

SKRIPSI

STUDI PERBANDINGAN DESAIN GEDUNG HOTEL AMARSVATI DENGAN KOLOM BETON METODE BIAKSIAL DAN UNIAKSIAL

*“The Comparative Study Of The Design Of The Hotel Building Structure
Amarsvati With Concrete Colums Biaxial And Uniaxial Method”*



PROGRAM STUDI REKAYASA SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM

2019

SKRIPSI

**STUDI PERBANDINGAN DESAIN GEDUNG HOTEL AMARSVATI DENGAN KOLOM
BETON METODE BIAKSIAL DAN UNIAXIAL**

*"The Comparative Study Of The Design Of The Hotel Building Structure Amarsvati With
Concrete Columns Biaxial And Uniaxial Method"*



Telah diperiksa dan disetujui oleh pembimbing :

1. Pembimbing Utama

Dr. Eng Harvadi, ST.,MSc.Eng
NIDN.0027107301

Tanggal : 14 Agustus 2019

2. Pembimbing Pendamping

Yulia Putri Wijaya, ST.,MT
NIDN.0801069102

Tanggal : 14 Agustus 2019

Mengetahui

**Dekan Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Mataram**

Istianari ST.,MT
NIDN:0819091741

**Ketua Prodi Rekayasa Sipil
Universitas Muhammadiyah Mataram**

Titik Wahyuningsih ST.,MT
NIDN : 0819097401

SKRIPSI
STUDI PERBANDINGAN DESAIN GEDUNG HOTEL AMARSVATI
DENGAN KOLOM BETON METODE BIAKSIAL DAN UNIAXIAL

Yang Dipersiapkan Dan Disusun Oleh :

Nama : NUR AINI
NIM : 41411A0078

Telah dipertahankan di depan tim penguji
Pada tanggal : 26 Agustus 2019
Dan dinyatakan telah memenuhi syarat

Susunan tim penguji :

Susunan Tim Penguji	Tanda Tangan
1. Yulia Putri Wijaya, ST.,MT(Ketua)
2. Ir. Isfanari, ST.,MT(Anggota 1)
3. Titik Wahyuningsih, ST.,MT(Anggota 2)

Mengetahui :

Dekan Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Mataram

Ir. ISFANARI, ST., MT
NIDN. 0830086701

Ketua Program Studi Rekayasa Sipil
Universitas Muhammadiyah Mataram

TITIK WAHYUNINGSIH, ST., MT
NIDN. 0819097401

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN

Yang bertandatangan di bawah ini :

Nama : NUR AINI

NIM : 41411A0078

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa tugas akhir (SKRIPSI) yang berjudul : “Studi Perbandingan Desain Gedung Hotel Amarsvati Dengan Kolom Beton Metode Biaksial dan Uniaksial” adalah benar-benar karya sendiri dan tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik disuatu perguruan tinggi dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan orang lain, kecuali secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah skripsi ini didapat unsur-unsur plagiasi, saya bersedia skripsi ini digugurkan dan gelar akademik yang telah saya peroleh Strata Satu (S-1) dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No.20 Tahun 2003. Pasal 25 Ayat 2 dan Pasal 27).

Mataram, September 2019



(NUR AINI)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT. Tuhan Yang Maha Pengasih dan Penyayang atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan penyusunan tugas wajib ini.

Tugas ini mengambil judul **“STUDI PERBANDINGAN DESAIN GEDUNG HOTEL AMARSVATI DENGAN KOLOM BETON METODE BIAKSIAL DAN UNIAKSIAL”**. Tujuan dari tugas akhir ini adalah diharapkan dapat menjadi sumber informasi bagi siapa saja yang akan mengambil judul yang sama dengan analisa ini. Tugas akhir ini juga merupakan salah satu persyaratan kelulusan guna mencapai gelar kesarjanaan di Jurusan Rekayasa Sipil Universitas Muhammadiyah Mataram .

Mengingat keterbatasan penulis, mengharapkan segala kritik dan saran demi kesempurnaan Tugas Akhir ini. Akhir kata penulis sampaikan semoga Tugas Akhir ini bermanfaat bagi pembaca.

Mataram, September 2019

Penulis

UCAPAN TERIMAKASIH

Tugas Akhir ini dalam penyusunannya tidak terlepas dari bantuan, bimbingan dan dukungan dari semua pihak. Sehingga pada kesempatan ini penulis menyampaikan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Drs. H. Arsyad Abd. Gani M.Pd, selaku Rektor Universitas Muhammadiyah Mataram.
2. Bapak Isfanari ST.,MT selaku dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.
3. Ibu Titik Wahyuningsih ST.,MT Selaku Ketua Program Studi Universitas Muhammadiyah Mataram.
4. Bapak Haryadi ST.,MSc(Eng).,Dr.(Eng)., Selaku Dosen pembimbing utama yang telah memberikan bimbingan dan arahan kepada penulis selama penyusunan tugas akhir ini, sehingga dapat terselesaikan dengan baik.
5. Ibu Yulia Putri Wijaya selaku Dosen pembimbing pendamping yang telah memberikan saran dan arahnya.
6. Keluargaku tercinta, orang tuaku, kakak serta adik-adikku yang selalu memberikan dukungan serta do'anya.
7. Sahabat-sahabat yang selalu mengingatkan waktu penyelesaian dan membantu dalam proses penyusunan TA.

Semoga Allah SWT membrikan balasan atas segala bantuan dan dukungan semuanya, dalam usaha penulisan menyelesaikan tugas akhir ini.

DAFTAR ISI

HALAMAN SAMPUL	i
HALAMAN JUDUL	ii
HALAMAN PENGESAHAN PEMBIMBING	iii
HALAMAN PENGESAHAN PENGUJI	iv
HALAMAN PERNYATAAN KEASLIAN	v
KATA PENGANTAR	vi
UCAPAN TERIMAKASIH	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR NOTASI	xviii
DAFTAR LAMPIRAN	xxi
ABSTRAK	xxii
ABSTRACT	xxiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Perencanaan	2
1.4 Tujuan Perencanaan	3
1.5 Manfaat Perencanaan	3
BAB II LANDASAN TEORI	4
2.1 Tinjauan Umum	4
2.2 Jenis-Jenis Kolom	5
2.3 Pembebanan	7
2.3.1 Ketentuan Perencanaan Pembebanan	7
2.3.2 Kriteria Pembebanan	7
2.3.3 Arah Beban Gempa	32
2.3.4 Kombinasi Beban Terfaktor	34
2.4 Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin	34

2.5	Faktor Reduksi Kekuatan	34
2.6	Dasar-Dasar Perencanaan Beton Bertulang	35
2.6.1	Asumsi Perencanaan	35
2.7	Plat Lantai Konvensional	36
2.7.1	Persyaratan Struktural Plat Lantai	39
2.8	Balok	44
2.8.1	Distribusi Regangan dan Tegangan Balok	45
2.8.2	Momen Nominal dan Rencana Balok	45
2.8.3	Konstruksi Balok T	46
2.8.4	Penulangan Geser dan Torsi balok	47
2.9	Kolom	48
2.9.1	Perencanaan Kolom	49
2.9.2	Analisis Kekuatan Kolom Pendek	52
2.9.3	Analisis Kompatibilitas Regangan dan Diagram Interaksi	53
2.9.4	Penampang Kolom dengan Keruntuhan Seimbang	55
2.9.5	Penampang Kolom dengan Beban Eksentris	58
2.9.6	Keruntuhan Tarik	59
2.9.7	Keruntuhan Tekan	61
2.9.8	Analisis Kekuatan Kolom Langsing	62
2.9.9	Tekuk Pada Kolom Elastik	63
2.9.10	Analisis Kolom Langsing	65
2.9.11	Pembesaran Momen Untuk Portal Tak Bergoyang	67
2.9.12	Pembesaran Momen Untuk Portal Bergoyang	68
2.9.13	Analisis Kuat Geser Pada Kolom	69
2.9.14	Lentur Dua Arah (<i>biaxial bending</i>)	71
2.9.15	Langkah-Langkah Desain Kolom	75
BAB III METODE PERENCANAAN		78
3.1	Deskripsi Model Struktur	78
3.2	Pengumpulan Data	81
3.2.1	Data Umum Bangunan	81
3.2.2	Permodelan Struktur	81

3.2.3	Data Bahan	82
3.2.4	Data Tanah	82
3.2.5	Pembebanan	82
3.2.6	Analisis Struktur dengan SAP 2000 V.14	83
3.3	Perencanaan Struktur	84
3.3.1	Perencanaan Plat	84
3.3.2	Perencanaan Balok	84
3.3.3	Perencanaan Kolom	84
3.3.4	Bagan Alir Perencanaan	85
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN		86
4.1	umum	86
4.2	Data masukan	86
4.2.1	Data Perancangan	86
4.2.2	Peraturan Perancangan	87
4.2.3	Proses Perancangan	87
4.3	Perhitungan Beban Gempa Dinamik Respon Spektrum	88
4.3.1	Input Data Respons Spektrum	89
4.4	Kontrol Simpangan	95
4.5	Perencanaan Struktur	97
4.5.1	Penulangan Pembebanan	97
4.6	Perencanaan Struktur	130
4.6.1	Penulangan Plat Lantai	130
4.6.2	Penulangan Balok	140
4.7	Analisis Kolom Biaksial dan Uniaksial	147
4.7.1	Analisis Kolom Biaksial	147
4.7.2	Analisis Kolom Uniaksial	184
4.8	Kontrol Analisis Kolom Biaksial dan Uniaksial dengan Program PCA COLUMN	214
4.9	Pembahasan	233
BAB V PENUTUP		236
5.1	Kesimpulan	236

5.2 Saran236

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN-LAMPIRAN



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Jenis kolom berdasarkan posisi beban pada penampang melintang : (a) Kolom dengan beban aksial, (b) Beban aksial dengan momen satu sumbu, (c) Beban aksial ditambah momen dua sumbu	5
Gambar 2.2	(a) Kolom persegi dengan sengkang persegi, (b) Kolom bundar dengan sengkang spiral, (c) Kolom komposit.....	6
Gambar 2.3	Distribusi Tekanan Hidrodinamik Implusif	11
Gambar 2.4	Distribusi Tekanan Hidrodinamik konvektif	11
Gambar 2.5	Distribusi Tekanan Inersia Dinding	12
Gambar 2.6	Spektrum Respons Desain	22
Gambar 2.7	Pengaruh Bentuk Topografi Terhadap Kecepatan Angin.....	28
Gambar 2.8	Distribusi Tekanan Angin Berdasarkan Bentuk dan Kondisi Gedung	31
Gambar 2.9	Jenis-Jenis Pelat	39
Gambar 2.10	Distribusi Regangan dan Tegangan Pada Balok Bertulangan Rangkap.....	45
Gambar 2.11	Bagian Tekan Pada Balok T.....	46
Gambar 2.12	Diagram Tegangan dan Regangan Kolom	48
Gambar 2.13	Persyaratan detailing kolom.....	50
Gambar 2.14	Interaksi Kolom Beban Aksial dan Momen Lentur	55
Gambar 2.15	Kondisi keruntuhan seimbang penampang kolom persegi	58
Gambar 2.16	Kolom penampang persegi dengan beban eksentris	58
Gambar 2.17	Faktor Panjang Efektif	65
Gambar 2.18	(a) lentur satu arah terhadap sumbu x (b) lentur satu arah terhadap sumbu y (c) lentur dua arah	71
Gambar 2.19	Diagram interaksi kolom yang mengalami lentur dua arah.	72
Gambar 2.20	Kurvatur Interaksi untuk Persamaan 2-117	73
Gambar 2.21	Hubungan Interaksi untuk Lentur Biaksial dinyatakan dalam β_1	74

Gambar 3.1	Lokasi pembangunan kondominium hotel amarsvari	78
Gambar 3.2	3D Hotel Amarsvati	79
Gambar 3.3	Denah kolom lantai 1-12	79
Gambar 3.4	Denah kolom lantai 12-13	80
Gambar 3.5	Denah kolom lantai 13 –Dak atap	80
Gambar 3.6	Model struktur	81
Gambar 3.7	Bagan aliran perencanaan	85
Gambar 4.1	Grafik respons spektrum tanah lunak lokasi gedung hotel amarsvati	89
Gambar 4.2	Copy dan paste data ke editor teks	90
Gambar 4.3	Kotak dialog <i>Define Respons Spektrum</i>	90
Gambar 4.4	Input data <i>Respons Spektrum</i> dari sumber luar	91
Gambar 4.5	Input data teks grafik <i>Respons Spektrum</i>	91
Gambar 4.6	Kotak dialog <i>Analysis Case</i>	91
Gambar 4.7	<i>Analysis Case Respons Spektrum</i> arah X	92
Gambar 4.8	<i>Analysis Case gempa Respons Spektrum</i> arah Y	93
Gambar 4.9	Kotak <i>Dialog Analysis Case</i>	93
Gambar 4.10	<i>Analysis Case</i> untuk modal	94
Gambar 4.11	<i>Difene Mass Area</i>	94
Gambar 4.12	<i>Define Mass Source</i> untuk contoh model	95
Gambar 4.13	Simpangan arah x	96
Gambar 4.14	Simpangan arah Y	97
Gambar 4.15	Diagram perbandingan analisis kolom <i>Biaksial</i> dan <i>Uniaksial</i> menggunakan PCA COLOMN	214
Gambar 4.16	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap hasil analisis kolom <i>Biaksial</i> Kolom 900 x 550 (1).....	215
Gambar 4.17	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap hasil analisis kolom <i>Biaksial</i> Kolom 900 x 550 (2).....	216
Gambar 4.18	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu X Kolom 900 x 550 (1)	217

Gambar 4.19	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu X 900 x 550 (2)	218
Gambar 4.20	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu Y Kolom 900 x 550 (1)	219
Gambar 4.21	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu Y Kolom 900 x 550 (2).....	220
Gambar 4.22	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap hasil analisis kolom <i>Biaksial</i> Kolom 800 x 450 (1).....	221
Gambar 4.23	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap hasil analisis kolom <i>Biaksial</i> 800 x 450 (2).....	222
Gambar 4.24	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu X Kolom 800 x 450 (1).....	223
Gambar 4.25	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu X Kolom 800 x 450 (2).....	224
Gambar 4.26	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom uniaxial sejajar sumbu Y Kolom 800 x 450 (1)	225
Gambar 4.27	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom uniaxial sejajar sumbu Y Kolom 800 x 450 (2).....	226
Gambar 4.28	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap hasil analisis kolom <i>Biaksial</i> Kolom 700 x 350 (1).....	227
Gambar 4.29	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap hasil analisis kolom <i>Biaksial</i> Kolom 700 x 350 (2).....	228
Gambar 4.30	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu X Kolom 700 x 350 (1)	229
Gambar 4.31	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu X Kolom 700 x 450 (2)	230
Gambar 4.32	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu Y Kolom 700 x 350 (1)	231
Gambar 4.33	Diagram Interaksi pengecekan kolom terhadap analisis kolom <i>Uniaksial</i> sejajar sumbu Y Kolom 700 x 350 (3)	232

Gambar 4.34 Diagram perbandingan analisis luas tulangan kolom *Biaksial*
dan *Uniaksial*233




DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Berat Sendiri Bahan Bangunan	8
Tabel 2.2	Berat Sendiri Komponen Gedung	9
Tabel 2.3	Respon Modifikasi Faktor	14
Tabel 2.4	Beban Hidup pada Lantai Gedung	15
Tabel 2.5	Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Gempa	16
Tabel 2.6	Faktor keutamaan gempa (I_e)	18
Tabel 2.7	Klasifikasi Situs	18
Tabel 2.8	Koefisien Situs F_a	20
Tabel 2.9	Koefisien Situs F_v	21
Tabel 2.10	Kategori Desain Seismik Percepatan Periode Pendek	23
Tabel 2.11	Kategori Desain Seismik Percepatan Periode 1 Detik	23
Tabel 2.12	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	24
Tabel 2.13	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	25
Tabel 2.14	Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung	25
Tabel 2.15	Faktor Arah Angin	27
Tabel 2.16	Faktor Topografi	29
Tabel 2.17	Koefisien Eksposur Tekanan Velositas	30
Tabel 2.18	Nilai Koefisien Tekanan Dinding	32
Tabel 2.19	Simpangan Antar Lantai Ijin Δ_a	35
Tabel 2.20	Tebal Minimum Pelat	40
Tabel 2.21	Batasan Lendutan Pelat	40
Tabel 2.22	Persyaratan Tulangan Susut dan Suhu untuk Pelat	41
Tabel 2.23	Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Dalam	42
Tabel 2.24	Ketentuan Jarak Maksimum Sengkang atau Sengkang Ikat Kolom	51
Tabel 4.1	Rekapitulasi besaran simpangan arah X	95
Tabel 4.2	Rekapitulasi besaran simpangan arah X	96
Tabel 4.3	Perataan beban plat ekuivalent lantai 1	101
Tabel 4.4	Pembebanan portal lantai 1	103

Tabel 4.5	Perataan beban plat ekuivalent lantai 2-11	107
Tabel 4.6	Pembebanan portal lantai 2-11	109
Tabel 4.7	Perataan beban plat ekuivalent lantai 12.....	113
Tabel 4.8	Pembebanan portal lantai 12	116
Tabel 4.9	Perataan beban plat ekuivalent lantai 13.....	119
Tabel 4.10	Pembebanan portal lantai 13	122
Tabel 4.11	Perataan beban plat ekuivalent atap.....	125
Tabel 4.12	Pembebanan portal atap	126
Tabel 4.13	Berat sendiri struktur lantai 1	127
Tabel 4.14	Berat sendiri struktur lantai 2-11	127
Tabel 4.15	Berat sendiri struktur lantai 12	128
Tabel 4.16	Berat sendiri struktur lantai 13	129
Tabel 4.17	Berat sendiri struktur lantai atap	130
Tabel 4.18	Penulangan Plat lantai	140
Tabel 4.19	Penulangan Balok	147
Tabel 4.20	Kontrol analisa kolom dengan program PCA COLOMN	214
Tabel 4.21	Perbandingan antara analisa manual dengan eksisting	234

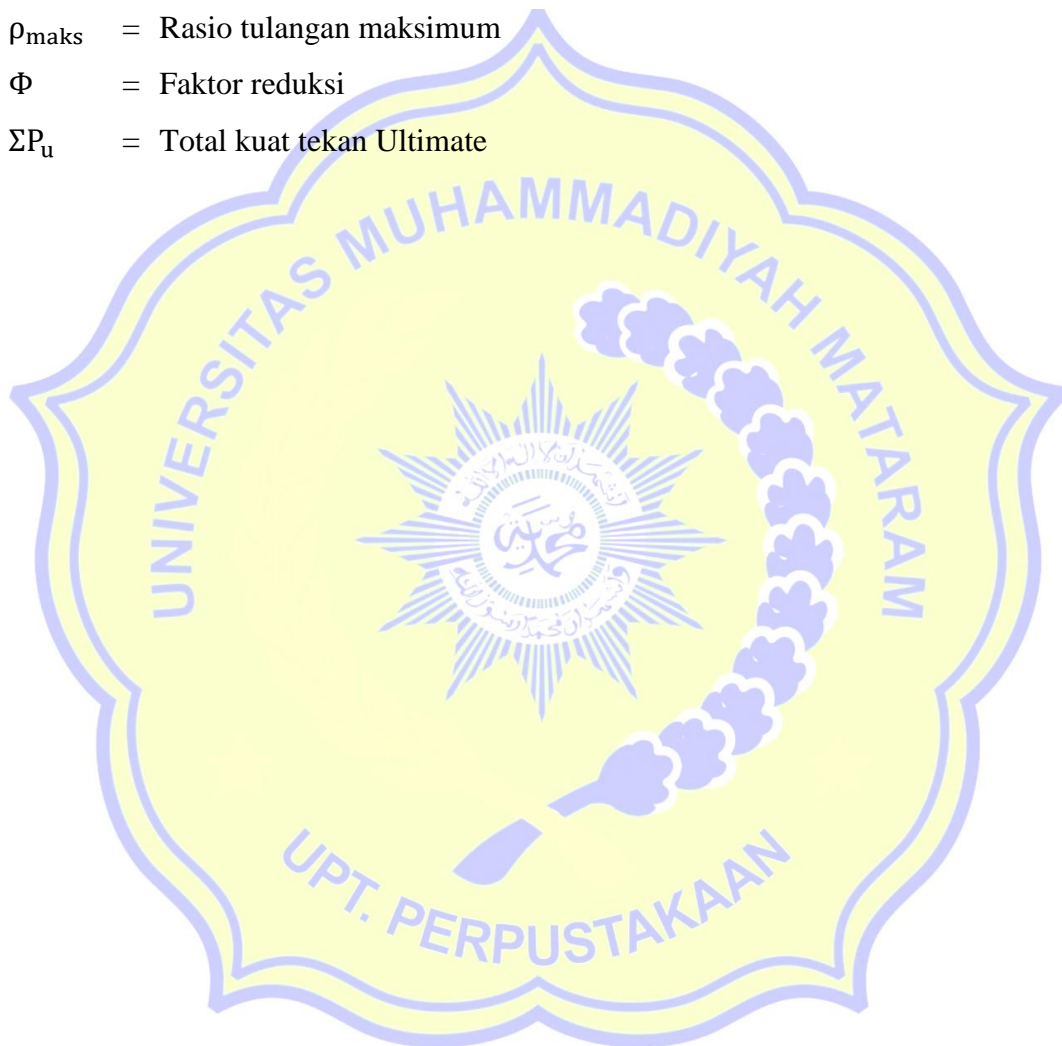
DAFTAR NOTASI



A_g	= Luas bruto penampang, mm ²
A_s	= Luas tulangan tarik, mm ²
A'_s	= Luas kebutuhan tulangan tekan, mm ²
A_v	= Luas kebutuhan tulangan geser, mm ²
a	= Tinggi balok tegangan persegi ekuivalent, mm
b	= Lebar penampang
C	= Nilai faktor respons gempa
C_c	= Selimut bersih dari penampang tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur
C_s	= Koefisien respons seismik
C_u	= Koefisien periode batas atas
d_s	= Jarak serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d'	= Jarak serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan, mm
E_c	= Modulus elastisitas beton, MPa
E_h	= Pengaruh gaya gempa horizontal
E_s	= Modulus elastisitas baja, MPa
F_a	= Koefisien situs untuk periode pendek 0,2 detik
F_i	= Beban gempa horizontal pada lantai I
F_v	= Koefisien situs untuk periode panjang
f'_c	= Kuat tekan beton
f_y	= Tegangan leleh baja
f_{yh}	= Kuat leleh tulangan geser
f_s'	= Tegangan desak beton
H	= Tebal lapisan tanah dinyatakan dalam meter
h	= Tinggi penampang, mm
h_i	= Ketinggian lantai pada tingkat i
I	= Faktor keutamaan gedung
I	= Momen inersia
I_g	= Momen inersia penampang bruto beton

k	= Faktor tekuk
l_u	= Panjang bentang bersih, mm
M_n	= Kuat lentur nominal
M_u	= Kuat lentur ultimate
n	= Jumlah tingkat bangunan
n	= Jumlah tulangan
P_n	= Kuat tekan nominal
P_u	= Kuat tekan ultimate
R	= Faktor reduksi gempa
r	= Radius girasi
S_1	= Parameter percepatan respons spektra MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5%
S_{DS}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode pendek redaman 5%
S_{D1}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik redaman 5%
S_s	= Parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5%
s	= Jarak tulangan
s_{min}	= Jarak tulangan minimum
s_{max}	= Jarak tulangan maksimum
T	= Periode fundamental
T_a	= Periode pendekatan
V	= Gaya geser dasar seismic
V_c	= Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, N
V_n	= Kuat geser nominal
V_s	= Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser, N
V_u	= Kuat geser ultimate
W_t	= Berat total bangunan
W_i	= Berat bangunan pada lantai i

- Δ_{maks} = Defleksi maksimum terukur, mm
 Δ_s = Defleksi yang terjadi, mm
 ζ = Koefisien waktu getar alami
 ρ = Rasio tulangan tarik non-prategang
 ρ' = Rasio tulangan tekan
 ρ_{min} = Rasio tulangan minimum
 ρ_{maks} = Rasio tulangan maksimum
 Φ = Faktor reduksi
 ΣP_u = Total kuat tekan Ultimate



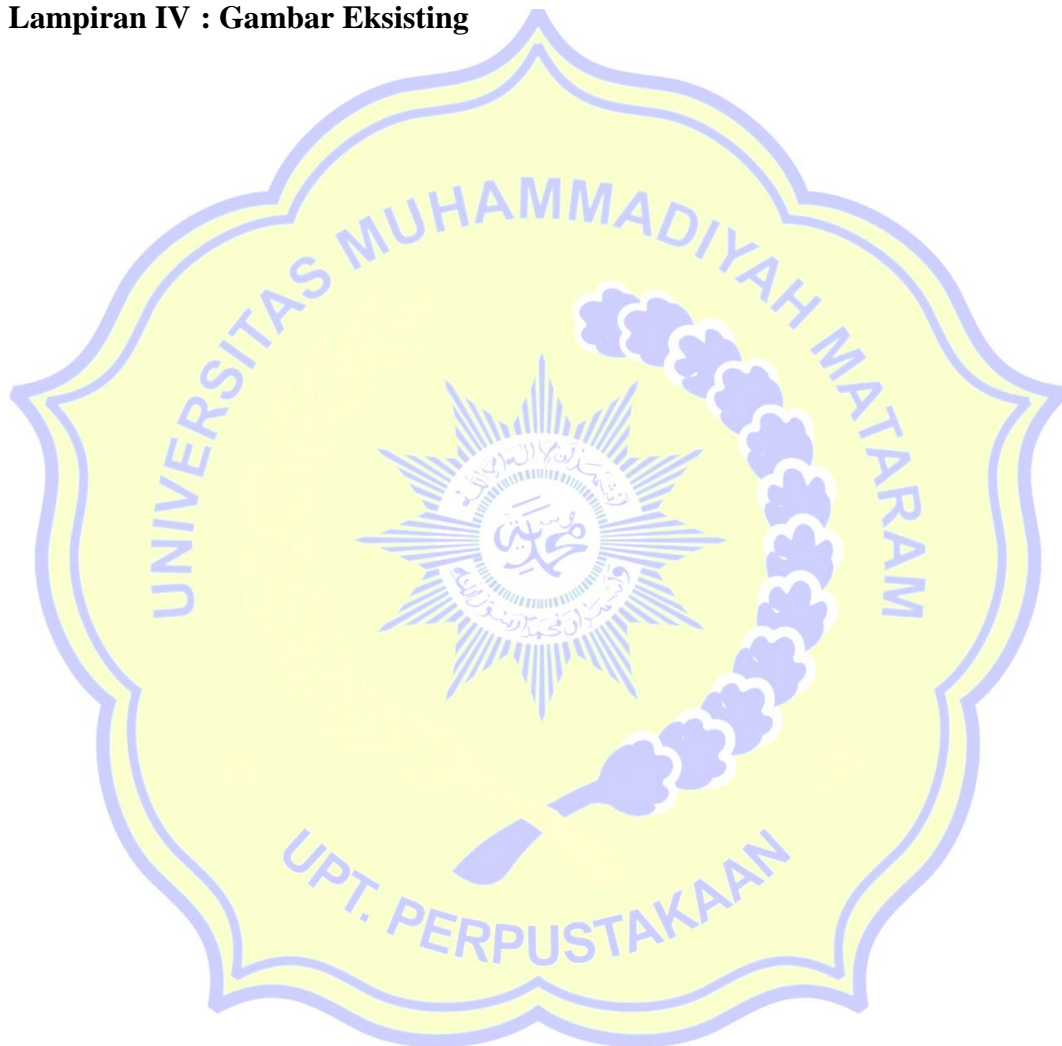
DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran I : Lembar Asistensi

Lampiran II : Flow Chart Perencanaan Kolom Biaksial dan Uniaksial

Lampiran III : Grafik

Lampiran IV : Gambar Eksisting



ABSTRAK

Berdasarkan beban dan momen yang bekerja pada suatu kolom ada dua jenis kolom yaitu kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan satu sumbu (uniaksial) dan kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan dua sumbu (biaksial). Metode uniaksial dan biaksial diterapkan untuk perhitungan kolom yang mengalami aksial dan momen dua arah. Pada metode uniaksial perhitungan kolom yang mengalami aksial dan momen dua arah dipisahkan yaitu arah-x dan arah-y menjadi dua kali perhitungan, sedangkan metode biaksial menghitung sekaligus interaksi antara aksial dan momen dua arahnya.

Dalam analisis perencanaan ini membandingkan jumlah tulangan dan luas tulangan antara metode biaksial dan uniaksial. Struktur yang dianalisis berlantai 14 dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRMPK). Analisis hasil statika (Aksial P, Momen M, dan Gaya geser V) dilakukan dengan bantuan Program SAP 2000 V.14, analisis kontrol luas tulangan dan jumlah tulangan dilakukan secara Manual dan dengan bantuan Program PCA COLOMN.

Dari hasil analisis kolom biaksial dan uniaksial untuk analisis luas tulangan, didapatkan perbandingan analisis kolom biaksial kolom pinggir, dengan kolom tengah selisih sebesar 20,84 % dengan kolom pojok selisih sebesar 45,37%. Pada analisis kolom uniaksial_x kolom pinggir dengan kolom tengah selisih sebesar -0,45%, dengan kolom pojok selisih sebesar 37,79%. Pada analisis kolom uniaksial_y kolom pinggir dengan kolom tengah selisih sebesar 16,89% dengan kolom pojok selisih sebesar 43,41%. Sedangkan untuk perbandingan jumlah tulangan antara analisis manual dengan eksisting, terjadi penurunan jumlah tulangan yang digunakan. Analisa manual lebih sedikit dibandingkan dengan eksisting.

Kata Kunci : Biaksial, Uniaksial, Kolom Beton.

ABSTRACT

Based on the load and moment acting on a column, there are two types of columns, namely columns with axial loads plus moments with one axis (uniaxial) and columns with axial loads plus moments with two axes (biaxial). The uniaxial and biaxial methods are applied for the calculation of columns that experience axial and two-way moments. In the uniaxial method the calculation of columns which experiences axial and two-way moments is separated ie the x-direction and y-direction into two calculations, while the biaxial method calculates at once the interaction between the axial and the two-way moments.

In this planning analysis comparing the number of reinforcement and area of reinforcement between biaxial and uniaxial methods. The structure analyzed has 14 floors with a special moment bearing frame system (SRMPK). Analysis of the static results (Axial P, M Moment, and Shear Force V) was carried out with the help of the SAP 2000 V.14 Program, the analysis of the area of the reinforcement area and the amount of reinforcement was carried out manually and with the help of the PCA COLOMN Program.

From the results of the analysis of the biaxial and uniaxial columns for the analysis of the reinforcement area, a comparison of the biaxial column analysis of the edge column, with a difference in the middle column of 20.84% with a difference column of 45.37%. In the uniaxial column analysis, the edge column with the center column the difference is -0.45%, with the corner column the difference is 37.79%. In uniaxial_y column analysis, the edge column with the center column is 16.89% and the difference column is 43.41%. As for the comparison of the number of reinforcement between manual and existing analysis, there is a decrease in the number of reinforcement used. Less manual analysis compared to existing.

Keywords: Biaxial, Uniaxial, Concrete Column

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan di segala bidang pada suatu daerah atau wilayah terus menerus berjalan sesuai dengan tuntutan massa. Di Nusa Tenggara Barat, bangunan bertingkat banyak sekali di temukan hingga pinggir pantai sekalipun. Dengan berlandaskan kota mataram yang dapat dikategorikan sebagai daerah yang memiliki kawasan wisata yang cukup indah dan menarik tidak menutup kemungkinan akan dibangun gedung-gedung bertingkat guna melayani kebutuhan pariwisata dan wisatawan yang ingin menikmati keindahan alam kota mataram.

Kebutuhan akan pembangunan gedung-gedung semakin lama semakin meningkat hingga menimbulkan semakin mahal dan terbatasnya lahan, mendorong perancangan pembangunan ke arah vertikal yaitu ke bawah (*basement*) maupun keatas bertingkat. Untuk gedung-gedung bertingkat tinggi pada umumnya dirancang dalam bentuk yang simetris dan sederhana dengan memperhatikan segi kekuatan dan fungsinya.

Perencanaan teknis suatu struktur harus dapat menjamin bahwa, pada pembebanan terburuk sekalipun menurut peraturan yang di ijinakan, struktur tersebut masih tetap aman dan selama kondisi kerja normal kerusakan dari bagian struktur tidak mengurangi kekuatan dan tidak berubah bentuk. Walaupun sukar untuk menaksir pembebanan secara tepat serta kekuatan beton dan baja bervariasi, namun ketentuan diatas harus tetap terpenuhi. Kegagalan struktur terjadi pertama pada kolom, jika struktur kolom tidak kuat menahan beban yang diterima, maka kolom akan runtuh dan akan mengakibatkan balok serta plat lantai ikut runtuh. Sedangkan bila kegagalan hanya terjadi pada balok maka gedung belum tentu akan runtuh.

Pada kolom beban normal dan beban momen bekerja secara bersama-sama, saling mempengaruhi dan tidak terpisahkan dan pola keruntuhan yang di bentukpun sejenis, sedang untuk geser pola keruntuhannya berbeda dengan

keduanya. Karena itulah dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural yang lainnya. (Edward G.Nawy,1998:306)

Berdasarkan beban dan momen yang bekerja pada suatu kolom ada dua jenis kolom yaitu kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan satu sumbu (uniaksial) dan kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan dua sumbu (biaksial). Metode uniaksial dan biaksial ini diterapkan untuk perhitungan kolom yang mengalami aksial dan momen dua arah. Pada metode uniaksial perhitungan kolom yang mengalami aksial dan momen dua arah dipisahkan yaitu arah-x dan arah-y menjadi dua kali perhitungan, sedangkan metode biaksial menghitung sekaligus interaksi antara aksial dan momen dua arahnya.

Dengan adanya interaksi gaya-gaya dalam momen dan normal ini menyebabkan perhitungan kapasitas kolom menjadi lebih panjang dan rumit, dan diperlukan waktu yang relatif lama jika dilakukan secara manual, terlebih jika dalam analisa kolom menggunakan dua metode yaitu metode biaksial dan metode uniaksial. Sehingga untuk mempermudah proses analisis desain kolom cara yang digunakan yaitu dengan bantuan *software* komputer aplikasi SAP 2000 V.14.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut diatas maka rumusan masalah dapat di simpulkan sebagai berikut :

- a) Bagaimana perhitungan kolom dengan menggunakan 2 metode;
- b) Berapa perbandingan tulangan pada kolom menggunakan metode biaksial dan uniaksial.

1.3 Batasan Perencanaan

Adapun batasan perencanaan dalam studi kasus ini adalah :

- a) Perencanaan struktur gedung Hotel Amarsvati meliputi perencanaan plat, balok, dan kolom;
- b) Perbandingan analisa kolom menggunakan metode biaksial dan uniaksial;

- c) Pembebanan di hitung berdasarkan SNI 1727-2013, untuk perencanaan struktur beton berdasarkan SNI 2847-2013, dan analisa pengaruh gempa berdasarkan SNI 1726-2012;
- d) Perencanaan tidak meliputi instalasi mekanikal elektrik dan plumbing (MEP);
- e) Tidak meninjau dari segi metode pelaksanaan, analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi; dan
- f) *Software* permodelan menggunakan aplikasi SAP 2000 V.14, kontrol analisa kolom menggunakan PCA COLM.

1.4 Tujuan Perencanaan

Adapun tujuan dari penulisan ini adalah sebagai berikut :

- a) Mengetahui cara perencanaan bangunan gedung pada kolom dengan metode biaksial dan uniaksial;
- b) Untuk mengetahui manakah dari kolom beton bertulang biaksial dan uniaksial yang luas penulangannya lebih sedikit dalam perencanaan.

1.5 Manfaat Perencanaan

Manfaat yang bisa di dapatkan dari perencanaan ini adalah :

- a) Dapat merencanakan struktur gedung dengan metode biaksial dan uniaksial yang memenuhi syarat keamanan struktur;
- b) Dari hasil perencanaan dapat dijadikan acuan dasar dalam perencanaan; dan
- c) Dapat di jadikan solusi dalam mengurangi jumlah kolom, tinggi balok, dan ketebalan pelat lantai.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Tinjauan Umum

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka atau *frame* struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* atau runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh batas total (*ultimate total collapse*) seluruh strukturnya. (Edward G.Nawy, 1998 : 306)

Komponen struktur tekan yang memikul beban aksial murni jarang ditemui, karena struktur beton merupakan struktur yang terdiri dari elemen-elemen struktur yang menyatu dengan sambungan yang kaku. Hampir semua kolom memikul momen lentur disamping gaya tekan aksial. Momen lentur yang bekerja pada satu sumbu utama penampang disebut uniaksial dan momen lentur yang bekerja pada kedua sumbu penampangnya disebut lentur biaksial. (ITB, 1997)

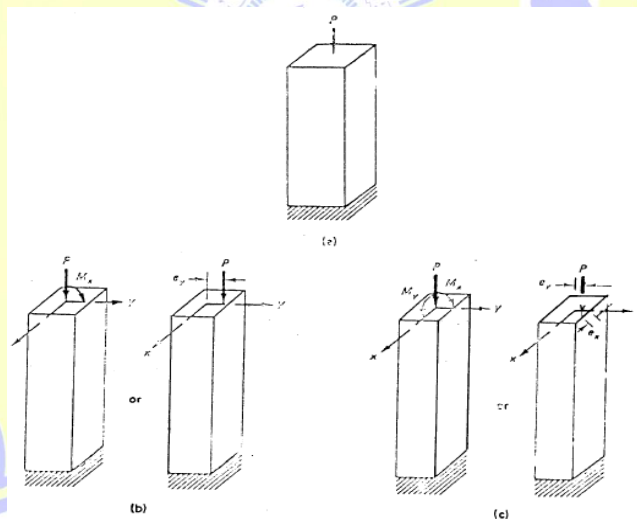
Perencanaan suatu kolom terutama didasarkan pada kriteria kekuatan dan kekakuan penampang lintangnya terhadap aksi beban aksial momen lentur, baik momen lentur satu arah (uniaksial) maupun momen lentur dua arah (biaksial). Kekuatan dalam kombinasi beban aksial dan lentur memenuhi keserasian tegangan dan regangan.

Kolom-kolom yang mengalami momen lentur dua arah atau momen lentur biaksial tidak akan selalu terjadi pada kolom-kolom pojok, tetapi dapat terjadi pula pada kolom-kolom sebelah dalam, khususnya pada tata letak kolom yang tidak teratur dan dalam berbagai strukturnya, begitu pula kolom yang mengalami momen lentur satu arah tidak hanya terjadi pada kolom pojok saja, tetapi juga terjadi pada kolom sebelah dalam. (G. Winter dan AH. Nilson, 1993).

2.2 Jenis-Jenis Kolom

Kolom beton bertulang biasanya terdiri dari baja tulangan longitudinal dan ditunjukkan oleh macam dari penguatan lateral tulangan yang diberikan. Secara umum kolom dapat di klasifikasikan menjadi beberapa kategori di antaranya yaitu :

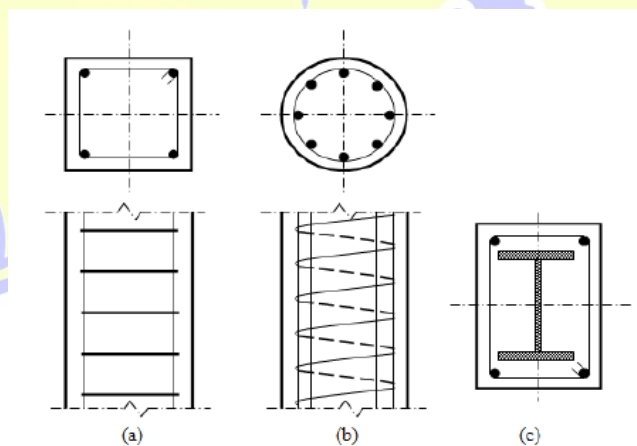
- 1) Berdasarkan beban yang bekerja
 - (a) Kolom dengan beban aksial, beban kolom dianggap bekerja melalui pusat penampang kolom, lihat pada Gambar 2.1(a).
 - (b) Kolom dengan beban sentris, beban kolom dianggap bekerja sejarak e dari pusat penampang kolom. Jarak e dapat di ukur terhadap sumbu x atau y , yang menimbulkan momen terhadap sumbu x atau y lihat pada Gambar 2.1(b) dan Gambar 2.1(c).
 - (c) Kolom dengan beban biaksial, beban bekerja pada sembarang titik pada penampang kolom, sehingga menimbulkan momen terhadap sumbu x atau y secara simultan, lihat pada Gambar 2.1(c).



Gambar 2.1 Jenis kolom berdasarkan posisi beban pada penampang melintang : (a) Kolom dengan beban aksial, (b) Beban aksial dengan momen satu sumbu, (c) Beban aksial ditambah momen dua sumbu

(Sumber : Edward G. Nawy, 1998 hal : 309)

- 2) Berdasarkan panjang kolom
 - (a) Kolom pendek yaitu jenis kolom yang keruntuhannya diakibatkan oleh hancurnya beton atau lelehnya tulangan baja di bawah kapasitas ultimit dari kolom tersebut.
 - (b) Kolom panjang, yaitu jenis kolom yang dalam perencanaannya haru memperhitungkan rasio kelangsingan dan efek tekuk, sehingga kapasitasnya berkurang dibandingkan dengan kolom pendek
- 3) Berdasarkan bentuk penampangnya diantaranya : kolom berbentuk bujur sangkar, persegi panjang, lingkaran, bentuk L, segi delapan dan bentuk lainnya dengan ukuran sisi yang mencukupi.
- 4) Berdasarkan jenis tulangan sengkang yang digunakan.
 - (a) Kolom dengan sengkang persegi yang mengikat tulangan memanjang atau vertikal dari kolom, dan disusun dengan jarak tertentu sepanjang tinggi kolom. Lihat pada Gambar 2.2(a).
 - (b) Kolom dengan sengkang spiral untuk mengikat tulangan memanjang dan meningkatkan daktilitas kolom. Tulangan sengkang pada kolom baik sengkang persegi maupun spiral berfungsi untuk mencegah tekuk pada tulangan memanjang dan mencegah pecahnya selimut beton akibat beban tekan yang besar. Lihat pada Gambar 2.2(b).



Gambar 2.2 (a) Kolom persegi dengan sengkang persegi, (b) Kolom bundar dengan sengkang spiral, (c) Kolom komposit
(Sumber : Agus Setiawan, 2016 hal : 145)

- 5) Berdasarkan kekangan dalam arah lateral, kolom dapat menjadi bagian dari suatu portal yang dikekang terhadap goyangan ataupun juga dapat menjadi bagian dari suatu portal bergoyang kekangan dalam arah lateral untuk struktur beton dapat diberikan oleh dinding geser. Pada portal tak bergoyang kolom memikul beban gravitasi dan dinding geser memikul beban lateral. Pada portal bergoyang kolom memikul beban gravitasi dan beban lateral.
- 6) Berdasarkan materialnya kolom dapat berupa kolom beton bertulang biasa, kolom prategang atau kolom komposit (terdiri dari beton dan profil baja). Kolom beton bertulang dengan tulangan memanjang berupa tulangan baja merupakan bentuk kolom yang paling umum di jumpai pada struktur bangunan gedung.

2.3 Pembebanan

2.3.1 Ketentuan perencanaan pembebanan

Dalam perencanaan Hotel Amarsvati ini digunakan beberapa acuan standar pembebanan sebagai berikut :

- a) Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI-1727-2013;
- b) Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI-1726-2012.

2.3.2 Kriteria pembebanan

Dalam perencanaan suatu struktur gedung harus diperhitungkan bebab-beban yang bekerja diatasnya. Berdasarkan SNI-1727-2013 dan SNI-1726-2012, struktur sebuah gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap kombinasi dari beban-beban terdapat dalam Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan

No	Bahan Bangunan	Beban	Satuan
1	Baja	7850	Kg/m ³
2	Batu alam	2600	Kg/m ³
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500	Kg/m ³
4	Batu karang (berat tumpuk)	700	Kg/m ³
5	Batu pecah	1450	Kg/m ³
6	Besi tuang	7250	Kg/m ³
7	Beton (1)	2200	Kg/m ³
8	Beton bertulang (2)	2400	Kg/m ³
9	Kayu (kelas 1) (3)	1000	Kg/m ³
10	Kerikil, koral (kering udara-lembab, tanpa ayak)	1650	Kg/m ³
11	Pasangan bata merah	1700	Kg/m ³
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200	Kg/m ³
13	Pasangan batu cetak	2200	Kg/m ³
14	Pasangan batu karang	1450	Kg/m ³
15	Pasir (kering udara sampai lembab)	1600	Kg/m ³
16	Pasir (jenuh air)	1800	Kg/m ³
17	Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850	Kg/m ³
18	Tanah, lempung, lanau (kering udara-lembab)	1700	Kg/m ³
19	Tanah lempung dan lanau (basah)	2000	Kg/m ³
20	Timah hitam (timbel)	11400	Kg/m ³

(Sumber : SNI-1727-1989, Perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung)

Tabel 2.2 Berat Sendiri Komponen Gedung

No	Komponen Gedung	Beban	Satuan
1	Adukan per cm tebal : <ul style="list-style-type: none"> ○ Dari semen ○ Dari kapur, semen merah atau tras 	21 17	Kg/m ²
2	Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14	Kg/m ²
3	Dinding pasangan bata merah : <ul style="list-style-type: none"> ○ Satu batu ○ Setengah batu 	450 250	Kg/m ²
4	Dinding pasangan batako <ul style="list-style-type: none"> ○ Berlubang ○ Tebal dinding 20 cm (HB 20) ○ Tebal dinding 10 cm (HB 10) ○ Tanpa lubang ○ Tebal dinding 15 cm ○ Tebal dinding 10 cm 	200 120 200 300	Kg/m ²
5	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terpadu dari : <ul style="list-style-type: none"> ○ Semen asbes (eternity dan bahan sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm ○ Kaca dengan tebal 3-4 mm 	11 10	Kg/m ²
6	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0,80 m	40	Kg/m ²
7	Penutup atap genteng dengan reng dan usuk atau kaso per m ² bidang atap	50	Kg/m ²
8	Penutup atap sirap dengan reng dan usuk atau kaso per m ² bidang atap	40	Kg/m ²
9	Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gording	10	Kg/m ²
10	Penutup lantai dari ubin semen Portland, teraso dan beton tanpa adukan per cm tebal	24	Kg/m ²
11	Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11	Kg/m ²

(Sumber : SNI-1727-1989, Perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung)

2.3.2.1 Beban mati (DL)

Beban mati adalah berat sendiri dari semua bagian suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut.

a) Beban mati akibat berat sendiri bahan bangunan

Berat sendiri bahan bangunan adalah berat dasar dari masing-masing bahan yang digunakan dalam pengerjaan suatu struktur, adapun beberapa jenis berat sendiri bahan bangunan antara lain dirangkum dalam Tabel 2.1.

b) Beban mati akibat berat sendiri komponen gedung

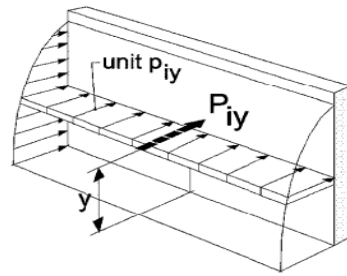
Berat sendiri komponen gedung adalah berat dasar masing-masing komponen yang digunakan dalam pengerjaan suatu struktur, adapun beberapa jenis berat sendiri komponen gedung antara lain dirangkum dalam Tabel 2.2.

c) Beban mati akibat kolam

Pada saat terjadinya guncangan akibat tangki air, maka akan terjadi peningkatan tekanan dasar, dimana dinding penahan air akan menerima tekanan lateral hidrodinamik. Pada perhitungan tekanan hidrodinamik yang terjadi akibat pengaruh goyangan gempa. Besarnya tekanan hidrodinamik yang terjadi merupakan penjumlahan tekanan implusif, tekanan konveksi dan tekanan inersia dinding.

(1) Tekanan hidrodinamik implusif

Tekanan hidrodinamik implusif adalah tekanan yang terjadi akibat pengaruh pergerakan air pada bagian bawah yang bergerak bersamaan dengan dinding tangki. Deskripsi pendistribusian hidrodinamik implusif pada dinding dasar digambarkan pada Gambar 2.3.

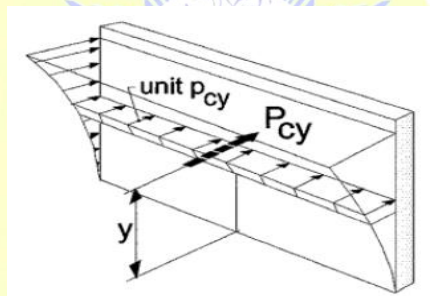


Gambar 2.3 Distribusi Tekanan Hidrodinamik Implusif

(Sumber : ACI 350.3-06, *ACI Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*)

(2) Tekanan hidrodinamik konvektif

Tekanan hidrodinamik konvektif adalah tekanan yang diakibatkan oleh pergerakan air permukaan yang bergerak dalam periode yang panjang. Deskripsi pendistribusian hidrodinamik konvektif pada dinding dan dasar dinding digambarkan pada Gambar 2.4.

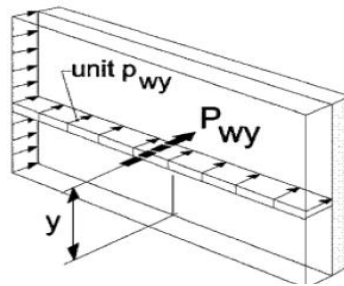


Gambar 2.4 Distribusi Tekanan Hidrodinamik konvektif

(Sumber : ACI 350.3-06, *ACI Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*)

(3) Tekanan karena inersia dinding

Tekanan akibat inersia dinding akan bereaksi searah dengan gaya gempa yang terjadi, tekanan akibat inersia dinding akan seragam sepanjang dinding dengan ketebalan yang sama. Deskripsi pendistribusian tekanan inersia dinding digambarkan pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 Distribusi Tekanan Inersia Dinding

(Sumber : ACI 350.3-06, *ACI Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*)

Berdasarkan ACI 350.3-06 (*Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*), adapun beberapa tahapan perhitungan tekanan hidrodinamik dalam kolam antara lain.

- Menentukan tinggi air H_L , tinggi dinding H_w , panjang bentang kolam B dan L .
- Menentukan percepatan respons periode pendek dan periode 1 detik, S_1 dan S_s melalui lampiran.
- Menentukan klasifikasi situs berdasarkan jenis tanah dan menentukan faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek F_a serta faktor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik F_v dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9.
- Menentukan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik S_{D1} , harus ditentukan melalui Persamaan (2-11) dan Persamaan (2-12).
- Menentukan faktor kegunaan gedung I melalui Tabel 3.5 dan Tabel 2.6.
- Menentukan faktor R_i dan R_c berdasarkan tipe struktur, melalui Tabel 2.3.
- Menghitung berat ekuivalen dinding W_w dan berat air W_l .
- Menghitung berat efektif air mode impulsif W_i dan berat air mode konvektif W_c dengan Persamaan (2-1) dan Persamaan (2-2).

$$W_i = W_l \frac{\tanh\left[\left(0,866\frac{L}{HL}\right)\right]}{0,866\frac{L}{HL}} \quad (2-1)$$

$$W_c = W_i \cdot 0,246 \left(\frac{L}{HL} \right) \tanh \left[\left(3,16 \left(\frac{HL}{L} \right) \right) \right] \quad (2-2)$$

- i) Menghitung tinggi h_w , h_i , dan h_c terhadap titik pusat dinding, komponen impulsif dan komponen konvektif, dihitung dengan Persamaan (2-3) dan Persamaan (2-5).

$$h_i = H_L \cdot 0,375 \quad (2-3)$$

$$h_c = HL \left[1 - \frac{\cosh \left[3,16 \left(\frac{HL}{L} \right) \right] - 1}{3,16 \left(\frac{HL}{L} \right) \sinh \left[3,16 \left(\frac{HL}{L} \right) \right]} \right] \quad (3-4)$$

$$h_w = \frac{HL}{2} \quad (2-5)$$

- j) Menghitung periode fundamental untuk gaya impulsif T_i dan gaya konvektif T_c dengan Persamaan (2-6) dan (2-7).

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L} \quad (2-6)$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K}} \quad (2-7)$$

- k) Berdasarkan perhitungan periode pada langkah (j) dan hasil langkah (d), dihitung parameter $C_i (S_{DS})$ dan C_c dihitung dengan Persamaan (2-8) dan Persamaan (2-9).

$$C_c = 6 \left(\frac{0,4 S_{DS}}{T_c^2} \right) \quad (2-8)$$

$$C_i = S_{DS} \quad (2-9)$$

Menghitung total gaya lateral impulsif P_i konvektif P_c dan tekanan pada dinding P_w dihitung dengan Persamaan (2-10) sampai dengan Persamaan (2-12).

$$P_w = \frac{C_i \cdot I}{R_i} W_{w \text{ perp}} \quad (2-10)$$

$$P_i = \frac{C_i \cdot I}{R_i} W_i \quad (2-11)$$

$$P_c = \frac{C_c \cdot I}{R_c} W_c \quad (2-12)$$

- 1) Menghitung tekanan impulsif P_{iy} , konvektif dan akibat inersia dinding dihitung dengan Persamaan (2-13) sampai dengan Persamaan (2-15).

$$P_{iy} = \frac{P_i \left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} / B \quad (2-13)$$

$$P_{cy} = \frac{P_c \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} / B \quad (2-14)$$

$$P_{wy} = \frac{P_w}{2(B+t_w)H_L} \quad (2-15)$$

Tabel 2.3 Respons Modifikasi Faktor

Type of structure	Ri		Rc
	On or above grade	Buried*	
Anchored, flexible base tanks	3,25	3,25	1,0
Fixed or hinged base tanks	2,0	3,0	1,0
Unanchored, contained, or uncontained tanks	1,5	2,0	1,0
Pedestal mounted tanks	2,0	-	1,0

(Sumber : ACI 350.3-06, *ACI Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*)

2.3.2.2 Beban hidup (LL)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung dan didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, sehingga dapat mengakibatkan perubahan dalam pembebanan pelat lantai atau atap.

2.3.2.3 Beban gempa (E)

Beban gempa adalah semua beban yang bekerja pada suatu struktur akibat dari pergerakan tanah yang disebabkan karena adanya gempa bumi yang mempengaruhi struktur tersebut. Adapun beberapa metode analisis pengaruh gaya gempa yang umumnya digunakan terhadap suatu struktur antara lain metode statik ekuivalen, *response spectrum* dan *time history*.

Tabel 2.4 *Beban Hidup pada Lantai Gedung*

No	Lantai gedung	Beban	Satuan
1	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam no.2	200	Kg/m ²
2	Lantai tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk took, pabrik atau bengkel	125	Kg/m ²
3	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, took, toserba, restoran, hotel, asrama, dan rumah sakit	250	Kg/m ²
4	Lantai ruang olahraga	400	Kg/m ²
5	Lantai dansa	500	Kg/m ²
6	Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain dari yang disebut dalam no 1 s/d 5, seperti masjid, gereja, ruang pertgelaran, ruang rapat, bioskop, dan panggung dengan tempat duduk tetap	400	Kg/m ²
7	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton berdiri	500	Kg/m ²
8	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam no.3	300	Kg/m ²
9	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam nomor 4,5,6 dan 7	500	Kg/m ²
10	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam no 3,4,5,6 dan 7	250	Kg/m ²
11	Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, took buku, took besi, rumah alat-alat dan ruang mesin harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri dengan minimum	400	Kg/m ²
12	Lantai gudang parkir bertingkat : o Untuk lantai bawah o Untuk lantai tingkat lainnya	800 400	Kg/m ²
13	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai yang berbatasan dengan minimum	300	Kg/m ²

(Sumber : Peraturan pembebanan Indonesia untuk bangunan gedung)

a) Kategori resiko

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.5 pangaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaa I_e menurut Tabel 2.6. Khusus untuk bangunan struktur dengan kategori resiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori resiko IV.

Tabel 2.5 *Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Gempa*

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan <p>Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</p>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,II,III dan IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan : rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen atau rumah susun - Pusat perbelanjaan - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memeiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion 	

<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas kesehatan yang memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori resiko 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 :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses pananganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang - Dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran 	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bahan bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - 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 	IV

<ul style="list-style-type: none"> - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, 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 mineral atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV</p>	
---	--

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2.6 Faktor keutamaan gempa (I_e)

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2.7 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/dt)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 s/d 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 s/d 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 s/d 350	15 s/d 50	50 s/d 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, $PI > 20$		

	<ol style="list-style-type: none"> 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ 3. Kuat geser niralir $S_u \ll 25 \text{ kPa}$
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respons spesifik situs)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh 2. Lempung sangat organik dan atau gambut ($H > 3\text{m}$) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi ($PI > 75$) 4. Lapisan lempung lunak ($S_u < 50 \text{ kPa}$)

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

b) Parameter percepatan perpetakan

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (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 pada pasal 14 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 250 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 < 0,04g$ dan $S_s < 0,15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A. Nilai S_1 dan S_s dapat dilihat pada lampiran.

c) Klasifikasi situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SD, SE dan SF . Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situs, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF . Profil tanah di situs harus di klasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.7 berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas.

d) Menentukan koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter percepatan respon spektral percepatan gempa

Untuk menentukan respon spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplikasi meliputi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter percepatan spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode pendek (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan dengan Persamaan (2-16) dan Persamaan (2-17).

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2-16)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2-17)$$

Sedangkan koefisien F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.8 dan 2.9

e) Menentukan parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik S_{D1} , harus ditentukan melalui Persamaan (2-18) dan Persamaan (2-19).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (2-18)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (2-19)$$

Tabel 2.8 Koefisien Situs F_a

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

Untuk nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

S_s^b = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2.9 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁				
	S _s ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	S _s ^b				

Untuk nilai antara S₁ dapat dilakukan intepolasi linier

S_s^b = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

f) Menentukan spektrum respons desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.6 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

Untuk periode yang lebih kecil dari T₀ spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari Persamaan (2-20).

$$S_a = \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2-20)$$

Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T₀ dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain S_a sama dengan S_{D5} Untuk periode lebih besar dari T_s spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Persamaan (2-21).

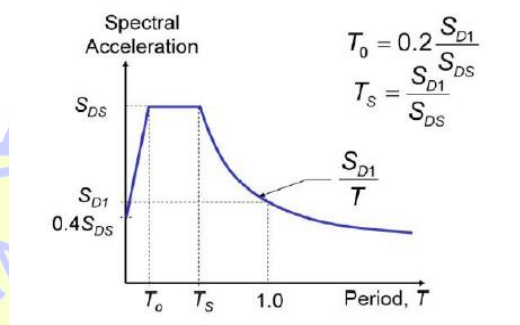
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2-21)$$

Untuk parameter periode respons ditentukan melalui Persamaan (2-22) dan Persamaan (2-23).

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-22)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-23)$$

Modal Response Spectrum Analysis



Gambar 2.6 Spektrum Respons Desain

(Sumber : Indiarjo, 2013)

- g) Menentukan kategori desain seismik (A-D)

Struktur dengan kategori resiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_1 , lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E.

Struktur yang kategori resiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, $S_1 < 0,75$, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F.

Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan kedalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.10 atau 2.11 saja, dimana berlaku ketentuan berikut :

- (a) Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur, T_a adalah kurang dari $0,8T_s$.

- (b) Pada masing-masing dua arah ortogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_s .
- (c) Persamaan 2-25 digunakan untuk menentukan koefisien respon seismik, C_s
- (d) Diafragma struktural adalah kaku, untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.
- h) Pemilihan sistem struktur dan parameter sistem (R, C_d, Ω_0)

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 2.12. Pembagian setiap tipe berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan dalam Tabel 2.12. Koefisien modifikasi respon yang sesuai, R , faktor kuat lebih sistem Ω_0 , dan koefisien amplifikasi defleksi, C_d , sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 2.12 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat desain.

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Percepatan Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} \leq 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2.11 Kategori Desain Seismik Percepatan Periode 1 Detik

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

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

i) Gaya geser dasar seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan (2-24).

$$V = C_s \times w \quad (2-24)$$

Untuk perhitungan koefisien respons seismik C_s harus di tentukan sesuai dengan Persamaan (2-25).

$$C_s = \frac{S_{DS} \times I_e}{R} \quad (2-25)$$

j) Penentuan periode fundamental

Periode fundamental struktur T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan T_a yang ditentukan sesuai dengan persamaan (2-26) sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur T diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan T_a

Penentuan periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dengan Persamaan (2-26).

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (2-26)$$

Tabel 2.12 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem Ω_0	Faktor pembesaran defleksi Cd	Batasan sistem dan tinggi struktur $h_n(m)^e$				
				Kategori Desain				
				B	C	D^d	E^d	F^e
Sistem Rangka Pemikul Momen								
SRPMK	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
SRPMM	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
SRPMBB	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI

Catatan : TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diiijinkan

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2.13 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

TIPE STRUKTUR	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing egosentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2.14 Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik , $D1 S$	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

k) Distribusi vertikal gaya gempa

Gaya gempa lateral (F_x) yang timbul dimana semua tingkat harus ditentukan dari Persamaan (2-27) dan Persamaan (2-28).

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (2-27)$$

$$C_{vx} = \frac{W_i \times h_i^k}{\sum W_i \times h_i^k} \quad (2-28)$$

Penentuan nilai K ini berdasarkan pada periode (T) dari sistem struktur tersebut. Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang, $K = 1$. Sedangkan untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau

lebih, $K = 2$, dan untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, K harus sebesar 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x), harus di tentukan dengan Persamaan (2-29).

$$V_x = \sum_{x-1}^n Fi \quad (2-29)$$

2.3.2.4 Beban angin (W)

Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) serta seluruh komponen dan klading gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin seperti yang ditetapkan menurut pasal 26 sampai pasal 31 SNI-1727-2013, adapun langkah-langkah untuk menentukan beban angin SPBAU untuk bangunan gedung tertutup, tertutup sebagian, dan serta terbuka dari semua ketinggian adalah sebagai berikut :

a) Menentukan kategori resiko gedung

Penentuan kategori resiko berdasarkan oleh fungsi suatu bangunan, tabel kategori resiko dapat di lihat pada Tabel 2.5 pada sub bab 2.3.2.3

b) Menentukan kecepatan angin untuk kategori resiko yang sesuai

Penentuan kecepatan angin di dasari oleh data rekaman kecepatan angin dasar maksimum, yang dapat dilihat pada lampiran A.1

c) Menentukan parameter-parameter beban angin

(a) Faktor arah angin

Penentuan faktor kecepatan angin ditentukan berdasarkan tipe struktur yang direncanakan menerima pengaruh beban angin, faktor kecepatan angin dapat dilihat pada Tabel 2.15.

(b) Faktor eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur lawanan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas bangunan. Adapun beberapa kategori eksposur menurut SNI-1727-2013 antara lain :

- Eksposur B adalah untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30ft (9,1m). Eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana di tentukan oleh kekasaran permukaan B (Daerah perkotaan dan pinggiran kota, daerah berhutan, atau daerah lain dengan penghalang jarak dekat yang banyak memiliki ukuran dari tempat tinggal keluarga-tunggal atau lebih besar), berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 1.500ft (457 m). Untuk bangunan dengan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 30ft (9,1 m), eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan B berada dalam arah lawan angin untuk jarak lebih besar dari 2.600ft (792 m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar.
- Eksposur C berlaku untuk semua kasus dimana Eksposur B atau D tidak berlaku.
- Eksposur D berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh kekasaran permukaan D (area datar, area tidak terhalang dan permukaan air. Kategori ini berisi lumpur halus, padang garam, dan es tak terputus), berlaku di arah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 5.000ft (1.524 m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar.

Tabel 2.15 Faktor Arah Angin

Tipe Struktur	Faktor arah angin K_d^*
Bagunan gedung	
Sistem penahan beban angin utama	0,85
Komponen dan klading bangun gedung	0,85
Cerobong	0,85
Cerobong asap, tangki dan struktur yang sama	
Segi empat	0,9
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame	
Pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
Papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85
Rangka batang menara	0,85

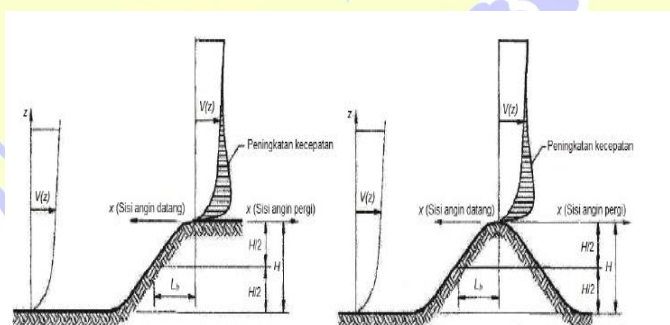
Segi tiga segi empat, persegi panjang Penampang lainnya	0,95
--	------

(Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

(c) Faktor topografi, K_{zt}

Efek peningkatan kecepatan angin pada bukit, bukit memanjang, dan tebing curam yang terisolasi akan menimbulkan perubahan mendadak dalam topografi umum, terletak dalam setiap kategori eksposur, harus dimasukkan dalam perhitungan beban angin bila kondisi bangunan gedung dan kondisi lokasi struktur memenuhi kondisi berikut :

- Bukit, bukit memanjang, atau tebing curam yang terisolasi dan tidak terhalang angin arah vertikal ke atas oleh pengaruh topografi serupa dari ketinggian yang setara untuk 100 kali fitur topografi ($100H$) atau 2 mil (3,22 m), dipilih yang terkecil. Jarak ini harus di ukur horizontal dari titik dimana tinggi H pada bukit, punggung bukit, atau tebing yang ditentukan.
- Bukit, bukit memanjang, atau tebing curam yang menonjol diatas ketinggian fitur dataran arah vertikal ke atas antara radius 2 mil (3,22 m) untuk setiap kuadran dengan faktor dua atau lebih.
- Struktur yang berlokasi seperti terlihat pada gambar 2.7 pada setengah bagian ke atas dari bukit atau punggung bukit atau dekat puncak tebing.



Tebing

Bukit Memanjang 2-D atau Bukit Simetris 3-D

Gambar 2.7 Pengaruh Bentuk Topografi Terhadap Kecepatan Angin

(Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

(d) Faktor efek tiupan angin

Faktor efek tiupan angin pada suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku diambil sebesar 0,85.

(e) Klasifikasi ketutupan

Jika sebuah bangunan memenuhi defenisi bangunan “terbuka” dan “tertutup sebagian”, harus diklasifikasikan sebagai bangunan “terbuka”. Suatu bangunan yang tidak memenuhi defeni bangunan “terbuka” atau “tertutup sebagian” harus diklasifikasikan sebagai bangunan “tertutup”. Adapun dasar penentuan klasifikasi ketertutupan antara lain :

- Bangunan gedung tertutup : adalah bangunan gedung yang tidak memenuhi persyaratan untuk bangunan gedung terbuka atau bangunan gedung tertutup sebagian.
- Bangunan gedung terbuka : bangunan gedung yang memiliki dinding setidaknya 8 persen terbuka.
- Bangunan gedung tertutup sebagian : sebuah bangunan yang memenuhi sebuah kondisi berikut : luas total bukaan di dinding yang menerima tekanan eksternal positif melebihi jumlah dari luas bukaan di keseimbangan amplop bangunan gedung (dinding dan atap) dengan lebih dari 10 persen, dan luas total bukaan dinding yang menerima tekanan eksternal positif melebihi 4 ft.

Tabel 2.16 Faktor Topografi

Topographic Multipliers for Ecporsure C										
h/L_h	K1 Multiplier			x/L_h	K2 Multiplier		z/L_h	K3 Multiplier		
	2-D Ridge	2-D Escarp	3-D Axisym hill		2-D Ridg e	All other case		2-D Ridge	2-D Escarp	3-D Axisym hill
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09

				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

(Sumber : ASCE, 7-10, *Minimum Design Load for Buildings And Other Structures*)

(f) Koefisien tekanan eksternal, G_{epi}

Koefisien tekanan eksternal harus ditentukan dari Tabel 2.17 berdasarkan pada klasifikasi ketertutupan bangunan gedung yang sudah ditentukan.

d) Menentukan parameter beban angin

Berdasarkan kategori eksposur yang ditentukan, koefisien eksposur tekanan velositas K , sebagaimana yang berlaku, harus ditentukan dari Tabel 2.18 untuk situs yang terletak di zona transisi antar kategori eksposur yang dekat terhadap perubahan kekasaran permukaan tanah, diizinkan untuk menggunakan nilai menengah dari yang tercantum dalam Tabel 2.18 asalkan ditentukan dengan metode analisis rasional yang tercantum dalam literatur yang dikenal.

Tabel 2.17 Koefisien Eksposur Tekanan Velositas

Height above ground level, z		Exposure		
Ft	M	B	C	D
0-15	0-4,6	0,57	0,85	1,03
20	6,1	0,62	0,9	1,08
25	7,62	0,66	0,94	1,12
30	9,144	0,7	0,98	1,16
40	12,192	0,76	1,04	1,22
50	15,24	0,81	1,09	1,27
60	18,288	0,85	1,13	1,31
70	21,336	0,89	1,17	1,34
80	24,384	0,93	1,21	1,38
90	27,432	0,96	1,24	1,4
100	30,48	0,99	1,26	1,43

120	36,576	1,04	1,31	1,48
140	42,672	1,09	1,36	1,52
160	48,768	1,13	1,39	1,55
180	54,864	1,17	1,43	1,58
200	60,96	1,2	1,46	1,61
250	76,2	1,28	1,53	1,68
300	91,44	1,35	1,59	1,73
350	106,68	1,41	1,64	1,78
400	121,92	1,47	1,69	1,82
450	137,16	1,52	1,73	1,86
500	152,4	1,56	1,77	1,89

(Sumber : ASCE, 7-10, *Minimum Design Load for Buildings And Other Structures*)

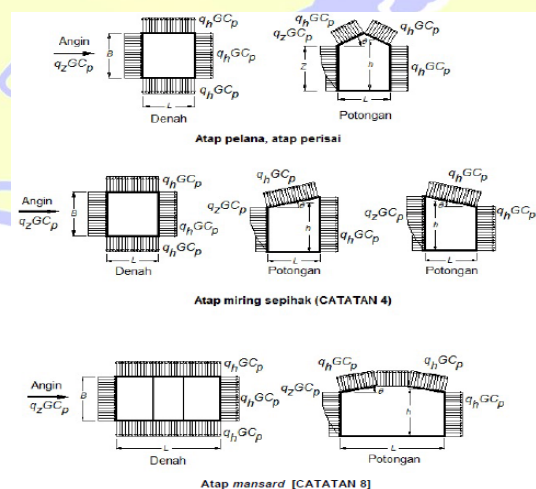
e) Menentukan tekanan velositas q atau q_h

Tekanan velositas, q_z di evaluasi pada ketinggian z harus dihitung dengan Persamaan (2-30).

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \quad (2-30)$$

f) Menentukan koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N

Koefisien tekanan internal didapat dengan meninjau permukaan sentuh angin dan perbandingan lebar dengan panjang gedung. Nilai c_p dapat dilihat pada Tabel 2.18.



Gambar 2.8 Distribusi Tekanan Angin Berdasarkan Bentuk dan Kondisi Gedung

(Sumber : SNI-1727-2013 *Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan*)

Tabel 2.18 Nilai Koefisien Tekanan Dinding

Koefisien tekanan dinding C_p			
Permukaan	L/B	C_p	Digunakan dengan
Dinding disisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	Qz
Dinding disisi angin pergi	0-1	-0,5	Qz
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Dinding tepi	Seluruh nilai	-0,7	Qh

(Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

g) Perhitungan tekanan angin untuk setiap permukaan gedung

Tekanan angin desain untuk SPBAU bangunan gabungan dari semua ketinggian harus ditentukan dengan Persamaan (2-31).

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (G C_{pi}) / (N / mm^2) \quad (2-31)$$

dengan :

q = q_z dan q_h adalah untuk ketinggian z dan h dari atas permukaan tanah.

q_i = q_h untuk dinding datang, dinding samping, dinding sisi angin pergi dan atap

2.3.3 Arah beban gempa

2.3.3.1 Arah kriteria pembebanan

Arah penerapan beban gempa yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Arah penerapan gaya gempa diizinkan untuk memenuhi persyaratan ini menggunakan prosedur 2.3.3.2 untuk kategori desain seismik B, 2.3.3.3 untuk kategori desain seismik C, dan 2.3.3.4 untuk ketegori desain seismik D, E, dan F.

2.3.3.2 Kategori seismik B

Untuk struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik B, gaya gempa desain diizinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-

masing arah dari dua arah ortogonal dan pengaruh interaksi ortogonal diizinkan untuk diabaikan.

2.3.3.3 Kategori seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik C harus minimum sesuai dengan persyaratan dalam 2.3.3.2, untuk kategori desain seismik B dan persyaratan pasal ini. Struktur yang mempunyai ketidak beraturan struktur horizontal Tipe 5 dalam Tabel 10 (SNI-1726-2012) harus menggunakan salah satu dari prosedur berikut :

- a) Prosedur kombinasi ortogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya leteral ekuivalen dalam 7.8 (SNI-1726-2012), prosedur analisis spektrum respons ragam dalam 7.9 (SNI-1726-2012), atau prosedur riwayat *response* linier dalam 11.1 (SNI-1726-2012), seperti diizinkan dalam 7.6 (SNI-1726-2012), dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah ortogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya di desain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan 100 persen gaya untuk satu arah ditambah 30 persen gaya untuk arah tegak lurus. Kombinasi yang mensyaratkan kekuatan komponen maksimum Harus digunakan.
- b) Penerapan serentak gerak tanah ortogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur riwayat respons linier dalam 11.1 (SNI-1726-2012) atau prosedur riwayat respons nonlinier dalam 11.2 (SNI-1726-2012) seperti diizinkan dalam 7.6 (SNI-1726-2012), dengan pasangan ortogonal riwayat percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

2.3.3.4 Kategori desain seismik D sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D,E, dan F harus minimum memenuhi, sesuai dengan persyaratan 3.2.3.3. sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang membentuk dari bagian dua arah atau lebih sistem penahan gaya gempa yang berpotongan dan dikenai beban aksial akibat gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20 persen kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh

beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa dalam semua arah. Baik prosedur 3.2.3.3a atau 3.2.3.3b, diizinkan untuk digunakan untuk memenuhi persyaratan ini. Kecuali seperti disyaratkan dalam 3.2.3.3, analisis 2 dimensi diizinkan untuk struktur dengan diafragma fleksibel.

2.3.4 Kombinasi beban terfaktor

Dengan mengacu pada kombinasi pembebanan SNI-1726-2012 komponen elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut :

- a) 1,4 D
- b) 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R)
- c) 1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5 W)
- d) 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr atau R)
- e) 1,2 D + 1,0 E + L
- f) 0,9 D + 1,0 W
- g) 0,9 D + 1,0 E

2.4 Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δ_a) seperti yang terdapat pada tabel 2.20 untuk semua tingkat.

2.5 Faktor reduksi kekuatan

Konsep keamanan lapis kedua adalah reduksi kapasitas teoritik komponen struktur dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan dalam menentukan kekuatan desain. Pemakaian faktor reduksi dimaksudkan untuk memperhitungkan kemungkinan penyimpangan terhadap kekuatan bahan, pengerjaan, ketidaktepatan ukuran, pengadukan dan pengawasan pelaksanaan. SNI-2847-2013 pasal 9.3.2 memberikan faktor reduksi kekuatan untuk berbagai mekanisme, beberapa diantaranya adalah sebagai berikut :

- | | | |
|---------------------------------|-------------------|---------------|
| a) Penampang terkendali tarik | | $\phi = 0,90$ |
| b) Penampang terkendali tekan : | bertulang spiral | $\phi = 0,75$ |
| | Bertulang lainnya | $\phi = 0,65$ |

- c) Geser dan torsi $\phi = 0,75$
d) Tumpuan dan beton $\phi = 0,65$
e) Daerah angkur pasca tarik $\phi = 0,85$

Alternatifnya adalah bila ketentuan alternatif untuk komponen struktur lentur dan tekan beton bertulang dan prategang digunakan, untuk komponen struktur dimana f_y tidak melampaui 420 MPa, dengan tulangan simetris, dan dengan $(d-d')/h$ tidak kurang dari 0,70, maka nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linier menjadi 0,90 seiring dengan berkurangnya nilai ϕP_n dari $0,10f'_c A_g$ ke nol. Untuk komponen struktur bertulang lainnya, nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linier menjadi 0,90 seiring dengan berkurangnya nilai ϕP_n dari nilai terkecil antara $0,10f'_c A_g$ atau ϕP_b ke nol.

Tabel 2.19 Simpangan Antar Lantai Ijin Δa

Struktur	Kategori Resiko		
	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 mengakomodasikan simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$

Catatan : h_{sx} adalah tingkat dibawah tingkat x

(Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

2.6 Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang

2.6.1 Asumsi perencanaan

Dalam menghitung beban terhadap beban lentur atau aksial atau kombinasi dari beban lentur dan aksial, menurut (Sudarmoko : 1994), asumsi yang diperlukan dalam perencanaan :

- 1) Regangan dalam tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding langsung dengan jarak sumbu netral.
- 2) Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat beton terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003.
- 3) Tegangan dalam tulangan dibawah kuat leleh yang ditentukan f_y untuk mutu tulangan yang digunakan harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk tegangan yang lebih besar dari regangan yang memberikan f_y tegangan pada tulangan harus dianggap tidak tergantung pada regangan dan sama dengan f_y .
- 4) Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam hitungan.
- 5) Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton dianggap bentuk persegi.
- 6) Distribusi tegangan beton persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut :
 - a) Tegangan beton sebesar $0,85f'_c$ harus diasumsikan terdistribusi merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
 - b) Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut.
 - c) Faktor β_1 harus diambil sebesar 0,85 untuk kuat tekan beton f'_c antara 17 MPa sampai dengan 28 MPa. Untuk kekuatan diatas 28 MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan kekuatan 7 MPa diatas 28 MPa, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0,65 MPa. Ketentuan ini dapat dijelaskan sebagai berikut :

Jika $17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} : \beta_1 = 0,85$

Jika $f'_c > 28 \text{ MPa} : \beta_1 = 0,85 - 0,05 (f'_c - 28)/7$ tidak boleh kurang dari 0,65.

2.7 Pelat Lantai Konvensional

Pelat beton merupakan suatu permukaan horizontal yang rata pada lantai bangunan, atap, jembatan atau jenis struktur lainnya. Pelat beton di tumpu oleh

dinding, balok, kolom, atau dapat juga terletak langsung di atas tanah (*slab on ground*). Pada struktur balok-pelat, umumnya balok dan pelat di cor secara bersama-sama sehingga menghasilkan satu kesatuan struktur yang monolit. Pada umumnya pelat dalam suatu gedung dapat diklasifikasikan menjadi tiga kelompok yaitu sebagai berikut :

a) Pelat satu arah

Pelat satu arah merupakan pelat yang hanya di tumpu di kedua sisi sehingga pelat akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan, beban yang didistribusikan oleh pelat dalam satu arah yaitu arah tumpuan. Lihat pada Gambar 2.7(a).

b) Pelat rusuk (*Jois Construction*)

Pelat rusuk merupakan pelat beton dengan ketebalan 50 hingga 100 mm, yang ditopang dengan sejumlah rusuk dengan jarak beraturan. Rusuk mempunyai lebar minimum 100 mm dan mempunyai tinggi lebih dari 3,5 kali lebar minimumnya. Rusuk ditopang oleh balok induk utama yang langsung menumpu pada kolom. Sistem pelat rusuk cocok digunakan untuk struktur pelat dengan bentang 6-9 m.

c) Pelat dua arah

Pelat dua arah merupakan pelat yang ditopang di keempat sisi, dengan rasio bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari dua. Sistem pelat dua arah dibedakan menjadi beberapa jenis diantaranya yaitu :

(a) Sistem balok-pelat dua arah

Pada sistem pelat ini beton di tumpu oleh balok di keempat sisinya. Beban dari pelat di transfer ke keempat penumpu balok dan selanjutnya beban di transfer ke kolom. Balok akan meningkatkan kekakuan pelat, sehingga lendutan yang terjadi akan relatif kecil. Lihat pada Gambar 2.7(b)

(b) Sistem slab datar (*flat slab*)

Slab datar merupakan sistem struktur pelat beton dua arah yang tidak memiliki balok penumpu di masing-masing sisinya. Beban pelat ditransfer langsung ke kolom. kolom cenderung akan menimbulkan kegagalan geser

pons pada pelat lihat pada Gambar 2.7(c), yang dapat dicegah dengan beberapa alternatif diantaranya :

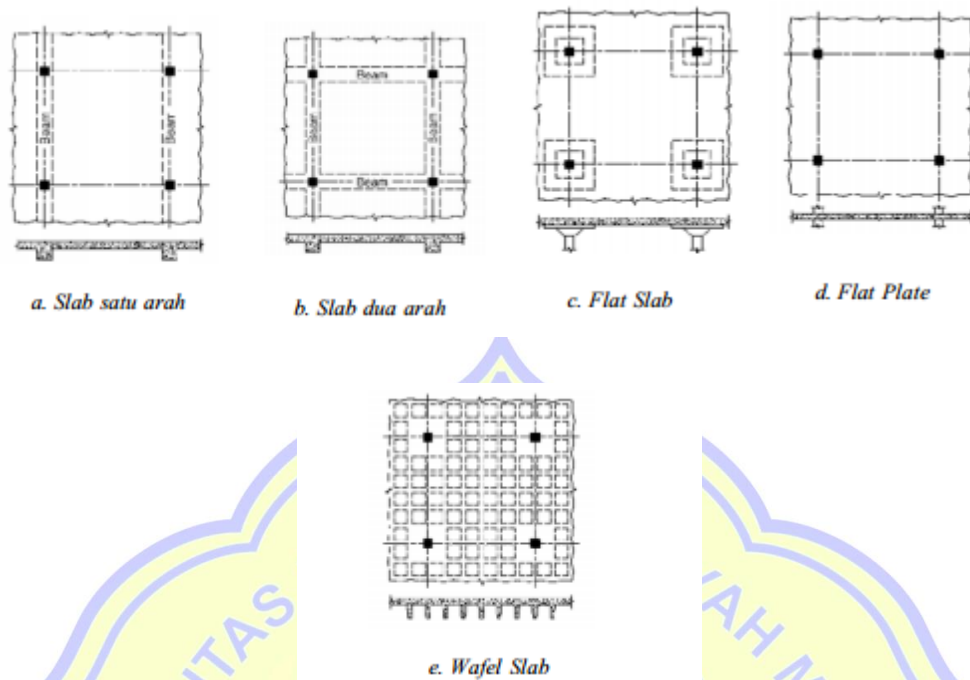
- Memberikan penebalan setempat pada pelat (*drop panel*) serta menyediakan kepala kolom (*column capital*)
- Menyediakan penebalan panel namun tanpa kepala kolom, panel disekitar kolom harus cukup tebal untuk memikul terjadinya tegangan tarik diagonal yang muncul akibat geser pons.
- Menggunakan kepala kolom tanpa adanya penebalan panel, namun hal ini jaran diaplikasikan sistem slab datar digunakan untuk bentang 6-9 m, dengan beban hidup 4-7 kN/m².

(c) Sistem pelat datar (*flat plate*)

Sistem pelat ini merupakan pelat yang tertumpu langsung ke kolom tanpa adanya penebalan panel dan kepala kolom. Potensi kegagalan struktur terbesar akan timbul akibat geser pons, yang akan menghasilkan tegangan tarik diagonal. Sebagai akibat tidak adanya penebalan panel dan kepala kolom, maka dibutuhkan ketebalan panel yang lebih besar atau dengan memberikan penulangan ekstra diarea sekitar kolom. Lihat pada Gambar 2.7(d)

(d) Pelat dua arah berusuk dan pelat *waffle*

Pelat dua arah berusuk dan pelat *waffle* merupakan pelat dua arah dengan ketebalan antara 50 hingga 100 mm dan ditumpu oleh rusuk-rusuk dalam dua arah. Tepi-tepi pelat ditopang oleh balok atau dapat juga pelat langsung menumpu pada kolom dengan memberikan penebalan pada pelat disekita kolom. Sistem pelat ini saring disebut dengan pelat *waffle* lihat pada Gambar 2.7(e)



Gambar 2.9 Jenis-Jenis Pelat

(Sumber : Agus Setiawann, 2016 hal : 253)

2.7.1 Persyaratan struktural pelat lantai

Dalam proses pembangunan suatu gedung terdapat standar yang menjadi acuan persyaratan, dalam hal ini adalah SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung. Standar ini juga mengatur mengenai syarat konstruksi beton bertulang, didalamnya terdapat beberapa ketentuan yang menjadi pedoman dalam proses analisis dan desain pelat lantai terlepas dari metode apa yang digunakan dalam analisis pelat lantai.

2.7.1.1 Tebal minimum pelat

1) Pelat satu arah

Peraturan SNI-2847-2013 memberikan beberapa batasan dalam desain pelat satu arah :

- a. Desain dilakukan dengan menggunakan asumsi lebar 1 meter.
- b. Ketebalan minimum pelat satu arah yang menggunakan $f_y = 400$ MPa sesuai dengan SNI-2847-2013 Tabel 9.5.a harus ditentukan sebagaimana terlihat pada Tabel 2.20.

Tabel 2.20 *Tebal Minimum Pelat*

Jenis Komponen Struktur	Tertumpu Sederhana	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
Pelat Satu Arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Pelat rusuk	L/16	L/18,5	L/21	L/8

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

Untuk f_y selain 400 MPa, maka nilai dalam tabel 2.21 harus dikalikan dengan $0,4 + \frac{f_y}{700}$.

- c. Lendutan harus diperkirakan apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan yang besar. Batasa lendutan ditentukan dalam Tabel 2.21.

Tabel 2.21 *Batasan Lendutan Pelat*

Jenis Struktur Pelat	Lendutan yang Diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan sesaat akibat beban hidup (L)	1/180
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan sesaat akibat beban hidup (L)	1/360
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan sesaat akibat penambahan beban hidup)	1/480
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.		1/240

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

- d. Selimut beton untuk struktur pelat tidak boleh kurang dari 20 mm, untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca dan tanah.
- e. Struktur pelat satu arah, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang memiliki arah tegak lurus terhadap tulangan lentur. Persyaratan ini diatur dalam SNI-2847-2013 Pasal 7.12. Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton yang ditunjukkan dalam Tabel 2.23 namun tidak kurang dari 0,0014.

Tabel 2.22 Persyaratan Tulangan Susut dan Suhu untuk Pelat

Pelat yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu $f_y = 280$ atau 350 MPa	0,0020
Pelat yang menggunakan tulangan ulir atau jaringan kawat las dengan mutu $f_y = 420$ MPa	0,0018
Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35%	$0,0018 \times \frac{420}{f_y}$

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

- (f) Kecuali untuk pelat rusuk, maka jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh melebihi 3 kali ketebalan pelat atau tidak boleh lebih dari 450 mm (SNI-2847-2013, Pasal 7.6.5)

2) Pelat dua arah

Dalam SNI-2847-2013 Pasal 9.5.3 menentukan ketebalan minimum pelat dua arah untuk mencegah terjadinya lendutan berlebih, karena perhitungan lendutan dari pelat dua arah akan cukup rumit, dan untuk mencegah lendutan yang besar, maka ketebalan pelat dapat ditentukan menggunakan rumus empiris sebagai berikut :

- (a) Untuk $0,2 < a_{fm} < 2,0$

$$h = \frac{\ell \left(n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right) \right)}{36 + 5\beta(a_{fm} - 0,2)} \quad (2-32)$$

namun tidak kurang dari 125 mm.

- (b) Untuk $a_{fm} > 2,0$

$$h = \frac{\ell \left(n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right) \right)}{36 + 9\beta} \quad (2-33)$$

namun tidak kurang dari 90 mm.

(c) Untuk $a_{fm} < 0,2$

h = ketebalan minimum pelat untuk balok (Lihat Tabel 2.23)

Tabel 2.23 *Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Dalam*

f_y (MPa)	Tanpa Penebalan Panel			Dengan Penebalan Panel		
	Panel luar		Panel dalam	Panel luar		Panel dalam
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

Tebal minimum pelat tanpa balok dalam seperti ditentukan dalam Tabel 2.23 tidak boleh kurang dari 120 mm (untuk pelat tanpa penebalan panel), atau tidak kurang dari 100 mm (untuk pelat dengan penebelan panel). Dalam SNI-2847-2013 Pasal 9.5.3.3(d) diisyaratkan untuk panel dengan tepi yang tidak menerus, maka balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α yang tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan maksimum yang dihitung dari Persamaan (2-32) dan Persamaan (2-33) harus dinaikkan minimal 10 %.

2.7.1.2 Tulangan pelat

1) Tulangan geser

(a) Spasi tulangan geser

Untuk tulangan geser dipasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur, jarak atau spasi antar tulangannya tidak boleh melebihi 600 mm maupun $d/2$. Dengan d adalah jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal.

(b) Luas minimum

Luas minimum untuk tulangan geser mengacu pada SNI-2847-2013 terdapat dalam Persamaan (2-34).

$$\text{Luas minimum} = 0,0062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y t} \quad (2-34)$$

Namun demikian tidak boleh kurang dari $(0,35b_w s)/f_y t$

(c) Kuat geser

- Kuat geser nominal tulangan

Apabila digunakan tulangan geser tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur maka kuat geser nominal yang dapat disediakan oleh tulangan seperti terdapat pada persamaan (2-35).

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (2-35)$$

Dengan A_v adalah tulangan geser.

- Kuat geser nominal beton

Untuk komponen struktur yang dikenai gaya geser dan lentur saja maka nilai kuat geser nominal yang dapat disediakan oleh beton seperti terdapat pada persamaan (2-36).

$$V_c = 0,17 \delta \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-36)$$

Dengan nilai δ adalah 1,0 untuk beton berat normal dan 0,75 untuk beton berat ringan.

2) Tulangan utama (lapangan maupun tumpuan)

Rasio tulangan utama yang digunakan tidak boleh melebihi rasio maksimum ataupun kurang dari rasio minimum yang telah ditetapkan. Perhitungan rasio yang digunakan adalah sebagai berikut seperti terdapat pada persamaan (2-37) sampai dengan (2-39).

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \beta \frac{600}{600+f_y} \quad (3-37)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2-38)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ atau } \rho_{min} = 0,0025 \quad (2-39)$$

2.7.1.3 Metode koefisien momen

Terdapat banyak metode untuk melakukan analisa pada pelat lantai, dua diantaranya adalah metode koefisien momen dan metode perencanaan langsung. Metode koefisien momen menggunakan nilai-nilai tertentu sebagai koefisien dalam menentukan besarnya momen yang terjadi baik didaerah lapangan maupun didaerah tumpuan. Metode ini cukup mudah dan praktis diterapkan karena nilai-nilai koefisien momen tersebut sudah disediakan namun metode ini menjadi kurang efektif untuk digunakan pada pelat dengan bentangan yang cukup panjang. Persamaan yang digunakan untuk perhitungan momen adalah :

$$M = 0,001 \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad (2-40)$$

Dengan q_u sebagai beban total pada pelat dan l_x sebagai jarak pada bentang terpendek. Untuk nilai x yang merupakan koefisien momen dapat diperoleh pada tabel koefisien momen yang terdapat dalam Peraturan Beton Bertulang Indonesia Tahun 1971.

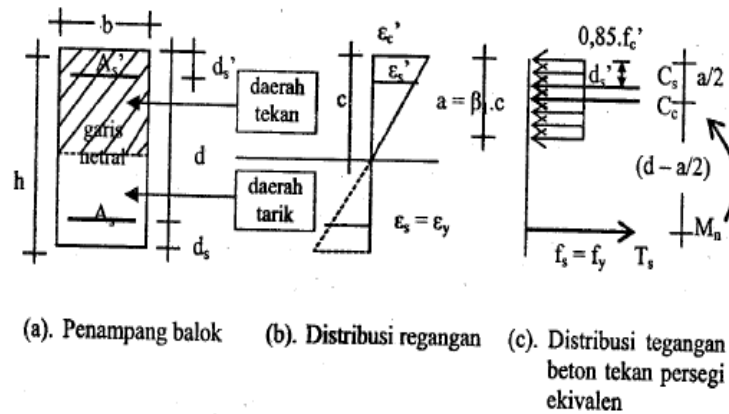
2.8 Balok

Balok merupakan salah satu elemen struktur portal dengan bentang yang arahnya horizontal, beban yang bekerja pada balok berupa beban lentur, beban geser maupun torsi atau biasa disebut dengan momen puntir, sehingga diperlukan baja tulangan untuk menahan beban beban tersebut. Tulangan yang digunakan berupa tulangan longitudinal untuk menahan beban lentur, dan tulangan geser atau begel untuk menahan geser dan torsi.

Pada praktik dilapangan jarang sekali ditemukan balok dengan tulangan tunggal melainkan selalu dipasang tulangan rangkap. Balok beton dengan tulangan rangkap ialah balok yang diberi tulangan pada penampang beton di daerah tarik dan tekan. Dipasanganya tulangan didaerah tarik dan tekan bertujuan untuk menerima beban yang terjadi berupa momen lentur. Untuk balok yang menahan momen lentur besar tulangan tarik dipasang lebih banyak daripada tulangan tekan, keadaan ini disebabkan oleh kekuatan beton pada daerah tarik yang diabaikan, sehingga semua beban tarik ditahan oleh tulangan longitudinal tarik.

2.8.1 Distribusi regangan dan tegangan balok

Regangan dan tegangan yang terjadi pada balok dengan penampang beton bertulang rangkap seperti yang terlihat pada Gambar 2.10 berikut.



Gambar 2.10 Distribusi Regangan dan Tegangan Pada Balok Bertulangan Rangkap

(Sumber : Ali Asroni , 2010)

Pada perencanaan beton bertulang regangan tulangan tarik selalu diperhitungkan setelah leleh. Sedangkan untuk tulangan tekan (ϵ'_s) regangan tulangan tekan sebelum leleh. Nilai regangan tulangan tekan dapat dihitung dengan Persamaan (2-41).

$$\epsilon'_s = \frac{a - \beta_1 d_s'}{a} \times 0,003 \quad (2-41)$$

Tegangan tekan baja tulangan f'_s dihitung dengan menggunakan Persamaan (2-42).

$$f'_s = \frac{a - \beta_1 d_s'}{a} \times 600 \quad (2-42)$$

2.8.2 Momen Nominal dan Rencana Balok

Pada balok bertulangan rangkap bagian atas bekerja 2 buah gaya tekan ke kiri, sedangkan penampang balok bagian bawah bekerja 1 buah gaya tarik ke kanan. Gaya tekan dan gaya tarik tersebut sama besar dan bekerja berlawanan arah, sehingga menimbulkan momen yang disebut momen nominal aktual (M_n) yang terdapat pada Persamaan (2-43) sampai dengan Persamaan (2-46).

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \quad (2-43)$$

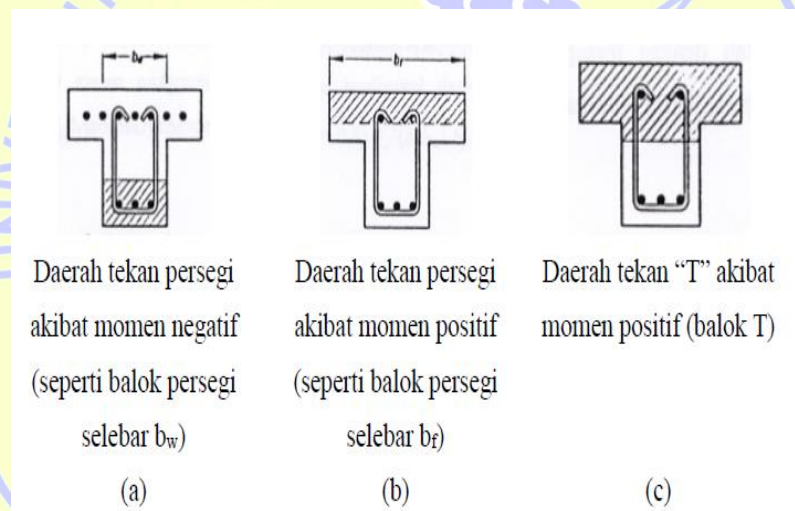
$$M_{nc} = C_c \cdot (d - \frac{a}{2}) \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (2-44)$$

$$M_{ns} = T_s \cdot (d - d') \text{ dengan } T_s = A_s f'_s \quad (2-46)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,9 \quad (2-46)$$

2.8.3 Konstruksi Balok T

Jika momen yang bekerja pada penampang adalah momen negatif, maka balok T akan berperilaku sebagai balok persegi biasa (bagian yang diarsir pada gambar a), dimana bagian beton yang tertekan, berbentuk empat persegi dengan lebar yang tertekan sebesar b_w , sehingga analisis dan desainnya sama seperti balok persegi. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.11 berikut.



Gambar 2.11 Bagian Tekan Pada Balok T

Jika momen yang bekerja pada penampang adalah momen positif, maka ada dua kemungkinan yang terjadi yaitu :

- 1) Balok akan berperilaku sebagai balok persegi jika bagian yang tertekan hanya pada bagian sayap saja seperti yang terlihat pada gambar (b), dengan lebar bagian tekan b_f .
- 2) Balok akan berperilaku sebagai balok T murni jika bagian yang tertekan meliputi sayap dan badan balok T.

Berikut adalah ketentuan balok T untuk lebar efektif pelat (b_f) berdasarkan SNI-2847-2013 :

- a) Untuk balok interior berbentuk T ketentuannya adalah :
- $b_f \leq 1/4$ bentang balok, dan
 - lebar pelat efektif sayap yang menggantung pada masing-masing sisi badan tidak boleh melebihi :
 - Delapan kali tebal pelat dan,
 - Setengah jarak bersih ke badan disebelahnya.
- b) Untuk balok eksterior berbentuk L ketentuannya adalah :
- $b_f \leq 1/12$ bentang balok.
 - Enam kali tebal pelat dan,
 - Setengah jarak bersih ke badan disebelahnya.

Penulangan lentur pada balok T dapat dihitung seperti penulangan lentur pada balok persegi biasa apabila kemampuan menahan momen akibat beton tekan *flens* lebih besar daripada momen nominal yang mampu ditahan balok ($M_{c_c} \geq M_n$). Kuat tekan beton sisi tekan setebal *flens* dihitung dengan Persamaan (2-47).

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (2-47)$$

Maka kemampuan menahan momen akibat beton tekan *flens* dapat dihitung dengan Persamaan (2-48).

$$M_{c_c} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-48)$$

2.8.4 Penulangan geser dan torsi balok

Tulangan geser dibutuhkan untuk menahan gaya geser atau gaya lintang yang bekerja pada bagian ujung balok sehingga dapat menimbulkan retak miring pada balok. Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok atau elemen struktur yang dapat terjadi karena adanya beban eksentrik yang bekerja pada balok tersebut. Berdasarkan SNI-2847-2013

pengaruh torsi atau puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat pada Persamaan (2-49).

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} (\Sigma x^2 y) \text{ dengan } \phi = 0,75 \quad (2-49)$$

Dengan :

$$\Sigma x^2 y = x_1^2 y_1 + 2x_2^2 (3x_2) \text{ untuk balok berpenampang persegi.}$$

Kuat momen torsi yang diberikan balok beton, dapat dihitung dengan Persamaan (2-50).

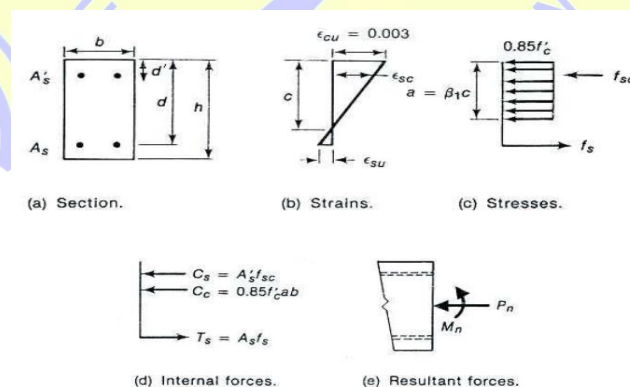
$$T_c = \frac{\sqrt{\frac{f'_c}{15}} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4V_u}{C_t T_u} \right]^2}} \quad (2-50)$$

Kemampuan maksimum menahan geser pada balok beton dihitung dengan Persamaan (2-51).

$$V_c = \frac{\sqrt{\frac{f'_c}{6}} b_w d}{\sqrt{1 + \left[2,5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} \quad (2-51)$$

2.9 Kolom

Pada dasarnya konsep perencanaan kolom hampir sama dengan perencanaan balok, hanya saja ada penambahan beban aksial, kondisi penampang kolom bila dibebani tekan dan lentur maka kondisi dari tegangan dan regangan pada kolom digambarkan oleh diagram tegangan dan regangan pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom

(Sumber : McCormac, 2001)

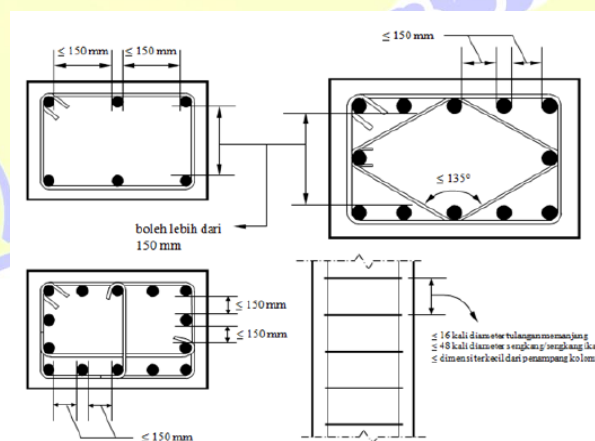
2.9.1 Perencanaan kolom

Peraturan SNI-2847-2013 memberikan batasan untuk dimensi, tulangan, kekangan lateral dan beberapa hal lain yang berhubungan dengan kolom beton. Beberapa persyaratan tersebut dirangkum sebagai berikut :

- 1) **Pasal 9.3.2.2** memberikan batasan untuk faktor reduksi kekuatan, ϕ yaitu sebesar 0,65 untuk sengkang persegi dan $\phi = 0,75$ untuk sengkang spiral. Sengkang spiral diberikan nilai ϕ yang lebih tinggi karena mampu menunjukkan perilaku yang lebih daktil dibandingkan dengan sengkang persegi. Nilai faktor reduksi yang diberikan untuk elemen kolom ini jauh lebih kecil daripada faktor reduksi untuk elemen balok (yang diperbolehkan hingga $\phi = 0,90$). Hal ini disebabkan karena elemen kolom yang dominan terhadap gaya tekan menunjukkan tingkat daktilitas yang lebih kecil dibandingkan elemen balok. Kolom juga sensitif terhadap mutu atau kuat tekan dari beton. Disamping itu posisi pengecoran kolom yang vertikal serta efek segregasi juga menjadi alasan bahwa nilai faktor reduksi kekuatan pada kolom diambil lebih kecil daripada balok.
- 2) **Pasal 10.9.1** mensyaratkan bahwa persentase minimum tulangan memanjang adalah 1%, dengan nilai maksimum 8%, terhadap luas total penampang kolom. Batas minimum 1% diperlukan untuk memberikan tahanan terhadap momen lentur yang mungkin muncul, serta mengurangi pengaruh rangkakan dan susut akibat beban tekan jangka panjang. Sedangkan batas atas 8% diberikan untuk menjaga agar tulangan dapat diatur sedemikian rupa sehingga tidak terlalu berdesakan pada penampang kolom. Disamping itu juga apabila tulangan memanjang terlalu banyak, proses pengecoran beton kolom akan lebih sulit. Biasanya dalam perencanaan aktual sangat jarang tulangan kolom diambil melebihi 4% dari luas penampang.
- 3) **Pasal 10.9.2** menyatakan bahwa minimal harus dipasang empat buah tulangan memanjang untuk kolom dengan sengkang persegi atau lingkaran, minimal tiga buah untuk kolom berbentuk segitiga, serta enam buah untuk kolom dengan sengkang spiral. Untuk penampang kolom dengan bentuk lain,

maka minimal harus ditempatkan satu buah tulangan memanjang tiap sudutnya. Jarak antara tulangan memanjang tanpa kekangang lateral maksimal adalah 150 mm, apabila lebih maka harus diberikan sengkang ikat (*tie*) sehingga jarak antar tulangan memanjang yang tak terkekang lateral tidak lebih dari 150 mm. Terlihat pada Gambar 3.10 memperlihatkan pengaturan tulangan memanjang, sengkang dan sengkang ikat pada kolom.

- 4) **Pasal 7.10.4** sengkang spiral harus memiliki diameter minimum 10 mm dan jarak bersihnya tidak lebih dari 75 mm, namun tidak kurang dari 25 mm. Untuk penyambungan batang spiral ulir tanpa lapisan dapat digunakan sambungan lewatan sepanjang $48d_b$ atau tidak kurang dari 300 mm. Sedangkan untuk batang spiral polos diambil sepanjang $72d_b$ atau 300 mm. Peraturan juga memperbolehkan penggunaan sambungan mekanis.
- 5) **Pasal 7.10.5.1** tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk mengikat tulangan memanjang dengan diameter 32 mm atau kurang, sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter diatas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.
- 6) **Pasal 7.10.5.2** jarak vertikal sengkang atau sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan memanjang. 48 kali diameter sengkang/sengkang ikat, atau dimensi terkecil dari penampang kolom.



Gambar 2.13 Persyaratan detailing kolom

(Sumber : SNI-2847-23013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

Tabel 2.24 *Ketentuan Jarak Maksimum Sengkang atau Sengkang Ikat Kolom*

Diameter Terkecil Kolom (mm)	Jarak Sengkang (mm) untuk Tulangan Longitudinal Berdiameter						
	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D36
300	250	300	300	300	300	300	300
350	250	300	350	350	350	350	350
400	250	300	350	400	400	400	400
450	250	300	350	400	450	450	450
500	250	300	350	400	450	450	500
500 s/d 1000	250	300	350	400	450	450	550
Diameter sengkang (mm)	10	10	10	10	10	10	13

(Sumber : SNI-2847-2013 *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*)

Dalam perencanaan kolom yang dibebani beban aksial dan lentur atau kombinasi dari beban lentur dan aksial harus memenuhi peraturan pada SNI-2847-2013, hal 74-75 yaitu sebagai berikut :

- 1) Perencanaan penampang yang dibebani lentur dan aksial atau kombinasi beban lentur dan aksial harus didasarkan atas kompatibilitas regangan dan tegangan dengan menggunakan asumsi dalam pasal 10.2 SNI-2847-2013.
- 2) Kondisi regangan seimbang terjadi pada penampang ketika tulangan tarik tepat mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh f_y pada saat yang bersamaan dengan tercapainya regangan batas 0,003 pada bagian beton yang tertekan.
- 3) Penampang adalah terkendali tekan jika regangan resiko neto dalam baja tarik terjauh, ϵ_t sama dengan atau kurang batas regangan terkontrol tarik bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Batas regangan terkendali tekan adalah regangan tarik neto dalam tulangan pada kondisi regangan seimbang. Untuk tulangan Mutu 420 MPa, dan untuk semua tulangan prategang, diizinkan untuk menetapkan batas regangan, terkendali tekan sama dengan 0,002.
- 4) Panampang adalah terkendali tarik jika tegangan tarik neto dalam baja tarik terjauh, ϵ_t sama dengan atau lebih besar dari 0,005 bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Penampang dengan ϵ_t antara batas

regangan terkendali tekan dan 0,005 membentuk daerah transisi antara penampang terkendali tekan dan terkendali tarik.

- 5) Untuk komponen struktur lentur non-prategang dan komponen struktur non-prategang dengan beban tekan aksial terfaktor kurang dari $0,10 \cdot f'_c A_g \varepsilon_t$ pada kekuatan nominal tidak boleh kurang dari 0,004. Pemakaian tulangan tekan diizinkan terkait dengan tulangan tarik tambahan untuk meningkatkan kekuatan komponen struktur lentur.
- 6) Desain beban aksial ϕP_n dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari $\phi P_{n(max)}$ yang dihitung dengan persamaan (2-52) dan persamaan (2-53)
 - Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral yang memenuhi pasal 7.10.4 atau komponen struktur komposit yang memenuhi pasal 10.13

$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) f_y A_{st}) \quad (2-52)$$
 - Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat yang memenuhi pasal 7.10.5.

$$\phi P_{n(max)} = 0,80 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) f_y A_{st}) \quad (2-53)$$
 - Untuk komponen struktur prategang, kekuatan aksial desain, ϕP_n tidak boleh diambil lebih besar dari 0,85 (untuk komponen struktur dengan tulangan spiral) atau 0,80 (untuk komponen struktur dengan tulangan pengikat) dengan kekuatan aksial desain pada eksentrisitas nol ϕP_0 .
- 7) Komponen struktur yang dibebani aksial tekan harus didesain terhadap momen maksimum yang mungkin menyertai beban aksial. Beban aksial terfaktor P_u dengan eksentrisitas yang ada tidak boleh melampaui nilai yang diberikan dalam pasal 10.3.6. Momen terfaktor maksimum M_u harus diperbesar untuk memperhitungkan pengaruh kelangsingan sesuai dengan pasal 10.10.

2.9.2 Analisis kekuatan kolom pendek

Apabila beban yang bekerja pada kolom semakin besar, maka retak yang akan terjadi diseluruh tinggi kolom pada daerah sengkang. Pada batas keruntuhan

biasanya ditandai dengan selimut beton yang lepas terlebih dahulu sebelum baja tulangan kehilangan lekatan.

Analisa penampang kolom, biasanya dapat diklasifikasikan berdasarkan eksentrisitasnya. Kolom dengan eksentrisitas kecil akan memikul beban tekan pada seluruh penampang betonnya, dan keruntuhan akan ditandai dengan hancurnya beton serta lelehnya tulangan baja secara tekan pada sisi penampang yang memikul beban yang lebih besar.

Kolom dengan eksentrisitas yang besar akan memikul gaya tarik pada sebagian penampangnya, dan bila beban ditambah terus, maka keruntuhan akan ditandai dengan lelehnya tulangan baja secara tarik pada sisi yang jauh pada lokasi beban.

Desain kolom dilakukan berdasarkan beban terfaktor, yang tidak boleh lebih besar dari :

$$\phi M_n > M_u \quad (2-54)$$

$$\phi P_n > P_u \quad (2-55)$$

2.9.3 Analisa kompatibilitas regangan dan diagram interaksi

Gambar 3.11a menunjukkan elemen kolom yang diberi beban tekan P_n sejajar dengan sumbu memanjangnya dan bekerja pada eksentrisitasnya sebesar e . Distribusi potongan pada potongan a-a ditunjukkan pada Gambar 2.11b.

Apabila regangan pada saat ultimit dinyatakan ϵ_{cu} maka regangan pada tulangan tekan dinyatakan sebagai ϵ'_s dan regangan tulangan tarik adalah ϵ_s . Luas tulangan tekan dinyatakan dengan A'_s yang terletak sejarak d' dari sisi tekan, dan luas tulangan tarik adalah A_s yang terletak sejarak d dari sisi tekan.

Gambar 2.11c menunjukkan tegangan dan gaya yang berkaitan. Seperti halnya dalam analisis penampang balok, balok pada tegangan tekan pada beton diasumsikan berbentuk persegi yang memiliki tinggi $\alpha = \beta_1 c$. Selanjutnya dari gambar tersebut dapat persamaan keseimbangan antara gaya eksternal dan gaya lateral yaitu pada Persamaan (2-56)

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \quad (2-56)$$

Sedangkan persamaan kesetimbangan momen antara gaya eksternal dan internal terhadap titik tengah penampang memberikan hubungan yang terlihat pada Persamaan (2-57).

$$M_n = P_n e = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2-57)$$

Persamaan (2-56) dan persamaan (2-57) merupakan persamaan kesetimbangan dasar untuk penampang persegi yang diberi beban tekan eksentris. Untuk eksentrisitas yang besar, keruntuhan ditandai dengan lelehnya tulangan tarik A_s ($f_s = f_y$). Ketika beton mencapai regangan ultimit ϵ_{cu} leleh atau tidaknya tulangan baja tekan, ditentukan berdasarkan kompatibilitas dari regangan. Untuk eksentrisitas yang kecil, beton mencapai regangan ultimitnya sebelum tulangan tarik baja mencapai leleh, pada kenyataannya tulangan pada sisi yang jauh dari beban akan mengalami beban tekan, bukan tarik. Analisis juga harus dilakukan berdasarkan pada kesetimbangan regangan antara baja dan beton.

Untuk mencapai nilai eksentrisitas tertentu yang ditentukan dari analisis portal ($e = M_u / P_u$). Maka Persamaan (2.56) dan Persamaan (2.57) dapat diselesaikan untuk P_n dan M_n yang menghasilkan keruntuhan. Dalam kedua persamaan f'_s, f_s dan a dapat dinyatakan dalam suatu variabel c , yaitu jarak dari sisi tekan persamaan beton ke sumbu netral. Hal ini dapat dilakukan dengan menggunakan perbandingan dari diagram regangan, dengan mengambil nilai $\epsilon_{cu} = 0,003$ seperti halnya pada analisis penampang balok.

Untuk tulangan tarik :

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d-c}{c} \quad (2-58)$$

$$f_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} \leq f_y \quad (2-59)$$

Untuk tulangan tarik :

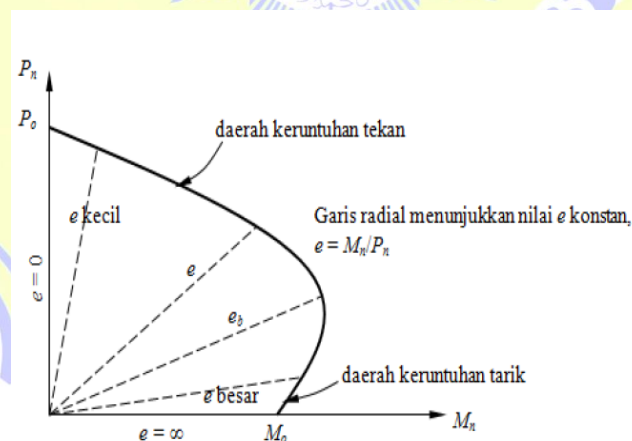
$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c-d'}{c} \quad (2-60)$$

$$f'_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{c-d'}{c} \leq f_y \quad (2-61)$$

Sedangkan untuk tinggi balok tegangan beton dapat dinyatakan dengan Persamaan (2-62).

$$\alpha = \beta_1 c \quad (2-62)$$

Suatu metode yang lebih baik untuk keperluan praktis desain adalah dengan menggambarkan diagram interaksi, yang memberikan beban runtuh dan momen runtuh dari suatu penampang kolom, untuk setiap nilai eksentrisitas dari nol sampai tak terhingga. Untuk setiap nilai eksentrisitas terdapat pasangan unik dari P_n dan M_n yang dapat diplot dalam suatu diagram seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.14. Pada diagram interaksi dalam Gambar 2.14 tersebut, garis radial mempersentasikan nilai eksentrisitas $e = M/P$. Sumbu vertikal menunjukkan nilai eksentrisitas $e = 0$ serta P_0 yang merupakan kapasitas kolom yang dibebani secara konsentris. Sumbu horizontal berhubungan dengan nilai eksentrisitas tak hingga yaitu lentur murni pada kapasitas momen M_0 . Eksentrisitas yang kecil dapat menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh keruntuhan tekan beton, sedangkan eksentrisitas yang besar akan menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh lelehnya tulangan tarik.



Gambar 2.14 Interaksi Kolom Beban Aksial dan Momen Lentur

(Sumber : Agus setiawan, 2016 hal : 159)

2.9.4 Penampang kolom dengan keruntuhan seimbang (*Balanced*)

Kondisi keruntuhan *balanced* tercapai apabila tulangan tarik leleh dan beton mengalami batas regangan dan mulai hancur. Kondisi seimbang terjadi

penampang kolom ketika beban P_b bekerja pada penampang, yang akan menghasilkan regangan sebesar 0,003 pada serat tekan beton, dan pada saat yang bersamaan dengan baja mengalami leleh, atau regangannya mencapai $\varepsilon_y = f_y/E_s$. Apabila beban eksentris yang bekerja lebih besar daripada P_b maka kolom yang mengalami keruntuhan tekan. Sedangkan apabila beban eksentris yang bekerja lebih kecil daripada P_b , kolom akan mengalami keruntuhan tarik. Analisis keruntuhan kolom pada keruntuhan seimbang (*balanced*) di lakukan sebagai berikut :

- 1) Misalkan c adalah jarak dari serat tekan beton terluar ke sumbu netral, maka dari diagram regangan diperoleh Persamaan (2-63).

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad (2-63)$$

Untuk nilai $E_s = 200000$ MPa, maka diperoleh Persamaan (2-64).

$$c_b = \frac{600d}{600 + f_y} \quad (3-64)$$

Tinggi blok tegangan ekuivalen, diperoleh Persamaan (2-65)

$$a_b = \beta_1 c_b = \beta_1 d \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2-65)$$

Dengan $\beta_1 = 0,85$ untuk $f'_c \leq 30$ MPa, dan berkurang 0,05 setiap kenaikan f'_c sebesar 7 MPa.

- 2) Dari kesetimbangan gaya dalam arah horizontal diperoleh :

$$\Sigma H = 0 \quad P_b - C_c - C_s + T = 0$$

Dengan :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \quad (2-66)$$

$$T = A_s f_y \quad (2-67)$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85 \cdot f'_c) \quad (2-68)$$

Nilai f'_s diambil sama dengan f_y apabila tulangan tekan sudah leleh, maka diperoleh persamaan (2-69)

$$f'_s = 600 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) \leq f_y \quad (2-69)$$

Sehingga persamaan kesetimbangan gaya dalam arah horizontal dapat ditulis kembali menjadi Persamaan (2-70).

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b + A'_s (f'_s - 0,85 \cdot f'_c) - A_s f_y \quad (2-70)$$

- 3) Nilai eksentrisitas e_b , diukur dari pusat berat plastis, sedangkan e' diukur dari pusat tulangan tarik ($e' = e + d''$) dengan d'' adalah jarak dari pusat berat plastis ke pusat tulangan tarik. Nilai e_b ditentukan dengan mengambil jumlahan momen terhadap pusat berat plastis. Maka diperoleh Persamaan (2-71) dan (2-72).

$$P_b e_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d'' \quad (2-71)$$

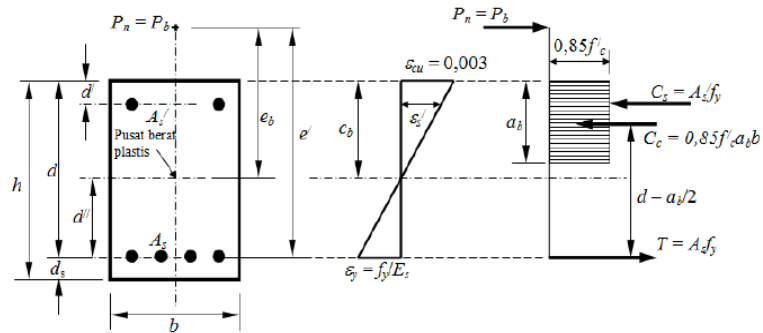
Atau :

$$P_b e_b = M_b = 0,85 f'_c a_b b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + A'_s (f_y - 0,85 f'_c) (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \quad (2-72)$$

Nilai eksentrisitas pada kondisi seimbang diperoleh dari Persamaan (2-73).

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} \quad (2-73)$$

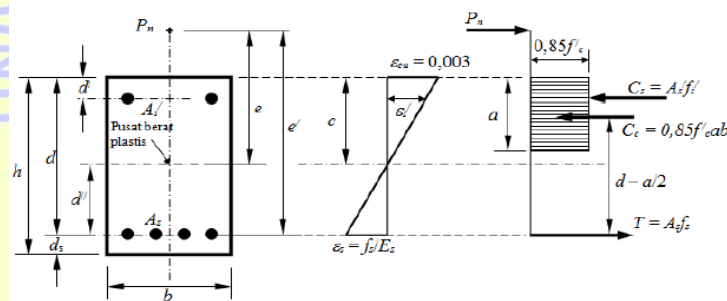
Untuk penampang kolom yang bukan persegi, dapat diterapkan prosedur yang serupa, namun luas penampang beton dalam daerah tekan harus diperhitungkan secara berbeda. Nilai faktor reduksi ϕ pada kondisi seimbang, untuk $f_y = 400$ MPa dapat diambil sebesar $\phi = 0,65$ (atau 0,75 untuk sengkang spiral). Hal ini dikarenakan $\varepsilon_s = \varepsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = 0,002$ (Lihat Gambar 2.15)



Gambar 2.15 Kondisi keruntuhan seimbang penampang kolom persegi
(Sumber : Agus Setiawan, 2016 hal : 162)

2.9.5 Penampang kolom dengan beban eksentris

Seperti telah dibahas sebelumnya, terdapat dua kasus keruntuhan kolom yaitu keruntuhan tekan atau keruntuhan tarik. Guna melakukan analisis terhadap dua kasus tersebut, maka dapat digunakan dua buah persamaan dasar yaitu : jumlah gaya dalam arah horizontal atau vertikal = 0, dan jumlah momen terhadap sembarang sumbu = 0.



Gambar 2.16 Kolom penampang persegi dengan beban eksentris
(Sumber : Agus setiawan, 2016 hal : 164)

Mengacu pada Gambar 2.16, maka dapat dituliskan beberapa persamaan berikut :

$$1) \quad \Sigma H = 0 \quad P_n - C_c - C_s + T = 0 \quad (2-74)$$

Dengan :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$T = A_s f_s \quad (\text{jika tulangan tarik leleh, } f_s = f_y)$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85 f'_c) \quad (\text{jika tulangan tekan leleh, } f'_s = f_y)$$

2) Ambil momen terhadap A_s :

$$P_n e' - C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) - C_s (d - d') = 0 \quad (2-75)$$

Dengan $e' = e + d''$, dan $e' = e + d - \frac{h}{2}$ untuk penampang dengan tulangan simetris (d'' adalah jarak dari pusat berat plastis ke pusat tulangan tarik). Maka diperoleh Persamaan :

$$P_n = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) - C_s (d - d') \right] \quad (2-76)$$

Ambil momen terhadap C_c :

$$P_n \left[e' - \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] - T \left(d - \frac{a}{2} \right) - C_s \left(\frac{a}{2} - d' \right) = 0 \quad (2-77)$$

$$P_n = \frac{T \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{a}{2} - d' \right)}{e' + \frac{a}{2} - d} \quad (2-78)$$

Apabila $A_s = A'_s$ dan $f_s = f'_s = f_y$, maka diperoleh Persamaan (2-79) dan (2-80).

$$P_n = \frac{A_s f_y (d - d')}{\left(e' + \frac{a}{2} - b \right)} = \frac{A_s f_y (d - d')}{\left(e - \frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right)} \quad (2-79)$$

$$A_s = A'_s = \frac{P_n \left(e - \frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right)}{f_y (d - d')} \quad (2-80)$$

2.9.6 Keruntuhan Tarik

Apabila penampang kolom diberi beban eksentris dengan eksentrisitas yang besar, maka akan terjadi keruntuhan tarik. Kolom akan mengalami keruntuhan akibat lelehnya tulangan baja dan hancurnya beton pada saat regangan tulangan baja melampaui $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$. Dalam kasus ini kuat tekan nominal penampang P_n , akan lebih kecil daripada P_b , atau eksentrisitas $e = \frac{M_n}{P_n}$ lebih besar daripada eksentrisitas pada kondisi seimbang e_b . Untuk prediksi awal apakah terjadi keruntuhan tarik atau tekan, maka apabila $e > d$, dapat diasumsikan terjadi keruntuhan tarik. Persamaan-persamaan (3-74) dan (3-75) dapat digunakan sebagai dasar untuk menghitung kekuatan nominal dari penampang kolom.

Prosedur analisis dapat dilakukan sebagai berikut :

- Bila terjadi keruntuhan tarik, maka tulangan tarik leleh, dan tegangannya $f_s = f_y$. Asumsikan bahwa tegangan pada tulangan tekan adalah $f_s' = f_y$.
- Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan persamaan (2-74).
- Hitung P_n dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s . (Persamaan 2-75)
- Samakan P_n dari langkah (b) dan (c) :

$$C_c + C_s - T = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \quad (2-81)$$

Persamaan ini akan menghasilkan persamaan kuadrat untuk a . Substitusikan C_c, T_s dan T untuk mendapatkan nilai a .

- Persamaan pada langkah (d), maka persamaan tersebut dapat disederhanakan menjadi :

$$Aa^2 + Ba + C = 0 \quad (2-82)$$

Dengan :

$$A = 0,425 f_c' b$$

$$B = 0,85 f_c' b (e' - d) = 2A (e' - d)$$

$$C = A_s' (f_y - 0,85 f_c') (e' - d + d') - A_s f_y e'$$

Selesaikan a , dengan menggunakan Persamaan (2-83).

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (2-83)$$

- Substitusikan nilai a kedalam persamaan pada langkah (b) untuk mendapatkan P_n . Momen M_n dapat dihitung dengan menggunakan persamaan.
- Periksa apakah tulangan tekan sudah leleh seperti yang diasumsikan. Jika $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$, maka tulangan tekan sudah leleh, jika tidak, maka $f_s' = E_s \epsilon_s'$. Ulangi kembali langkah (b) hingga (e). Sebagai catatan, $\epsilon_s' = [(c - d')c] / 0,003$, $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ dan $c = \frac{a}{\beta_1}$

- h) Berdasarkan regangan pada tulangan baja tarik ε_b maka dapat ditentukan besarnya faktor reduksi ϕ , yang besarnya bervariasi antara 0,65 (atau 0,70) dan 0,90.

2.9.7 Keruntuhan tekan

Apabila gaya tekan P_n , melebihi gaya tekan dalam kondisi seimbang P_b , atau apabila eksentrisitas $e = M_n/P_n$, lebih kecil daripada eksentrisitas pada kondisi seimbang e_b . Maka penampang kolom akan mengalami keruntuhan tekan. Pada kasus ini regangan pada beton akan mencapai 0,003, sedangkan regangan pada tulangan baja akan kurang dari ε_y . Sebagian besar penampang beton akan berada dalam keadaan tekan. Sumbu netral akan bergerak mendekati tulangan tarik, menambah luas daerah tekan beton, sehingga jarak sumbu netral dari serat tekan beton akan melebihi jaraknya pada kondisi seimbang ($c > c_b$). Beban tekan nominal P_n , dapat dihitung dengan prinsip-prinsip dasar kesetimbangan gaya. Analisis penampang kolom yang mengalami keruntuhan tekan dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan (2-74) dan (2-75).

Prosedur analisis dapat dilakukan sebagai berikut :

- Hitung jarak sumbu netral untuk penampang pada kondisi seimbang C_b (Persamaan 3-69).
- Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan (Persamaan 3-74).
- Hitung P_n dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s (Persamaan 3-75)
- Asumsikan suatu c sehingga $c > c_b$. Sehingga $\alpha = \beta_1 c$. Asumsikan $f'_s = f_y$.
- Hitung nilai f'_s berdasarkan nilai asumsi nilai c .
- Hitung P_{n1} dengan menggunakan persamaan dari langkah (b), dan hitung P_{n2} dengan menggunakan persamaan pada langkah (c). Apabila P_{n1} cukup dekat dengan P_{n2} , maka nilai P_n diambil nilai terkecil dari P_{n1} dan P_{n2} atau rerata keduanya. Jika P_{n1} dan P_{n2} tidak cukup dekat, maka asumsikan nilai c dan a yang baru dan ulangi perhitungan dari langkah (d) hingga P_{n1} cukup dekat dengan P_{n2} (kurang lebih 1%)

- g) Periksa apakah tulangan tekan benar sudah leleh sesuai dengan asumsi semula, dengan menghitung ε'_s dan membandingkannya dengan ε_y . Bila ε'_s lebih besar dari ε_y tulangan tekan sudah leleh, jika belum, maka hitung f'_s .
- h) Regangan tulangan tarik ε_b pada kondisi keruntuhan tekan, biasanya kurang dari 0,002 sehingga faktor reduksi dapat diambil sama dengan 0,5 atau 0,75 untuk penampang kolom dengan sengkang spiral.

2.9.8 Analisis kekuatan kolom langsing

Apabila angka kelangsingan kolom melebihi batas untuk kolom pendek maka kolom tersebut akan mengalami tekuk sebelum mencapai batas limit kegagalan material. Kolom tersebut adalah jenis kolom langsing yang mengalami momen tambahan akibat efek $P - \Delta$ dimana P adalah beban aksial dan Δ adalah defleksi akibat kolom tertuk pada penampang yang ditinjau.

Kolom langsing yang dibebani P dengan eksentrisitas e . Momen yang terjadi pada ujung kolom terdapat pada Persamaan (2-84).

$$M_e = P \times e \quad (2-84)$$

Akibat beban P tersebut, kolom langsing mengalami perpindahan lateral (*defleksi*) sebesar Δ yang meningkatkan besarnya momen yang terjadi disepanjang tinggi kolom. besar kecilnya nilai Δ yang dihasilkan bergantung pada kelangsingan kolom ; semakin langsing kolom, semakin besar nilai Δ yang dihasilkan. Pada lokasi defleksi maksimum (ditengah tinggi kolom) besarnya momen yang terjadi dapat dilihat pada Persamaan (2-85).

$$M_e = P (e + \Delta) \quad (2-85)$$

Jadi ada peningkatan momen akibat defleksi Δ , yaitu tambahan momen akibat kelangsingan kolom atau pengaruh $P - \Delta$. Tambahan momen ini tentu saja akan mempengaruhi diagram interaksi aksial lentur yang dihasilkan.

2.9.9 Tekuk pada kolom elastik

Berdasarkan teori mekanika, beban tekuk Euler terhadap sumbu penampang yang tegak lurus arah tekuk untuk kolom dengan tumpuan sendi-sendi dapat dilihat pada persamaan (2-86).

$$P_e = \pi^2 EI / l^2 \quad (2-86)$$

Dimana :

E = Modulus elastisitas bahan.

I = Momen inersia penampang terhadap sumbu penampang yang tegak lurus arah tekuk yang ditinjau.

l = Tinggi kolom.

Beban tekuk untuk kolom dengan kondisi *restraint* (kekangan) ujung yang berbeda dapat dinyatakan secara umum dalam Persamaan (2-87).

$$P_e = \pi^2 EI / (kl_u)^2 \quad (2-87)$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif kolom, yang nilainya bergantung pada kondisi *restraint* di ujung-ujung kolom. Nilai $k = 1$ untuk kolom yang ujung-ujungnya sendi.

Untuk struktur portal dengan kondisi kekanga tersebut, SNI Beton Pasal 10.10.6 memberikan persamaan untuk menghitung nilai k , yaitu :

a) Komponen struktur tekan pada rangka tak bergoyang.

Faktor panjang efektif k untuk komponen struktur tekan pada rangka tak bergoyang dapat diambil dari nilai terkecil antara Persamaan (2-88) dan (2-89).

$$k = 0,7 + 0,05 (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \quad (2-88)$$

$$k = 0,85 + 0,005\psi_{min} \leq 1,0 \quad (2-89)$$

Dimana ψ_A dan ψ_B adalah ψ pada ujung kolom dan ψ_{min} adalah yang terkecil dari kedua harga tersebut. Faktor ψ didefinisikan sebagai jumlah rasio kekakuan komponen-komponen struktur tekan terhadap jumlah

kekuatan komponen-komponen struktur lentur yang bertemu pada salah satu ujung komponen struktur tekan dan di hitung dalam bidang rangka yang ditinjau yaitu dapat dilihat pada Persamaan (2-90).

$$\psi = \frac{\Sigma E_c I_c / l_{uc}}{\Sigma E_b I_b / l_b} \quad (2-90)$$

Dimana :

l_{uc} = Panjang bebas kolom tanpa penampang lateral.

l_b = Panjang komponen struktur lentur diukur dari pusat ke pusat join.

- b) Komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dan terkekang di kedua ujungnya.

Faktor panjang efektif k untuk komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dan yang terkekang di kedua ujungnya dapat dihitung sebagai dengan Persamaan (2-91) dan Persamaan (2-92).

Untuk $\psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (2-91)$$

Untuk $\psi_m \geq 2$

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (2-92)$$

Dimana :

ψ_m = harga ψ rata-rata dari kedua ujung batang tertekan tersebut.

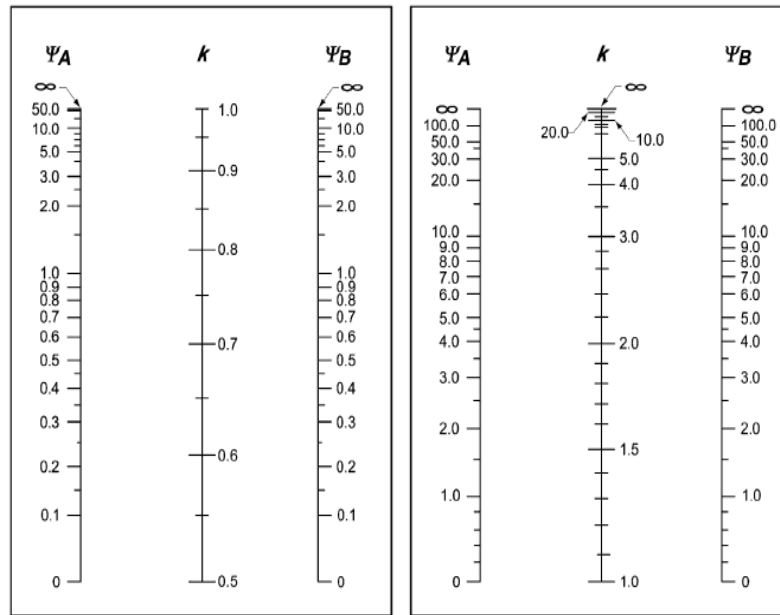
- c) Komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dengan kondisi sendi di salah satu ujungnya.

Faktor panjang efektif k untuk komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dan dengan kondisi sendi di salah satu ujungnya dapat dihitung dengan Persamaan (2-93).

$$k = 2,0 + 0,3\psi \quad (2-93)$$

Gambar 3.15 memperlihatkan diagram Jackson dan Morelend yang dapat digunakan untuk mengestimasi faktor panjang efektif k secara grafis untuk

kolom dengan penampang prismatis pada suatu rangka portal dengan bentang banyak (Sumber : Purwono dkk, 2007). Berdasarkan Gambar 2.17 nilai k adalah perpotongan antara garis lurus yang menghubungkan nilai-nilai ψ di kedua ujung kolom dan sumbu k .



Gambar 2.17 Faktor Panjang Efektif

(Sumber : SNI-2847-3013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

2.9.10 Analisis kolom langsing

Berdasarkan SNI Beton Pasal 10.10, analisis kolom langsing dapat dilakukan dengan 2 cara yaitu :

- 1) Analisis rangka orde kesatu dengan pembesaran momen

Analisis rangka orde kesatu adalah analisis struktur portal linier tanpa memperhitungkan pengaruh deformasi terhadap matriks kekakuan struktur. Pembesaran nilai-nilai momen yang diperoleh dari analisis struktur orde kesatu dilakukan dengan mengalikannya dengan faktor pembesaran.

- 2) Analisis rangka orde kedua.

Analisis rangka orde kedua merupakan analisis struktur portal non linier, yang memperhitungkan pengaruh non linier geometri didalam analisisnya. Pada analisis ini, matriks kedua struktur dipengaruhi oleh deformasi struktur.

Kedua cara terbut dapat digunakan kolom dengan angka kelangsingan kurang dari 100. Berdasarkan Pasal 12.11.5 SNI Beton yang lama, khusus untuk kolom dengan kelangsingan lebih dari 100, analisis-analisis nya harus dilakukan dengan analisis orde kedua.

Analisis kelangsingan (λ) suatu komponen struktur tekan dapat dihitung dengan Persamaan (2-94).

$$\lambda = kl_u/r \quad (2-94)$$

Dimana :

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \cong 0,3h \text{ untuk penampang persegi (h = dimensi penampang dalam arah stabilitas yang ditinjau).}$$

$$r \cong 0,25D \text{ untuk penampang bundar berdiamter D.}$$

Pada analisis kolom langsing gaya aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor M_1 dan M_2 pada ujung-ujung kolom dan *storey drift* Δ_0 idealanya dihitung dengan menggunakan sifat-sifat penampang yang telah memperhitungkan pengaruh beban aksial, retak, dan durasi pembebanan. Namun sebagai alternatif, berdasarkan SNI Beton Pasal 10.10.4.1, sifat-sifat penampang berikut dapat digunakan sebagai nilai pendekatan dalam analisis struktur orde kesatu, yaitu :

$$a) E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (2-95)$$

b) Momen inersia :

- Balok $= 0,35I_g$
- Kolom $= 0,70 I_g$
- Dinding $= 0,70I_g$ (tidak retak)
 $= 0,35 I_g$ (Retak)
- Pelat lantai datar $= 0,25v I_g$

$$c) \text{ Luas penampang} = 1,00 A_g$$

Nilai-nilai momen inersia tersebut diatas harus dibagi lagi dengan faktor $(I + \beta_d)$ untuk memperhitungkan pengaruh rangka. Ada dua kondisi yang harus dilihat, yaitu :

- a) Bila pada struktur bekerja gaya lateral yang bersifat permanen (sebagai contoh tekanan lateral tanah), maka dalam ini faktor rangka dihitung pada Persamaan (2-96).

$$\beta_d = \frac{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}}{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}} \quad (2-96)$$

- b) Bila diperlukan pengecekan stabilitas sesuai dengan SNI Beton Pasal 10.10.4.2 dapat dilihat pada Persamaan (2-97).

$$\beta_d = \frac{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}}{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}} \quad (2-97)$$

Pengaruh kelangsingan SNI-2847-2013 mensyaratkan pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila :

- Untuk komponen struktur tekan yang tidak *dibrising* (*braced*) terhadap goyangan kesamping.

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

- Untuk komponen struktur tekan yang *dibrising* (*braced*) terhadap goyang kesamping.

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

Dimana M_1, M_2 adalah positif jika kolom dibengkokkan dalam kurvatur tunggal, dan negatif jika komponen struktur dibengkokkan dalam kurvatur ganda.

2.9.11 Pembesaran momen untuk portal tak bergoyang

SNI Beton Pasal 10.10.5.2 mendefenisikan suatu tingkat pada portal adalah tidak bergoyang, dapat dilihat pada Persamaan (2-98).

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_u l_c} \quad (2-98)$$

Selain itu, kolom suatu struktur boleh dianggap tidak bergoyang bila pembesaran momen-momen ujung akibat pengaruh orde kedua tidak melebihi 5 % momen-momen ujung orde kesatu (SNI Beton Pasal 10.10.5.1), kecuali analisis memberikan nilai k lebih rendah, nilai k (faktor panjang efektif) dalam analisis rangka portal tak bergoyang harus diambil sama dengan 1. Pembesaran momen M_c dapat dilihat pada Persamaan (2-99).

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (2-99)$$

Dimana :

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0 \quad (2-100)$$

$$P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2 \quad (2-101)$$

$$E = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \text{ atau } EI = \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (2-102)$$

I_{se} = momen inersia tulangan terhadap sumbu pusat penampang.

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (2-103)$$

Momen terfaktor M_2 pada persamaan diatas tidak boleh diambil kurang dari Persamaan (2-104).

$$M_{2-\min} = P_u (15,24 + 0,03 h) \quad (2-104)$$

Jika ternyata $M_{2-\min} > M_2$ maka nilai $C_m = 1$ atau dihitung berdasarkan rasio momen ujung aktual. Selain itu nilai C_m ditetapkan sama dengan 1 jika ada beban transversal yang bekerja diantara kedua tumpuan kolom. Kolom langsing selanjutnya harus didesain penulangannya terhadap kombinasi P_u dan momen yang telah diperbesar, yaitu M_c .

2.9.12 Pembesaran momen untuk portal bergoyang

Pembesaran momen ujung M_1 dan M_2 untuk kolom portal bergoyang dapat dilihat pada Persamaan (2-105) dan Persamaan (2-106)

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (2-105)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (2-106)$$

Dimana : $ns = non\text{-}sway$ atau tidak bergoyang

M_{ns} pada persamaan diatas ditentukan berdasarkan pembesaran yang tidak menimbulkan goyangan pada struktur yang nilainya melebihi $\frac{l}{500} h_i$. Suku $\delta_s M_s$ pada persamaan diatas dapat dihitung berdasarkan analisis orde kedua dengan menggunakan nilai I yang mereduksi untuk dihitung berdasarkan analisis orde kesatu menggunakan Persamaan (2-107).

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_u l_c}} \geq M_s \quad (2-107)$$

Atau :

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq M_s \quad (2-108)$$

Persamaan pertama hanya dapat digunakan bila $\delta_s \leq 1,5$. Bila nilai $\delta_s > 1,5$ maka harus digunakan kedua atau analisis orde kedua.

2.9.13 Analisis kuat geser pada kolom

Perencanaan kolom harus mempertimbangkan gaya geser yang bekerja pada SNI-2847-2013 antara lain :

- 1) Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja digunakan Persamaan (2-109).

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-109)$$

- 2) Untuk komponen yang dibebani tekan aksial digunakan Persamaan (2-110).

$$V_c = 0,17 \left[\left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \right] \quad (2-110)$$

Besar N_u/A_g harus dinyatakan dalam MPa. Untuk komponen struktur yang dikenai tarik aksial yang cukup besar, V_c harus diambil sama dengan nol kecuali apabila analisis yang lebih rinci dilakukan menggunakan Persamaan (2-111)

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,29 N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-111)$$

Dimana N_u adalah negatif untuk tarik. N_u/A_g harus dinyatakan dalam MPa. V_c boleh juga dihitung dengan perhitungan yang lebih rinci menurut :

- (a) Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja.

$$V_c = \left(0,16 \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (2-112)$$

Tetapi tidak lebih besar dari $0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ dalam menghitung V_c dengan persamaan (2-112), $V_u d/M_u$ tidak boleh diambil lebih dari 1,0, dimana M_u terjadi serentak dengan V_u pada penampang yang ditinjau.

- (b) Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, V_c boleh dihitung menggunakan persamaan (2-112) dengan M_m menggantikan M_u dan $V_u d/M_u$ selanjutnya tidak dibatasi dengan 1, dimana :

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \quad (2-113)$$

Akan tetapi, V_c tidak boleh diambil lebih besar dari :

$$V_c = 0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \quad (2-114)$$

Dimana N_u/A_g harus dinyatakan dalam Mpa. Bila M_m seperti yang dihitung dengan persamaan (3-113) adalah negatif, maka V_c harus dihitung dengan Persamaan (3-114).

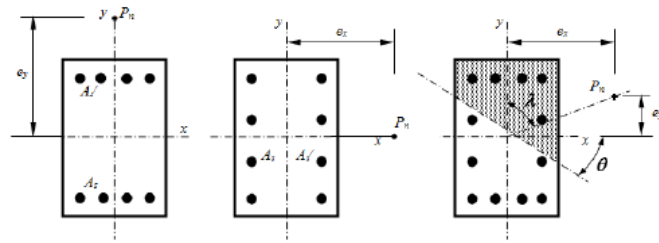
Bila gaya geser V_u lebih besar daripada kuat geser ϕV_c . Maka harus disediakan tulangan geser dinyatakan dengan Persamaan (2-115).

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2-115)$$

Dimana $A_v = \frac{75 \sqrt{f'_c} b_w s}{(1200) f_y}$ tidak boleh kurang dari $\frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_y}$ dengan b_w dan s dalam milimeter. Kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih dari $\frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$, spasi tulangan geser yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur tidak boleh lebih dari $d/2$ atau 600 mm.

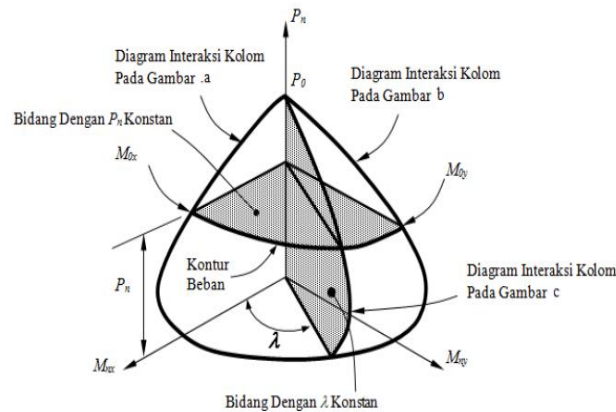
2.9.14 Lentur dua arah (*biaxial bending*)

Apabila P_n bekerja pada sumbu y dengan eksentrisitas sebesar e_y (lihat Gambar 2.20 a), akan dihasilkan momen terhadap sumbu x yang besarnya adalah $M_{nx} = P_n e_y$ atau P_n dapat pula bekerja pada sumbu x dengan eksentrisitas e_x (Gambar 2.20.b) yang menghasilkan momen $M_{ny} = P_n e_x$. Namun beban P_n dapat juga bekerja pada suatu titik yang berjarak e_y terhadap sumbu x , dan berjarak e_x terhadap sumbu y (Gambar 2.20 c). Pada kasus terakhir ini, akan timbul beban kombinasi antara $M_{nx} = P_n e_y$ dan $M_{ny} = P_n e_x$ pada kondisi ini dikatakan mengalami lentur dua arah (*biaxial bending*).



Gambar 2.18 (a) lentur satu arah terhadap sumbu x (b) lentur satu arah terhadap sumbu y (c) lentur dua arah
(Sumber : Agus Setiawan, hal : 188)

Analisis dan desain dari penampang kolom yang mengalami lentur dua arah tidak mudah dilakukan dengan hanya menggunakan prinsip-prinsip dasar keseimbangan statika. Sumbu netral akan terletak pada suatu sudut tertentu dari sumbu x dan sumbu y , sehingga akan dibutuhkan perhitungan yang cukup panjang dan rumit untuk menentukan lokasi sumbu netral tersebut, regangan, dan gaya dalam beserta letak titik tangkap gaya tersebut. Kuat letur dua arah dari kolom yang memikul beban aksial dapat dipresentasikan sebagai diagram interaksi tiga dimensi seperti pada Gambar 2.20, diagram interaksi untuk kasus lentur satu arah terhadap sumbu x (Gambar 2.20a) diplot pada bidang yang dibatasi oleh sumbu P_n dan M_{nx} demikian pula untuk lentur satu arah terhadap sumbu y , diagram interaksi dapat diplot pada bidang yang dibatasi oleh sumbu P_n dan M_{ny} .



Gambar 2.19 Diagram interaksi kolom yang mengalami lentur dua arah.
 (Sumber : : Agus Setiawan, hal : 188)

Untuk kolom persegi yang mengalami lentur dua arah, terdapat beberapa metode pendekatan yang dapat digunakan. Metode-metode tersebut dijelaskan sebagai berikut:

1) Metode *Resiprokal Bresler*

Metode ini adalah metode analisis pendekatan yang dikembangkan oleh Boris Bresler dan sering disebut metode Resiprokal Bresler. Menurut metode ini, kapasitas beban dari kolom yang mengalami lentur dua arah dapat ditentukan dengan menggunakan Persamaan (2-116).

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0} \quad (2-116)$$

Dengan :

P_n = beban nominal kolom pada saat lentur dua arah terjadi.

P_{nx} = beban tekan nominal yang bekerja dengan eksentrisitas e_y dengan $e_x = 0$

P_{ny} = beban tekan nominal yang bekerja dengan eksentrisitas e_x dengan $e_y = 0$

P_0 = beban tekan aksial murni dengan $e_x = e_y = 0$

Nilai-nilai P_{nx} , P_{ny} dan P_{n0} dapat dihitung dengan metode-metode yang telah dijelaskan sebelumnya untuk kasus lentur satu arah. Persamaan bresler ini berlaku

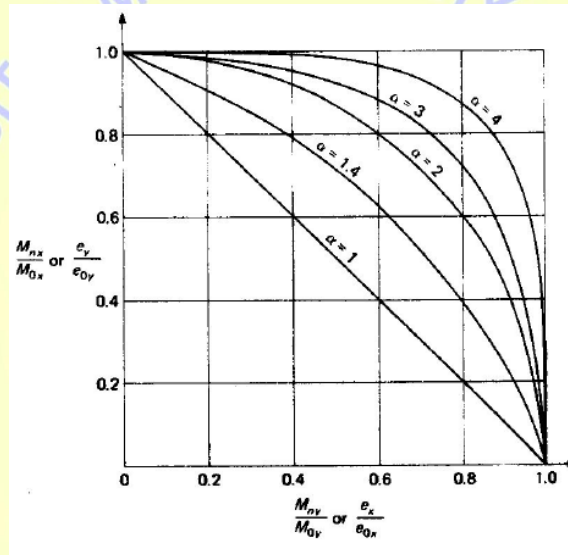
apabila P_n sama dengan atau lebih besar dari $0,1P_0$. Persamaan ini tidak berlaku apabila beban aksial yang bekerja adalah berupa beban aksial tarik.

2) Metode kontur beban *Bresler*

Pada metode ini, permukaan keruntuhan yang ditunjukkan pada Gambar 2.21 dipotong pada suatu sumbu nilai konstan P_n , yang memberikan hubungan antara M_{nx} dan M_{ny} .

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^\beta = 1,0 \quad (2-117)$$

Yang diperlihatkan secara grafis dalam Gambar 2.22.



Gambar 2.20 Kurvatur Interaksi untuk Persamaan 2-117

(Sumber : Wang, 1986)

Nilai α dan β dapat bervariasi mulai dari 1,15 hingga 1,55 dan dapat diambil sebesar 1,5 untuk penampang persegi. Untuk penampang bujur sangkar α dan β dapat diambil sebesar 1,5. Bila tulangan memanjang didistribusikan merata pada keliling panampang, sehingga persamaan menjadi :

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^{1,5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^{1,5} = 1,0 \quad (2-118)$$

3) Metode kontur beban PCA

Metode ini dikembangkan oleh Portland Cement Associatoin, adalah pengembangan dari metode Bresler, sering disebut juga sebagai metode Parme. Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah :

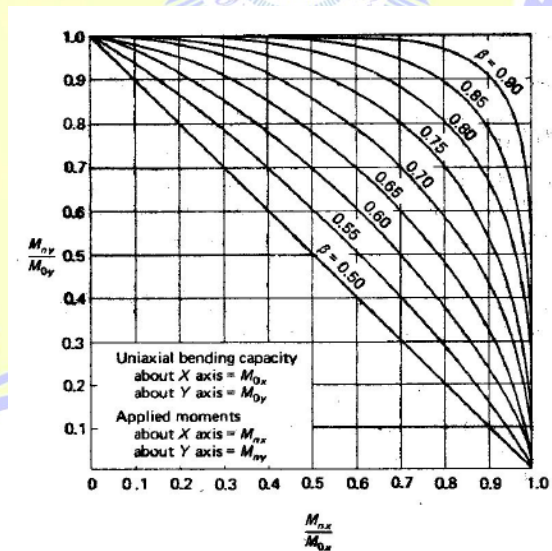
$$\text{Jika } \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) > \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) \text{ maka } \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \quad (2-119)$$

$$\text{Jika } \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) < \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) \text{ maka } \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \quad (2-120)$$

Untuk keperluan desain, nilai β dapat diambil sebesar 0,65. Apabila pada penampang kolom persegi, tulangan memanjang didistribusikan secara seragam pada keempat sisinya, maka rasio M_{0y}/M_{0x} akan mendekati rasio b/h dengan b adalah lebar penampang dan h adalah tinggi penampang. Sehingga Persamaan (2-121) dan (2-122) menjadi :

$$M_{ny} + M_{nx} \left(\frac{b}{h}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \approx M_{0y} \quad (2-121)$$

$$M_{nx} + M_{ny} \left(\frac{h}{b}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \approx M_{0x} \quad (2-122)$$



Gambar 2.21 Hubungan Interaksi untuk Lentur Biaksial dinyatakan dalam β_1

(Sumber : Wang, 1986)

2.9.15 Langkah-langkah desain kolom

2.9.15.1 Desain kolom metode uniaxial

1) Kolom Pendek

Langkah-langkah berikut dapat diikuti untuk perencanaan dan analisis apabila perilaku kolom tersebut ditentukan oleh kegagalan material :

- (a) Hitung beban aksial luar rencana P_u dan momen rencana M_u serta hitung juga eksentrisitas $e = M_u/P_u$
- (b) Asumsikan ukuran penampang kolom. Dimensi kolom yang berupa pecahan (bukan bilangan bulat) sebaiknya dihindari.
- (c) Asumsikan angka penulangan ρ antara 1% sampai 8% dan diperoleh luas tulangan.
- (d) Hitung e_b untuk penampang yang diasumsikan ini akan tentukan jenis keruntuhannya, apakah diawali dengan lelehnya tulangan tarik ataukah dengan hancurnya beton tertekan.
- (e) Periksa analisis apakah penampang tersebut sudah memenuhi atau belum. Apabila penampang tersebut tidak dapat memikul beban rencana atau terlalu besar maka ubahlah ukuran kolomnya dan atau tulangannya kemudian ulangi langkah (d) dan (e).

2) Kolom panjang

Langkah-langkah berikut ini dapat diikuti untuk perencanaan dan analisis apabila perilaku kolom tersebut ditentukan oleh pengaruh tekuk (langsing) :

- (a) Tentukan apakah kolom dari rangka (*frame*) yang didesain dan di analisis diperkaku terhadap goyangan lateral atau tidak. Kemudian asumsikan ukuran penampang kolom.
- (b) Hitung eksentrisitasnya dengan menggunakan yang terbesar dari momen ujung dan cek apakah sudah lebih besar dari eksentrisitas minimumnya. Apabila lebih kecil dari batas minimum gunakan harga minimum tersebut.
- (c) Hitung angka kelangsingan kolom, kl_u/r dan tentukan apakah termasuk kolom langsing ataukah kolom pendek. Apabila kolom langsing dan kelangsingannya tidak melebihi 100. Hitunglah momen yang diperbesar M_c . Dengan menggunakan momen ini hitunglah eksentrisitas ekuivalent yang

dapat digunakan untuk merancang dan menganalisis kolom langsing ini seperti pada kolom pendek. Apabila kl_u/r lebih besar dari 100, digunakan analisis orde kedua.

(d) Diagram alir mengenai urutan perhitungan ini dapat dilihat pada lampiran.

2.9.15.2 Desain kolom metode biaksial

1) Kolom Pendek

Langkah-langkah berikut ini dapat dipakai sebagai petunjuk dalam desain dan analisis kolom pendek yang mengalami lentur pada arah x dan y :

- (a) Hitung momen lentur ekuivalent dengan menganggap banyaknya tulangan pada masing-masing sisi sama. Asumsikan faktor konstanta interaksi β antara 0,5 dan 0,7. Serta asumsikan juga perbandingan b/h . Angka perbandingan ini dapat didekati dengan M_{ny}/M_{nx} . Tentukan momen uniaksial ekuivalent yang diperlukan M_{ox} atau M_{oy} . Apabila M_{nx} lebih besar dari M_{ny} gunakan M_{ox} untuk perencanaan dan analisis begitu pula sebaliknya.
- (b) Asumsikan ukuran penampang melintang kolom dan angka penulangan $\rho = \rho'$ pada setiap dua sisi yang sejajar dengan sumbu lentur atau momen uniaksial ekuivalent yang terbesar. Tentukan penulangan perencanaan dan hitung pula kapasitas P_n penampang yang telah diasumsikan tadi. Hasil akhir memberikan jumlah tulangan memanjang yang dipakai pada keempat sisi harus sama.
- (c) Hitung kekuatan momen nominal aktual M_{oxn} untuk momen lentur uniaksial ekuivalent terhadap sumbu x , dimana $M_{oy} = 0$. Besarnya tidak boleh lebih kecil dari kekuatan momen yang diperlukan M_{ox} .
- (d) Hitung kekuatan momen nominal aktual untuk momen lentur uniaksial ekuivalent terhadap sumbu y , dimana $M_{oy} = 0$.
- (e) Carilah M_{ny} dengan memasukkan harga M_{nx}/M_{ox} dan β .
- (f) Lakukan coba-coba dan penyesuaian berikutnya dengan memperbesar harga β apabila M_{ny} yang diperoleh dari diagram lebih kecil daripada M_{ny} yang diperlukan. Langkah-langkah tadi diulangi sampai harga M_{ny} hasil hitungan

melebihi atau sama dengan M_{ny} yang diperlukan baik dengan cara mengubah-ubah harga β maupun penampang dan tulangnya.

2) Kolom panjang

Langkah-langkah berikut ini dapat dipakai sebagai petunjuk dalam desain dan analisis kolom panjang yang mengalami lentur pada arah x dan y :

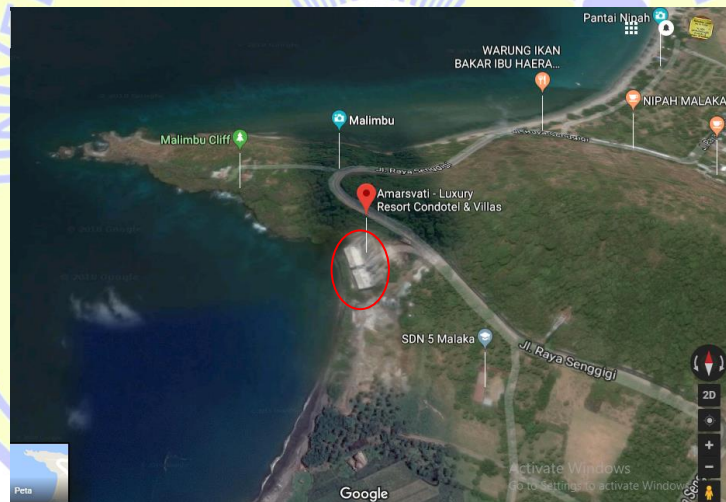
- (a) Tentukan apakah kolom dari rangka (frame) yang didesain dan dianalisis, diperkaku terhadap goyangan lateral atau tidak serta tentukan beban-beban yang bekerja dan ukuran penampang.
- (b) Hitung eksentrisitasnya akibat beban gravitasi dengan menggunakan momen yang terbesar pada arah x dan y . Periksalah bahwa eksentrisitas yang terjadi lebih besar daripada eksentrisitas minimum atau tidak. Apabila eksentrisitasnya lebih kecil maka gunakan harga minimum tersebut.
- (c) Klasifikasikan kolom tersebut dengan menghitung angka kelangsingannya. Jika berupa kolom panjang dan angka kelangsingannya tidak melebihi 100 hitunglah momen yang diperbesar M_u pada arah x (M_{ux}) dan pada arah y (M_{uy}). Hitung juga beban aksial rencana P_u yang sudah merupakan beban kombinasi.
- (d) Selanjutnya dengan harga-harga yang diperoleh ini, desain dan analisislah kolom panjang tersebut seperti pada kolom pendek akibat beban biaksial.

BAB III

METODE PERENCANAAN

3.1 Deskripsi Model Struktur

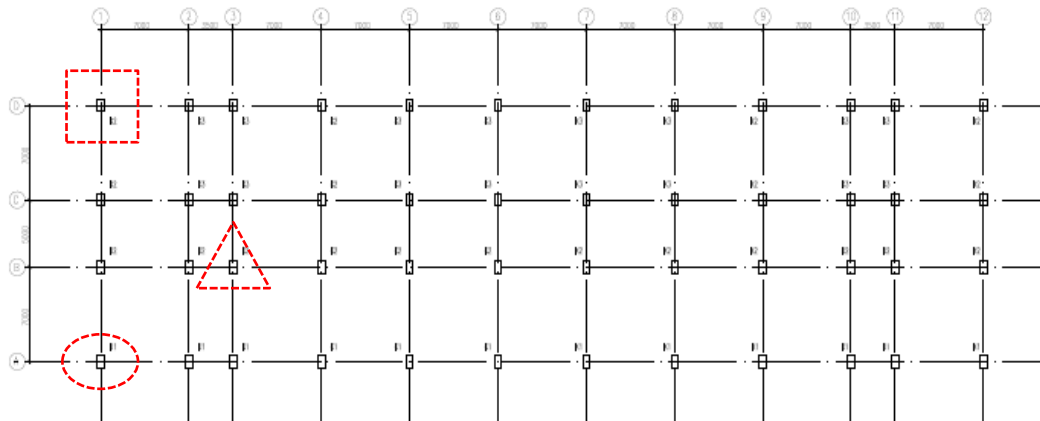
Hotel Amarsvati merupakan struktur gedung yang difungsikan sebagai penginapan dengan bentuk struktur beraturan. Yang terdiri dari 2 power yang terpisah. Bangunan tower hotel ini terdiri dari 13 lantai + 1 lantai dak atap. Struktur bangunan ini dirancang dengan menggunakan konstruksi beton. Bangunan kondominium Hotel Amarsvati berada di daerah Malimbu-Lombok Utara yang berdiri pada lokasi tanah lunak (SE) dan sistem pelat lantai yang digunakan adalah sistem pelat lantai dua arah serta menggunakan struktur beton konvensional. Dalam tugas akhir ini akan dilakukan analisa ulang kolom dengan menggunakan metode *biaxial* dan *uniaxial*. Adapun gambar-gambar gedung Hotel Amarsvati beserta denah kolom dapat di lihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Lokasi Pembangunan Kondominium Hotel Amarsvati
(Sumber : Google Map)



Gambar 3.2 3D Hotel Amarsvati



Gambar 3.3 Denah Kolom Lantai 1-12

Keterangan Gambar :



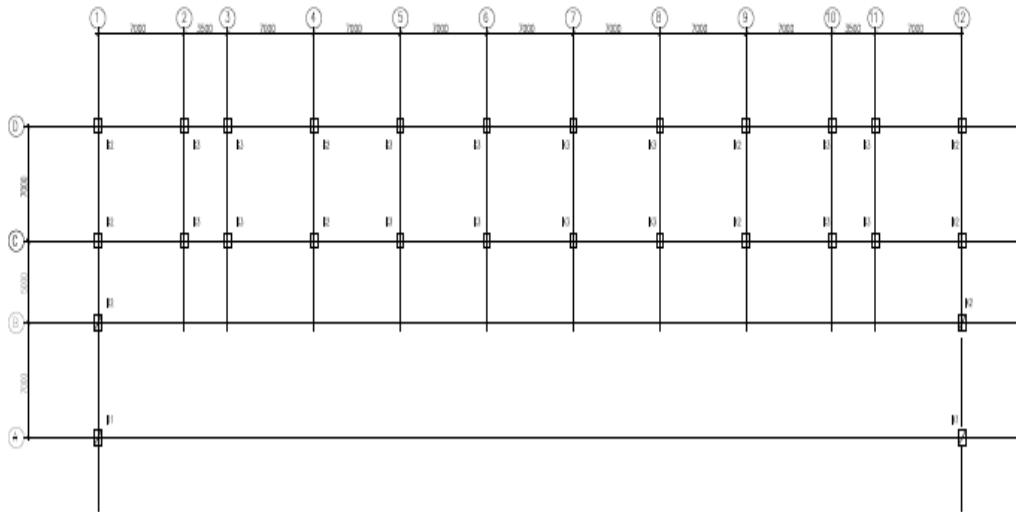
= Kolom Pinggir dengan ukuran 900×550 mm



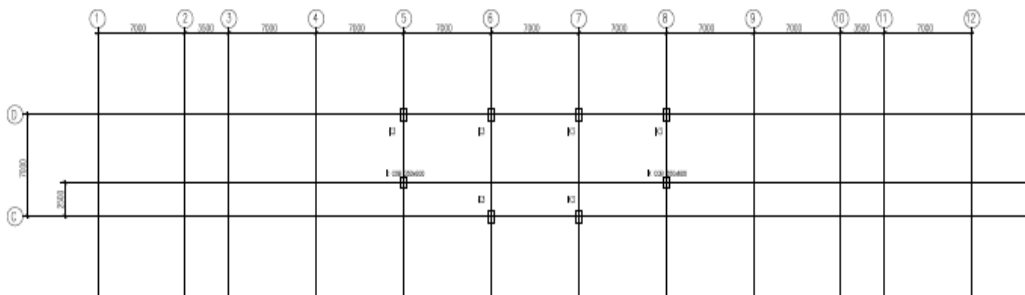
= Kolom Tengah dengan ukuran 800×450 mm



= Kolom Pojok dengan Ukuran 750×350 mm



Gambar 3.4 Denah Kolom Lantai 12-13



Gambar 3.5 Denah kolom lantai 13 – Dak Atap

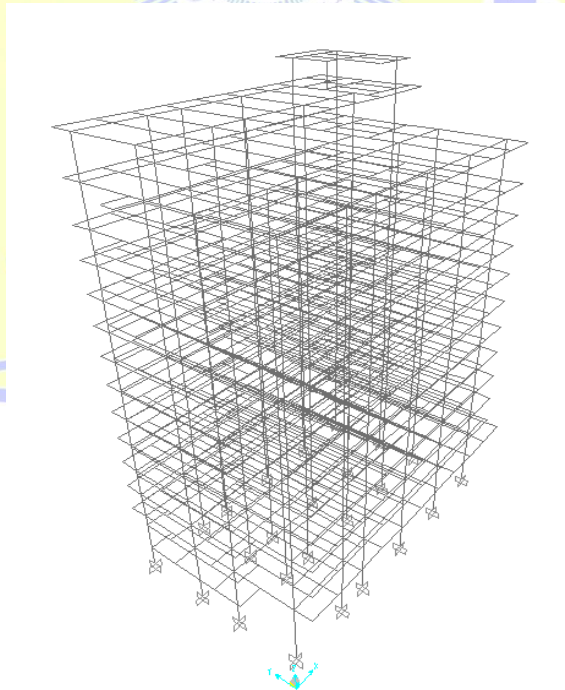
3.2 Pengumpulan Data

3.2.1 Data umum bangunan

- a) Nama gedung : Hotel Amarsvati
- b) Fungsi : Penginapan dan Pertemuan
- c) Jumlah lantai : 14 Lantai
- d) Tinggi lantai : Lantai dasar = 7.000 m
: Lantai 1-10 = 3,250 m
: Lantai 11-12 = 4.000 m
: Lantai 13 = 2,600 m
- e) Tinggi gedung : 50,1 m
- f) Sistem pelat : Sistem Pelat Konvensional

3.2.2 Permodelan struktur

Struktur bangunan utama untuk Hotel Amarsvati ini direncanakan dengan sistem portal ruang atau portal terbuka dan kolom terjepit kaku pada fondasi. Struktur dianalisis dengan menggunakan program SAP 2000 V.14. Dimodelkan 3 dimensi, dapat dilihat seperti pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Model Struktur

3.2.3 Data bahan

a) Mutu beton

Mutu beton yang digunakan pada balok, kolom, pelat lantai struktural serta konstruksi beton bertulang lainnya adalah mutu beton dengan kuat tekan (f'_c) = 30 MPa

b) Mutu baja tulangan

Baja tulangan yang digunakan pada gedung kondominium Hotel Amarsvati ini adalah baja tulangan ulir dengan kuat leleh (f_y) = 400 MPa dan baja tulangan polos dengan kuat leleh (f_y) = 240 MPa.

c) Modulus elastisitas beton

Mutu beton dengan kuat tekan (f'_c) = 30 MPa $= 4700 \sqrt{f'_c} = 25742.960$ MPa

d) Gambar kerja dan desain gedung

Adapun gambar kerja yang terlampir yaitu :

- Denah balok dan kolom Hotel Amarsvati
- Potongan gedung Hotel Amarsvati
- Data penampang elemen gedung Hotel Amarsvati

3.2.4 Data tanah

Data tanah yang digunakan berasal dari tanah tempat akan dibangunnya Hotel Amarsvati berupa data boring.

3.2.5 Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur gedung Hotel Amarsvati ini berdasarkan SNI-2847-2013 dan SNI-1726-2013. Beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan antara lain :

a) Beban mati

Beban mati adalah seluruh bagian dari komponen struktur bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan tersebut selama masa layannya, termasuk berat sendiri struktur. Sebagai contoh berat sendiri balok, kolom, pelat

lanta, dinding, atap, jendela, plumbing, peralatan elektrikal dan lain sebagainya. Beban mati yang diperhitungkan untuk struktur bangunan ini yaitu berdasarkan SNI-2847-2013.

b) Beban hidup lantai dan atap

Beban hidup merupakan beban yang juga mempengaruhi pembebanan struktur gedung hotel. Yang termasuk beban hidup adalah beban berat manusia dan perabotnya atau beban menurut fungsinya. Beban hidup struktur gedung direncanakan pada pelat lantai, balok dan kolom berdasarkan SNI-2847-2013.

c) Beban gempa

Beban gempa adalah beban yang dipengaruhi oleh gempa bumi. Untuk perencanaan beban gempa Hotel Amarsvati ini, direncanakan terhadap pembebanan gempa akibat pengaruh gempa rencana dalam arah pembebanan sesuai SNI-1726-2013 dengan metode dinamik Respon Spektrum.

3.2.6 Analisa struktur dengan SAP 2000 V.14

3.2.6.1 Proses *input* data

Proses input data untuk perencanaan struktur dengan pengoperasian program SAP 2000 V.14 terdiri atas beberapa tahapan diantaranya, yaitu permodelan struktur, pembuatan *Grid Lines* (Geometri struktur), pendefenisian material struktur, perencanaan dimensi elemen struktur, pembebanan struktur, dan analisis struktur.

3.2.6.2 Proses *output* data.

Proses output yaitu membuat tabulasi dari hasil analisis struktur yang dilakukan pada struktur bangunan. Dari hasil analisa struktur akan digunakan dalam merencanakan analisa dalam mendesain struktur kolom yang aman sesuai dengan standar yang telah di tetapkan. Sebelum merencanakan elemen struktur, sebelumnya harus memenuhi hasil dari analisis struktur yang akan di tabulasi. Jika belum memenuhi persyaratan yang sudah ditentukan dalam SNI yang berlaku, maka akan dilakukan analisis ulang.

3.3 Perencanaan Struktur

3.3.1 Perencanaan pelat

Langkah-langkah perencanaan pelat sebagai berikut :

- a) menentukan jarak antar pelat,
- b) menentukan dimensi pelat,
- c) menghitung pembebanan pada pelat,
- d) menghitung penulangan pada pelat.

3.3.2 Perencanaan balok

Langkah-langkah perencanaan balok sebagai berikut :

- a) menentukan jarak antar balok,
- b) menentukan dimensi balok,
- c) menghitung pembebanan pada balok,
- d) menghitung statika balok dengan menggunakan *software* SAP 2000 V.14
- e) menghitung penulangan balok akibat momen lentur dan kombinasi momen geser dan torsi.

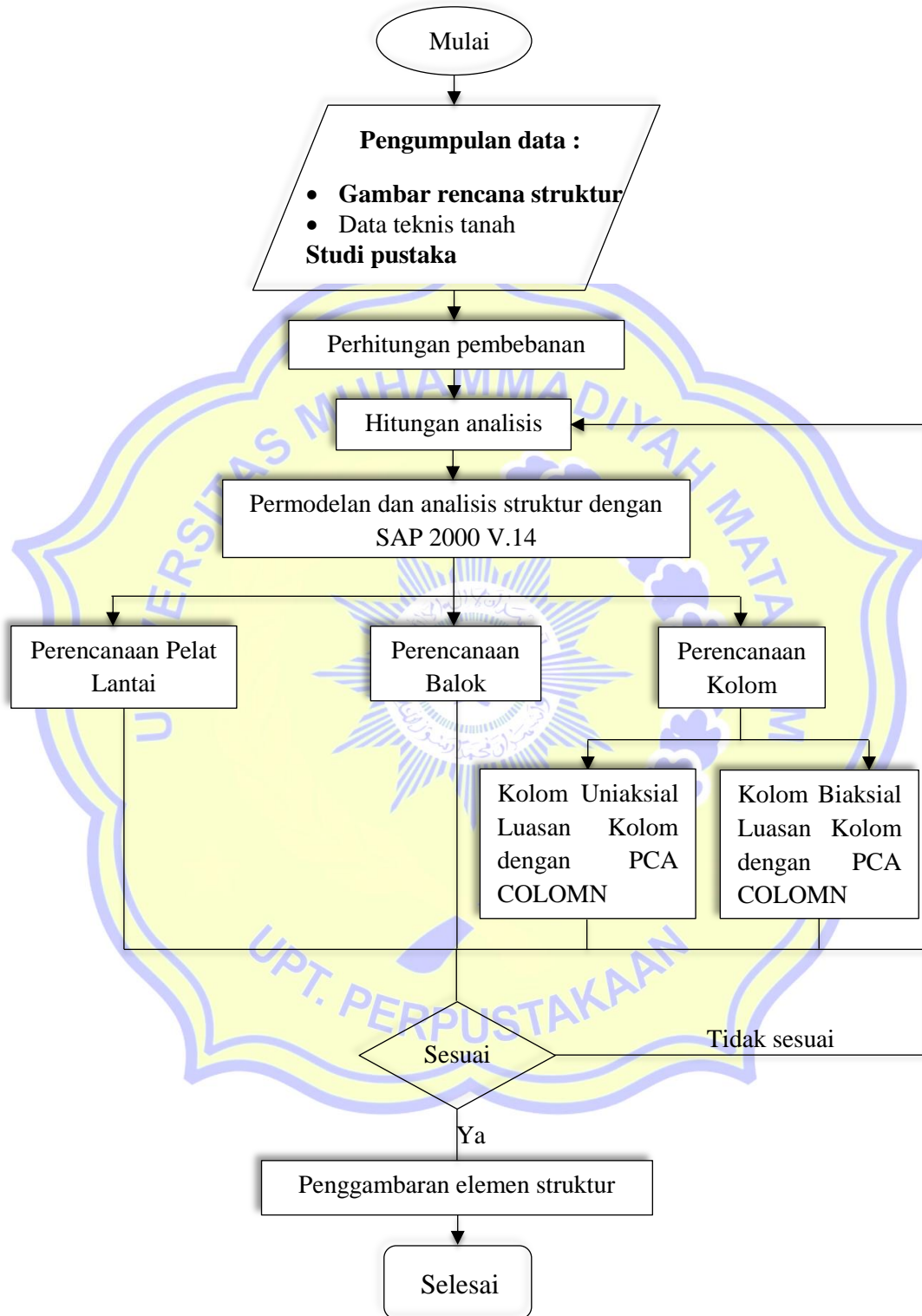
3.3.3 Perencanaan kolom

Langkah-langkah perencanaan kolom sebagai berikut :

- a) menghitung dimensi kolom,
- b) menghitung pembebanan kolom,
- c) menghitung statika dengan *software* SAP 2000 V.14,
- d) menghitung luas tulangan kolom menggunakan PCA COLOMN

3.4 Bagan Alir Perencanaan

Bagan alir perencanaan yang dilakukan sesuai dengan Gambar 3.7 berikut :



Gambar 3.7 Bagan Alir Perencanaan