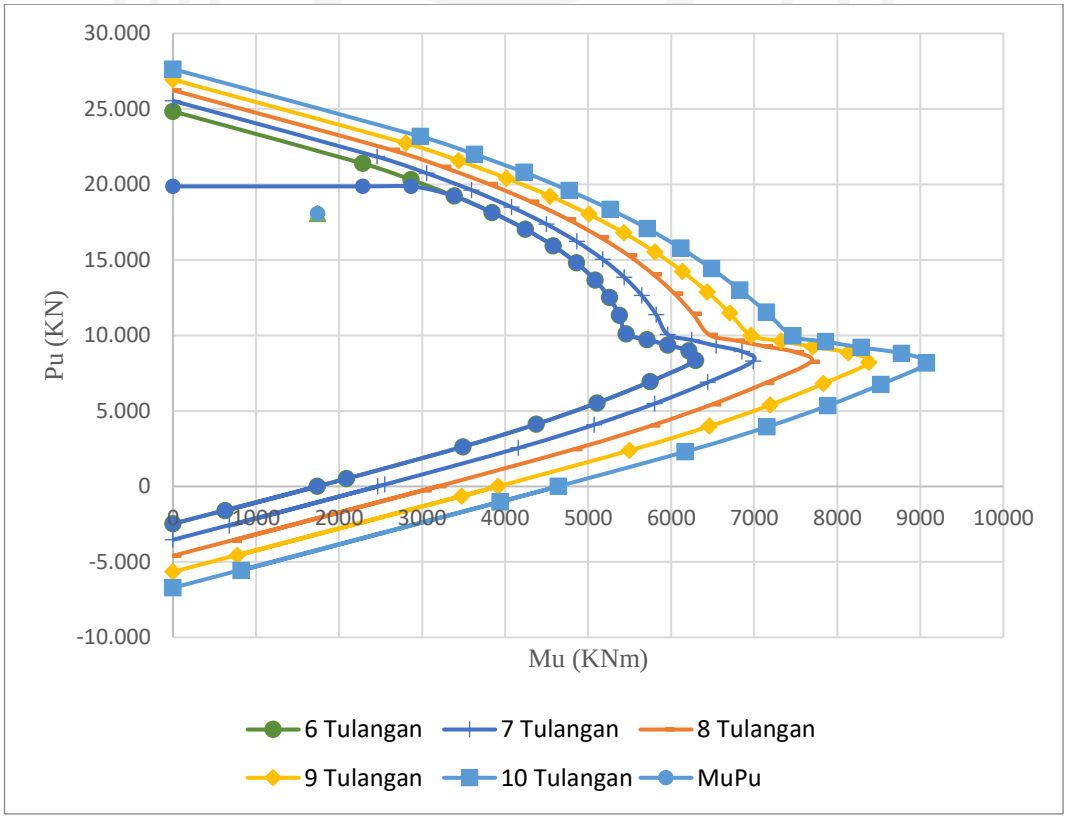
$= -2748{,}893$ kN

$\phi = 0{,}9$

$\phi.Pn = 0{,}9.(-2748{,}893)$

$= -2474{,}004$ kN

Berikut adalah diagram interaksi Mu-Pu hasil plot perhitungan momen ultimit dan gaya aksial ultimit dari contoh perhitungan diatas, dapat dilihat pada gambar 5.9



Gambar 5. 12 Diagram Mu-Pu Kolom K1-1 Arah X

Dari diagram Mu-Pu diatas, dapat dinyatakan tulangan terpasang sebesar 7 buah tulangan diameter 25 mm di satu sisi pada arah x dapat mengakomodir beban gempa ultimit yang terjadi.

Perhitungan diagram interaksi untuk kebutuhan tulangan longitudinal tipe kolom dan arah tegak lurus yang lainnya dilanjutkan menggunakan metode perhitungan yang sama dengan contoh perhitungan diatas. Berikut adalah rekapitulasi perhitungannya pada tabel 5.30.

Tabel 5. 30 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Kolom

Kode Kolom	Tingkat	Dimensi Kolom (mm)		Tulangan Longitudinal	Rasio Tulangan
		B	H		
K1-1	1-5	700	1500	40D25	1,87%
K1-2	6-7	600	1500	38D25	2,07%
K1-3	8-22	600	1200	32D25	2,18%
K2-1	1-5	600	1200	32D25	2,18%
K2-2	6-9	500	1200	30D25	2,45%
K2-3	8-22	500	1000	26D22	1,98%
K3-1	1-7	500	1000	26D25	2,55%
K3-2	8-9	400	1000	24D25	2,95%
K3-3	10-22	400	900	22D22	2,32%
K4	1-7	400	900	28D25	3,82%
K5	1-6	500	900	26D25	2,84%
K5a	1-7	500	900	26D25	2,84%
K6	1-4	400	900	32D22	3,38%
K6a	1-6	400	900	28D22	2,96%
K7	1-6	400	400	16D19	2,84%
K8	1-22	350	700	22D19	2,55%
KL	1-5	500	500	16D19	1,81%

2. Perhitungan Tulangan Transversal Kolom

   Berikut ini adalah contoh perhitungan tulangan transversal kolom dengan tipe kolom K1-1 pada tingkat 1-5 arah x

   Data Material:

Lebar penampang kolom, B = 700 mm

Tinggi penampang kolom, H = 1500 mm

Luas penampang kolom, Ag = 1050000 mm^2

Panjang kolom atas, L_{top} = 1500 mm

Panjang kolom bawah, L_{bot} = 1500 mm

Tinggi penampang balok atas, $h_{b\ top}$ = 300 mm

Tinggi penampang balok bawah, $h_{b\ bot}$ = 300 mm

Panjang kolom bersih atas, $Lnet_{top}$ = 1500 – 300 = 1200 mm

Panjang kolom bersih bawah, $Lnet_{bot}$ = 1500 – 300 = 1200 mm

Momen kapasitas balok arah x, $Mpr\text{-}x$ = 1511,181 kNm

Momen kapasitas balok arah y, $Mpr\text{-}y$ = 1511,181 kNm

Gaya geser ultimit, $Ve_{ultimit}$ = 265,702 kN

Gaya aksial, Pu = 18066,34 kN

Kuat tekan beton, $f'c$ = 40 MPa

Tegangan leleh baja sengkang, fys = 400 MPa

Modulus elastis baja, Es = 200000 MPa

Regangan beton, εc = 0,003

Regangan baja, εy = $\frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000}$ = 0,002

$Øpokok$ = 25 mm

$Øsengkang$ = 13 mm

A_{1s} = ¼.π.13^2 = 132,732 mm^2

Sb = 40 mm

bc = B-2.sb = 700-2.40 = 620 mm

hc = H-2.sb = 1500-2.40 = 1420 mm

Ach = *bc.hc* = 620.1420 = 880400 mm^2

β_1 = 0,85 - $\left(\frac{f'c-28}{7}\right)$.0,005

= 0,85 - $\left(\frac{40-28}{7}\right)$.0,005

= 0,764

Tinggi efektif kolom:

Tulangan 1 lapis

ds = Sb+ Øseng+½.Øpok

= 40+13+½.25

= 65,5 mm

ds'= Sb+ Øseng+½.Øpok

= 40+13+½.25

= 65,5 mm

d = H-ds

= 1500-65,5

= 1434,5 mm

a. Perhitungan Tulangan *Confinement*

1). Daerah Sendi Plastis

n tulangan satu sisi = 8

xi = $\frac{B-2.Sb-2.\text{Øseng}-\text{Øpok}}{n\ tulangan\ satu\ sisi-1}$

= $\frac{700-2.40-2.13-25}{7-1}$

= 94,8 mm

Smax1 = ¼.dimensi terkecil kolom = ¼.700 = 175 mm

Smax2 = 6. Øpokok = 6. 25 = 150 mm

Smax3 $= 100 \leq (100+\frac{350-hx}{3}) \leq 150$

$= 100 \leq (100+\frac{350-95,6}{3}) \leq 150$

$= 100 \leq 185,056 \leq 150$

S pakai = 100 mm

Confinement:

Ash1 $= 0,3. \frac{s.bc.fc'}{fy}.\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)$

$= 0,3. \frac{100.620.40}{400}.\left(\frac{1050000}{880400} - 1\right)$

$= 358,310 \text{ mm}^2$

Ash2 $= 0,09. \frac{s.bc.fc'}{fy}$

$= 0,009. \frac{100.620.40}{400}$

= 558 mm2

Ash pakai = Max (*Ash1;Ash2*)

= 558 mm2

n kaki $= \frac{Ash}{A_{1s}}$

$= \frac{558}{132,732}$

= 4,204 buah

n kaki pakai = 5 buah

Ash = *Av*

Av = n kaki pakai. A1s

= 5. 132,732

$= 663,661 \text{ mm}^2$

2). Daerah luar sendi plastis

$Smax_1$ = 6. Øpokok = 6. 25 = 150 mm

$Smax_2$ = 150 mm

S pakai = 150mm

b. Perhitungan Tulangan Geser

1). Daerah Sendi Plastis

$Ve = \frac{M_{pr-x} + M_{pr-y}}{Lnet}$

$= \frac{1511,181+1511,181}{1,2}$

= 1259,318 kN

$Ve_{ultimit}$ = 265,702 kN

Ve_{pakai} = 1259,318 kN

Cek syarat apakah Vc=0:

$Ve_{pakai} > ½.Vc$

$Vc = 0,17.\left(1 + \frac{Nu}{14.Ag}\right).\sqrt{fc'}.b.d$

$= 0,17.\left(1 + \frac{18066336,7}{14.1050000}\right).\sqrt{40}.700.634,5$

= 1043,564 kN

Ve_{pakai} = 1259,318 kN > > ½.1043,564 kN, memenuhi syarat

$Pu < \frac{Ag.f'c}{20}$

18066,34 kN < $\frac{1050.40}{20}$ kN

18066,34 kN > 8400 kN, tidak memenuhi syarat

Maka, Vc≠0

$Vs = \frac{Ve}{\phi} - Vc$

$= \frac{1259,318}{0,75} - 1043,564$

= 635,526 kN

s pakai = 100 mm

$Av = \frac{Vs.s}{fy.d}$

$= \frac{635,526 .100}{400.634,5}$

= 250,404 mm2

n kaki $= \frac{Av}{A_{1s}}$

$= \frac{250,404}{132,732}$

= 1,886 buah

n kaki pakai = 2 buah

2). Daerah luar sendi plastis

$Smax_1$ = 6. Øpokok = 6. 25 = 150 mm

$Smax_2$ = 150 mm

S pakai = 150mm

Dari hasil contoh perhitungan diatas, didapatkan kebutuhan tulangan transversal yang didapat adalah 5D13-100 pada daerah sendi plastis dan 5D13-150 pada daerah luar sendi plastis.

Perhitungan kebutuhan tulangan transversal tipe kolom dan arah tegak lurus lainnya dilakukan dengan metode yang sama dengan contoh perhitungan di atas. Rekapitulasi hasil perhitungan tulangan transversal dapat dilihat pada tabel 5. 31 berikut.

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Tulangan Transversal Kolom

Kode Kolom	Tingkat	Dimensi Kolom (mm)		Transversal			
				Arah X		Arah Y	
		B	H	Lo	Luar Lo	Lo	Luar Lo
K1-1	1-5	700	1500	5D13-100	5D13-150	10D13-100	10D13-150
K1-2	6-7	600	1500	4D13-100	4D13-150	10D13-100	10D13-150
K1-3	8-22	600	1200	4D13-100	4D13-150	8D13-100	8D13-150
K2-1	1-5	600	1200	4D13-100	4D13-150	8D13-100	8D13-150
K2-2	6-9	500	1200	3D13-100	3D13-150	8D13-100	8D13-150
K2-3	8-22	500	1000	3D13-100	3D13-150	7D13-100	7D13-150
K3-1	1-7	500	1000	3D13-100	3D13-150	7D13-100	7D13-150
K3-2	8-9	400	1000	3D13-100	3D13-150	8D13-100	8D13-150
K3-3	10-22	400	900	3D13-100	3D13-150	7D13-100	7D13-150
K4	1-7	400	900	8D13-100	8D13-150	7D13-100	7D13-150
K5	1-6	500	900	6D13-100	6D13-150	6D13-100	6D13-150
K5a	1-7	500	900	6D13-100	6D13-150	6D13-100	6D13-150
K6	1-4	400	900	7D13-100	7D13-150	7D13-100	7D13-150
K6a	1-6	400	900	7D13-100	7D13-150	7D13-100	7D13-150
K7	1-6	400	400	5D13-100	5D13-150	5D13-100	5D13-150
K8	1-22	350	700	4D13-100	4D13-150	7D13-100	7D13-150
KL	1-5	500	500	4D13-100	4D13-150	4D13-100	4D13-150

5.12.5. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Elemen-Elemen Diafragma.

1. Perhitungan Gaya Desain Diafragma

   Berikut adalah contoh perhitungan gaya desain diafragma tingkat 27 arah x.

   ΣFi = 741,589 kN

   Σwi = 6152,445 kN

   wpx = 4866,079 kN

   Fpx = $\frac{\Sigma Fi}{\Sigma wi}$.wpx = $\frac{741,589}{6152,445}$. 4866,079 = 586,536 kN

   Gaya desain diafragma ditingkatkan sebesar 25%

   Fpx. 1,25 = 733,170. 1,25 = 733,170 kN

   Fpx_{min} = 0,2.S_{DS}.Ie.wpx = 0,2. 0,6336. 1. 4866,079 = 616,592 kN

   Fpx_{max} = 0,4.S_{DS}.Ie.wpx = 0,2. 0,6336. 1. 4866,079 = 1233,184 kN

   Fpx pakai = 733,170 kN

Tabel 5. 32 Gaya Desain Diafragma Arah X

Tingkat	Σ Fi (kN)	Σ Wi (kN)	Wpx (kN)	Fpx (kN)	25% Fpx (kN)	Fpx min (kN)	Fpx max (kN)
22	946,63	3621,13	3621,13	946,63	1183,28	458,84	917,68
21	1264,26	8983,17	5362,04	1319,67	1649,59	679,44	1358,87
20	901,90	14150,56	5167,39	1136,70	1420,88	654,77	1309,54
19	630,16	19320,74	5170,19	1001,60	1252,01	655,13	1310,25
18	418,72	24492,72	5171,98	878,79	1098,49	655,35	1310,71
17	269,90	29667,84	5175,11	773,02	966,27	655,75	1311,50
16	173,32	34846,25	5178,42	684,32	855,40	656,17	1312,34
15	115,24	40028,82	5182,57	611,12	763,90	656,69	1313,39
14	87,62	45216,09	5187,27	551,55	689,44	657,29	1314,58
13	89,15	50408,81	5192,72	504,44	630,55	657,98	1315,96
12	118,62	55607,72	5198,91	468,91	586,14	658,77	1317,53
11	168,76	60813,58	5205,87	443,79	554,74	659,65	1319,29
10	227,76	66027,19	5213,60	427,34	534,18	660,63	1321,25

Lanjutan Tabel 5. 32 Gaya Desain Diafragma Arah X

Tingkat	Σ Fi (kN)	Σ Wi (kN)	Wpx (kN)	Fpx (kN)	25% Fpx (kN)	Fpx min (kN)	Fpx max (kN)
9	286,43	71244,44	5217,25	417,30	521,62	661,09	1322,18
8	338,86	76470,22	5225,78	412,57	515,72	662,17	1324,34
7	547,41	84021,49	7551,27	591,79	739,74	956,84	1913,68
6	925,68	97833,72	13812,23	1060,32	1325,41	1750,18	3500,36
5	533,58	105649,52	7815,79	595,08	743,85	990,36	1980,71
4	602,32	116100,31	10450,80	778,30	972,87	1324,24	2648,49
3	475,82	126795,34	10695,03	769,44	961,80	1355,19	2710,38
2	232,11	132469,52	5674,18	400,68	500,85	718,99	1437,98
1	98,57	142478,44	10008,92	664,05	830,06	1268,25	2536,51

Tabel 5. 33 Gaya Desain Diafragma Arah Y

Tingkat	Σ Fi (kN)	Σ Wi (kN)	Wpx (kN)	Fpx (kN)	25% Fpx (kN)	Fpx min (kN)	Fpx max (kN)
22	823,51	3621,13	3621,13	823,51	1029,39	458,84	917,68
21	1095,59	8983,17	5362,04	1145,51	1431,89	679,44	1358,87
20	835,26	14150,56	5167,39	1005,81	1257,27	654,77	1309,54
19	672,27	19320,74	5170,19	916,96	1146,20	655,13	1310,25
18	546,67	24492,72	5171,98	839,02	1048,77	655,35	1310,71
17	458,75	29667,84	5175,11	773,10	966,38	655,75	1311,50
16	393,17	34846,25	5178,42	717,06	896,33	656,17	1312,34
15	334,97	40028,82	5182,57	668,09	835,12	656,69	1313,39
14	289,87	45216,09	5187,27	625,24	781,55	657,29	1314,58
13	260,06	50408,81	5192,72	588,21	735,26	657,98	1315,96
12	240,34	55607,72	5198,91	556,32	695,40	658,77	1317,53
11	230,01	60813,58	5205,87	529,07	661,34	659,65	1319,29
10	226,81	66027,19	5213,60	505,93	632,41	660,63	1321,25
9	225,01	71244,44	5217,25	485,68	607,10	661,09	1322,18
8	221,93	76470,22	5225,78	468,40	585,50	662,17	1324,34
7	354,25	84021,49	7551,27	647,85	809,81	956,84	1913,68
6	628,71	97833,72	13812,23	1106,46	1383,07	1750,18	3500,36
5	379,96	105649,52	7815,79	607,89	759,86	990,36	1980,71
4	476,20	116100,31	10450,80	782,53	978,16	1324,24	2648,49
3	422,99	126795,34	10695,03	768,95	961,19	1355,19	2710,38
2	234,01	132469,52	5674,18	400,51	500,64	718,99	1437,98
1	102,47	142478,44	10008,92	664,05	830,06	1268,25	2536,51

Setelah mendapatkan gaya desain diafragma untuk tiap lantai, masing-masing gaya desain diafragma untuk tiap lantai dibagi dengan luasan lantai, untuk mendapatkan gaya per luasan yang akan diinputkan kepada pelat lantai.

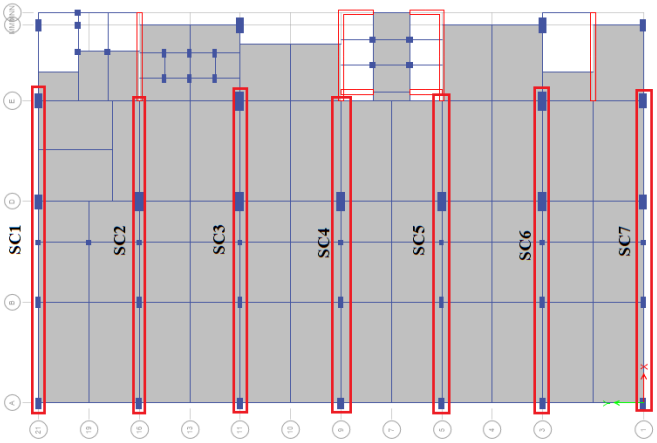
Tabel 5. 34 Gaya Desain Diafragma per Luasan Lantai

Tingkat	Fpx X (kN)	Fpx Y (kN)	Area Lantai (m^2)	Fpx X /Area (kN/m^2)	Fpx Y /Area (kN/m^2)
22	917,7	917,7	756,126	1,214	1,214
21	1358,9	1358,9	705,8595	1,925	1,925
20	1309,5	1257,3	705,8595	1,855	1,781
19	1252,0	1146,2	705,8595	1,774	1,624
18	1098,5	1048,8	705,8595	1,556	1,486
17	966,3	966,4	705,8595	1,369	1,369
16	855,4	896,3	705,8595	1,212	1,270
15	763,9	835,1	705,8595	1,082	1,183
14	689,4	781,5	705,8595	0,977	1,107
13	658,0	735,3	705,8595	0,932	1,042
12	658,8	695,4	705,8595	0,933	0,985
11	659,6	659,6	705,8595	0,935	0,935
10	660,6	660,6	705,8595	0,936	0,936
9	661,1	661,1	705,8595	0,937	0,937
8	662,2	662,2	705,8595	0,938	0,938
7	956,8	956,8	819,4595	1,168	1,168
6	1750,2	1750,2	1387,4595	1,261	1,261
5	990,4	990,4	747,4595	1,325	1,325
4	1324,2	1324,2	1379,4595	0,960	0,960
3	1355,2	1355,2	1379,4595	0,982	0,982
2	719,0	719,0	822,0995	0,875	0,875
1	1268,3	1268,3	1347,4595	0,941	0,941

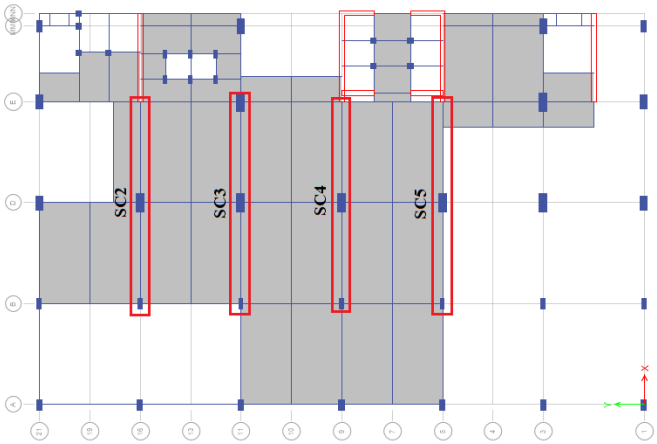
2. Desain Elemen Kord

Dalam merencanakan elemen kord, elemen kord berperilaku menyerupai cara kerja balok yang menahan gaya tarik dan desak. Elemen kord diibaratkan balok yang diputar terhadap arah tegak lurus

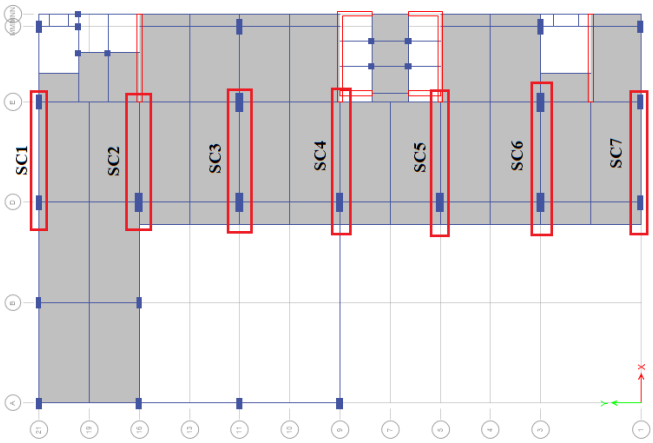
sumbu lokal dan direncanakan menahan gaya desain diafragma dan kombinasi gempa secara bersamaan. Maka perlu dilakukan analisis gaya dalam, dengan cara melakukan section *cut* disepanjang bentang diafragma. Wilayah yang diambil sebagai *section cut* dapat dilihat pada gambar 513. hingga gambar 5.16



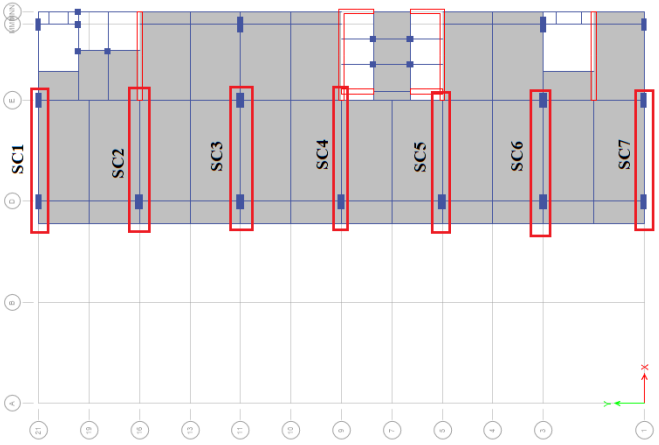
Gambar 5. 13 *Section Cut* Tingkat Tipikal 1,3,4,6 Arah X



Gambar 5. 14 *Section Cut* Tingkat 2 Arah X



Gambar 5. 15 *Section Cut* Tingkat Tipikal 5, 7 Arah X



Gambar 5. 16 *Section Cut* Tingkat Tipikal 8-22 Arah X

Setelah dilakukan *section cut*, maka diambil gaya dalam dari hasil *output* ETABS. Rekapitulasi gaya dalam untuk elemen kord dapat dilihat pada tabel 5.35 hingga tabel 5.40.

Tabel 5. 35 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 1-4

Lokasi	Lantai 1		Lantai 2		Lantai 3		Lantai 4	
	F1	M3	F1	M3	F1	M3	F1	M3
	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m
SC 1	97,38	412,64			224,07	1280,82	318,98	1617,01
SC 2	218,33	497,91	186,03	1027,97	570,78	1867,25	541,58	2254,72
SC 3	152,38	578,34	637,58	3399,95	808,57	2816,84	824,74	3726,11
SC 4	265,17	1463,77	586,17	5010,49	925,28	5349,32	976,58	6050,85
SC 5	277,58	1147,43	753,82	2719,14	933,64	5476,34	931,04	4517,65
SC 6	189,97	338,49			873,91	1987,48	703,16	1713,17
SC 7	112,93	217,55			195,16	981,45	207,51	1520,85

Tabel 5. 36 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 5-8

Lokasi	Lantai 5		Lantai 6		Lantai 7		Lantai 8	
	F1	M3	F1	M3	F1	M3	F1	M3
	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m
SC 1	89,92	485,25	300,07	2641,42	263,39	443,46	358,20	869,19
SC 2	405,86	1508,20	814,92	4349,96	550,86	3838,54	257,11	1907,58
SC 3	547,21	1191,29	1221,85	6556,73	587,83	2363,27	169,13	1430,40
SC 4	560,36	2051,18	1718,84	9242,22	502,39	2216,60	274,13	1643,06
SC 5	495,18	2146,22	1482,13	8583,43	488,72	1712,35	277,60	1217,03
SC 6	504,79	878,00	1099,27	3315,88	341,10	972,80	159,42	407,44
SC 7	175,45	582,73	440,82	2830,00	93,51	329,10	65,73	93,98

Tabel 5. 37 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 9-12

Lokasi	Lantai 9		Lantai 10		Lantai 11		Lantai 12	
	F1	M3	F1	M3	F1	M3	F1	M3
	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m
SC 1	127,48	324,91	82,41	377,16	78,85	334,74	78,35	333,34
SC 2	163,80	503,01	153,35	352,20	150,23	315,55	147,04	324,98
SC 3	144,38	668,72	137,35	434,65	134,42	435,08	127,43	431,82
SC 4	255,65	1270,56	242,44	1136,20	233,48	1084,86	227,75	1046,95
SC 5	251,09	1070,17	243,56	987,25	238,15	930,61	233,89	881,27
SC 6	148,14	324,16	139,19	312,40	133,92	300,98	130,84	292,75
SC 7	58,02	25,78	58,41	51,01	46,11	35,16	40,65	34,52

Tabel 5. 38 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 13-16

Lokasi	Lantai 13		Lantai 14		Lantai 15		Lantai 16	
	F1	M3	F1	M3	F1	M3	F1	M3
	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m
SC 1	76,58	321,08	75,79	312,25	75,00	302,52	74,37	291,90

Lanjutan Tabel 5. 38 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 13-16

Lokasi	Lantai 13		Lantai 14		Lantai 15		Lantai 16	
	F1	M3	F1	M3	F1	M3	F1	M3
	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m
SC 2	143,11	317,41	141,83	309,18	143,57	304,83	144,66	309,21
SC 3	123,67	414,52	124,83	393,60	128,73	407,32	131,34	451,37
SC 4	226,96	1003,90	231,94	972,60	238,91	977,04	240,95	989,00
SC 5	231,79	860,89	232,17	863,98	232,98	874,55	230,29	867,86
SC 6	129,99	294,53	135,47	306,79	140,32	319,45	141,02	320,66
SC 7	38,71	32,35	35,96	31,06	35,00	29,50	34,15	28,72

Tabel 5. 39 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 17-20

Lokasi	Lantai 17		Lantai 18		Lantai 19		Lantai 20	
	F1	M3	F1	M3	F1	M3	F1	M3
	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m	kN	kN-m
SC 1	75,01	284,12	74,67	272,62	74,46	269,20	72,96	247,81
SC 2	148,28	313,90	159,06	337,74	187,04	425,60	227,05	554,62
SC 3	136,12	492,59	151,89	533,22	180,46	587,18	223,10	676,56
SC 4	244,66	987,81	258,08	1015,50	288,91	1084,10	337,20	1198,61
SC 5	232,59	848,75	249,82	849,37	288,56	898,78	345,00	1019,29
SC 6	142,77	320,37	155,15	337,04	180,99	364,49	221,09	483,96
SC 7	32,91	25,84	33,55	26,68	40,39	33,16	52,61	54,94

Tabel 5. 40 Gaya dalam *Section Cut* Lantai 21-22

Lokasi	Lantai 21		Lantai 22	
	F1	M3	F1	M3
	kN	kN-m	kN	kN-m
SC 1	76,38	228,38	539,13	161,37
SC 2	232,92	404,22	185,81	1331,18
SC 3	233,85	835,73	283,04	1023,89
SC 4	390,78	1473,33	276,10	1307,33
SC 5	393,77	1335,79	267,04	1036,78
SC 6	236,92	619,45	237,66	560,36
SC 7	89,90	103,78	187,04	391,01

Berikut contoh perhitungan elemen kord lantai 3 arah X SC 2

a. Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Elemen Kord

Panjang *section cut*, d = 24 m

Mu = 1867,248 kNm

fy = 400 MPa

ϕ = 0,9

Gaya tarik kord, Tu = $\frac{Mu}{d} = \frac{1867,248}{24}$ = 77,802 kN

As perlu = $\frac{Tu}{\phi.fy} = \frac{77,802}{0,9.400}$ = 216,117 mm^2

Digunakan tulangan dengan diameter 13 mm,

A_{1D} = ¼. π. 13^2 = 132,73 mm^2

n tulangan perlu = $\frac{As}{A_{1D}} = \frac{216,117}{132,73}$ = 1,633 buah

n tulangan pakai = 2 buah

As pakai = 2. 132,73 = 265,465 mm^2

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kord

Lantai	Lokasi	d	Mu	Tu	As Tarik Kord Perlu	Tulangan Pakai
		m	kNm	kN	mm2	
Lantai 1	SC 1	24	412,6	17,2	47,8	1D13
	SC 2	24	497,9	20,7	57,6	1D13
	SC 3	24	578,3	24,1	66,9	1D13
	SC 4	24	1463,8	61,0	169,4	2D13
	SC 5	24	1147,4	47,8	132,8	2D13
	SC 6	24	338,5	14,1	39,2	1D13
	SC 7	24	217,5	9,1	25,2	1D13
Lantai 2	SC 2	16	1028,0	64,2	2190,9	2D13
	SC 3	16	3399,9	212,5	2190,9	5D13
	SC 4	16	5010,5	313,2	2190,9	7D13
	SC 5	16	2719,1	169,9	2190,9	4D13
Lantai 3	SC 1	24	1280,8	53,4	148,2	2D13
	SC 2	24	1867,2	77,8	216,1	2D13
	SC 3	24	2816,8	117,4	326,0	3D13
	SC 4	24	5349,3	222,9	619,1	5D13
	SC 5	24	5476,3	228,2	633,8	5D13
	SC 6	24	1987,5	82,8	230,0	2D13
	SC 7	24	981,4	40,9	113,6	1D13

Lanjutan Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kord

Lantai	Lokasi	d	Mu	Tu	As Tarik Kord Perlu	Tulangan Pakai
		m	kNm	kN	mm2	
Lantai 4	SC 1	24	1617,0	67,4	187,2	2D13
	SC 2	24	2254,7	93,9	261,0	2D13
	SC 3	24	3726,1	155,3	431,3	4D13
	SC 4	24	6050,9	252,1	700,3	6D13
	SC 5	24	4517,7	188,2	522,9	4D13
	SC 6	24	1713,2	71,4	198,3	2D13
	SC 7	24	1520,9	63,4	176,0	2D13
Lantai 5	SC 1	8	485,2	60,7	168,5	2D13
	SC 2	8	1508,2	188,5	523,7	4D13
	SC 3	8	1191,3	148,9	413,6	4D13
	SC 4	8	2051,2	256,4	712,2	6D13
	SC 5	8	2146,2	268,3	745,2	6D13
	SC 6	8	878,0	109,7	304,9	3D13
	SC 7	8	582,7	72,8	202,3	2D13
Lantai 6	SC 1	24	2641,4	110,1	305,7	3D13
	SC 2	24	4350,0	181,2	503,5	4D13
	SC 3	24	6556,7	273,2	758,9	6D13
	SC 4	24	9242,2	385,1	1069,7	9D13
	SC 5	24	8583,4	357,6	993,5	8D13
	SC 6	24	3315,9	138,2	383,8	3D13
	SC 7	24	2830,0	117,9	327,5	3D13
Lantai 7	SC 1	9,8	443,5	45,3	125,7	1D13
	SC 2	9,8	3838,5	391,7	1088,0	9D13
	SC 3	9,8	2363,3	241,2	669,9	6D13
	SC 4	9,8	2216,6	226,2	628,3	5D13
	SC 5	9,8	1712,3	174,7	485,4	4D13
	SC 6	9,8	972,8	99,3	275,7	3D13
	SC 7	9,8	329,1	33,6	93,3	1D13
Lantai 8	SC 1	9,8	869,2	88,7	246,4	2D13
	SC 2	9,8	1907,6	194,7	540,7	5D13
	SC 3	9,8	1430,4	146,0	405,4	4D13
	SC 4	9,8	1643,1	167,7	465,7	4D13
	SC 5	9,8	1217,0	124,2	345,0	3D13
	SC 6	9,8	407,4	41,6	115,5	1D13
	SC 7	9,8	94,0	9,6	26,6	1D13

Lanjutan Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kord

Lantai	Lokasi	d	Mu	Tu	As Tarik Kord Perlu	Tulangan Pakai
		m	kNm	kN	mm2	
Lantai 9	SC 1	9,8	324,9	33,2	92,1	1D13
	SC 2	9,8	503,0	51,3	142,6	2D13
	SC 3	9,8	668,7	68,2	189,5	2D13
	SC 4	9,8	1270,6	129,6	360,1	3D13
	SC 5	9,8	1070,2	109,2	303,3	3D13
	SC 6	9,8	324,2	33,1	91,9	1D13
	SC 7	9,8	25,8	2,6	7,3	1D13
Lantai 10	SC 1	9,8	377,2	38,5	106,9	1D13
	SC 2	9,8	352,2	35,9	99,8	1D13
	SC 3	9,8	434,7	44,4	123,2	1D13
	SC 4	9,8	1136,2	115,9	322,1	3D13
	SC 5	9,8	987,2	100,7	279,8	3D13
	SC 6	9,8	312,4	31,9	88,5	1D13
	SC 7	9,8	51,0	5,2	14,5	1D13
Lantai 11	SC 1	9,8	334,7	34,2	94,9	1D13
	SC 2	9,8	315,5	32,2	89,4	1D13
	SC 3	9,8	435,1	44,4	123,3	1D13
	SC 4	9,8	1084,9	110,7	307,5	3D13
	SC 5	9,8	930,6	95,0	263,8	2D13
	SC 6	9,8	301,0	30,7	85,3	1D13
	SC 7	9,8	35,2	3,6	10,0	1D13
Lantai 12	SC 1	9,8	333,3	34,0	94,5	1D13
	SC 2	9,8	325,0	33,2	92,1	1D13
	SC 3	9,8	431,8	44,1	122,4	1D13
	SC 4	9,8	1046,9	106,8	296,8	3D13
	SC 5	9,8	881,3	89,9	249,8	2D13
	SC 6	9,8	292,7	29,9	83,0	1D13
	SC 7	9,8	34,5	3,5	9,8	1D13
Lantai 13	SC 1	9,8	321,1	32,8	91,0	1D13
	SC 2	9,8	317,4	32,4	90,0	1D13
	SC 3	9,8	414,5	42,3	117,5	1D13
	SC 4	9,8	1003,9	102,4	284,6	3D13
	SC 5	9,8	860,9	87,8	244,0	2D13
	SC 6	9,8	294,5	30,1	83,5	1D13
	SC 7	9,8	32,3	3,3	9,2	1D13

Lanjutan Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kord

Lantai	Lokasi	d	Mu	Tu	As Tarik Kord Perlu	Tulangan Pakai
		m	kNm	kN	mm2	
Lantai 14	SC 1	9,8	312,3	31,9	88,5	1D13
	SC 2	9,8	309,2	31,5	87,6	1D13
	SC 3	9,8	393,6	40,2	111,6	1D13
	SC 4	9,8	972,6	99,2	275,7	3D13
	SC 5	9,8	864,0	88,2	244,9	2D13
	SC 6	9,8	306,8	31,3	87,0	1D13
	SC 7	9,8	31,1	3,2	8,8	1D13
Lantai 15	SC 1	9,8	302,5	30,9	85,7	1D13
	SC 2	9,8	304,8	31,1	86,4	1D13
	SC 3	9,8	407,3	41,6	115,5	1D13
	SC 4	9,8	977,0	99,7	276,9	3D13
	SC 5	9,8	874,5	89,2	247,9	2D13
	SC 6	9,8	319,4	32,6	90,5	1D13
	SC 7	9,8	29,5	3,0	8,4	1D13
Lantai 16	SC 1	9,8	291,9	29,8	82,7	1D13
	SC 2	9,8	309,2	31,6	87,6	1D13
	SC 3	9,8	451,4	46,1	127,9	1D13
	SC 4	9,8	989,0	100,9	280,3	3D13
	SC 5	9,8	867,9	88,6	246,0	2D13
	SC 6	9,8	320,7	32,7	90,9	1D13
	SC 7	9,8	28,7	2,9	8,1	1D13
Lantai 17	SC 1	9,8	284,1	29,0	80,5	1D13
	SC 2	9,8	313,9	32,0	89,0	1D13
	SC 3	9,8	492,6	50,3	139,6	2D13
	SC 4	9,8	987,8	100,8	280,0	3D13
	SC 5	9,8	848,7	86,6	240,6	2D13
	SC 6	9,8	320,4	32,7	90,8	1D13
	SC 7	9,8	25,8	2,6	7,3	1D13
Lantai 18	SC 1	9,8	272,6	27,8	77,3	1D13
	SC 2	9,8	337,7	34,5	95,7	1D13
	SC 3	9,8	533,2	54,4	151,1	2D13
	SC 4	9,8	1015,5	103,6	287,8	3D13
	SC 5	9,8	849,4	86,7	240,8	2D13
	SC 6	9,8	337,0	34,4	95,5	1D13
	SC 7	9,8	26,7	2,7	7,6	1D13

Lanjutan Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kord

Lantai	Lokasi	d	Mu	Tu	As Tarik Kord Perlu	Tulangan Pakai
		m	kNm	kN	mm2	
Lantai 19	SC 1	9,8	269,2	27,5	76,3	1D13
	SC 2	9,8	425,6	43,4	120,6	1D13
	SC 3	9,8	587,2	59,9	166,4	2D13
	SC 4	9,8	1084,1	110,6	307,3	3D13
	SC 5	9,8	898,8	91,7	254,8	2D13
	SC 6	9,8	364,5	37,2	103,3	1D13
	SC 7	9,8	33,2	3,4	9,4	1D13
Lantai 20	SC 1	9,8	247,8	25,3	70,2	1D13
	SC 2	9,8	554,6	56,6	157,2	2D13
	SC 3	9,8	676,6	69,0	191,8	2D13
	SC 4	9,8	1198,6	122,3	339,7	3D13
	SC 5	9,8	1019,3	104,0	288,9	3D13
	SC 6	9,8	484,0	49,4	137,2	2D13
	SC 7	9,8	54,9	5,6	15,6	1D13
Lantai 21	SC 1	9,8	228,4	23,3	64,7	1D13
	SC 2	9,8	404,2	41,2	114,6	1D13
	SC 3	9,8	835,7	85,3	236,9	2D13
	SC 4	9,8	1473,3	150,3	417,6	4D13
	SC 5	9,8	1335,8	136,3	378,6	3D13
	SC 6	9,8	619,4	63,2	175,6	2D13
	SC 7	9,8	103,8	10,6	29,4	1D13
Lantai 22	SC 1	9,8	161,4	16,5	45,7	1D13
	SC 2	9,8	1331,2	135,8	377,3	3D13
	SC 3	9,8	1023,9	104,5	290,2	3D13
	SC 4	9,8	1307,3	133,4	370,6	3D13
	SC 5	9,8	1036,8	105,8	293,9	3D13
	SC 6	9,8	560,4	57,2	158,8	2D13
	SC 7	9,8	391,0	39,9	110,8	1D13

b. Pengecekan Kebutuhan *Confinement*

Mu = 1867,248 kNm

Panjang *section cut*, d = 24 m

As pakai = 265,465 mm^2

Gaya tekan kord, Pu $= \frac{\frac{Mu}{d}}{As} = \frac{\frac{1867,248}{24}}{265,465} = 0,293$ MPa

Persyaratan *confinement* diperlukan jika gaya tekan kord melebihi 0,2. f'c, berikut adalah perhitungannya.

0,2.f'c = 0,2.30

= 6 MPa

Gaya tekan kord masih dibawah 0,2.f'c, maka tidak diperlukan *confinement*.

Setelah dilakukan perhitungan kebutuhan *confinement* di semua *section cut* pada semua tingkat, tidak dibutuhkan *confinement* karena gaya tekan kord di semua *section cut* pada semua tingkat tidak melebihi 0,2.f'c.

c. Perhitungan Tulangan Geser Elemen Kord

Sesuai 18.12.9.1 SNI:2847-2019

Panjang *section cut*, d = 24 m

Gaya geser ultimit, Vu = 570,8 kN

Gaya geser nominal, Vn = $\frac{Vu}{\phi} = \frac{570,8}{0,75}$ = 761 kN

Gaya geser beton, Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}\sqrt{30}.125.24000$ = 3286,3 kN

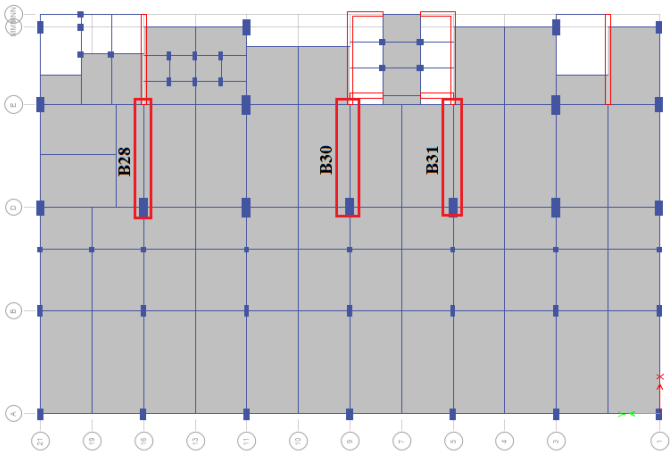
Vn < Vc, maka tidak perlu menggunakan tulangan geser

Setelah dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan geser di semua *section cut* pada semua tingkat, tidak dibutuhkan tulangan geser karena gaya geser ultimit di semua *section cut* pada semua tingkat tidak melebihi nilai gaya geser dari beton.

3. Desain Elemen Kolektor

Pada perencanaan elemen balok kolektor, elemen kolektor berperan seperti kolom menahan gaya aksial akibat gaya desain diafragma dan kombinasi gempa. Maka dilakukan pengecekan terhadap elemen balok

yang berpotensi menjadi elemen kolektor dengan P>0,1.Ag.f'c. Elemen balok kolektor berperan menyalurkan gaya desain diafragma kepada elemen vertikal penahan gaya lateral, yaitu *shearwall*. Balok yang diidentifikasi berpotensi menjadi elemen balok kolektor dapat dilihat pada gambar 5. 17.



Gambar 5. 17 Lokasi Identifikasi Balok Berpotensi Kolektor Tingkat Tipikal 1-22

Balok yang diidentifikasi berpotensi menjadi elemen balok kolektor dilakukan pengambilan gaya dalam. Rekapitulasi hasil gaya dalam balok dapat dilihat pada tabel 5. 42.

Tabel 5. 42 Identifikasi Elemen Kolektor Arah X

Lantai	Kode	Jenis	Dimensi	Pu	0,1.Ag.f'c	Keterangan
			mm	kN	kN	
1	B28	B6	300x650	352,05	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	353,17	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	363,24	585	Tidak Kolektor
2	B28	B6	300x650	506,38	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	270,21	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	486,45	585	Tidak Kolektor
3	B28	B6	300x650	543,59	585	Kolektor
	B30	B6	300x650	354,10	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	426,98	585	Tidak Kolektor
4	B28	B6	300x650	508,50	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	392,98	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	453,10	585	Tidak Kolektor

Lanjutan Tabel 5. 42 Identifikasi Elemen Kolektor Arah X

Lantai	Kode	Jenis	Dimensi	Pu	0,1.Ag.f'c	Keterangan
			mm	kN	kN	
5	B28	B6	300x650	429,27	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	497,52	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	589,45	585	Kolektor
6	B28	B6	300x650	622,03	585	Kolektor
	B30	B6	300x650	666,75	585	Kolektor
	B31	B6	300x650	806,61	585	Kolektor
7	B28	B6	300x650	587,58	585	Kolektor
	B30	B6	300x650	407,65	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	322,46	585	Tidak Kolektor
8	B28	B6	300x650	250,14	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	346,72	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	348,42	585	Tidak Kolektor
9	B28	B6	300x650	199,19	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	285,92	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	318,67	585	Tidak Kolektor
10	B28	B6	300x650	219,04	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	292,61	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	269,34	585	Tidak Kolektor
11	B28	B6	300x650	216,83	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	260,47	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	273,42	585	Tidak Kolektor
12	B28	B6	300x650	213,94	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	253,97	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	256,23	585	Tidak Kolektor
13	B28	B6	300x650	203,72	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	246,16	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	241,78	585	Tidak Kolektor
14	B28	B6	300x650	194,81	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	236,96	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	230,77	585	Tidak Kolektor
15	B28	B6	300x650	195,77	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	234,89	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	227,72	585	Tidak Kolektor
16	B28	B6	300x650	201,30	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	234,99	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	225,95	585	Tidak Kolektor

Lanjutan Tabel 5. 42 Identifikasi Elemen Kolektor Arah X

Lantai	Kode	Jenis	Dimensi	Pu	0,1.Ag.f'c	Keterangan
			mm	kN	kN	
17	B28	B6	300x650	214,11	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	238,25	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	228,41	585	Tidak Kolektor
18	B28	B6	300x650	239,51	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	246,91	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	243,70	585	Tidak Kolektor
19	B28	B6	300x650	289,28	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	268,23	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	284,51	585	Tidak Kolektor
20	B28	B6	300x650	349,67	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	304,73	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	337,76	585	Tidak Kolektor
21	B28	B6	300x650	361,03	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	351,23	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	404,56	585	Tidak Kolektor
22	B28	B6	300x650	476,59	585	Tidak Kolektor
	B30	B6	300x650	318,22	585	Tidak Kolektor
	B31	B6	300x650	326,16	585	Tidak Kolektor

Setelah dilakukan identifikasi balok yang berpotensi menjadi elemen kolektor, didapatkan 6 buah balok yang teridentifikasi sebagai balok kolektor karena memenuhi syarat nilai aksial (P) melebihi 0,1.Ag.f'c. Rekapitulasi balok kolektor dan gaya dalamnya dapat dilihat pada tabel 5. 43 berikut.

Tabel 5. 43 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Teridentifikasi Kolektor

Lantai	Kode	Jenis	Dimensi	P	M2	M3
			mm	kN	kN-m	kN-m
3	B28	B6	300x650	590,8553	4,4449	475,413
5	B28	B6	300x650	640,7095	8,5876	411,6913
6	B31	B6	300x650	876,7526	12,4266	365,857
6	B30	B6	300x650	724,7248	12,7422	376,5272
6	B28	B6	300x650	676,1201	4,4357	676,967
7	B28	B6	300x650	638,6715	4,0355	605,1182

Berikut adalah perhitungan tulangan longitudinal balok kolektor,

a. Perhitungan Tulangan Longitudinal Balok Kolektor

Contoh perhitungan pada balok kolektor Lantai 3 Kode B28

Data Material:

Lebar penampang kolom, B = 300 mm

Tinggi penampang kolom, H = 650 mm

Luas penampang kolom, Ag = 195000 mm^2

Kuat tekan beton, f'c = 30 MPa

Tegangan leleh baja, fy = 400 MPa

Modulus elastis baja, Es = 200000 MPa

Regangan beton, εc = 0,003

Regangan baja, εy = $\frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000}$ = 0,002

Øpokok = 19 mm

A_{1D} = ¼.π.19^2 = 283,529 mm^2

Øsengkang = 13 mm

Sb = 40 mm

β_1 = 0,85 - $\left(\frac{f'c-28}{7}\right)$.0,005

= 0,85 - $\left(\frac{30-28}{7}\right)$.0,005

= 0,836

Tinggi efektif kolom:

Asumsi tulangan 1 lapis

ds = Sb+Øseng+½.Øpok = 40+13+½.19 = 59,5 mm

ds' = Sb+Øseng+½.Øpok = 40+13+½.19 = 59,5 mm

d = H-ds = 650-59,5 = 590,5 mm

n tulangan sisi tarik = 8 buah

n tulangan sisi desak = 4 buah

As = A_{1D}.8 = 2268,230 mm^2

As' = A_{1D}.4 = 1134,115 mm^2

1). Diagram Interaksi

a). Kondisi Desak Sentris

Ast = As +As' = 2945,243 +1472,622 = 4417,865 mm^2

Pn = 0,85 .f'c .(Ag – Ast) + fy .Ast

= 0,85. 30. (162500 - 4417,865) + 400. 4417,865

= 5798,240 kN

b). Kondisi Balance

$c_b = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c+\varepsilon y}$. d = $\frac{0,003}{0,003+0,002}$. 584,5 = 350,7 mm

$\varepsilon s' = \frac{c_b - ds'}{c_b}$. $\varepsilon c = \frac{350,7-65,5}{350,7}$. 0,003 = 0,00244 > εy

$\varepsilon s' > \varepsilon y$, maka baja desak sudah leleh

a = c. β_1 = 350,7. 0,836 = 293,085 mm

Cc = 0,85. f'c. a. b = 0,85. 30. 293,085. 250 = 1868416,875 N

Cs = As'.(fy - 0,85 .f'c) = 1472,622. (400 – 0,85. 30) = 551496,773 N

Ts = As .fy = 2945,243. 400 = 1178097,245 N

Pn = Cc + Cs – Ts

= 1868416,875 + 551496,773 + 1178097,245

= 1241816,403 N = 1241,816 kN

$Mn = Cc \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs \left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts \left(\frac{d}{2} - ds\right)$

$= 12839492{,}250\left(\frac{584{,}5}{2} - \frac{293{,}085}{2}\right) + 551496{,}773\left(\frac{584{,}5}{2} - 65{,}5\right) + 1178097{,}245\left(\frac{584{,}5}{2} - 65{,}5\right)$

$= 782262652{,}130$ Nmm = 782,263 kNm

c). Kondisi Patah Desak

$c = 1{,}2\ c_b = 1{,}2.\ 350{,}7 = 420{,}840$ mm

$\varepsilon s = \frac{d-c}{c}.\ \varepsilon c = \frac{584{,}5-420{,}840}{420{,}840}.\ 0{,}003 = 0{,}00117 < \varepsilon y$

$\varepsilon s < \varepsilon y$, maka baja tarik belum leleh

$fs = \varepsilon s.\ Es = 0{,}00117.\ 200000 = 233{,}333$ MPa

$a = c.\ \beta_1 = 420{,}840.\ 0{,}836 = 351{,}702$ mm

$Cc = 0{,}85.\ f'c.\ a.\ b = 0{,}85.\ 30.\ 351{,}702.\ 250 = 2242100{,}250$ N

$Cs = As'.(fy - 0{,}85\ .f'c) = 1472{,}622.\ (400 - 0{,}85.\ 30) = 551496{,}773$ N

$Ts = As\ .fs = 2945{,}243.\ 233{,}333 = 687223{,}393$ N

$Pn = Cc + Cs - Ts$

$= 2242100{,}250 + 551496{,}773 + 687223{,}393$

$= 2106373{,}630$ N = 2106,374 kN

$Mn = Cc\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right) + Cs\left(\frac{d}{2} - ds'\right) + Ts\left(\frac{d}{2} - ds\right)$

$= 2242100{,}250\left(\frac{584{,}5}{2} - \frac{351{,}702}{2}\right) + 551496{,}773\left(\frac{584{,}5}{2} - 65{,}5\right) + 687223{,}393\left(\frac{584{,}5}{2} - 65{,}5\right)$

$= 655854893{,}221$ Nmm = 655,855 kNm

d). Kondisi Patah Tarik

$c = c_b = 0{,}6.\ 350{,}7 = 210{,}420$ mm

$\varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c}.\ \varepsilon c = \frac{210{,}420-65{,}5}{210{,}420}.\ 0{,}003 = 0{,}00207 > \varepsilon y$

εs'> εy, maka baja desak sudah leleh

εs $= \frac{d-c}{c}$. εc $= \frac{584,5-210,420}{210,420}$. 0,003 = 0,00533 > εy

εs < εy, maka baja tarik sudah leleh

εs < 0,005, maka baja tarik sudah terkontrol tarik

a = c. β_1 = 210,420. 0,836 = 175,851 mm

Cc = 0,85. f'c. a. b = 0,85. 30. 175,851. 250 = 1121050,125 N

Cs = As'.(fy - 0,85 .f'c) = 1472,622. (400 – 0,85. 30) = 551496,773 N

Ts = As .fy = 2945,243. 400 = 1178097,245 N

Pn = Cc + Cs – Ts

= 1121050,125+ 551496,773 + 1178097,245

= 494449,653 N = 494,450 kN

Mn = Cc $\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right)$ + Cs $\left(\frac{d}{2} - ds'\right)$ + Ts $\left(\frac{d}{2} - ds\right)$

= 1121050,125$\left(\frac{584,5}{2} - \frac{175,851}{2}\right)$ + 551496,773 $\left(\frac{584,5}{2} - 65,5\right)$ + 1178097,245 $\left(\frac{584,5}{2} - 65,5\right)$

= 714602045,519 Nmm = 714,602 kNm

e). Kondisi Lentur Murni

Pn = 0

Cc = 0,85.f'c.c.β1.b

= 0,85. 30. c. 0,836. 250 N

Cs = As'. fs

= As'. εs. Es

= As'. $\frac{c-ds'}{c}$. εc . Es

= 1472,622. $\frac{c-65,5}{c}$.0,003. 200000 N

Ts = As.fy = 2945,243.400 = 1178097,245 N

-5327,679.c2 + 294524,311.c + 57874027,165 = 0

c = 135,469 mm

a = c. β1 = 135,469. 0,836 = 113,214 mm

εs' = $\frac{c-ds'}{c}$. εc = $\frac{135,469-65,5}{135,469}$. 0,003 = 0,00155 < εy

εs'< εy, maka baja desak belum leleh

fs' = εs'. Es = 0,00155. 200000 = 309,897 MPa

Cc = 0,85. f'c. a. b = 0,85. 30. 113,214. 250 = 721736,138 N

Cs = As'.fs' = 1472,622. 309,897 = 456361,107 N

Ts = As .fy = 2945,243. 400 = 1178097,245 N

Mn = Cc $\left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2}\right)$ + Cs $\left(\frac{d}{2} - ds'\right)$ + Ts $\left(\frac{d}{2} - ds\right)$

= 721736,138 $\left(\frac{584,5}{2} - \frac{113,214}{2}\right)$ + 456361,107 $\left(\frac{584,5}{2} - 65,5\right)$ + 1178097,245 $\left(\frac{584,50}{2} - 65,5\right)$

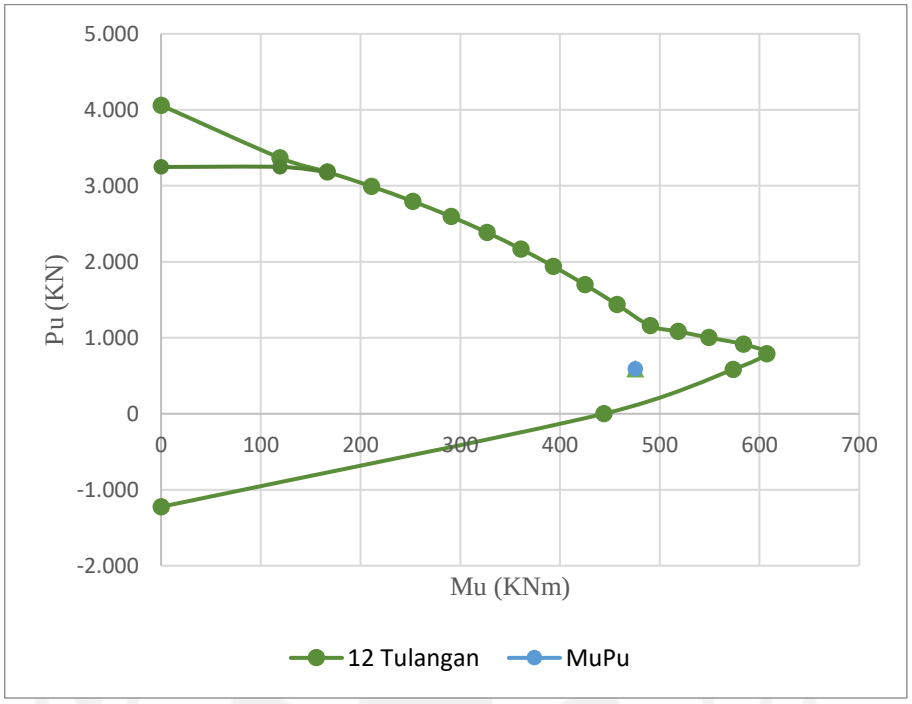
= 617851045,822 Nmm = 617,851 kNm

f). Kondisi tarik Murni

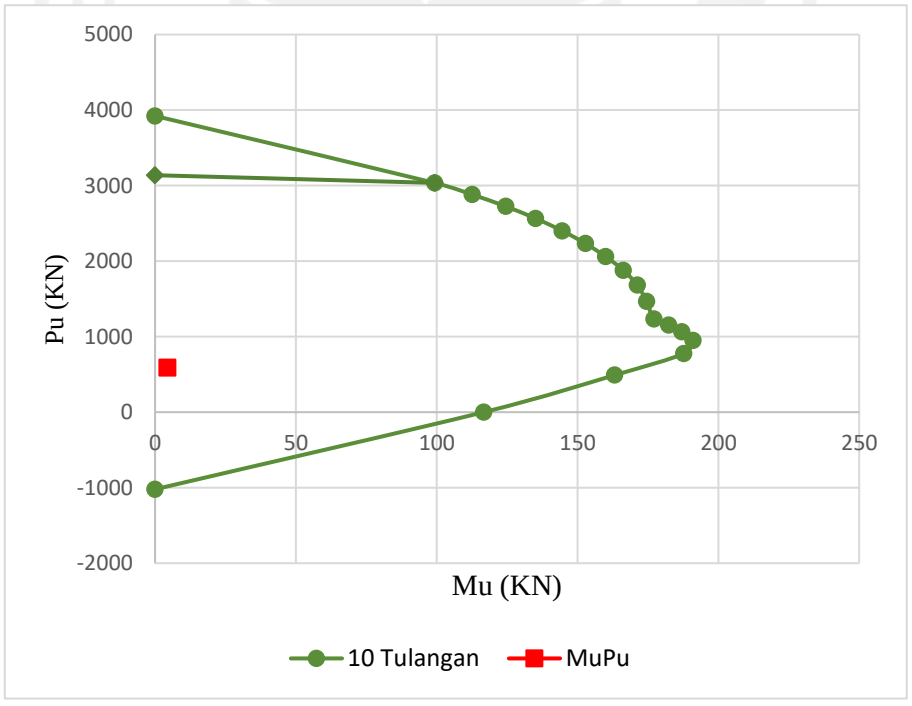
Pn = - (As + As'). fy

= - (2945,243 + 1472,622). 400

= -1767145,868 N = -1767,146 kN



Gambar 5. 18 Diagram Mu-Pu Balok Kolektor Lantai 3 Kode B28 Arah X



Gambar 5. 19 Diagram Mu-Pu Balok Kolektor Lantai 3 Kode B28 Arah Z

Tabel 5. 44 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Balok Kolektor

Lantai	Kode	Jenis	Dimensi	Tulangan Longitudinal Arah X				Tulangan Longitudinal Arah Z	
				Tumpuan		Lapangan		Kiri	Kanan
			mm	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
3	B28	B6	300x650	8D19	4D19	4D19	4D19	5D19	5D19
5	B28	B6	300x650	6D19	3D19	3D19	3D19	5D19	5D19
6	B31	B6	300x650	4D19	2D19	2D19	2D19	5D19	5D19
6	B30	B6	300x650	5D19	3D19	3D19	3D19	5D19	5D19
6	B28	B6	300x650	12D19	6D19	6D19	6D19	5D19	5D19
7	B28	B6	300x650	10D19	5D19	5D19	5D19	5D19	5D19

b. Perhitungan Tulangan Transversal Balok Kolektor

Contoh perhitungan tulangan transversal balok kolektor.

Data Material:

Lebar penampang balok, B = 300 mm

Tinggi penampang balok, H = 650 mm

Luas penampang balok, Ag = 195000 mm^2

Panjang balok, L = 8000 mm

Tinggi penampang kolom kiri, $h_{k,kiri}$ = 1500 mm

Tinggi penampang kolom, $h_{k,kanan}$ = 0 mm

Panjang bersih balok kolektor, L_{net} = 8000 – 750 = 7250 mm

Momen kapasitas balok kolektor kiri, Mpr_{kiri} = 876,226 kNm

Momen kapasitas balok kolektor kanan, Mpr_{kanan} = 876,226 kNm

Gaya geser ultimit, $Ve_{ultimit}$ = 4,122 kN

Gaya aksial, Pu = 590,86 kN

Kuat tekan beton, f'c = 30 MPa

Tegangan leleh baja sengkang, fys = 240 MPa

Modulus elastis baja, Es = 200000 MPa

Øpokok = 19 mm

Øsengkang = 10 mm

A_{1s} = ¼.π.10^2 = 78,54 mm^2

Sb = 40 mm

bc = B-2.sb = 300-2.40 = 220 mm

hc = H-2.sb = 650-2.40 = 570 mm

Ach = bc.hc = 220. 570 = 125400 mm^2

β_1 = 0,85 - $\left(\frac{f'c-28}{7}\right)$.0,005

= 0,85 - $\left(\frac{30-28}{7}\right)$.0,005

= 0,836

Tinggi efektif balok kolektor:

Asumsi Tulangan 1 lapis

ds = *Sb+Øseng+½.Øpok*

= 40+12+½.19

= 59,5 mm

ds' = *Sb+Øseng+½.Øpok*

= 40+12+½.19

= 59,5 mm

d = *H-ds*

= 650 -59,5

= 590,5 mm

1). Perhitungan Tulangan *Confinement*

a). Daerah Sendi Plastis

n tulangan satu sisi = 5

xi $= \frac{B-2.Sb-2.\emptyset seng-\emptyset pok}{n\ tulangan\ satu\ sisi-1}$

$= \frac{300-2.40-2.10-19}{5-1}$

= 45,25 mm

Smax1 = ¼.dimensi terkecil kolom = ¼.300 = 75 mm

Smax2 = 6. Øpokok = 6. 19 = 114 mm

Smax3 $= 100 \leq (100+\frac{350-hx}{3}) \leq 150$

$= 100 \leq (100+\frac{350-45,25}{3}) \leq 150$

$= 100 \leq 201,538 \leq 150$

S pakai = 70 mm

Confinement:

Ash1 $= 0,3.\ \frac{s.bc.fc'}{fys}.\left(\frac{Ag}{Ach}-1\right)$

$= 0,3.\ \frac{70.220.30}{240}.\left(\frac{195000}{125400}-1\right)$

= 320,526 mm^2

Ash2 $= 0,09.\ \frac{s.bc.fc'}{fys}$

$= 0,009.\ \frac{70.220.30}{240}$

= 173,25 mm2

Ash pakai = Max (*Ash1;Ash2*)

= 320,526 mm2

n kaki $= \frac{Ash}{A_{1s}}$

$= \frac{320,526}{78,54}$

= 4,08 buah

n kaki pakai = 5 buah

Ash = *Av*

Av = n kaki pakai. A1s

= 5. 78,54

= 392,699 mm^2

b). Daerah luar sendi plastis

$Smax_1$ = 6. Øpokok = 6. 19 = 114 mm

$Smax_2$ = 150 mm

S pakai = 100 mm

2). Perhitungan Tulangan Geser

a). Daerah Sendi Plastis

Ve $= \frac{M_{pr,kiri} + M_{pr,kanan}}{Lnet}$

$= \frac{876,226+876,226}{7,25}$

= 120,859 kN

$Ve_{ultimit}$ = 4,122 kN

Ve_{pakai} = 120,859 kN

Cek syarat apakah Vc=0:

Syarat 1 : Ve_{pakai} > ½.Vc

Vc $= 0,17.\left(1 + \frac{Nu}{14.Ag}\right).\sqrt{fc'}.b.d$

$= 0,17. \left(1 + \frac{590860}{14.195000}\right). \sqrt{30}.300.590,5$

= 80,027 kN

Ve_{pakai} = 120,85 kN > ½.80,027 kN, memenuhi syarat

Syarat 2 : Pu < $\frac{Ag.f'c}{20}$

590,86 kN < $\frac{195.30}{20}$ kN

590,86 kN < 1170 kN, memenuhi syarat

Maka, Vc=0

Vs = $\frac{Ve}{\phi}$

= $\frac{120,59}{0,75}$

= 161,145 kN

s pakai = 100 mm

Av = $\frac{Vs.s}{fys.d}$

= $\frac{161,145 \ .100}{240.590,5}$

= 279,184 mm2

n kaki = $\frac{Av}{A_{1s}}$

= $\frac{279,184}{78,54}$

= 3,555 buah

n kaki pakai = 4 buah

b). Daerah luar sendi plastis

$Smax_1$ = 6. Øpokok = 6. 19 = 114 mm

$Smax_2$ = 150 mm

S pakai = 100 mm

Dari hasil contoh perhitungan diatas, didapatkan kebutuhan tulangan transversal yang didapat adalah 5D10-70 pada daerah sendi plastis dan 5D10-100 pada daerah luar sendi plastis.

Perhitungan kebutuhan tulangan transversal tipe balok kolektor dan arah tegak lurus lainnya dilakukan dengan metode yang sama dengan contoh perhitungan di atas. Rekapitulasi hasil perhitungan tulangan transversal dapat dilihat pada tabel 5. 45 berikut.

Tabel 5. 45 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Transversal Balok Kolektor

Lantai	Kode	Jenis	Dimensi mm	Daerah Sendi Plastis	Daerah Luar Sendi Plastis
3	B28	B6	300x650	5D10-70	5D10-100
5	B28	B6	300x650	5D10-70	5D10-100
6	B31	B6	300x650	5D10-70	5D10-100
6	B30	B6	300x650	5D10-70	5D10-100
6	B28	B6	300x650	5D10-70	5D10-100
7	B28	B6	300x650	5D10-70	5D10-100

5.12.6. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Shearwall

1. Perentuan Dimensi *Shearwall*

   a. Panjang penyaluran Tulangan Balok

   Berdasarkan Pasal 25.4.3.1 SNI:2847-2019, dalam menentukan ketebalan badan *shearwall* adalah panjang penyaluran tulangan dari balok, karena *shearwall* akan menjadi tempat bertumpunya balok.

   ψc = 1

   ψe = 1

   ψr = 0,8

   db = 19 mm

   ldh = $\frac{0,24.fy.\psi c.\psi e.\psi r}{\lambda.\sqrt{f'c}}$. db = $\frac{0,24.400.1.1.0,8}{1.\sqrt{40}}$. 19 = 230,72 mm

   = 300 mm

b. Tebal Minimum *Shearwall*

Berdasarkan pasal R18.10.6.4 SNI:2847-2019 ketebalan minimum dinding 300 mm untuk mengurangi kemungkinan ketidakstabilan lateral dari zona tekan setelah pengelupasan selimut beton.

c. Ketebalan Pakai

Berdasarkan hasil pertimbangan dari perhitunga diatas tebal shearwall minimum yang dapat diambil sebesar 300 mm. Pada perancangan ini diambil ketebalan *shearwall* diambil sebesar 450 mm

2. Kebutuhan Baja Tulangan Vertikal dan Horizontal

a. Kuat Geser Material Beton

d = 0,8.lw = 0,8. 7000 = 5600 mm

Vc1 = $0{,}27.\ \lambda.\sqrt{f'c}.\ h.\ d + \frac{Pu.d}{4.lw}$

= $0{,}27.\ 1.\sqrt{40}.\ 450.\ 5600 + \frac{27672{,}735.5600}{4.7000}$

= 9837774,5 N

Vc2 = $\left[0{,}05.\ \lambda.\ \sqrt{f'c}\ +\ \frac{lw.\left(0{,}1.\lambda\sqrt{f'c}+0{,}2.\frac{Pu}{h.lw}\right)}{\frac{Mu}{Vu}-\frac{lw}{2}}\right].h.d$

= $\left[0{,}05.\ 1.\ \sqrt{40}\ +\ \frac{7000.\left(0{,}1.1.\sqrt{40}+0{,}2.\frac{27672{,}735}{450.7000}\right)}{\frac{61101{,}526}{4553{,}738}-\frac{7000}{2}}\right].450.5600$

= -11292303,33 N, karena hasil nilai minus maka dapat diabaikan

b. Periksa Apakah Dibutuhkan 2 Lapis Tulangan

Mengacu pasal 18.10.2.2 SNI:2847:2019

Vu $\geq 0{,}17.\ Acv.\ \lambda.\sqrt{f'c}$

4553,738 kN $\geq 0{,}17.\ 450.\ 7000.\ 1.\ \sqrt{40}$

4553,738 kN $\geq$ 3386,799 kN

Maka, digunakan 2 lapis tulangan

c. Periksa Kebutuhan Baja Tulagan Longitudinal dan Transversal

Mengacu pasal 18.10.2.1 rasio tulangan terpasang tidak kurang dari 0,25% dengan spasi maksimum 450 m, jika nilai Vu melebihi 0,083.Acv. λ.√f'c

Vu $\geq$ 0,083. Acv. λ.√f'c

4553,738 kN $\geq$ 0,083. 450. 7000. 1. √40

4553,738 kN $\geq$ 1653,555 kN, maka r rasio tulangan terpasang tidak boleh kurang dari 0,25%

Luas penampang longitudinal dan transversal per meter panjang

Acv per meter = 0,45 . 1 = 0,45 m^2

As per meter = 0,45. 0,0025 = 0,001125 m^2 = 1125 mm^2

Øpokok = 16 mm, dipasang 2 lapis

n tul. $= \frac{\text{As per meter}}{\text{As pasang per meter}} = \frac{1125}{2.¼.\pi.16^2} = \frac{1125}{402,124} = 2,798 \approx 3$ pasang

s $= \frac{\text{per meter}}{\text{jumlah pasang}} = \frac{1000}{3} = 333,3$ mm

digunakan spasi 200 mm, maka digunakan tulangan 2D16-200

ρt baru $= \frac{\text{As pasang per meter}}{\text{s x tw}} = \frac{402,124}{200 \text{ x } 450} = 0,0045 > 0,0025$, memenuhi syarat

d. Periksa kekuatan tulangan menahan geser

Vn = Acv. (αc. √f'c + pt.fy)

αc = 0,25 untuk hw/lw ≤ 1,5

= 0,17 untuk hw/lw ≥ 2

$\frac{\text{hw}}{\text{lw}} = \frac{91700}{7000} = 13,7$, maka digunakan 0,17

Vn = Acv. (αc. √f'c + pt.fy)

= 450. 7000. (0,17. √40 + 0,0045. 400)

= 9016,533 kN

ϕ.Vn = 0,75. 9016,533 = 6762,4 kN

3. Desain *Boundary Element*

a. Cek Kebutuhan *Boundary Element*

Berdasarkan Pasal 18.10.6.3 SNI:2847-2019, menyatakan *shearwall* harus didesain dengan *boundary element* jika tegangan pada serat ekstrim maksimum (f) melebihi 0,2. f'c.

$f = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu.y}{I}$

$f = \frac{27453,907}{450.7000} + \frac{61101,5264}{\frac{1}{12}.450.7000^3}.\frac{7000}{2}$ = 25,341 MPa > 0,2.f'c = 0,2.40 = 8 MPa

maka dibtutuhkan *boundary element*

b. Menentukan dimensi *boundary element*

1). Dimensi Panjang (l_{BE})

Berdasarkan pasal 18.10.6.4(a) SNI:2847-2019, nilai panjang *boundary element* harus diambil nilai terbesar antara c-0,1.lw atau c/2, dengan nilai c diperoleh dari perhitungan berikut.

$c \geq \frac{lw}{600.\left((1,5.\left(\frac{\delta u}{hw}\right)\right)}$, dengan $\frac{\delta u}{hw}$ = 0,005 sebagai batas bawah

$\geq \frac{7000}{600.((1,5.0,005)}$

≥ 1555,556 mm

kemudian dicari nilai panjang *boundary element* dari nilai terbesar:

l_{BE1} = c – 0,1.lw = 1555,556 – 0,1.7000 = 855,556 mm

$l_{BE2} = \frac{c}{2} = \frac{1555,556}{2}$ = 777,778 mm

l_{BEmax} = 855,556 mm

maka dipakai nilai panjang *boundary element* sebesar 1500 mm.

2). Dimensi Lebar (b_{BE})

Nilai lebar *boundary element* diambil minimal sebesar 300 mm berdasarkan pasal 18.10.6.4(c) SNI:2847-2019 jika memenuhi persyaratan berikut.

$\frac{hw}{lw} > 2$

$\frac{91700}{7000} > 2$

13 > 2 , memenuhi syarat

dan

$\frac{c}{lw} > \frac{3}{8}$

$\frac{1555,556}{7000} > \frac{3}{8}$

0,222 < 0,375, tidak memenuhi syarat

maka lebar *boundary element* tidak harus lebih besar dari 300 mm, namun harus lebih besar dari syarat minimal yaitu:

$b_{BE} = \frac{hu}{16} = \frac{7000}{16} = 437,5$ mm

maka diambil nilai lebar *boundary element* sebesar 450 mm.

c. Kebutuhan Tulangan *Boundary Element*

Persyaratan penulangan tulangan longitudinal boundary element dapat mengacu pada persyaratan penulangan kolom.

1). Tulangan Longitudinal *Boundary Element*

Berdasarkan persyaratan rasio tulangan longitudinal, rasio tulangan longitudinal harus berada antara syarat minimum yaitu sebesar 1% dan sayarat maksimum 6%. Dilakukakn *trial* menggunakan 34 tulangan dengan diameter 19 mm pada satu *boundary element.* Maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebesar berikut.

$\rho l = \frac{As}{Ag} = \frac{34.¼\pi.19^2}{450.1500} = 1,43$ %

2). Tulangan Transversal *Boundary Element*

$bc = b_{BE} - 2.sb = 450 - 2.40 = 370$ mm

hc = l_{BE} – 2.sb = 1500 – 2.40 = 1420 mm

Ach = bc. hc = 370. 1420 = 525400 m^2

n tulangan satu sisi = 4

hx = $\frac{bc}{n\ tulangan\ satu\ sisi-1}$ = $\frac{370}{4-1}$ = 123,333 mm

syarat hx ≤ 350 mm

Smax1 = ¼.dimensi terkecil kolom = ¼.450 = 112,5 mm

Smax2 = 6. Øpokok = 6. 22 = 132 mm

Smax3 = 100 ≤ $(100+\frac{350-hx}{3})$ ≤ 150

= 100 ≤ $(100+\frac{350-123,333}{3})$ ≤ 150

= 100 ≤ 175,556 ≤ 150

S pakai = 100 mm

Tulangan Transversal:

Ash1 = 0,3. $\frac{s.bc.fc\prime}{fy}.\left(\frac{Ag}{Ach}-1\right)$

= 0,3. $\frac{100.370.40}{400}.\left(\frac{675000}{525400}-1\right)$

= 316,056 mm2

Ash2 = 0,09. $\frac{s.bc.fc\prime}{fy}$

= 0,009. $\frac{100.370.40}{400}$

= 333 mm2

Ash pakai = 333 mm2

n kaki = $\frac{Ash}{A_{1s}}$ = $\frac{333}{78,539}$ = 4,24 buah

n kaki pakai = 5 buah

Ash = Av

Av = n kaki pakai. A1s = 4. 78,539 = 392,699 mm^2

4. Diagram Interaksi

a. Kondisi Desak Sentris

Ag = bw.lw = 450.7000 = 3150000 mm^2

Ast = (42.¼ π. 16^2) + (68.¼ π. 19^2) = 27724,555 mm^2

Pn = 0,85 .f'c .(Ag – Ast) + fy .Ast

= 0,85. 40. (3150000-27724,555) + 400. 27724,555

= 117247187,2 N = 117247,187 kN

ϕ.Pn = 0,65. 117247,187 = 76210,672 kN

b. Kondisi *Balance*

ds = sb +Øseng + ½ .Øpok = 40 + 10 + ½.19 = 59,5 mm

d = lw – ds = 7000 – 59,5 = 6940,5 mm

cb = $\frac{\varepsilon c}{\varepsilon c+\varepsilon y}$. d = $\frac{0,003}{0,003+0,002}$. 6940,5 = 4164,3 mm

a = cb. β_1 = 4164,3. 0,764 = 3182,715 mm

Contoh perhitungan pada baris 1:

εs'i-1 = $\frac{c_b-yi_{-1}}{c_b}$. εc = $\frac{4164,3-59,5}{4164,3}$. 0,003 = 0,00296 < εy

εs'i-1< εy, maka baja desak sudah leleh

fsi-1 = fy = 400 MPa

Asi-1= 4.¼.π.19^2 = 1134,11 mm^2

Fsi-1 = fsi-1.Asi-1 = 400. 1134,11 = 415086,07 N

(c-yi)= 4164,3 – 59,5 = 4014,8 mm

Fsi-1. (c-yi) = 415086,07 . 4014,8 = 1703845304 N

Tabel 5. 46 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi *Balance*

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi) (N)
1	59,5	0,00296	400,0	1134,1	415086,1	4104,8	1703845304,0
2	150	0,00289	400,0	567,1	207543,0	4014,3	833140007,3
3	250	0,00282	400,0	567,1	207543,0	3914,3	812385703,8
4	350	0,00275	400,0	567,1	207543,0	3814,3	791631400,2
5	450	0,00268	400,0	567,1	207543,0	3714,3	770877096,7
6	550	0,00260	400,0	567,1	207543,0	3614,3	750122793,1
7	650	0,00253	400,0	567,1	207543,0	3514,3	729368489,6
8	750	0,00246	400,0	567,1	207543,0	3414,3	708614186,0

Lanjutan Tabel 5. 46 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi *Balance*

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
9	850	0,00239	400,0	567,1	207543,0	3314,3	687859882,5
10	950	0,00232	400,0	567,1	207543,0	3214,3	667105578,9
11	1050	0,00224	400,0	567,1	207543,0	3114,3	646351275,4
12	1150	0,00217	400,0	567,1	207543,0	3014,3	625596971,8
13	1250	0,00210	400,0	567,1	207543,0	2914,3	604842668,3
14	1350	0,00203	400,0	567,1	207543,0	2814,3	584088364,7
15	1440,5	0,00196	392,5	804,2	288282,7	2723,8	785224376,8
16	1518	0,00191	381,3	402,1	139651,1	2646,3	369558678,6
17	1700	0,00178	355,1	402,1	129106,2	2464,3	318156502,5
18	1900	0,00163	326,2	402,1	117518,5	2264,3	266097114,8
19	2100	0,00149	297,4	402,1	105930,7	2064,3	218672826,7
20	2300	0,00134	268,6	402,1	94343,0	1864,3	175883638,3
21	2500	0,00120	239,8	402,1	82755,2	1664,3	137729549,4
22	2700	0,00105	211,0	402,1	71167,5	1464,3	104210560,1
23	2900	0,00091	182,2	402,1	59579,7	1264,3	75326670,4
24	3100	0,00077	153,3	402,1	47992,0	1064,3	51077880,4
25	3300	0,00062	124,5	402,1	36404,2	864,3	31464189,9
26	3500	0,00048	95,7	402,1	24816,5	664,3	16485599,0
27	3700	0,00033	66,9	402,1	13228,7	464,3	6142107,7
28	3900	0,00019	38,1	402,1	1641,0	264,3	433716,1
29	4100	0,00005	9,3	402,1	-9946,7	64,3	-639576,0
30	4300	-0,00010	-19,6	402,1	-7862,3	-135,7	1066912,4
31	4500	-0,00024	-48,4	402,1	-19450,0	-335,7	6529377,3
32	4700	-0,00039	-77,2	402,1	-31037,8	-535,7	16626941,8
33	4900	-0,00053	-106,0	402,1	-42625,5	-735,7	31359605,9
34	5100	-0,00067	-134,8	402,1	-54213,3	-935,7	50727369,6
35	5300	-0,00082	-163,6	402,1	-65801,0	-1135,7	74730232,8
36	5482	-0,00095	-189,9	567,1	-107659,6	-1317,7	141863089,0
37	5559,5	-0,00101	-201,0	1134,1	-227983,2	-1395,2	318082115,6
38	5650	-0,00107	-214,1	567,1	-121385,7	-1485,7	180342699,9
39	5750	-0,00114	-228,5	567,1	-129555,9	-1585,7	205436862,0
40	5850	-0,00121	-242,9	567,1	-137726,2	-1685,7	232165077,9
41	5950	-0,00129	-257,3	567,1	-145896,5	-1785,7	260527347,4
42	6050	-0,00136	-271,7	567,1	-154066,8	-1885,7	290523670,6
43	6150	-0,00143	-286,1	567,1	-162237,0	-1985,7	322154047,4
44	6250	-0,00150	-300,5	567,1	-170407,3	-2085,7	355418477,9
45	6350	-0,00157	-314,9	567,1	-178577,6	-2185,7	390316962,1
46	6450	-0,00165	-329,3	567,1	-186747,8	-2285,7	426849499,9
47	6550	-0,00172	-343,7	567,1	-194918,1	-2385,7	465016091,4
48	6650	-0,00179	-358,1	567,1	-203088,4	-2485,7	504816736,6

Lanjutan Tabel 5. 46 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi *Balance*

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
49	6750	-0,00186	-372,6	567,1	-211258,6	-2585,7	546251435,5
50	6850	-0,00193	-387,0	567,1	-219428,9	-2685,7	589320188,0
51	6940,5	-0,00200	-400,0	1134,1	-453646,0	-2776,2	1259411967,4
Total					1090042,52		20141190265

Cc = 0,85.f'c.a.b = 0,85.40. 3182,027.450 = 48695539,50

P_n = ΣCc + Σfs

= 48695539,50+ 1090042,52

= 49785582,02 N = 49785,58 kN

ϕ.Pn = 0,65. 49785,58

= 32360,628 kN

$Mn = Cc\left(c - \frac{a}{2}\right) + \Sigma fs\ (c - yi) + Pn\left(\frac{d}{2} - c\right)$

$= 48695539{,}50\ \left(4163{,}4 - \frac{3182{,}027}{2}\right) + 20141190265 + 49785582{,}02\left(\frac{6940{,}5}{2} - 4163{,}4\right)$

= 110878330205 Nmm = 110878,33 kNm

ϕ.Mn = 0,65. 110878,33

= 72070,91 kNm

c. Kondisi Patah Desak

c = 1,2.cb = 1,2. 4164,3 = 4997,16 mm

a = c. β_1 = 4997,16. 0,764 = 3819,258 mm

Tabel 5. 47 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Patah Desak

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
1	59,5	0,00296	400,0	1134,1	415086,1	4937,7	2049553889,1
2	150	0,00291	400,0	567,1	207543,0	4847,2	1005994299,8
3	250	0,00285	400,0	567,1	207543,0	4747,2	985239996,3
4	350	0,00279	400,0	567,1	207543,0	4647,2	964485692,7

Lanjutan Tabel 5. 47 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Patah Desak

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
5	450	0,00273	400,0	567,1	207543,0	4547,2	943731389,2
6	550	0,00267	400,0	567,1	207543,0	4447,2	922977085,6
7	650	0,00261	400,0	567,1	207543,0	4347,2	902222782,1
8	750	0,00255	400,0	567,1	207543,0	4247,2	881468478,5
9	850	0,00249	400,0	567,1	207543,0	4147,2	860714175,0
10	950	0,00243	400,0	567,1	207543,0	4047,2	839959871,4
11	1050	0,00237	400,0	567,1	207543,0	3947,2	819205567,9
12	1150	0,00231	400,0	567,1	207543,0	3847,2	798451264,4
13	1250	0,00225	400,0	567,1	207543,0	3747,2	777696960,8
14	1350	0,00219	400,0	567,1	207543,0	3647,2	756942657,3
15	1440,5	0,00214	400,0	804,2	294354,7	3556,7	1046919463,8
16	1518	0,00209	400,0	402,1	147177,3	3479,2	512053488,6
17	1700	0,00198	395,9	402,1	145522,2	3297,2	479810029,1
18	1900	0,00186	371,9	402,1	135865,8	3097,2	420797992,0
19	2100	0,00174	347,9	402,1	126209,3	2897,2	365648538,0
20	2300	0,00162	323,8	402,1	116552,8	2697,2	314361666,9
21	2500	0,00150	299,8	402,1	106896,4	2497,2	266937378,8
22	2700	0,00138	275,8	402,1	97239,9	2297,2	223375673,7
23	2900	0,00126	251,8	402,1	87583,5	2097,2	183676551,7
24	3100	0,00114	227,8	402,1	77927,0	1897,2	147840012,6
25	3300	0,00102	203,8	402,1	68270,6	1697,2	115866056,5
26	3500	0,00090	179,8	402,1	58614,1	1497,2	87754683,4
27	3700	0,00078	155,7	402,1	48957,6	1297,2	63505893,4
28	3900	0,00066	131,7	402,1	39301,2	1097,2	43119686,3
29	4100	0,00054	107,7	402,1	29644,7	897,2	26596062,2
30	4300	0,00042	83,7	402,1	19988,3	697,2	13935021,1
31	4500	0,00030	59,7	402,1	10331,8	497,2	5136563,1
32	4700	0,00018	35,7	402,1	675,4	297,2	200688,0
33	4900	0,00006	11,7	402,1	-8981,1	97,2	-872604,1
34	5100	-0,00006	-12,3	402,1	-4965,4	-102,8	510636,6
35	5300	-0,00018	-36,4	402,1	-14621,8	-302,8	4428068,3
36	5482	-0,00029	-58,2	567,1	-33010,6	-484,8	16004862,9
37	5559,5	-0,00034	-67,5	1134,1	-76574,5	-562,3	43060892,1
38	5650	-0,00039	-78,4	567,1	-44449,0	-652,8	29018074,2
39	5750	-0,00045	-90,4	567,1	-51257,5	-752,8	38588726,5
40	5850	-0,00051	-102,4	567,1	-58066,1	-852,8	49521090,2
41	5950	-0,00057	-114,4	567,1	-64874,7	-952,8	61815165,3
42	6050	-0,00063	-126,4	567,1	-71683,2	-1052,8	75470951,8
43	6150	-0,00069	-138,4	567,1	-78491,8	-1152,8	90488449,7
44	6250	-0,00075	-150,4	567,1	-85300,3	-1252,8	106867659,0

Lanjutan Tabel 5. 47 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Patah Desak

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
45	6350	-0,00081	-162,4	567,1	-92108,9	-1352,8	124608579,7
46	6450	-0,00087	-174,4	567,1	-98917,4	-1452,8	143711211,7
47	6550	-0,00093	-186,4	567,1	-105726,0	-1552,8	164175555,2
48	6650	-0,00099	-198,5	567,1	-112534,6	-1652,8	186001610,0
49	6750	-0,00105	-210,5	567,1	-119343,1	-1752,8	209189376,2
50	6850	-0,00111	-222,5	567,1	-126151,7	-1852,8	233738853,9
51	6940,5	-0,00117	-233,3	1134,1	-264626,8	-1943,3	514259886,7
Total					3212573,69		19916766606

Cc = 0,85.f'c.a.b = 0,85.40. 3819,258.450 = 58434647,40 N

Pn = ΣCc + Σfs

= 58434647,40 + 3212573,69

= 61647221,09 N = 61647,22 kN

ϕ.Pn = 0,65. 61647,22

= 40070,69 kN

$Mn = Cc\left(c - \frac{a}{2}\right) + \Sigma fs\ (c - yi) + Pn\left(\frac{d}{2} - c\right)$

$= 58434647{,}40\ \left(4997{,}16 - \frac{3819{,}258}{2}\right) + 19916766606 + 61647221{,}09\left(\frac{6940{,}5}{2} - 4997{,}16\right)$

= 106205793572 Nmm = 106205,794 kNm

ϕ.Mn = 0,65. 106205,794

= 69033,766 kNm

d. Kondisi Patah Tarik

c = 0,6.cb = 0,6. 4164,3 = 3331,44 mm

a = c. β_1 = 3331,44. 0,764 = 2546,172 mm

Tabel 5. 48 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Patah Tarik

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
1	59,5	0,00295	400,0	1134,1	415086,1	3271,9	1358136719,0
2	150	0,00286	400,0	567,1	207543,0	3181,4	660285714,8
3	250	0,00277	400,0	567,1	207543,0	3081,4	639531411,2
4	350	0,00268	400,0	567,1	207543,0	2981,4	618777107,7
5	450	0,00259	400,0	567,1	207543,0	2881,4	598022804,1
6	550	0,00250	400,0	567,1	207543,0	2781,4	577268500,6
7	650	0,00241	400,0	567,1	207543,0	2681,4	556514197,0
8	750	0,00232	400,0	567,1	207543,0	2581,4	535759893,5
9	850	0,00223	400,0	567,1	207543,0	2481,4	515005589,9
10	950	0,00214	400,0	567,1	207543,0	2381,4	494251286,4
11	1050	0,00205	400,0	567,1	207543,0	2281,4	473496982,9
12	1150	0,00196	392,9	567,1	203506,9	2181,4	443938141,9
13	1250	0,00187	374,9	567,1	193294,1	2081,4	402330045,5
14	1350	0,00178	356,9	567,1	183081,3	1981,4	362764516,1
15	1440,5	0,00170	340,6	804,2	246552,3	1890,9	466215613,2
16	1518	0,00163	326,6	402,1	117663,3	1813,4	213375399,9
17	1700	0,00147	293,8	402,1	104482,3	1631,4	170456556,9
18	1900	0,00129	257,8	402,1	89997,6	1431,4	128826143,4
19	2100	0,00111	221,8	402,1	75512,9	1231,4	92989604,3
20	2300	0,00093	185,8	402,1	61028,2	1031,4	62946939,7
21	2500	0,00075	149,7	402,1	46543,5	831,4	38698149,6
22	2700	0,00057	113,7	402,1	32058,8	631,4	20243234,1
23	2900	0,00039	77,7	402,1	17574,2	431,4	7582193,0
24	3100	0,00021	41,7	402,1	3089,5	231,4	715026,4
25	3300	0,00003	5,7	402,1	-11395,2	31,4	-358265,7
26	3500	-0,00015	-30,4	402,1	-12207,7	-168,6	2057728,8
27	3700	-0,00033	-66,4	402,1	-26692,4	-368,6	9837743,5
28	3900	-0,00051	-102,4	402,1	-41177,1	-568,6	23411632,7
29	4100	-0,00069	-138,4	402,1	-55661,8	-768,6	42779396,4
30	4300	-0,00087	-174,4	402,1	-70146,4	-968,6	67941034,5
31	4500	-0,00105	-210,5	402,1	-84631,1	-1168,6	98896547,2
32	4700	-0,00123	-246,5	402,1	-99115,8	-1368,6	135645934,4
33	4900	-0,00141	-282,5	402,1	-113600,5	-1568,6	178189196,1
34	5100	-0,00159	-318,5	402,1	-128085,2	-1768,6	226526332,2
35	5300	-0,00177	-354,5	402,1	-142569,9	-1968,6	280657342,9
36	5482	-0,00194	-387,3	567,1	-219633,2	-2150,6	472334274,5
37	5559,5	-0,00201	-400,0	1134,1	-453646,0	-2228,1	1010750460,4
38	5650	-0,00209	-400,0	567,1	-226823,0	-2318,6	525902710,7
39	5750	-0,00218	-400,0	567,1	-226823,0	-2418,6	548585009,7
40	5850	-0,00227	-400,0	567,1	-226823,0	-2518,6	571267308,7

Lanjutan Tabel 5. 48 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Patah Tarik

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
41	5950	-0,00236	-400,0	567,1	-226823,0	-2618,6	593949607,6
42	6050	-0,00245	-400,0	567,1	-226823,0	-2718,6	616631906,6
43	6150	-0,00254	-400,0	567,1	-226823,0	-2818,6	639314205,5
44	6250	-0,00263	-400,0	567,1	-226823,0	-2918,6	661996504,5
45	6350	-0,00272	-400,0	567,1	-226823,0	-3018,6	684678803,5
46	6450	-0,00281	-400,0	567,1	-226823,0	-3118,6	707361102,4
47	6550	-0,00290	-400,0	567,1	-226823,0	-3218,6	730043401,4
48	6650	-0,00299	-400,0	567,1	-226823,0	-3318,6	752725700,3
49	6750	-0,00308	-400,0	567,1	-226823,0	-3418,6	775407999,3
50	6850	-0,00317	-400,0	567,1	-226823,0	-3518,6	798090298,2
51	6940,5	-0,00325	-400,0	1134,1	-453646,0	-3609,1	1637235557,6
Total					-996005,73		22229991245

Cc = 0,85.f'c.a.b = 0,85.40. 2546,172.450 = 38956431,60 N

P_n = ΣCc + Σfs

= 38956431,60-996005,73

= 37960425,87 N = 37960,43 kN

ϕ.Pn = 0,65. 37960,43

= 28628,49 kN

$Mn = Cc\left(c - \frac{a}{2}\right) + \Sigma fs\ (c - yi) + Pn\left(\frac{d}{2} - c\right)$

$= 38956431{,}60\ \left(3331{,}44 - \frac{2546{,}172}{2}\right) + 22229991245 + 37960425{,}87\ \left(\frac{6940{,}5}{2} - 3331{,}44\right)$

= 107685404770 Nmm = 107685,405 kNm

ϕ.Mn = 0,9. 107685,405

= 81212,743 kNm

e. Kondisi Lentur Murni

c = 660,7129243 mm (*trial*)

a = c. β_1 = 660,7129243. 0,764 = 504,973 mm

Tabel 5. 49 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Lentur Murni

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
1	59,5	0,00273	400,0	1134,1	415086,1	601,2	249555110,6
2	150	0,00232	400,0	567,1	207543,0	510,7	105994910,6
3	250	0,00186	373,0	567,1	192216,9	410,7	78945962,0
4	350	0,00141	282,2	567,1	140721,8	310,7	43724093,6
5	450	0,00096	191,4	567,1	89226,8	210,7	18801236,2
6	550	0,00050	100,5	567,1	37731,7	110,7	4177389,9
7	650	0,00005	9,7	567,1	-13763,3	10,7	-147445,5
8	750	-0,00041	-81,1	567,1	-45978,4	-89,3	4105279,5
9	850	-0,00086	-171,9	567,1	-97473,5	-189,3	18450470,7
10	950	-0,00131	-262,7	567,1	-148968,5	-289,3	43094673,0
11	1050	-0,00177	-353,5	567,1	-200463,6	-389,3	78037886,3
12	1150	-0,00222	-400,0	567,1	-226823,0	-489,3	110981557,3
13	1250	-0,00268	-400,0	567,1	-226823,0	-589,3	133663856,2
14	1350	-0,00313	-400,0	567,1	-226823,0	-689,3	156346155,2
15	1440,5	-0,00354	-400,0	804,2	-321699,1	-779,8	250856790,9
16	1518	-0,00389	-400,0	402,1	-160849,5	-857,3	137894235,1
17	1700	-0,00472	-400,0	402,1	-160849,5	-1039,3	167168852,1
18	1900	-0,00563	-400,0	402,1	-160849,5	-1239,3	199338760,8
19	2100	-0,00654	-400,0	402,1	-160849,5	-1439,3	231508669,6
20	2300	-0,00744	-400,0	402,1	-160849,5	-1639,3	263678578,4
21	2500	-0,00835	-400,0	402,1	-160849,5	-1839,3	295848487,2
22	2700	-0,00926	-400,0	402,1	-160849,5	-2039,3	328018395,9
23	2900	-0,01017	-400,0	402,1	-160849,5	-2239,3	360188304,7
24	3100	-0,01108	-400,0	402,1	-160849,5	-2439,3	392358213,5
25	3300	-0,01198	-400,0	402,1	-160849,5	-2639,3	424528122,3
26	3500	-0,01289	-400,0	402,1	-160849,5	-2839,3	456698031,0
27	3700	-0,01380	-400,0	402,1	-160849,5	-3039,3	488867939,8
28	3900	-0,01471	-400,0	402,1	-160849,5	-3239,3	521037848,6
29	4100	-0,01562	-400,0	402,1	-160849,5	-3439,3	553207757,3
30	4300	-0,01652	-400,0	402,1	-160849,5	-3639,3	585377666,1
31	4500	-0,01743	-400,0	402,1	-160849,5	-3839,3	617547574,9
32	4700	-0,01834	-400,0	402,1	-160849,5	-4039,3	649717483,7
33	4900	-0,01925	-400,0	402,1	-160849,5	-4239,3	681887392,4
34	5100	-0,02016	-400,0	402,1	-160849,5	-4439,3	714057301,2
35	5300	-0,02106	-400,0	402,1	-160849,5	-4639,3	746227210,0
36	5482	-0,02189	-400,0	567,1	-226823,0	-4821,3	1093578748,2
37	5559,5	-0,02224	-400,0	1134,1	-453646,0	-4898,8	2222315059,7
38	5650	-0,02265	-400,0	567,1	-226823,0	-4989,3	1131685010,4

Lajutan Tabel 5. 49 Rangkuman Hasil Perhitungan Regangan, Tegangan, Gaya Dalam, Kuat Tekan, dan Kuat Momen, Kondisi Lentur Murni

Baris	yi (mm)	εsi	fsi (Mpa)	Asi (mm2)	Fsi=fsi.Asi	c-yi (mm)	Fsi.(c-yi)
39	5750	-0,02311	-400,0	567,1	-226823,0	-5089,3	1154367309,4
40	5850	-0,02356	-400,0	567,1	-226823,0	-5189,3	1177049608,3
41	5950	-0,02402	-400,0	567,1	-226823,0	-5289,3	1199731907,3
42	6050	-0,02447	-400,0	567,1	-226823,0	-5389,3	1222414206,3
43	6150	-0,02492	-400,0	567,1	-226823,0	-5489,3	1245096505,2
44	6250	-0,02538	-400,0	567,1	-226823,0	-5589,3	1267778804,2
45	6350	-0,02583	-400,0	567,1	-226823,0	-5689,3	1290461103,1
46	6450	-0,02629	-400,0	567,1	-226823,0	-5789,3	1313143402,1
47	6550	-0,02674	-400,0	567,1	-226823,0	-5889,3	1335825701,1
48	6650	-0,02719	-400,0	567,1	-226823,0	-5989,3	1358508000,0
49	6750	-0,02765	-400,0	567,1	-226823,0	-6089,3	1381190299,0
50	6850	-0,02810	-400,0	567,1	-226823,0	-6189,3	1403872597,9
51	6940,5	-0,02851	-400,0	1134,1	-453646,0	-6279,8	2848800157,0
Total					-7726093,77		32757563170

Cc = 0,85.f'c.a.b = 0,85.40. 504,973.450 = 7726093,77 N

Pn = ΣCc + Σfs

= 7726093,77 - 7726093,77

= 0 N

Mn = Cc $\left(c - \frac{a}{2}\right)$ + Σfs $(c - yi)$ + Pn $\left(\frac{d}{2} - c\right)$

= 7726093,77 $\left(660,713 - \frac{504,973}{2}\right)$ + 32757563170

= 35911557070 Nmm = 35911,56 kNm

ϕ.Mn = 0,9. 35911,56

= 32320,4 kNm

f. Kondisi Tarik Murni

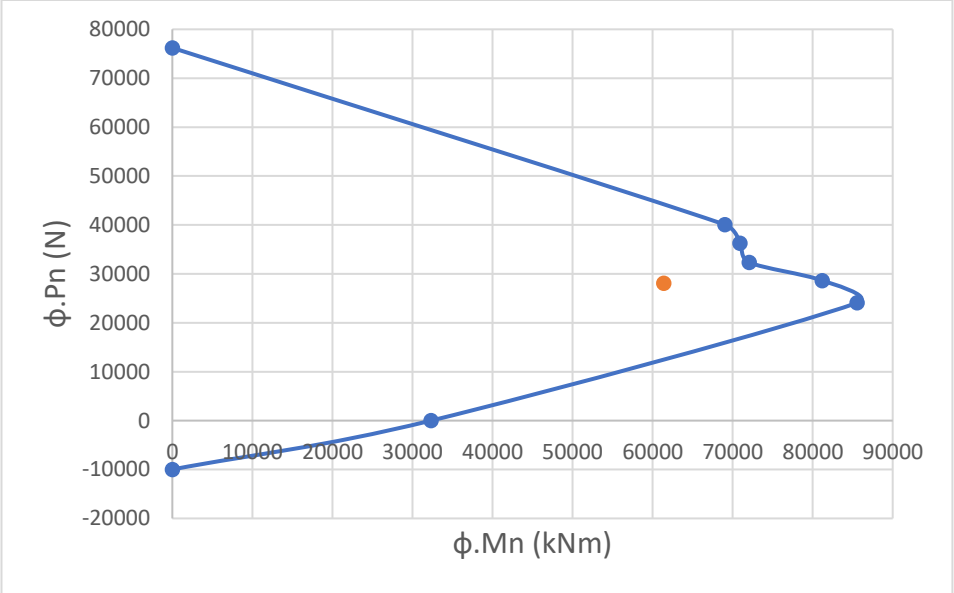
Pn = -ΣAst. fy

= -27724,55517. 400 = -11089822,07 N = -11089,82 kN

ϕ.Pn = 0,9. -11089,82

= -9980,84 kN

Berikut adalah diagram interaksi Mu-Pu hasil plot perhitungan momen ultimit dan gaya aksial ultimit dari contoh perhitungan diatas, dapat dilihat pada gambar 5. 20



Gambar 5. 20 Diagram Interaksi *Shearwall*

Maka, berdasarkan hasil perhitungan di atas, badan dinding geser dengan tebal 450 mm, panjang 7000 mm, tulangan pokok sebanyak 42D16 dan tulangan sengkang 2D16-200, serta *boundary element* dengan lebar 450 mm, panjang 1500 mm, tulangan pokok sebanyak 68D19 dan tulangan sengkang 5D10-100.

5.13. Pembahasan

Berdasarkan hasil perencanaan dan analisis berdasarkan SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019, maka dapat dilakukan pembahasan sebagai berikut ini.

1. Hasil dari perancangan struktur atas gedung hotel dengan *setback* mengalami ketidakberaturan horizontal dan vertikal pada struktur. Ketidakberaturan horziontal yang terjadi adalah ketidakberaturan torsi arah x tipe 1a di tingkat 1-19, dan ketidakberaturan sudut dalam pada tingkat 2, 5 dan 7. Ketidakberaturan vertikal yang terjadi adalah ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak arah y tipe 1a dan 1b pada tingkat 7, ketidakberaturan berat, dan ketidakberaturan geometri.

Ketidakberturan kekakuan tingkat lunak pada tingkat 7 terjadi akibat tingkat 7 merupakan tingkat transisi perubahan panjang denah lantai arah x, dari panjang denah lantai pada tingkat 6 sebesar 32 m menjadi 16 m pada tingkat 7 hingga tingkat teratas yaitu atap pada tingkat 22. Sehingga terjadi perbedaan massa dan berakibat pada penurunan kekakuan dari tingkat 6 ke tingkat 7.

2. Akibat mengalami ketidakberaturan horizontal, maka strutur perlu memenuhi persyaratan peningkatan gaya diafragma dan perlu dilakukan pengecekan kebutuhan elemen balok kolektor dan elemen kord. Perhitungan desain elemen balok kolektor dan elemen kord dapat dilihat pada sub bab 5.12.5
3. Hasil nilai simpangan antar tingkat di semua tingkat dan arah tidak melebihi nilai batas simpangan antar tingkat ijin, sehingga dinyatakan aman.
4. Hasil pengecekan pengaruh P-Delta dimana nilai koefisien stabilitas di semua tingkat dan arah berada dibawah nilai koefisien stabilitas maksimum, sehingga struktur dinyatakan aman dari pengaruh P-Delta.
5. Hasil dari pengecekan kebutuhan elemen kord dan kolektor, elemen kolektor teridentifikasi pada tingkat 3,5,6, dan 7. Sedangkan untuk elemen kord direncanakan di semua tingkat namun tidak ada yang memerlukan tulangan geser dan *confinement*.

BAB VI
KESIMPULAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perancangan terhadap elemen-elemen struktur dan hasil pengecekan persyaratan analisis, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut ini.

1. Berikut adalah kesimpulan hasil analisis respons struktur atas gedung hotel 22 tingkat dengan *setback* menggunakan beton bertulang dengan sistem ganda.
   a. Simpangan antar tingkat di semua tingkat tidak melebihi nilai simpangan antar tingkat izin.
   b. Koefisien stabilitas P-Delta di semua tingkat tidak melebihi nilai koefisien stabilitas P-Delta maksimum.
   c. Terdapat ketidakberaturan horizontal torsi dan ketidakberaturan horizontal sudut dalam.
   d. Terdapat ketidakberaturan vertikal tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan, ketidakberaturan vertikal berat dan ketidakberaturan vertikal geometri.
   e. Akibat dari ketidakberaturan horizontal torsi, maka elemen kolektor dan kord direncanakan.
2. Berikut adalah hasil dari *detailing* yang telah dihitung pada elemen-elemen struktur.
   a. Pelat

      Pelat didapatkan atas 6 tipe dengan tebal semua pelat yang digunakan sebesar 150 mm dengan tulangan P10 dengan rentang spasi mulai dari 450 mm hingaa yang paling rapat sebesar 50 mm. Sedankan untuk tulangan susut digunakan P8 dengan spasi semuanya adalah 150 mm.

b. Balok

Terdapat 8 jenis dimensi balok mulai dari dimensi 250 x 400 mm hingga 500 x 1500 mm. Diameter tulangan longitudinal yang digunakan adalah D19, D22 dan D25, dengan tulangan terpasang terbanyak hingga 14D19 pada tumpuan negatif. Diameter tulangan transversal yang digunakan adalah D10 dengan jarak spasi dengan rentang mulai 600 mm hingga yang paling rapat adalah 50 mm.

c. Kolom

Terdapat 9 tipe kolom dengan dimensi dengan rentang mulai dari 350 x 700 mm hingga 700 x 1500 mm. Diameter tulangan longitudinal yang digunakan adalah D19, D22 dan D25. Tulangan terpasang terbanyak hingga 40D25, dengan rentang rasio tulangan mulai dari 1,81% hingga terbesar adalah 3,82%. Diameter tulangan transversal yang digunakan adalah D13 dengan jarak spasi dengan rentang mulai 150 mm hingga yang paling rapat adalah 100 mm.

d. Dinding Geser

Pada dinding geser terdapat 2 bagian yaitu badan dan *boundary element*. Dimensi dinding geser adalah 450 x 7000 mm dengan *boundary element* sebesar 450 x 1500 mm. Tulangan longitudinal terpasang pada badan yaitu sebanyak 42D16 dan pada *boundary element* sebanyak 34D19 pada masing-masing *boundary element*. Sedangkan untuk tulangan transversal pada badan dipasang sebanyak 2D16 dengan spasi 200 mm dan pada *boundary element* sebanyak 5D10 dengan spasi 100 mm.

e. Balok Kolektor

Terdapat 6 balok yang teridentifikasi sebagai balok kolektor pada lantai 3,5,6 dan 7. Dimensi balok kolektor yang teridentifikasi semua adalah 350 x 650 mm. Tulangan longitudinal terpasang adalah sebanyak 12D19 dan tulangan transversal terpasang adalah sebanyak 5D10 dengan spasi 70 mm pada daerah sendi plastis dan spasi 100 mm pada daerah luar sendi plastis.

f. Kord

Tulangan kord yang dipasang pada pelat menggunakan tulangan D13 di semua lantai. Jumlah tulangan kord terpasang adalah sebanyak rentang dari 1D13 hingga 9D13.

6.2. Saran

Berdasarkan hasil perancangan ini, maka terdapat beberapa saran untuk penelitian selanjutnya, diantaranya berikut ini.

1. Jumlah tipikal elemen balok, kolom dan pelat dapat diperbanyak agar hasil perancangan lebih efisien secara mutu, biaya dan waktu.
2. Melakukan perancangan struktur bawah gedung.

DAFTAR PUSTAKA

Adam, B. 2017. Analisis Simpangan dan Kebutuhan Tulangan Berdasarkan PPIUH 1983 dibandingkan dengan SNI 1727:2013. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Lesmana, Y. 2020. *Handbook Analisa dan Desain Struktur Tahan Gempa Beton Bertulang (SRPMB, SRPMM, & SRPMK) Berdasarkan SNI 2847-2019 Edisi Pertama*. Nas Media Pustaka. Makassar.

Lesmana, Y. 2020. *Handbook Desain Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847-2019 Edisi Pertama*. Nas Media Pustaka. Makassar.

Pawirodikromo, W. 2012. *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Pustaka Pelajar. Yogyakarta.

Pawirodikromo, W. 2016. *Analisis Dinamika Struktur*. Pustaka Pelajar. Yogyakarta.

Putra, A. 2018. Analisis Dan Desain Struktur Beton Bertingkat Banyak Berdasarkan Hasil Perbandingan Analisis Respon Spektrum Dan Dinamik Riwayat Waktu. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Prakoswa, C. B. 2021. Studi Komparasi Desain Beton Pratekan Berdasarkan SNI:2847:2013 dan Eurocode 1992-1-1:2004 dengan Tinjauan Gempa. Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya.

Pramudya, A.C. 2018. Analisis Respons Struktur Bangunan *Setback* dengan Dua Penempatan Bresing Konsentrik Tipe V dan Inverted V (X-2 Lantai). *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Rumimper, B.A.E et.all. 2013. Perhitungan Inter Story Drift pada Bangunan Tanpa Set-Back dan dengan Set-Back Akibat Gempa. *Jurnal Sipil Statik Vol.1 No.6*. Universitas Sam Ratulangi. Manado.

Standar Nasional Indonesia. 2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. SNI 1726. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. SNI 2847. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2020. *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur lain*. SNI 1727. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Supriyatna, D. 2020. Studi Analisis Bangunan Gedung Bertingkat dengan Perbandingan SNI-1726-2012 dan SNI-1726-2019 berpengaruh Terhadap Rasio Tulangan (Studi kasus : Bangunan Gedung RNI 15 Lantai di MT.Haryono Jakarta). Universitas Persada Indonesia YAI. Jakarta.

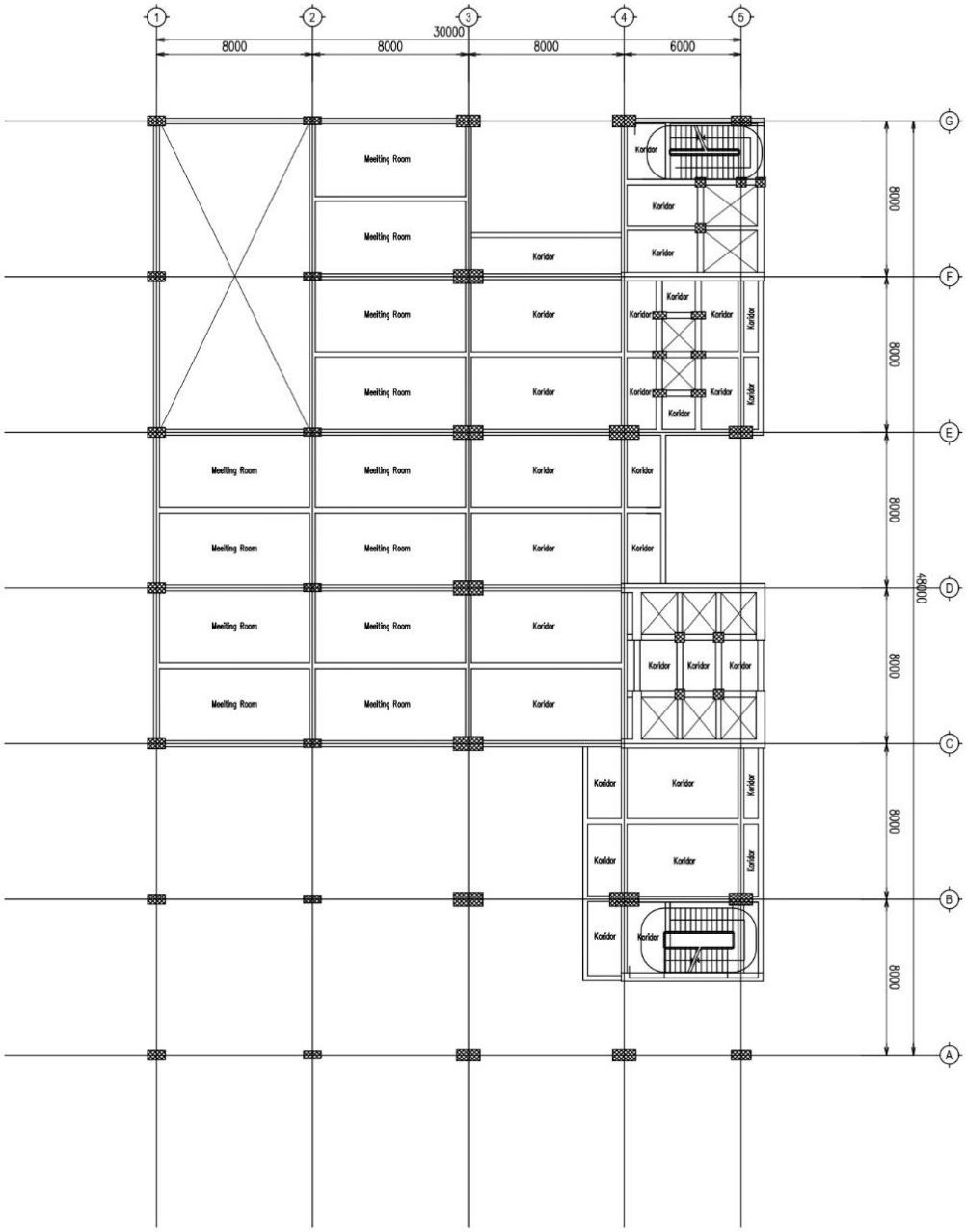
Yasir, K.M. 2021. Perbandingan Perancangan Struktur Gedung Tahan Gempa Berdasarkan SNI-1726-2012 dan SNI-2847-2013 dan dengan SNI-1726-2019 dan SNI-2847-2019 (Studi Kasus: Gedung *Apartement Student* Universitas Islam Internasional Idonesia (UIII) Depok). Universitas Pertamina. Jakarta.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Denah Fungsi Ruang



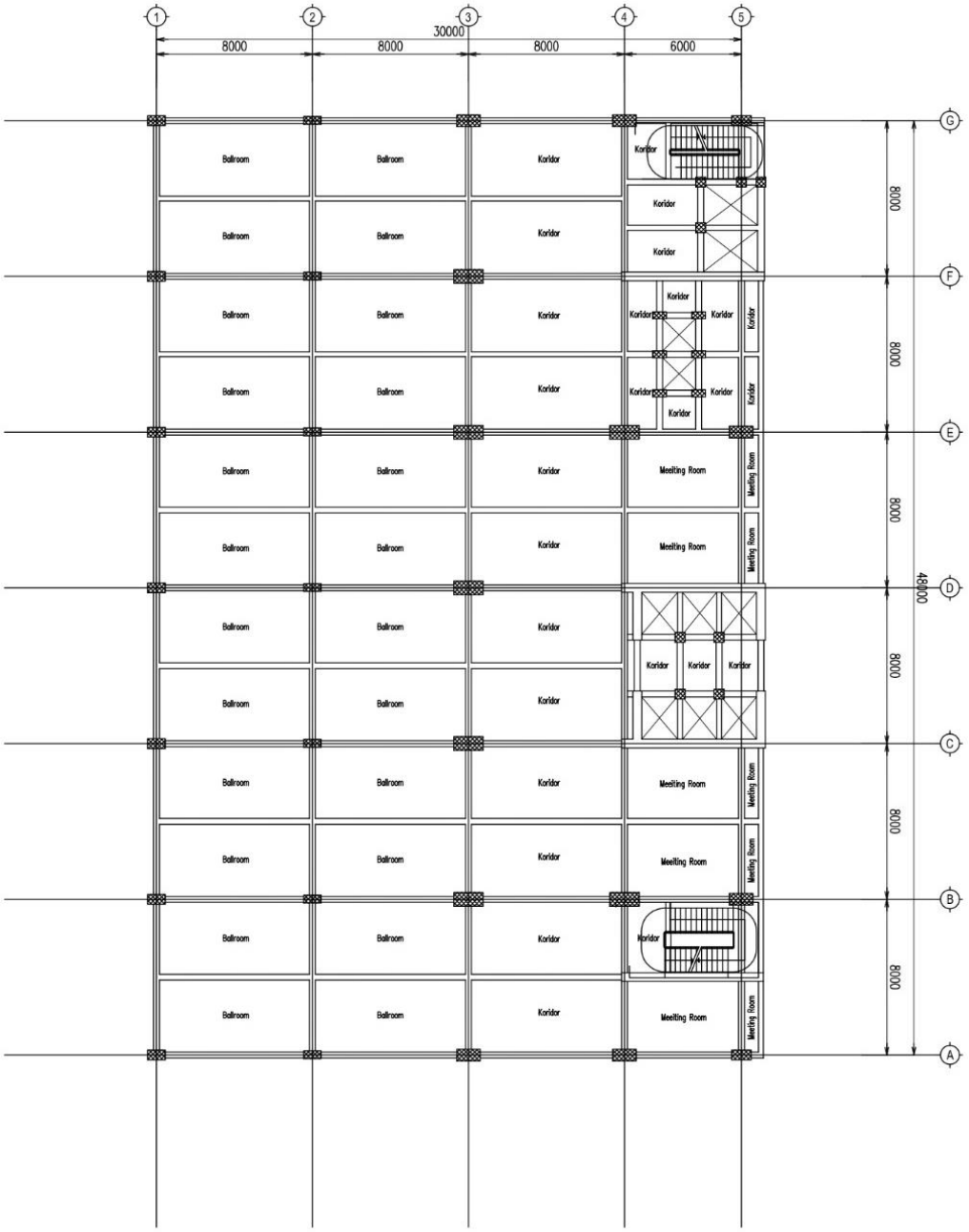
Gambar L-1. 1 Denah Fungsi Ruang Lantai 1 Gedung



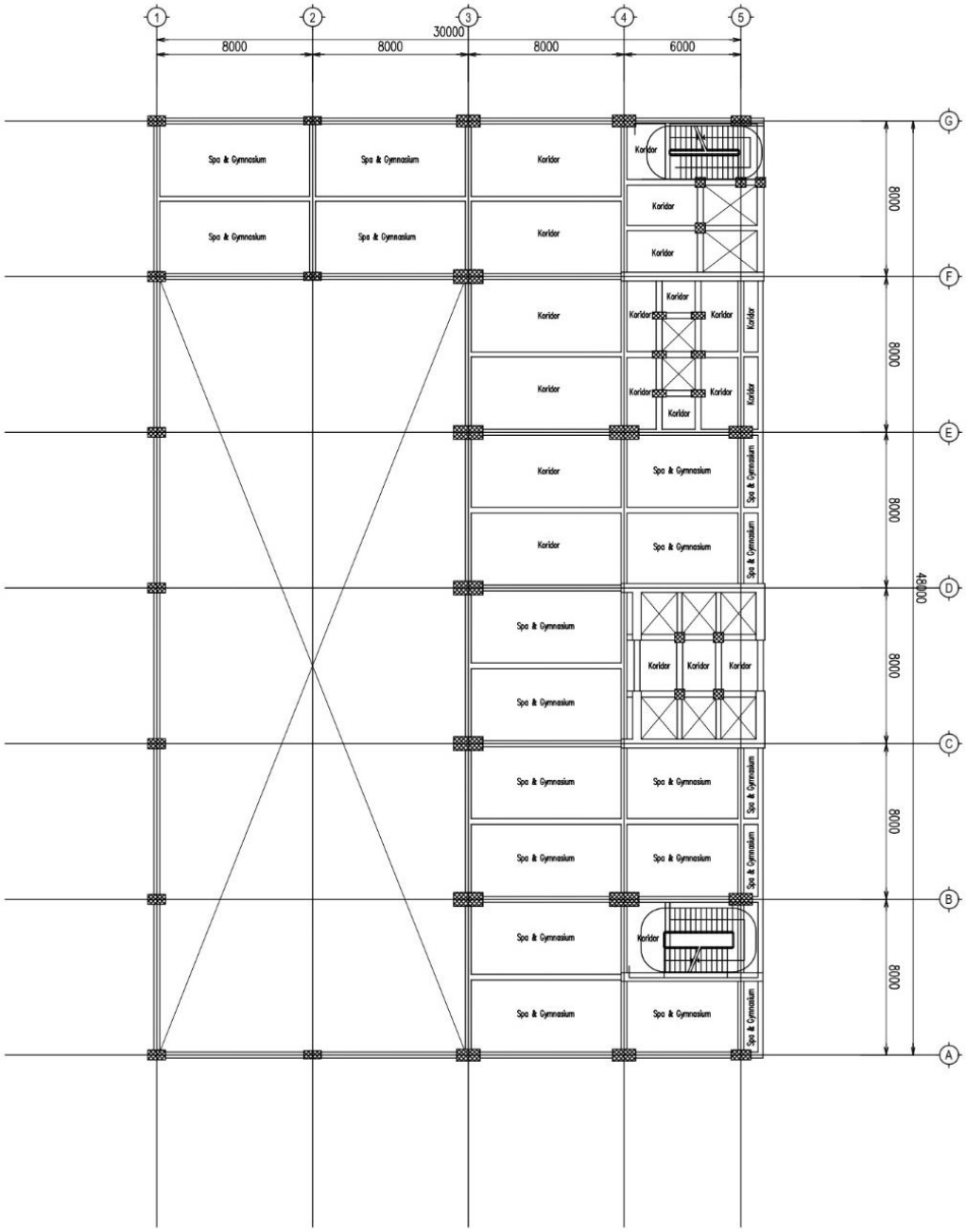
Gambar L-1. 2 Denah Fungsi Ruang Lantai 2 Gedung



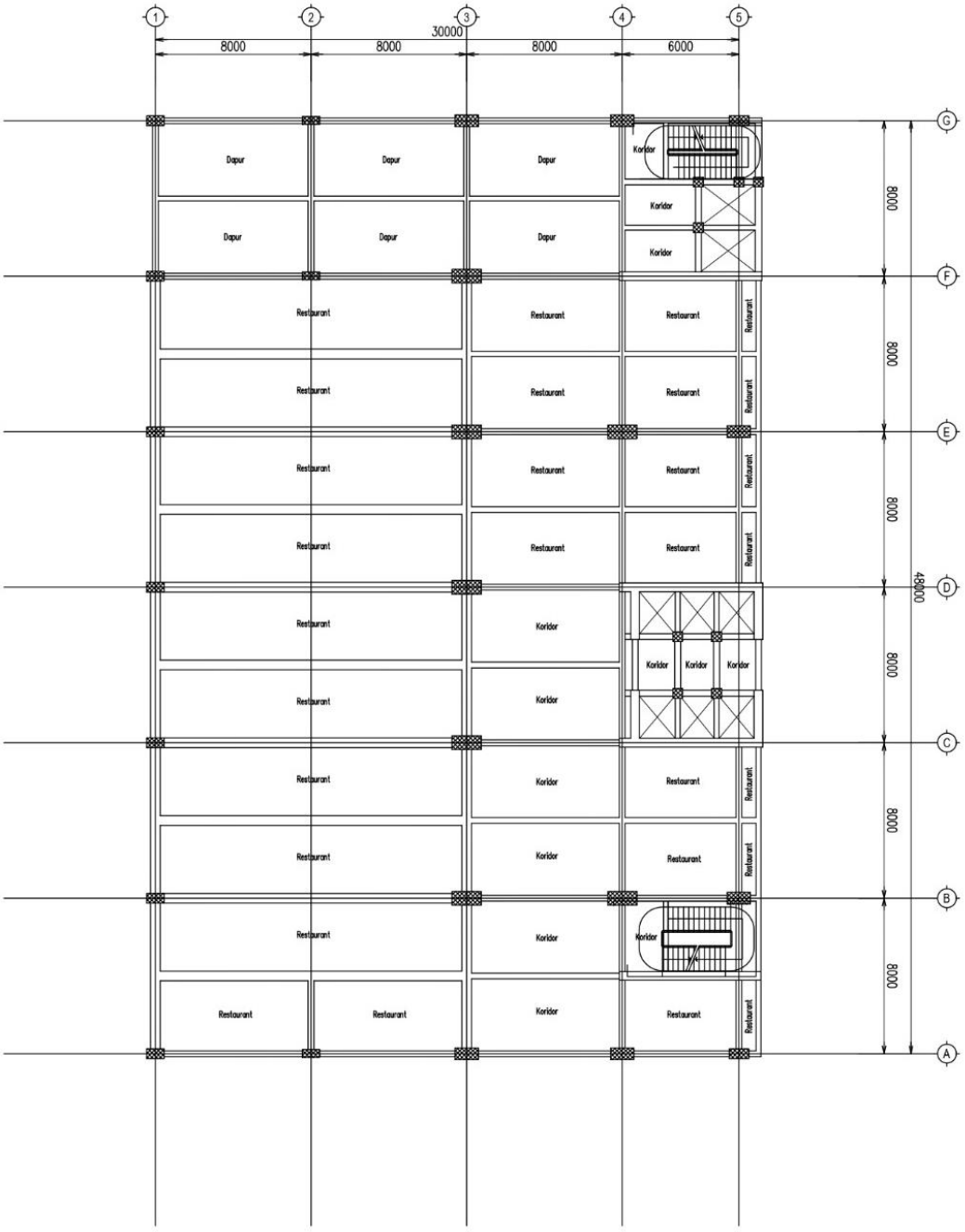
Gambar L-1. 3 Denah Fungsi Ruang Lantai 3 Gedung



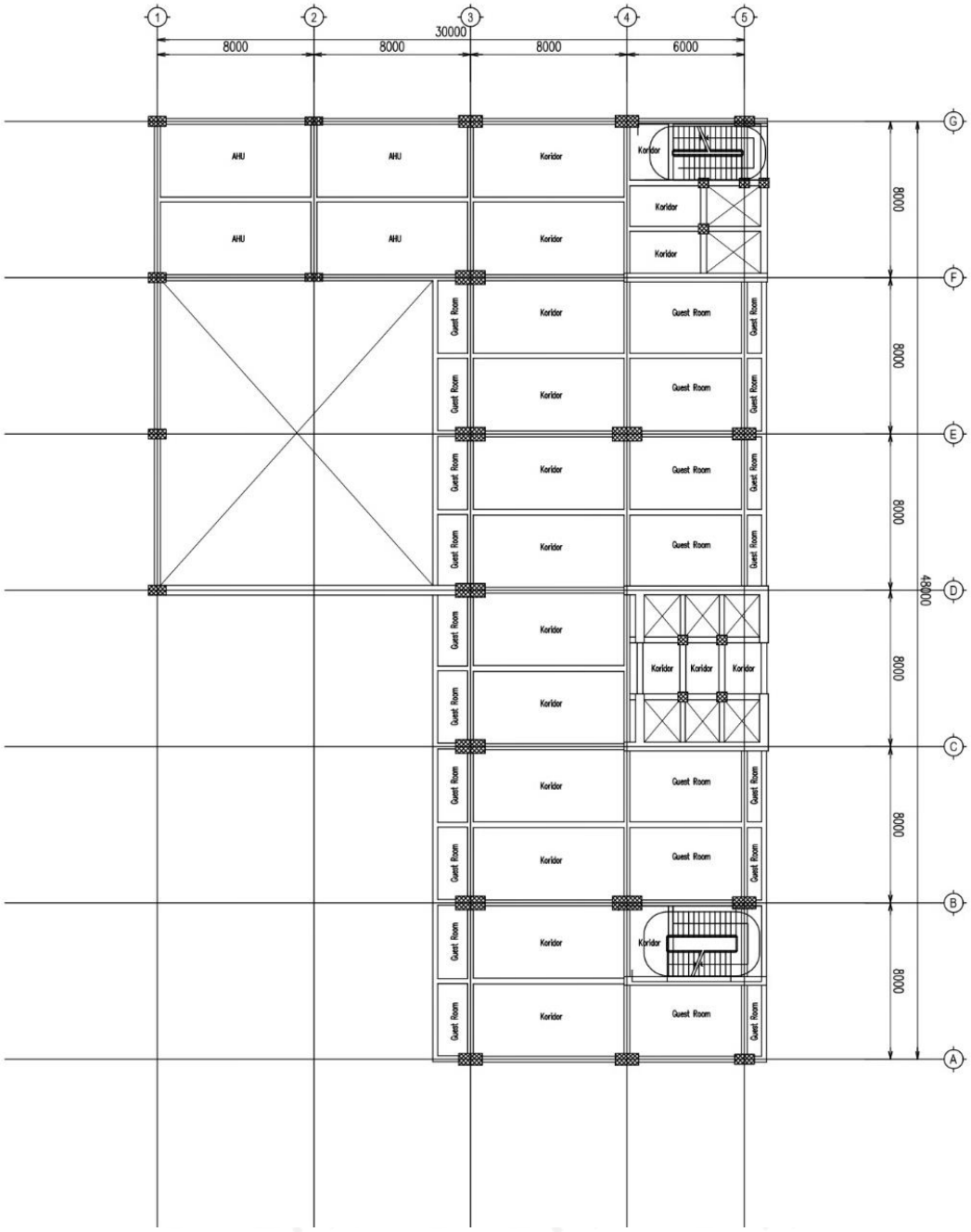
Gambar L-1. 4 Denah Fungsi Ruang Lantai 4 Gedung



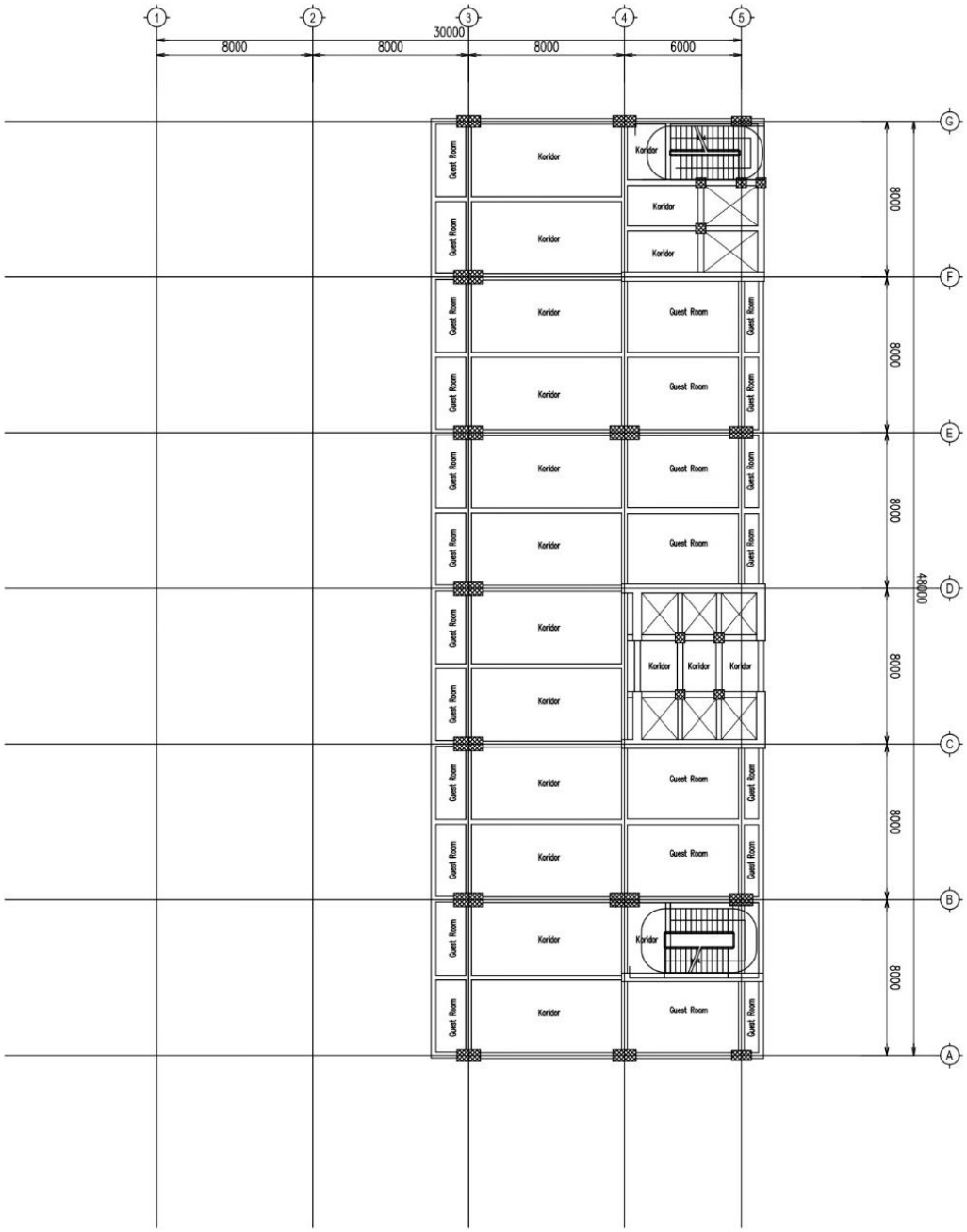
Gambar L-1. 5 Denah Fungsi Ruang Lantai 5 Gedung



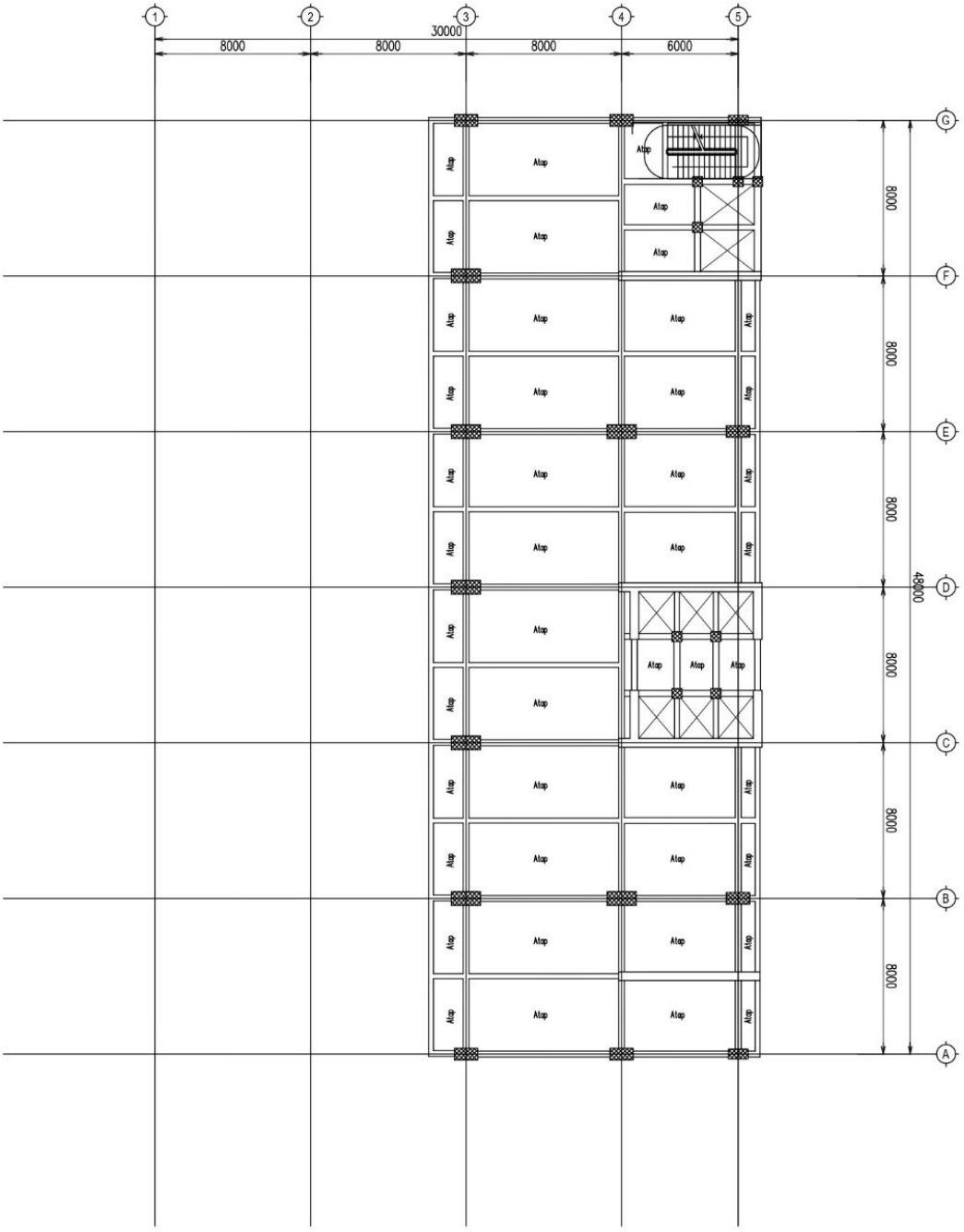
Gambar L-1. 6 Denah Fungsi Ruang Lantai 6 Gedung



Gambar L-1. 7 Denah Fungsi Ruang Lantai 7 Gedung



Gambar L-1. 8 Denah Fungsi Ruang Lantai 8-21 Gedung



Gambar L-1. 9 Denah Fungsi Ruang Lantai Atap Gedung