

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Pada perencanaan struktur bangunan tahan gempa, perlu ditinjau 3 taraf beban gempa, yaitu gempa ringan, gempa sedang, dan gempa kuat. Untuk merencanakan elemen – elemen dari sistem struktur agar tetap mempunyai kinerja yang baik pada saat terjadi gempa. gempa ringan, gempa sedang, dan gempa kuat. Untuk keperluan prosedur perencanaan struktur didefinisikan sebagai berikut ini:

1. Gempa Ringan

Gempa ringan adalah gempa yang peluang atau resiko terjadinya dalam periode umur rencana bangunan 50 tahun adalah 92% ($RN=92\%$), atau gempa yang periode ulangnya 20 tahun ($TR=20$ tahun). Akibat gempa ringan ini struktur bangunan harus berperilaku elastis, ini berarti bahwa pada saat terjadi gempa elemen – elemen struktur bangunan tidak diperbolehkan mengalami kerusakan struktural maupun non struktural. Pada saat terjadi gempa ringan penampang dan elemen – elemen pada sistem struktur dianggap tepat mencapai kapasitas nominalnya, dan akan berdeformasi lebih lanjut secara tidak elastis (inelastis) jika terjadi gempa ringan adalah 92 %, maka dapat dianggap bahwa selama umur rencananya, struktur bangunan pasti akan mengalami gempa ringan, atau risiko terjadinya Gempa Ringan adalah 100% ($RN=100\%$)

2. Gempa Sedang

Gempa sedang adalah gempa yang peluang atau resiko terjadinya dalam periode umur rencana bangunan 50 tahun adalah 50% ($RN=50\%$), atau gempa periode ulangnya adalah 75 tahun ($TR=75$ tahun). Akibat gempa sedang ini struktur bangunan tidak boleh mengalami kerusakan struktural, namun diperkenankan mengalami kerusakan yang bersifat non struktural. Gempa sedang akan menyebabkan struktur bangunan sudah berperilaku tidak elastis, tetapi tingkat kerusakan struktur masih ringan dan dapat diperbaiki dengan biaya yang terbatas.

3. Gempa Kuat

Gempa kuat adalah gempa yang peluang atau risiko terjadinya dalam periode umur rencana bangunan 50 tahun adalah 2 % ($RN=2\%$), atau gempa yang periode ulangnya 2500 tahun ($TR=2500$ tahun). Akibat gempa kuat ini struktur bangunan dapat mengalami kerusakan struktur yang berat, namun struktur harus tetap berdiri dan tidak boleh runtuh sehingga korban jiwa dapat dihindari. Gempa kuat akan menyebabkan struktur bangunan akan berperilaku tidak elastis, dengan kerusakan struktur yang berat tetapi masih berdiri dan dapat diperbaiki.

3.2 Beton Bertulang

Beton didapat dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu, batu pecah, atau bahan semacam lainnya dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan beton berlangsung. Agregat halus dan kasar, disebut sebagai bahan susun kasar campuran, merupakan komponen utama beton. Nilai kekuatan serta daya tahan (*Durability*) beton merupakan fungsi dari banyak faktor, diantaranya ialah nilai banding campuran dan mutu bahan susun, metode pelaksanaan pengecoran, pelaksanaan finishing, temperatur, dan kondisi perawatan pengerasannya (Dipohusodo, 1999).

Air yang digunakan untuk membuat beton harus bersih, tidak boleh mengandung minyak, asam, alkali, garam – garam, zat organik atau bahan – bahan lain yang bersifat merusak beton dan baja tulangan. Sebaiknya dipakai air tawar bersih yang dapat diminum. Harap diperhatikan bahwa air yang berasal dari sumber alam tanpa pengolahan sering mengandung bahan – bahan organik, zat organik, dan zat – zat mengapung seperti lempung atau tanah liat, minyak, dan kotoran lain. (Dipohusodo, 1999).

Beton tidak dapat menahan gaya tarik melebihi nilai tertentu tanpa mengalami retak-retak. Untuk itu, agar beton dapat bekerja dengan baik dalam suatu sistem struktur, perlu dibantu dengan memberinya perkuatan penulangan

yang terutamaan mengemban tugas menahan gaya tarik yang bakal timbul didalam sistem (Dipohusodo, 1999).

3.3 Pembebanan Struktur

Dalam merencanakan pembebanan digunakan beberapa acuan standar sebagai berikut :

1. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung (SNI 1726 : 2012).
2. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Bertulang Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002).
3. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. (SNI 1727:2013).
4. Berdasarkan peraturan-peraturan diatas, struktur sebuah gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap beban-beban berikut :
 - a) Beban mati (*Dead Load*), dinyatakan dengan lambang DL.
 - b) Beban hidup (*Live Load*), dinyatakan dengan lambang LL.
 - c) Beban gempa (*Earthquake Load*), dinyatakan dengan lambang E.

3.4 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

1. Berat Bahan Dan Konstruksi

Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang.

2. Berat Peralatan Layan Tetap

Dalam menentukan beban mati rencana, harus diperhitungkan berat peralatan layan yang digunakan dalam bangunan gedung seperti plambing,

mekanikal elektrik, dan alat pemanas, ventilasi, dan sistem pengondisian udara. (SNI 1727:2013)

3. Berat Sendiri Beban Mati

- a) Apabila beban mati memberikan pengaruh yang menguntungkan terhadap pengerahan kekuatan suatu struktur atau unsur struktur suatu gedung, maka beban mati tersebut harus diambil menurut Tabel 3.1. dengan mengalikannya dengan koefisien reduksi 0,9.
- b) Apabila beban mati sebagian atau sepenuhnya memberi pengaruh yang menguntungkan terhadap kemandapan suatu struktur atau unsur struktur suatu gedung, maka dalam meninjau kemandapan tersebut harus dikalikan dengan koefisien reduksi 0,9 (SKBI,1987).

Tabel 3. 1 Berat Sendiri Bahan Bangunan (SKBI,1987)

No	Bahan bangunan	Berat (Kg/m ³)
A	B	C
1	Baja	7.850
2	Batu alam	2.600
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1.500
4	Batu karang (berat tumpuk)	700
5	Batu pecah	1.450
6	Besi tuang	7.250
7	Beton	2.200
8	Beton bertulang	2.400
9	Kayu (kelas I)	1.000
10	Kerikil, koral (kering sampai lembab, tanpa diayak)	1.650
11	Pasangan bata merah	1.700
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2.200
13	Pasangan batu cetak	2.200
14	Pasangan batu karang	1.450
15	Pasir (kering udara ampai lembab)	1.600
16	Pasir (jenuh air)	1.800

Tabel 3.2 Berat Sendiri Komponen Gedung (SKBI,1987)

No	Komponen Gedung	Berat (Kg/M ²)
A	B	C
1	Adukan, per cm tebal : a. Dari semen b. Dari kapur, semen merah atau tras	21 17
2	a. Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal. b. Dinding pasangan bata merah i. Satu Batu ii. Setengah Bata	14 450 250
4	Dinding pasangan batako : a) Berlubang i. Tebal dinding 20 cm (HB 20) ii. Tebal dinding 10 cm (HB 10) b) Tanpa Lubang i. Tebal dinding 15 cm ii. Tebal dinding 10 cm	200 120 300 200
5	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari : a) Semen asbes (eternit dan bahan lainnya), dengan tebal maksimum 4 mm b) Kaca, dengan tebal 3-5 mm	11 10
6	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dn untuk beban hidup maksimum 200 Kg/m ²	40
7	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7
8	Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	50
9	Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	40
10	Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	10
11	Penutup lantai dari ubin semen Portand, teraso dan beton, tanpa adukan per cm tebal	24
12	Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

3.5 Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung.

1. Reduksi Beban Hidup Merata

L (beban hidup rencana tereduksi) tidak boleh kurang dari $0,50 L_0$ (beban hidup rencana tanpa tereduksi) untuk komponen struktur yang mendukung satu lantai dan L tidak boleh kurang dari $0,40 L_0$ untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih dari dua lantai.

Tabel 3.3 Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_0 dan beban terpusat minimum. (SNI 1727 : 2013)

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
A	B	C
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
a) Ruang kantor	2,40	8,9
b) Ruang komputer	4,79	8,9
Gudang persenjataan dan ruang latihan	7,18	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	4,79	
a) Lobi	4,79	
b) Kursi dapat dipindahkan	4,79	
c) Panggung pertemuan	4,79	
d) Lantai podium	7,18	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 4,79 kN/m ²	
Jalur untuk akses pemeliharaan	1,92	1,33
koridor	4,79	
-Lantai pertama	sama seperti	
-Lantai lain	pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran Hunian (lihat rumah tinggal)	4,9	

Tabel 3. 3 Lanjutan

A	B	C
a) Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in.x 2 in. [50 mmx50 mm])		1,33
b) Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1 in.x 1 in. [25 mm x 25 mm])		0,89
a) Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	4,79	
b) Hunian satu keluarga saja	1,92	
Garasi/Parkir Truk dan bus Mobil penumpang saja	1,92	
Heliped	2,87 tidak boleh direduksi	
Rumah sakit:		
a) Ruang operasi, laboratorium	2,87	4,45
b) Ruang pasien	1,92	4,45
c) Koridor diatas lantai pertama	3,83	4,45
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	2,8	4,45
Ruang penyimpanan	7,18	4,45
a) Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,45
Pabrik		
a) Ringan	6,00	8,90
b) Berat	11,97	13,40
Gedung Perkantoran		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang dengan beban yang lebih berat berdasarkan pada hunian.		
a) Lobi dan Koridor lantai pertama	4,79	8,9
b) Kantor	2,4	8,9
c) Koridor di atas lantai pertama	3,83	8,9

Tabel 3. 3 Lanjutan

A	B	C
Lembaga hukum		
a) Blok sel	1,92	
b) Koridor	4,79	
Tempat rekreasi		
a) Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan yang sama	(3,59)	
b) Bangsal dansa dan Ruang dansa	(4,79)	
c) Gimnasium	(4,79)	
d) Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	(4,79)	
e) Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	(2,87)	
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	(0,48)	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	(0,96)	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	1,44	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	1,92	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
a) Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	1,92	
b) Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	4,79	
Atap		
a) Atap datar, berbubung, dan lengkung	0,96	
b) Atap digunakan untuk taman atap	4,79	
c) Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani	
d) Atap yang digunakan untuk hunian lainnya	0,24 tidak boleh direduksi	
e) Awning dan kanopi		

Tabel 3. 3 Lanjutan

A	B	C
f) Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 tidak boleh direduksi	
g) Rangka tumpu layar penutup	5 tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	0,89
a) Semua konstruksi lainnya		
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai.	0,96	8,9
b) Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi.		1,33
c) semua komponen struktur atap utama lainya semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan.		1,33
Sekolah		
a) Ruang kelas	1,92	4,5
b) Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,5
c) Koridor lantai pertama	4,79	4,5
Bak-bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		0,89
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	(11,97)	(35,6)
a) Tangga dan jalan keluar	4,79	300
b) Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	1,92	300
Gudang diatas langit-langit Gudang penyimpan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)	0,96	

Tabel 3. 3 Lanjutan

A	B	C
a) Ringan	6,00	
b) Berat	11,97	
Toko		
Eceran		
i. Lantai pertama	4,79	4,45
ii. Lantai di atasnya	3,59	4,45
iii. Grosir, di semua lantai	6,00	4,45
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	2,87	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	4,79	

3.6 Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

Untuk menganalisa pengaruh beban gempa rencana maka menggunakan metode analisa statik ekuivalen, analisa statik ekuivalen adalah cara analisa beban gempa dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horizontal untuk menirukan gaya yang sesungguhnya akibat pengaruh tanah. Pengaruh gempa dianalisa dengan metode ini bila struktur-struktur gedung sederhana dan beraturan serta tingginya tidak lebih dari 40 m.

3.6.1 Perhitungan Beban Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012

Dalam membangun sebuah gedung perlu memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang diisyaratkan. Berikut

merupakan penjelasan langkah-langkah perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

3.6.2 Gempa Rencana

Pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewatinya sebesar 2% dengan umur struktur bangunan 50 tahun.

3.6.3 Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan faktor keutamaan (I_e) menurut Tabel 3.4 dibawah ini.

Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa (I_e). (SNI 1726:2012)

No	Kategori	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
A	B	C
1	I Atau II	1,00
2	III	1,25
3	IV	1,50

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.5.

Tabel 3. 5 Kategori Resiko Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Bangunan Gempa (SNI 1726:2012)

No	Jenis Pemamfaatan	Kategori resiko
A	B	C
1	Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain <ol style="list-style-type: none"> Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan Fasilitas sementara Gedung penyimpanan Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I

Tabel 3.5 Lanjutan

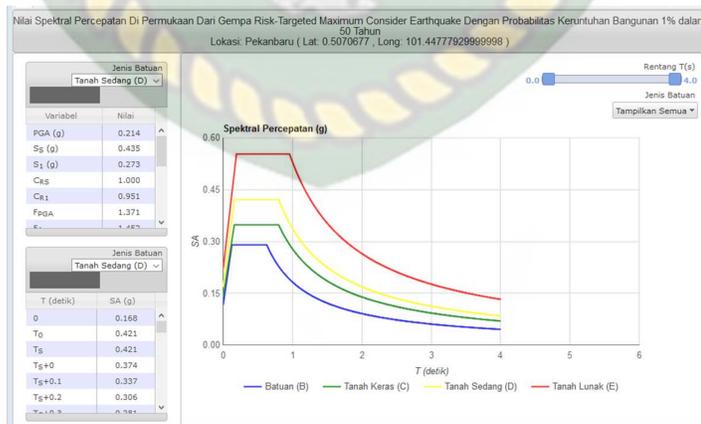
A	B	C
2	Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ol style="list-style-type: none"> a. Perumahan b. Rumah toko dan rumah kantor c. Pasar d. Gedung perkantoran e. Gedung apartamen/ rumah susun f. Pusat perbelanjaan/ mall g. Bangunan industri h. Fasilitas manufaktur i. pabrik 	II
3	Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ol style="list-style-type: none"> a. Bioskop b. Gedung pertemuan c. Stadion d. Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unie manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya. 	III
4	Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : <ol style="list-style-type: none"> a. Bangunan-bangunan monumental b. Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan c. Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat d. Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat e. Tepat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya f. Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat g. Pusat pembangkit energy dan fasilitas publik lainnya yang 	IV

Tabel 3. 5 Lanjutan

A	B	C
	<p>dibutuhkan pada saat keadaan darurat Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang diisyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.</p> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori.</p>	IV

3.6.4 Prameter Percepatan Gempa (S_s , S_1)

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 dengan kemungkinan 2 % terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 % dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Untuk menentukan nilai S_s (Percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) dapat didownload secara otomatis pada aplikasi desain spektra Indonesia dengan masuk kesitus Puskim.pu.go.id dengan alamat http://puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/, Kemudian bisa diisi dengan menggunakan koordinat lokasi gedung atau dengan nama kota lokasi gedung maka akan terlampir seperti pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Tampilan Nilai S_s dan S_1 (Aplikasi Desain Spektra Indonesia)

3.6.5 Kelas Situs (SA-SF)

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah disitus harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 3.6 berdasarkan profil tanah lapisan 30 meter paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah dilapangan dan dilaboratorium dari parameter tanah yang tercantum dalam Tabel 3.6 apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 meter, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik. Penetapan kelas situs SA dan kelas situs SB tidak dikenakan jika terdapat lebih dari 3 Meter lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit pondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 3. 6 Klasifikasi Situs (SNI 1726:2012)

No	Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	$\bar{N}_{atau}\bar{N}_{ch}$	\bar{S}_U (Kpa)
A	B	C	D	E
1	SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
2	SB (batuan)	750 sampai 150	N/A	N/A
3	SC (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
4	SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50sampai100
5	SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
		Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 meter tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		
		1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kasar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_U < 25 \text{ Kpa}$		
6	SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.		

Tabel 3.6 Lanjutan

	<p>2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)</p> <p>3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$)</p> <p>Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $su < 50$ kPa</p>
--	---

3.6.6 Kelas Situs SC, SD, dan SE

Penetapan kelas situs SC, SD, dan SE harus dilakukan dengan menggunakan sedikitnya hasil pengukuran dua dari tiga parameter \bar{V}_s , \bar{N} , dan \bar{S}_u .

Nilai \bar{V}_s harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut :

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \dots \dots \dots (3.1)$$

Keterangan :

d_i = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter

v_{si} = kecepatan gelombang geser lapisan i dalam satuan m/detik

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ meter}$$

Nilai \bar{N} harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \dots \dots \dots (3.2)$$

Keterangan :

N_i adalah tahanan penetrasi standar 60% energy (N_{60}) yang terukur langsung dilapangan tanpa koreksi, dengan nilai tidak lebih dari 305 pukulan/meter. Jika ditemukan perlawanan lapisan batuan, maka nilai N_i tidak boleh diambil lebih dari 305 pukulan/meter.

Nilai \bar{S}_u harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut:

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}} \dots \dots \dots (3.3)$$

Keterangan :

d_c = ketebalan total dari lapisan-lapisan tanah kohesif di dalam lapisan 30 meter paling atas;

S_{ui} = kuat geser niralir (kPa), dengan nilai tidak lebih dari 250 kPa seperti yang ditentukan dan sesuai dengan tata cara yang berlaku.

3.6.7 Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCER) Koefisien - Koefisien Situs dan Paramater - Parameter Respons Spektral Percepatan

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{ms} = F_a \cdot S_s \dots\dots\dots (3.4)$$

$$S_{m1} = F_v \cdot S_1 \dots\dots\dots (3.5)$$

Keterangan :

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek.

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

Koefosien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 3.7 dan Tabel 3.8

3.6.8 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, SD_S dan pada perioda 1 detik, SD_1 , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini

$$SD_S = \frac{2}{3} S_{ms} \dots\dots\dots (3.6)$$

$$SD_I = \frac{2}{3} S_{m1} \dots \dots \dots (3.7)$$

Tabel 3. 7 Koefisien Situs Fa (SNI 1726:2012)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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	SS ^b				

CATATAN :

- Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik

Tabel 3. 8 Koefisien Situs F_v (SNI 1726:2012)

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

CATATAN :

- Untuk nilai-nilai antara S_I dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik.

3.6.9 Spektrum Respons Desain

Kurva spektrum respons desain dibuat mengacu pada gambar 3.2 dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan 3.8 dibawah ini;

$$S_a = S_{Ds} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \dots \dots \dots (3.8)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD_1}{T} \dots \dots \dots (3.9)$$

Keterangan :

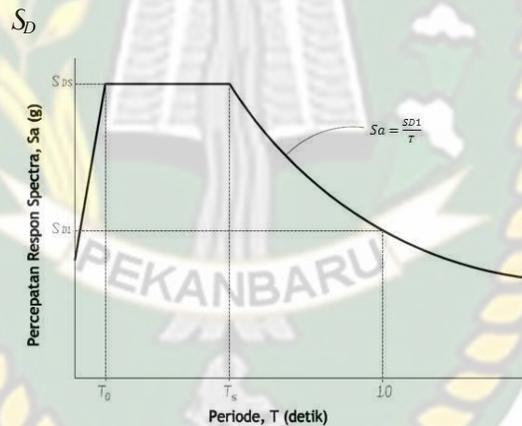
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek;

SD_1 = adalah parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik;

T = Periode getar fundamental struktur

$T_0 = 0,2 S_{D1}/S_{DS}$

$T_s = S_{D1}/S_{DS}$



Gambar 3. 2 Spektrum Respons Desain (SNI 1726:2012)

Alternatif lain untuk membuat kurva spektrum respons desain adalah dengan masuk ke situs *Puskim,pu.go.id* dengan alamat Seperti yang terdapat pada gambar 3.1.

3.6.10 Kategori Desain Seismik (A-D)

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori resiko I, II atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektra percepatan terpetakan pada priode 1 detik, S_1

lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori resiko IV yang berlokasi dimana respons spektral percepatan terpetakan pada priode 1 detik, S_1 lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori resikonya dan parameter respon spektral percepatan desainnya, S_D s dan S_{D1} , masing –masing bangunan dan struktur harus ditetapkan kedalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 3.9 atau Tabel 3.10 terlepas dari nilai priode fundamental getaran struktur, T .

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SNI 1726 : 2012)

No	Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
		I atau II atau III	IV
A	B	C	D
1	$S_{DS} < 0,167$	A	A
2	$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
3	$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
4	$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik (SNI 1726 : 2012)

No	Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
		I atau II atau III	IV
A	B	C	D
1	$S_{D1} < 0,067$	A	A
2	$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
3	$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
4	$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

Apabila S_1 lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 3.10 dimana berlaku semua ketentuan berikut:

1. Pada masing-masing dua arah orthogonal, perkiraan perioda fundamental struktur T_a adalah kurang dari $0,8T_s$.
2. Pada masing-masing dua arah orthogonal, perioda fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_s .
3. Diafragma struktural adalah kaku atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.

3.6.11 Faktor Reduksi

Setiap sistem penahan gaya gempa yang tidak termuat dalam Tabel 3.11 diizinkan apabila data analitis dan data uji diserahkan kepada pihak yang berwenang memberikan persetujuan, yang membentuk karakteristik dinamis dan mewujudkan tahanan gaya lateral dan kapasitas disipasi energy agar ekuivalen dengan sistem struktur yang terdaftar dalam Tabel.3.11

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk menggunakan, untuk menahan gaya gempa masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur, bila sistem yang berbeda digunakan masing-masing nilai R , C_d dan Ω_0 harus dikenakan pada setiap sistem yang ada dalam Tabel 3.11 berikut.

Tabel 3. 11 Faktor R , C_d Dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726 : 2012)

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons,	Faktor kuat lebih sistem,	Faktor pembesaran defleksi,	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
	R_a	Ω_0	C_{db}	Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A	B	C	D	E	F	G	H	I
Sistem rangka pemikul momen								
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10 <i>h</i> , <i>i</i>	TI ^b	TI ^f

Tabel 3. 11 Lanjutan

A	B	C	D	E	F	G	H	I
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	30	3½	10	10	10	10	10

3.6.12 Periode Fundamental (T)

Periode fundamental struktur T dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karekteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 3.12 dan periode fundamental pendekatan T_a yang ditentukan sesuai persamaan 3.10 sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur diizinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan T_a yang dihitung sesuai persamaan 3.10.

Periode fundamental pendekatan T_a minimum, dalam detik, ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \dots\dots\dots(3.10)$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \dots\dots\dots(3.11)$$

Keterangan :

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah perioda fundamental pendekatan

h_n = ketinggian struktur dalam meter

C_t = Nilai parameter priode pendekatan ditentukan dari Tabel 3.13

x = Nilai parameter priode pendekatan ditentukan dari Tabel 3.13

C_u = Koefisien untuk batas atas pada perioda dari Tabel 3.12

Tabel 3. 12 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (SNI 1726:2012)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik S_{D1}	Koefisien C_u
A	B
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 3. 13 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x (SNI 1726:2012)

Tipe struktur	C_t	x
A	B	C
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya gempa yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sebagai alternatif, diizinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, dari persamaan berikut untuk dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0,1 N \dots\dots\dots(3.12)$$

Keterangan :

N = Jumlah tingkat

3.6.13 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik (V), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots(3.13)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Koefisien respons seismik (C_s) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(3.14)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan 3.13 tidak perlu melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(3.15)$$

C_s tidak boleh kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{Ds} \cdot I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots(3.16)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(3.17)$$

Keterangan :

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode sebesar 1 detik

T = Periode fundamental struktur

S_1 = Parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

Berat struktur (W) harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang terdaftar dibawah ini:

1. Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan minimum sebesar 25% beban hidup lantai (beban hidup lantai digarasi publik dan struktur parkir terbuka serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 % dari berat seismik efektif pada suatu lantai, tidak perlu disertakan).
2. Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam deain beban lantai diambil sebagai yang terbesar diantara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0,48 kN/m².
3. Berat operasional total dari peralatan yang permanen.
4. Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya.

3.6.14 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral F_x (kN) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_{xi} h_i^k} \dots\dots\dots(3.18)$$

Keterangan :

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal
- V = gaya lateral desain total atau geser didasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)
- w_i & w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x
- h_i & h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat I atau x dinyatakan dalam meter
- k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $K=1$
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $K=2$
 untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

3.6.15 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat V_x (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n f_i \dots\dots\dots(3.19)$$

Keterangan:

f_i = bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

Geser tingkat desain gempa V_x (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma.

3.6.16 Simpangan Antar Lantai (*Story Drift*)

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan

untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, Δ harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkatan kekuatan yang ditetapkan dalam tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a) seperti terlihat pada Tabel 3.14 untuk semua tingkat.

Tabel 3. 14 Simpangan antar lantai ijin (Δ_a) (SNI 1726:2012)

No	Struktur	Kategori Resiko		
		I atau II	III	IV
A	B	C	D	E
1	Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengkomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
2	Struktur dinding geser kantilever	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
3	Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
4	Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Defleksi pusat massa di tingkat (δ_x , mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots \dots \dots (3.20)$$

Keterangan:

C_d = faktor amplikasi defleksi

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang diisyatkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

I_e = faktor keutamaan gempa

3.6.17 Pemeriksaan Waktu Getar Struktur

Setelah distribusi beban gempa pada bangunan gedung diketahui, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap waktu getar sebenarnya dari struktur dengan menggunakan rumus *Rayleigh*. Waktu getar sebenarnya untuk setiap arah dari bangunan dihitung berdasarkan besarnya simpangan horizontal yang terjadi pada struktur bangunan akibat gaya gempa horizontal.

Waktu getar alami T_R dari struktur gedung dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus *Rayleigh* sebagai berikut:

$$T_R = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N f_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^N f_i d_i}} \dots\dots\dots(3.21)$$

Keterangan:

W_i = berat lantai tingkat ke i

F_i = gaya gempa lateral pada lantai tingkat ke i

d_i = simpangan horizontal lantai tingkat ke- i

Waktu getar alami struktur T yang dihitung dengan ruus emperis (T) untuk penentuan koefisien respons seismik (C_s) nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai waktu getar alami dari struktur yang dihitung dengan rumus *Rayleigh* (T_R). Jika antara nilai T dan T_R berbeda lebih dari 20% maka perlu dilakukan perhitungan ulang.

3.6.18 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode Ultimit

Struktur komponen, elemen struktur dan elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Berdasarkan SNI 1726:2012 faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah:

1. $1,4 D$(3.22)
2. $1,2 D + 1,6 L$(3.23)
3. $1,2 D + 1L \pm 0,3 EX \pm 1EY$(3.24)
4. $1,2 D + 1L \pm 1 EX \pm 0,3 EY$(3.25)
5. $0,9 D \pm 0,3 EX \pm 1 EY$ (3.26)
6. $0,9 D \pm 1 EX \pm 0,3 EY$(3.27)

Keteranga:

D = Beban Mati

L = Beban Hidup

EX = Beban Gempa arah X

EY = Beban Gempa arah Y

3.6.19 Pengaruh Beban Gempa

Pada kombinasi yang terdapat pada beban gempa didalam persamaannya harus didesain berdasarkan pengaruh beban seismik yang ditentukan sebagai berikut:

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi 3 dan 4, E harus didefinisikan sebagai berikut:

$$E = E_h + E_v \dots\dots\dots(3.28)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi 5 dan 6, E harus didefinisikan sebagai berikut:

$$E = E_h - E_v \dots\dots\dots(3.29)$$

Keterangan:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal

E_Y = Beban Gempa arah Y

Pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan rumus berikut:

$$E_h = \rho Q_c \dots\dots\dots(3.30)$$

Keterangan:

ρ = faktor redundansi

Q_c = Pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p Pengaruh tersebut harus dihasilkan dengan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1,0:

- Masing –masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 3.15.
- Struktur dengan denah yang beraturan disemua tingkat dengan system penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah orthogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, H_{sx} untuk kontruksi rangka ringan.

E_v adalah pengaruh gaya seismik vertikal pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan rumus berikut ini:

$$E_v = 0,2 S_{Ds} D \dots \dots \dots (3.31)$$

Tabel 3. 15 Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar (SNI 1726:2012)

No	Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
A	B	C
1	Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu atau sambungan yang terhubung tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33 persen, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakteraturan torsi yang berlebihan (ketidakteraturan struktur horizontal tipe

Tabel 3. 15 Lanjutan

A	B	C
2	Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 persen, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakteraturan torsi yang berlebihan (ketidakteraturan struktur horizontal tipe 1b).
3	Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 disemua tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 persen atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakteraturan torsi yang berlebihan (ketidakteraturan struktur horizontal tipe 1b).
4	Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen disambungan dasar semua kolom kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 persen atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakteraturan torsi yang berlebihan (ketidakteraturan struktur horizontal tipe 1b).
5	Lainnya	Tidak ada persyaratan

Dengan demikian faktor –faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah :

- i. $1,4 D$(3.32)
- ii. $1,2 D + 1,6 L$(3.33)
- iii. $1,2 D + 1L \pm 0,3 (\rho Q_c + 0,2 S_{DsD}) \pm 1(\rho Q_c + 0,2 S_{DsD})$ (3.34)
- iv. $1,2 D + 1L \pm 1 (\rho Q_c + 0,2 S_{DsD}) \pm 0,3(\rho Q_c + 0,2 S_{DsD})$ (3.35)
- v. $0,9 D \pm 0,3(\rho Q_c - 0,2 S_{DsD}) \pm 1(\rho Q_c - 0,2 S_{DsD})$ (3.36)
- vi. $0,9 D \pm 1(\rho Q_c - 0,2 S_{DsD}) \pm 0,3(\rho Q_c - 0,2 S_{DsD})$ (3.37)

3.6.20 Konsep Desain Terhadap Beban Gempa

Dalam prosedur perencanaan berdasarkan SNI gempa, struktur bangunan tanah gempa boleh direncanakan terhadap beban gempa yang direduksi dengan suatu faktor modifikasi respons struktur (R), yang merupakan representasi tingkat daktilitas yang dimiliki struktur. Dengan begitu, saat terjadi gempa kuat elemen-elemen struktur tertentu boleh mengalami plastifikasi (kerusakan) sebagai sarana untuk pendisipasian energy gempa yang diterima struktur. Elemen – elemen struktur tertentu tersebut memiliki perilaku plastifikasi yang bersifat daktil dan tidak mudah runtuh, sedangkan elemen – elemen struktur lainnya harus tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kuat.

Hierarki atau urutan plastifikasi yang terjadi harus sesuai dengan yang direncanakan yaitu dengan menggunakan konsep desain kapasitas. Pada konsep desain kapasitas, elemen – elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya dalam yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain. Hal ini bertujuan agar elemen – elemen struktur tersebut yang mengalami kerusakan pada saat beban maksimum bekerja pada struktur. Untuk menjamin elemen – elemen struktur lainnya tetap elastis saat gempa kuat terjadi, maka elemen – elemen tersebut harus didesain lebih kuat dari pada elemen – elemen struktur tertentu yang dibolehkan mengalami plastifikasi. Untuk mencapai hal ini, perlu diaplikasikan factor *overstrength* (kuat lebih).

Struktur bangunan diharapkan tidak mengalami keruntuhan saat gempa kuat terjadi, oleh karena itu elemen – elemen struktur yang diharapkan mengalami plastifikasi harus diberi *detailing* penulangan yang memadai agar perilakunya tetap stabil walaupun mengalami deformasi inelastis yang besar. ketentuan *detailing* yang ditetapkan dalam SNI 04-2847-2002 untuk struktur beton bertulang, pada dasarnya dibedakan berdasarkan tingkat resiko kegempaan, semakin ketat persyaratan *detailing* penulangan yang harus dipenuhi pada struktur bangunan tersebut.

3.6.21 Persyaratan Material Kontruksi

Perilaku plastifikasi struktur sangat dipengaruhi oleh karakteristik material beton dan baja tulangan yang digunakan pada struktur beton bertulang. Parameter material beton yang paling berpengaruh adalah nilai tekan (f_c') yang disyaratkan minimal 20 Mpa untuk digunakan pada struktur bangunan tahan gempa. Parameter material baja tulangan yang paling berpengaruh kondisi permukaan baja tulangan yang dibedakan dalam 2 jenis, yaitu baja tulangan polos dan ulir. Penggunaan baja tulangan polos pada beton hanya 10 % kuat lekatan baja tulangan ulir. Selain itu degradasi lekatan akibat beton balok baik saat terjadi gempa pada tulangan polos sangat drastis dibandingkan dengan tulangan ulir. Pada SNI 03-2847-2002 hanya mengizinkan penggunaan tulangan polos pada tulangan spiral, sedangkan untuk penulangan lainnya menggunakan tulangan ulir.

Parameter baja tulangan yang juga penting terhadap perilaku plastifikasi adalah nilai kuat leleh, nilai faktor kuat lebih, dan nilai rasio kuat ultimit. Nilai – nilai parameter tersebut harus berada dalam batas – batas yang diizinkan untuk mencegah terjadinya keruntuhan premature pada system struktur yang direncanakan (SNI 03-2847-2002 Pasal 23).

3.7 Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

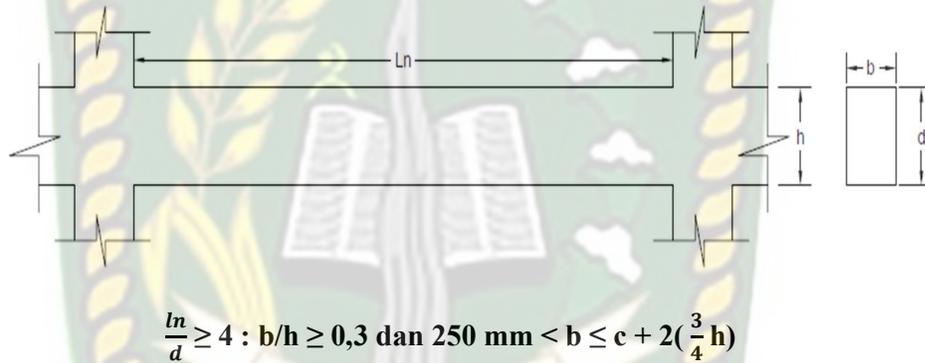
Dalam penelitian ini, struktur gedung diasumsikan menggunakan sistem SRPMK yang mampu menahan gempa kuat. Persyaratan detailing komponen struktur balok SRPMK meliputi persyaratan geometri, persyaratan tulangan lentur dan tulangan transversal.

3.7.1 Persyaratan Geometri

Komponen struktur lentur (balok) merupakan komponen struktur dimana gaya aksial tekan terfaktor yang bekerja pada penampangnya tidak lebih dari 0,1. A_g adalah luas penampang komponen struktur.

Beberapa persyaratan geometri yang harus dipenuhi untuk komponen struktur lentur antara lain pada Gambar 3.3:

1. Bentang bersih komponen struktur tidak kurang dari 4 kali tinggi efektifnya. Akibat pembebanan siklik yang memasuki rentang inelastis, komponen struktur dengan rasio panjang – tinggi kurang dari empat memiliki perilaku yang berbeda signifikan dibandingkan komponen struktur yang langsung.
2. Perbandingan lebar dan tinggi komponen struktur tidak kurang dari 0,3. Persyaratan ini terkait kestabilan penampang komponen struktur saat mengalami deformasi inelastik yang signifikan.
3. Lebar penampang harus ≥ 250 mm dan \leq lebar kolom ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang tidak melebihi $\frac{3}{4}$ tinggi komponen struktur.



Gambar 3.3 Persyaratan Geometri Penampang Balok (Imran dan Hendrik, 2010:43, dalam Syanandito)

3.7.2 Persyaratan Tulangan Lentur

Beberapa persyaratan tulangan lentur pada perencanaan komponen struktur lentur SRPMK antara lain :

1. Luas tulangan atas dan luas tulangan bawah harus lebih besar dari persamaan tulangan minimum yaitu $(0,25 b_w d \sqrt{f_c'}) / f_y$ atau $(1,4 b_w d) f_y$, dengan b_w adalah lebar komponen dan d adalah tinggi efektif penampang komponen lentur.
2. Rasio tulangan lentur maksimum (ρ_{maks}) dibatasi sebesar 0,025.

3. Pada penampang harus terpasang secara menerus masing – masing minimum 2 batang tulangan atas dan tulangan bawah.
4. Kuat lentur positif balok pada muka kolom harus lebih besar atau sama dengan setengah kuat lentur negatifnya.
5. Kuat lentur negatif dan positif pada setiap penampang disepanjang bentang harus tidak kurang dari seperempat kuat lentur terbesar pada bentang tersebut.
6. Sambungan lewatan untuk peyambungan tulangan lentur harus diberi tulangan spiral atau sengkang tertutup disepanjang sambungan tersebut. Tujuan dari pemasangan tulangan spiral atau sengkang tertutup bertujuan untuk mengekang beton didaerah sambungan dan mengantisipasi terkelupasnya selimut beton sangan mengalami deformasi inelastis yang signifikan.
7. Sambungan lewatan tidak boleh ditempatkan pada daerah hubungan balok kolom, daerah hingga jarak dua kali tinggi balok (h) dari muka kolom, dan pada lokasi – lokasi yang berdasarkan analisis memungkinkan terjadi leleh lentur akibat perpindahan lateral inelasti struktur portal bangunan.

3.7.3 Analisa Tulangan Lentur

Langkah – langkah analisa tulangan tarik balok berdasarkan SNI 03-2847-2002 adalah sebagai berikut:

1. Langkah awal perencanaan tulangan lentur adalah menentukan nilai momen ultimit (M_u). Momen ultimit merupakan beban maksimum, dalam penelitian ini diperoleh momen ultimit didapat dari hasil perhitungan Etabs. Perlu ditentukan momen ultimit saat struktur bergoyang arah positif (kanan) arah negatif (kiri).
2. Perhitungan luas tulangan tarik yang direncanakan dengan persamaan 3.38.

$$A_s = n(1/4 \pi d_b^2) \dots\dots\dots(3.38)$$

3. Perhitungan nilai tinggi efektif balok (d) dengan persamaan 3.39.

$$d = h - (d_{s1} + 0,5d_{s2})\dots\dots\dots(3.39)$$

4. Perhitungan tinggi balok tegangan tekan ekivalen beton (α) dengan persamaan 3.40.

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b w} \dots \dots \dots (3.40)$$

5. Pemeriksaan momen nominal aktual (ϕM_n) persamaan apakah $\geq M_u$ dengan persamaan 3.41.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - 0,5\alpha) \dots \dots \dots (3.41)$$

6. Pemeriksaan luas tulangan minimum ($A_s \text{ min}$) dengan persamaan 3.42.

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f' c}}{4 f_y} b w d \dots \dots \dots (3.42)$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$(1,4 b_w d)/f_y \dots \dots \dots (3.43)$$

7. Pemeriksaan rasio penulangan (ρ) apakah memenuhi persyaratan $\rho < 0,75 \rho_b$ dan $\rho < 0,025$ dengan persamaan 3.44 dan 3.45.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \dots \dots \dots (3.44)$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,5 f' c}{f_y} \left(\frac{600}{600 +} \right) \dots \dots \dots (3.45)$$

8. Pemeriksaan kondisi kelelahan tulangan tarik. Untuk menentukan tipe keruntuhan yang terjadi, maka perlu dicek apakah tulangan mengalami kelelahan saat regangan tekan beton ϵ_{cu} mencapai 0,003 atau tidak. Untuk menentukan regangan tarik pada lapisan terluar, diperlukan posisi sumbu netral c yang diperoleh dari $c = \alpha/\beta_1$. Regangan yang terjadi pada tulangan tarik terluar dihitung dengan persamaan 3.46.

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} (h - d_{s1} - c)}{c} \dots \dots \dots (3.46)$$

Jika regangan tulangan tarik terluar lebih besar dari pada regangan leleh ($\epsilon_y = E/f_y$), maka keruntuhan balok adalah *tension controlled* (keruntuhan daktil). SNI 03 – 2847 – 2002 menyatakan bahwa luas tulangan tekan adalah setengah dari luas tulangan tarik (minimum). Maka langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

- a) Luas tulangan tekan yang dibutuhkan adalah:

$$A_s' = 0,5 A_s \dots \dots \dots (3.47)$$

b) Tinggi efektif balok (d) adalah:

$$d = h - d_s' \dots \dots \dots (3.48)$$

Sehingga dapat dihitung:

$$\alpha' = \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b_w} \dots \dots \dots (3.49)$$

c) Momen ultimit tulangan tekan adalah:

$$\phi M_n' = \phi A_s' f_y (d - 0,5\alpha') \dots \dots \dots (3.50)$$

Keterangan:

α = Tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen

A_s = Luas tulangan tarik (mm^2)

A_s' = Luas tulangan tekan (mm^2)

b_w = Lebar Penampang balok

c = Jarak antara garis netral dan tepi seret tekan beton (mm)

d_b = Diameter tulangan (mm)

d = Tinggi efektif penampang balok (mm)

d_s' = Jarak antara tulangan tekan dan tepi seret beton tekan (mm)

d_{s1} = Jarak antara titik berat tulangan tarik baris pertama dan tepi seret beton tarik (mm)

d_{s2} = Jarak antara titik berat tulangan tarik baris pertama dan titik berat tulangan tarik baris kedua (mm)

E = Modulus elastisitas baja tulangan (Mpa)

h = Tinggi penampang balok

M_n = Momen nominal aktual

M_u = Momen ultimit (Kn/m)

ϕ = Faktor reduksi kekuatan, nilainya ditentukan pada Tabel 3.16 berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.3

Tabel 3. 16 Faktor Reduksi Kekuatan, ϕ (SNI 03 – 2847 – 2002)

No	Kondisi Pembebanan	Faktor Reduksi
A	B	C
1	Beban lentur tanpa gaya aksial	0,80
2	Beban aksial dengan beban aksial lentur	0,80
	a. Gaya aksial tarik, aksial tarik dengan lentur	
	b. Gaya aksial tarik, aksial tarik dengan lentur	
	i. Dengan tulangan spiral	0,70
	ii. Dengan tulangan biasa	0,65
3	Lintang dan torsi	0,75
	a. Pada komponen struktur penahan gempa kuat	0,55
	b. Pada kolom dan balok yang diberi tulangan diagonal	0,80
4	Tumpuan pada beton	0,65
5	Daerah pengangkuran pasca tarik	0,85
6	Penampang lentur tanpa beban aksial pada komponen struktur pratarik dimana panjang penanaman <i>strand</i> -nya kurang dari panjang penyaluran yang ditetapkan	0,75
7	Beban lentur, tekan, geser dan tumpu pada beton struktural	0,55

3.7.4 Persyaratan Tulangan Transversal

Karena pelupasan (*spalling*) selimut beton dapat terjadi pada saat gempa kuat, terutama di daerah sendi plastis dan sekitarnya, maka semua tulangan transversal harus berbentuk sengkang tertutup.

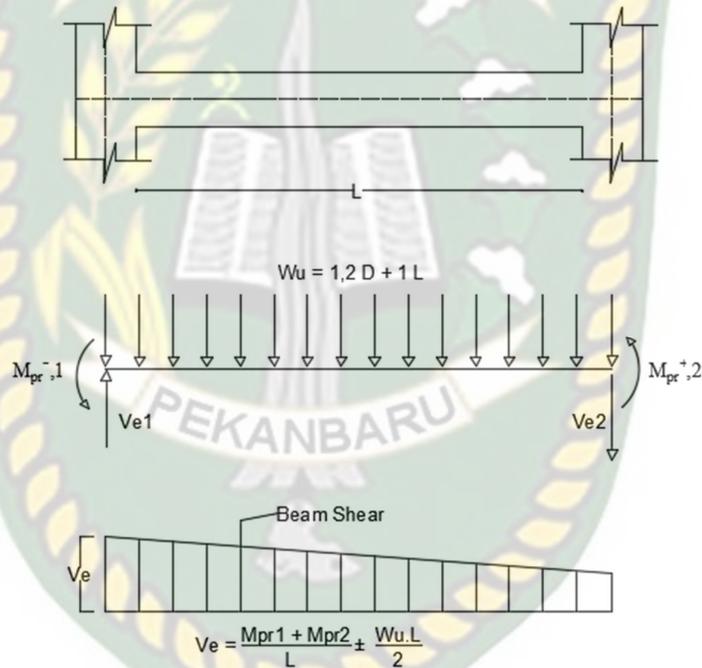
Beberapa persyaratan untuk pemasangan tulangan sengkang tertutup antara lain:

1. Sengkang tertutup harus terpasang pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan.
2. Sengkang tertutup harus dipasang disepanjang daerah 2 kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang yang berpotensi membentuk sendi plastis.
3. Sengkang tertutup pertama dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

4. Sepasi sengkang tertutup tidak lebih dari $d/4$, 8 kali diameter terkecil tulangan lentur, 24 kali diameter batang tulangan sengkang tertutup, dan 300 mm.
5. Sengkang tertutup dan pengikat silang (*cross tie*) harus diberi kait pengikat gempu diujung – ujungnya. Kait gempu mempunyai bengkokan tidak kurang dari 135° + perpanjangan $6d$.

3.7.5 Persyaratan Kuat Geser Untuk Komponen Struktur Lentur

Kuat geser perlu, V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada komponen struktur antara dua muka tumpuan yaitu:



Gambar 3. 4 Perhitungan kuat geser balok (SNI 03-2847-2002)

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u \cdot L}{2} \dots\dots\dots(3.51)$$

Keterangan:

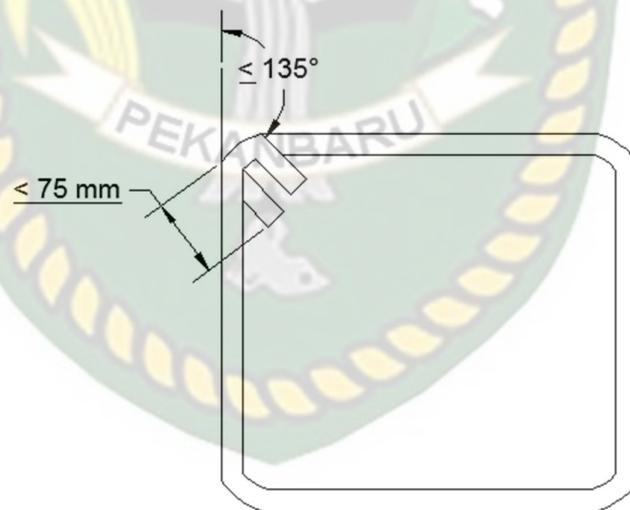
- V_e = Kuat geser perlu diujung balok.
- M_{pr1} = Kuat lentur maksimum yang mungkin termobilisasi dipertalikan kiri akibat goyangan kiri atau kanan.
- M_{pr2} = Kuat lentur maksimum yang mungkin termobilisasi

diperletakkan kanan akibat goyangan kiri atau kanan.

W_u = Pengaruh beban gravitasi ($1,2 D + 1,0 L$)



Gambar 3.5 Persyaratan Tulangan Taransversal (Imran dan Hendrik, 2010 dalam syahnandito)



Gambar 3.6 Persyaratan Tulangan Untuk Senggang Tertutup (Imran dan Hendrik, 2010 dalam syahnandito)

Momen ujung M_{pr} (*probable moment capacity*) merupakan momen maksimum yang diperlukan untuk membuat penampang membentuk sendi plastis.

Momen ujung dihitung berdasarkan nilai kuat tarik baja tulangan yang diperbesar dengan faktor kuat lebih besar $1,25 f_y$.

Diagram kuat geser perlu diperoleh digunakan untuk merencanakan kuat geser disepanjang komponen lentur. Khusus untuk daerah panjang $2h$ dari muka kolom yang berpotensi membentuk sendi plastis, tulangan transversal harus dirancang untuk menahan kuat geser perlu dengan menganggap kontribusi penampang beton dalam menahan geser (V_c) = 0 selama:

- 1 Gaya geser akibat gempa (suku pertama persamaan 3.50) mewakili setengah atau lebih dari kuat geser perlu maksimum disepanjang daerah tersebut.
- 2 Gaya aksial tekan terfaktor pada penampang termasuk aksial gempa, lebih kecil dari $A_g f_c' / 20$.

3.7.6 Analisa Tulangan Geser

Persyaratan desain tulangan geser yang harus dipenuhi adalah:

$$\phi V_n \geq V_e \dots \dots \dots (3.52)$$

Kuat geser penampang V_n ditentukan berdasarkan kombinasi kuat geser beton V_c dan kuat geser baja V_s diman V_c dan V_s ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d \dots \dots \dots (3.53)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots \dots \dots (3.54)$$

Langkah – langkah perencanaan tulangan geser balok berdasarkan SNI 03-2847-2002 adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan beban merata (W_u) dihitung secara otomatis dengan program etabs.
2. Perhitungan α_{pr} dengan persamaan 3.55.

$$\alpha_{pr} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f_c' B_W} \dots \dots \dots (3.55)$$

3. Perhitungan momen probabilistik (M_{pr}) ujung balok dengan persamaan 3.56.

$$M_{pr} = 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{\alpha_{pr}}{2} \right) \dots \dots \dots (3.56)$$

Maksud dan tujuan: Untuk mengetahui besarnya momen di ujung balok yang termobilisasi oleh balok tersebut.

4. Perhitungan gaya geser ultimit rencana (V_c) dengan persamaan 3.51.
5. Perhitungan kontribusi kuat geser beton (V_c) dihitung dengan persamaan 3.53. jika V_c lebih kecil dari pada V_c , maka tulangan geser diperlukan. Maka kontribusi kuat geser tulangan (V_s) menggunakan persamaan 3.54. spasi tulangan geser (s) ditentukan sesuai ketentuan pada sub bab 3.7.4.
6. Pemeriksaan luas tulangan geser minimum (A_{min}) dengan persamaan 3.57.

$$A_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \dots\dots\dots(3.57)$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$A_{vmin} = \frac{b_w s}{3 f_y} \dots\dots\dots(3.58)$$

Maksud dan tujuan: A_{min} adalah luasan tulangan geser paling minimum yang dibolehkan untuk tulangan geser, dan tidak boleh kurang dari A_{vmin} .

7. Perhitungan kuat geser nominal (ϕV_n) dengan persamaan 3.59.

$$\phi V_n = \phi(V_c - V_s) \dots\dots\dots(3.59)$$

Maksud dan tujuan: untuk memastikan bahwa tulangan geser nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi 0,75 yang didapat dari SNI 03-2847-2002 lebih kecil atau sama dengan kuat geser yang direncanakan dikalikan dengan faktor reduksi.

8. Khusus untuk daerah sepanjang 2h dari muka kolom yang berpotensi membentuk sendi plastis, tulangan transversal harus dirancang harus menahan kuat geser perlu dengan menganggap kontribusi penampang beton dalam menahan geser (V_c).

Keterangan:

A_s = luas tulangan tarik (mm^2)

A_v = luas tulangan geser (mm^2)

b_w = lebar penampang balok(mm)

d = tinggi efektif penampang balok(mm)

f'_c = tegangan beton yang diisyaratkan pada umur 28 hari

f_y = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (Mpa)

L = panjang bentang bersih balok (m)

S = jarak tulangan sengkang (mm)

V_c = kuat geser beton (N)

V_n = kuat geser nominal (N)

V_s = kuat geser tulangan (N)

M_{pr1} = kuat lentur maksimum yang mungkin termobilisasi diperletakkan kiri akibat goyangan ke kiri atau ke kanan (N/mm)

M_{pr2} = kuat lentur maksimum yang mungkin termobilisasi diperletakkan kanan akibat goyangan ke kiri atau ke kanan (N/mm)

W_u = pengaruh beban gravitasi (1,2D + 1,0 L) (N/mm)

ϕ = faktor reduksi kekuatan, nilainya ditentukan pada Tabel 3.16 berdasarkan SNI-03-2847-2002 pasal 11.3.

3.7.7 Analisa Tulangan Torsi (Puntir)

Langkang – langkah perencanaan tulangan tarik balok berdasarkan SNI 02-2847-2002 adalah sebagai berikut:

1. Tulangan yang dibutuhkan untuk torsi harus ditambahkan pada tulangan yang dibutuhkan untuk menahan momen lentur (tulangan longitudinal) dan untuk menahan geser (sengkang). Jadi tulangan torsi berupa tulangan longitudinal dan sengkang tertutup yang ditambahkan.
2. Pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor (T_u) memenuhi syarat berikut:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f_{c'}} A_{cp}^2}{12 p_{cp}} \dots \dots \dots (3.60)$$

Maksud dan tujuan: untuk memastikan bahwa balok memerlukan tulangan puntir atau tidak.

3. Kekuatan leleh tulangan torsi (f_y) harus memenuhi syarat berikut:

$$f_y \leq 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (3.61)$$

4. Dimensi penampang melintang harus memenuhi syarat berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A^2 o h}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_{c'}}}{3}\right) \dots \dots \dots (3.62)$$

5. Tuangan yang dibutuhkan untuk torsi ditentukan berdasarkan:

$$T_r \geq T_u \dots \dots \dots (3.63)$$

$$T_r = \phi \cdot T_n \dots \dots \dots (3.64)$$

6. Kebutuhan tulangan sengkang tambahan untuk torsi per meter panjang balok (S=1000 mm)

$$A_{vt} = \frac{T_n s}{2 A_0 f_{yv} \cot \theta} \dots \dots \dots (3.65)$$

7. Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan torsi

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \cdot p_h \cdot \left(\frac{f_{yv}}{f_{y1}} \right) \cdot \cot^2 \theta \dots \dots \dots (3.66)$$

$$A_0 = 0,85 \cdot A_{0h} \dots \dots \dots (3.67)$$

8. Luas total tulangan sengkang (untuk geser dan torsi) per meter panjang balok (S=1000 mm)

$$(A_{vs} + A_{vt}) \geq \frac{75 \sqrt{f_c'} b_w s}{1200 f_{yv}} \dots \dots \dots (3.68)$$

Dan

$$(A_{vs} + A_{vt}) \geq \frac{b_w s}{3 f_{yv}} \dots \dots \dots (3.69)$$

9. Luas total tulangan longitudinal (untuk lentur dan geser):

$$(A_{vs} + A_{vt}) \geq \left\{ \frac{5 \sqrt{f_c'} A_{cp}}{12 f_{yv}} - \left(\frac{A_{vt}}{s} \right) \cdot p_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right\} \dots \dots \dots (3.70)$$

Dan

$$\frac{A_{vt}}{s} \geq \frac{b_w}{6 f_y} \dots \dots \dots (3.71)$$

Keterangan :

A_{0h} =luas penampang daerah yang dibatasi oleh sengkang tertutup(mm²)

A_{cp} =luas penampang keseluruhan (mm²)

A_{st} =luas tulangan longitudinal lentur (mm²)

A_t =luas tulangan longitudinal torsi (mm²)

A_{vs} =luas tulangan sengkang geser (mm²)

A_{vt} =luas tulangan sengkang torsi (mm²)

b_w =lebar penampang balok(mm)

d_b =diameter tulangan(mm)

d =tinggi efektif penampang balok(mm)

f_{yl} =tegangan leleh tulangan longitudinal (Mpa)

- f_{yv} =tegangan leleh tulangan sengkang (Mpa)
 p_{cp} =keliling penampang keseluruhan (mm)
 p_h =keliling daerah yang dibatasi oleh sengkang tertutup (mm)
 S =bentang balok yang dipasang sengkang torsi = 100mm
 S =jarak sengkang (mm)
 T_n =momen torsi nominal (Nmm)
 T_r =momen torsi rencana (Nmm)
 T_u =momen torsi perlu (Nmm)
 V_u =kuat geser perlu (Nmm)
 ϕ =faktor reduksi kekuatan, nilainya ditentukan pada Tabel 3.16.
 θ =sudut retak = 45^0 untuk non prategang

3.8 Persyaratan Detailing Komponen Struktur Kolom SRPMK

Persyaratan *detailing* komponen struktur balok SRPMK meliputi persyaratan geometri, persyaratan tulangan lentur, dan persyaratan tulangan transversal.

3.8.1 Persyaratan Geometri

Komponen struktur kolom menerima kombinasi lentur dan beban aksial. Besarnya beban aksial terfaktor yang bekerja pada kolom dibatasi tidak kurang dari $0,1 A_g f_c'$. beberapa persyaratan geometri

- 1 Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm.
- 2 Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

3.8.2 Persyaratan Tulangan Lentur

Beberapa persyaratan tulangan lentur kolom berdasarkan SNI 03-2847-2002 antara lain:

- 1 Rasio penulangan (ρ) tidak boleh kurang dari 0,01 dan maksimum tidak lebih dari 0,06.

- 2 Sambungan mekanis untuk menyambungkan tulangan lentur dengan kekuatan 125% kuat leleh baja tulangan yang disambung tidak boleh ditempatkan dilokasi yang berpotensi berbentuk sendi plastis, sedangkan sambungan mekanis tulangan baja dengan kekuatan yang lebih kuat dari kuat tarik baja tulangan yang disambung.
- 3 Sambungan lewatan hanya diizinkan diloksi setengah panjang elemen struktur yang berada ditengah. Direncanakan sebagai sambungan lewatan tarik, dan harus diikat dengan tulangan spiral atau sengkang tertutup.

3.8.3 Analisa Tulangan Lentur

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 persamaan 121 hal 212, kuat lentur kolom harus memenuhi ketentuan *strong column – weak beam*.

$$\sum M_e \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_g \dots \dots \dots (3.72)$$

Keterangan:

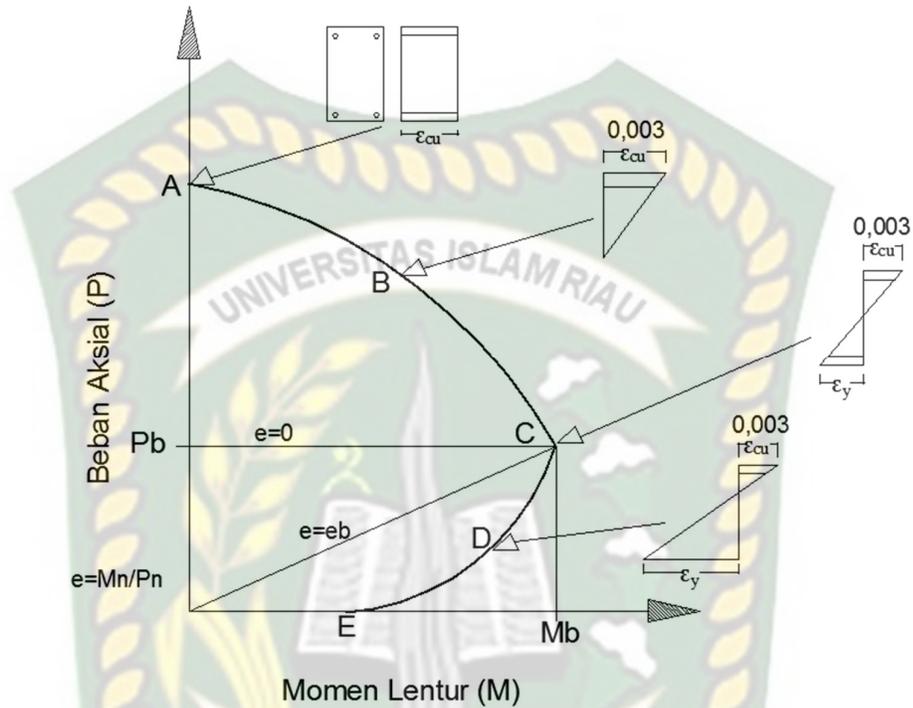
$\sum M_e$ = jumlah M_n kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom. M_n dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan M_n terkecil.

$\sum M_g$ = jumlah M_n balok yang merangka pada hubungan balok kolom.

Bila komponen kolom direncanakan tidak lebih kuat dari balok yang merangka pada hubungan balok kolom yang sama, sangat mungkin terjadi perilaku inelastis bahkan pastifikasi di ujung kolom. Hal ini tidak boleh terjadi kolom tidak memiliki kemampuan disipasi energi sebaik balok. Besarnya beban aksial yang diterima kolom menyebabkan tingkat daktilitas kolom lebih rendah dari pada balok.

Ketika mendesain kolom, maka perlu ditentukan diagram interaksi kolom. Diagram interaksi adalah diagram yang mewakili kekuatan kolom pada kondisi pembebanan yang mengakibatkan adanya gaya aksial dan momen. Dari teori mekanika bahan diketahui bahwa jika gaya aksial bekerja pada suatu elemen

struktur, maka kapasitas lentur elemen tersebut berkurang. Dan sebaiknya, jika gaya aksial yang bekerja lebih kecil, maka kapasitas momen elemen struktur tersebut besar.



Gambar 3. 7 Diagram Interaksi Kolom

Beberapa titik penting pada diagram interaksi adalah sebagai berikut:

- 1 Titik A
Pada titik A, keruntuhan balok adalah keruntuhan murni (momen = 0).
Kapasitas aksial terfaktor dihitung dengan persamaan:

Untuk kolom spiral:

$$\phi P_{n \max} = 0,85 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st} + f_y A_{st})] \dots \dots \dots (3.73)$$

Untuk kolom segi empat:

$$\phi P_{n \max} = 0,80 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st} + f_y A_{st})] \dots \dots \dots (3.74)$$

Keterangan:

A_g = luas kotor penampang

A_{st} = luas tulangan total

f'_c = kuat tekan beton

f_y = kuat leleh baja

ϕ = faktor reduksi

2 Titik B

Titik B adalah suatu titik dimana keruntuhan yang terjadi akibat kombinasi momen dan aksial merupakan keruntuhan tekan pada suatu muka beton (regangan terjadi mencapai regangan ultimit, $\epsilon_{cu}=0,003$) sedangkan regangan pada seret beton terluar pada sisi yang berlawanan adalah nol. Keruntuhan seperti ini adalah keruntuhan tekan.

3 Titik C

Keruntuhan titik C adalah keruntuhan seimbang dimana ketika seret beton terluar pada suatu sisi mencapai regangan ultimit (ϵ_{cu}) sedangkan tulangan tarik terluar pada sisi yang berlawanan mencapai regangan leleh (ϵ_y).

4 Titik D

Pada titik D, keruntuhan kolom adalah keruntuhan tarik, dimana regangan seret terluar beton pada satu sisi mencapai regangan ultimit (ϵ_{cu}) sedangkan pada satu sisi lain regangan yang terjadi pada tulangan baja lapis terluar melebihi 0,005.

Prosedur pembuatan diagram interaksi kolom adalah sebagai berikut:

- Perhitungan luas tulangan (A_s) yang direncanakan untuk semua lapisan dengan rumus seperti di bawah.
- Berdasarkan tipe keruntuhan kolom seperti yang dijelaskan sebelumnya nilai kapasitas aksial nominal dan momen nominal kolom bisa ditentukan dengan mengubah – ubah letak sumbu netral penampang (c) dengan mengatur nilai regangan beton dan regangan pada tulangan lapisan terluar (dalam hal ini lapisan tulangan paling bawah), maka nilai c adalah:

$$c = \left(\frac{0,003}{0,003 - z\epsilon_y} \right) d_1 \dots \dots \dots (3.75)$$

- Perhitungan nilai balok tegangan tekan beton dengan persamaan 3.76.

$$A = \beta_1 c \dots \dots \dots (3.76)$$

- d) Nilai regangan (ϵ_s) tiap lapisan tulangan bisa ditentukan dengan persamaan:

$$\epsilon_s = \left(\frac{c-d_i}{c}\right) 0,003 \dots \dots \dots (3.77)$$

- e) Setelah regangan pada tulangan dihitung, nilai tegangan pada tulangan bisa juga dihitung. Dalam hal ini, hubungan tegangan regangan baja menggunakan asumsi *elastic perfectly plastic*. Dengan kata lain, jika regangan besar atau regangan leleh, maka tegangan yang terjadi pada tulangan adalah sama dengan tegangan leleh. Tegangan leleh bernilai + untuk tulangan tekan. Jika regangan baja lebih kecil dari pada regangan leleh, maka tegangan pada baja adalah $f_s = E\epsilon_s$.

- f) Gaya yang bekerja pada beton adalah gaya tekan (C_c) dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_c = 0,85 f'_c ab_w \dots \dots \dots (3.78)$$

- g) Tegangan pada tulangan ke-i (f_{si}) ditentukan dengan ketentuan berikut:

$$f_{si} = -320, \text{ jika } \epsilon_s < \epsilon_y$$

$$f_{si} = \epsilon_s E, \text{ jika } \epsilon_s < 0$$

$$f_{si} = 320, \text{ jika } \epsilon_s \geq \epsilon_y$$

- h) Gaya yang bekerja pada baja pada lapisan ke-i berupa gaya tarik $-F_s$ atau gaya tekan $+F_s$. nilai gaya ini ditentukan dengan persamaan:

$$F_{si} = A_s f_{si} \text{ (untuk tulangan tarik) } \dots \dots \dots (3.79)$$

$$F_{si} = (f_{si} - 0,85 f'_c) A_s \text{ (untuk tulangan tekan) } \dots \dots \dots (3.80)$$

- i) Kapasitas aksial kolom (P_n) diperoleh dari penjumlahan semua gaya yang bekerja, atau ditulis dalam bentuk persamaan:

$$P_n = C_c + \sum_{i=1}^n f_{si} \dots \dots \dots (3.81)$$

- j) Kapasitas momen penampang (M_n) dihitung dengan menjumlahkan momen – momen yang bekerja pada penampang akibat gaya – gaya yang bekerja pada tulangan dan beton. Momen ini merupakan gaya x jarak terhadap titik berat penampang seperti pada persamaan 3.82.

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^n f_{si} \left(\frac{h}{2} - d_1\right) \dots \dots \dots (3.82)$$

- k) Setelah itu dihitung nilai kapasitas aksial kolom (P_n) dan Kapasitas momen (M_n) yang dikalikan dengan faktor reduksi (ϕ).

Keterangan:

a = tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (mm)

A_s = luas tulangan tarik (mm^2)

b_w = lebar penampang balok (mm)

c = jarak antara garis netral dan tepi seret tekan beton (mm)

C_c = gaya yang bekerja pada beton (N)

d_b = diameter tulangan (mm)

d = tinggi efektif penampang balok (mm)

d_1 = tinggi efektif tulangan balok terhadap lapis 1 (mm)

E = modulus elastis baja tulangan ((Mpa)

f'_c = tegangan tekan beton

f_{si} = tegangan tarik baja pada tulangan pada tulangan ke-i (Mpa)

f_y = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (Mpa)

F_{si} = gaya yang bekerja pada baja lapisan ke-i (Mpa)

h = tinggi penampang balok (mm)

M_n = kapasitas momen penampang (kN/ m)

P_n = kapasitas aksial kolom (kN)

z = bilangan sembarang, bernilai + jika tulangan tekan, dan – untuk tarik

β_1 = faktor pembentuk tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen yang nilainya ditentukan sesuai mutu beton (SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3) sebagai berikut:

a) $f'_c \leq 30$ Mpa, maka $\beta_1 = 0,85$

b) $f'_c > 30$ Mpa, maka $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 30)}{7}$

c) tetapi $\beta_1 \geq 0,65$

ϵ_s = tegangan tarik baja tulangan

- ε_y = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh
 \emptyset = faktor reduksi kekuatan, nilainya ditentukan pada Tabel 3.16 berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.3.

3.8.4 Persyaratan Tulangan Geser

Tulangan geser pada kolom berfungsi untuk mengekang daerah inti kolom dalam kondisi terkekang, beton memiliki kuat tekan aksial yang lebih tinggi dan berlaku yang lebih daktail.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 spasi tulangan geser yang dipasang sepanjang daerah yang membentuk sendi plastis yaitu di ujung – ujung kolom tidak boleh lebih dari:

1. Seperempat dimensi terkecil komponen struktur.
2. Enam kali diameter tuangan longitudinal
3. $S_x = 100 + \{(350 - h_x)/3\}$(3.83)

Nilai S_x dibatasi maksimum 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Daerah pada kolom yang berpotensi membentuk sendi plastis harus memasang tulangan geser dengan ketentuan sebagai berikut:

- a) Sepanjang l_0 dari setiap dari setiap muka hubungan balok kolom
- b) Sepanjang l_0 pada kedua sisi dari setiap penampang yang berpotensi membentuk sendi plastis.
- c) Sepanjang daerah sambungan lewatan tulangan longitudinal kolom.
- d) Kedalam kepala pondasi sejauh minimum 300 mm. Panjang l_0 ditentukan tidak kurang dari:
 - i. Tinggi penampang struktur kolom pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang berpotensi membentuk leleh lentur.
 - ii. Seperenam bentang bersih struktur kolom.
 - iii. 500 mm

3.8.5 Analisa Tulangan Geser

Gaya geser rencana, V_c untuk perencanaan geser kolom harus ditentukan berdasarkan gaya lentur maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan kolom – balok pada setiap ujung komponen struktur. Momen M_{pr} tidak perlu lebih besar daripada M_{pr} balok yang merangka pada hubungan balok – kolom yang sama.

Perencanaan tulangan transversal yang dipasang disepanjang daerah l_0 untuk menahan gaya geser V_c , harus dilakukan dengan menganggap $V_c = 0$ bila:

- 1 Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan M_{pr} mewakili 50 % atau lebih kuat geser perlu maksimum pada bagian disepanjang l_0 .
- 2 Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $A_g f_c' / 20$.

Karena gaya aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur kolom umumnya lebih besar dari pada $A_g f_c' / 20$, maka perencanaan geser kolom tetap menganggap beton efektif dalam berkontribusi menahan geser.

Langkah – langkah perencanaan tulangan geser kolom berdasarkan SNI 03-2847-2002 adalah sebagai berikut:

- a) Luas penampang beton (A_g):

$$A_g = b_w \times h \dots \dots \dots (3.84)$$

- b) Perhitungan luas tulangan sengkang tertutup persegi (*hoops*) yang direncanakan.

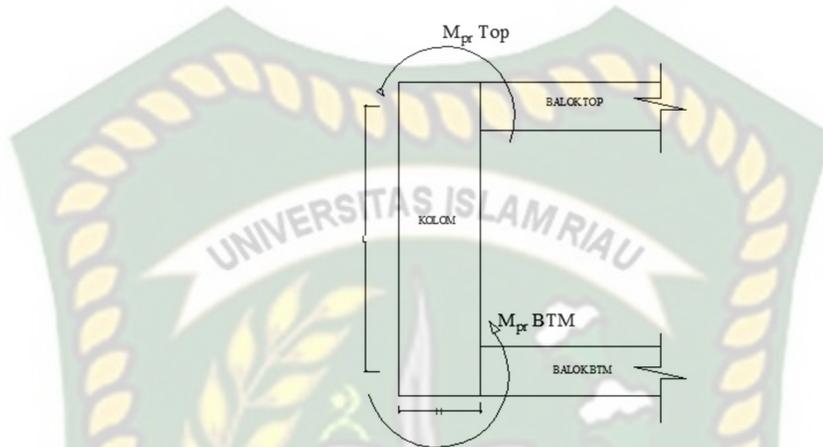
$$A_v = n(1/4 \pi d_b^2) \dots \dots \dots (3.85)$$

- c) Pemeriksaan luas tulangan geser minimum (A_{vmin}) dengan persamaan 3.85. jika $A_{vmin} \leq A_v$ maka persyaratan kekuatan geser terpenuhi.

$$A_{vmi} = 1/3 (b_w s / f_y) \dots \dots \dots (3.86)$$

- d) Spasi antar tulangan sengkang (S) dihitung sesuai dengan ketentuan yang dijelaskan pada sub bab E.

- e) Keperluan tulangan *hoop* sepanjang l_0 maupun diluar l_0 dihitung sesuai dengan ketentuan yang dijelaskan pada sub bab E.
- f) Nilai V_c tidak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok seperti pada persamaan 3.87.



Gambar 3. 8 Free Body (Tubuh Bebas) Diagram Pada Kolom

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-t} DF_{top} + M_{pr-b} DF_{btm}}{L} \dots\dots\dots(3.87)$$

Penjelasan: V_{sway} adalah geser yang terjadi disepanjang kolom akibat momen ujung (M_{pr}) balok atas dan balok bawah. Besarnya momen ujung (M_{pr}) ditentukan berdasarkan kuat lentur maksimum yang mungkin termobilisasi oleh tulangan lentur balok tersebut.

- g) Perhitungan kontribusi beton dalam menahan geser (V_c)

$$V_c = (\sqrt{f'_c}/6) b_w d \dots\dots\dots(3.88)$$

- h) Perhitungan kontribusi tulangan dalam menahan geser (V_s)

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots(3.89)$$

- i) Perhitungan kuat geser nominal (ϕV_n). jika $\phi V_n \leq V_{sway}$, maka telah memenuhi persyaratan.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \dots\dots\dots(3.90)$$

- j) Pemeriksaan apakah cukup dipasang tulangan geser minimum berdasarkan persamaan 3.91.

$$V_u / \phi > V_c + 1/3 b_w d \dots\dots\dots(3.91)$$

- k) Pemeriksaan kontribusi beton dalam menahan geser (V_c) untuk bentang diluar l_0 dengan persamaan 3.92 jika $V_c > V_u / \phi$, maka tulangan sengkang tidak dibutuhkan pada bentang tersebut.

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14g}\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \dots \dots \dots (3.92)$$

Keterangan:

A_g = luas penampang beton (mm^2)

A_{ch} = luas penampang inti beton (mm^2)

A_{sh} = luas tulangan sengkang tertutup persegi (mm^2)

A_{vmin} = luas tulangan sengkang minimum (mm^2)

B_w = lebar penampang balok (mm)

d = tinggi efektif (mm)

d_b = diameter tulangan (mm)

DF = faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang disesain. Batasan ini merefleksikan strong column-weak beam. Jika kekakuan kolom lantai atas sama dengan kolom lantai bawah, maka $Df_{top} = DF_{btm} = 0,5$.

f'_c = tegangan tekan beton yang diisaratkan pada umur 28 hari (Mpa)

f_yh = tegangan tarik baja pada saat leleh (Mpa)

h_c = lebar inti kolom yang terkekang (mm)

M_{pr-top} = penjumlahan M_{pr} untuk balok dilantai atas dimuka kolom interior

M_{pr-btm} = penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok dilantai bawah dimuka kolom interior

N_u = gaya aksial terkecil dari kombinasi pembebanan (kN)

s = spasi tulangan sengkang (mm)

s_b = tebal selimut beton (mm)

V_c = kuat geser beton (N)

V_e = kuat geser perlu ujung-ujung balok (N)

V_u = kuat geser ultimit (N)

ϕ = faktor reduksi kekuatan, nilainya ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.3

BAB III	9
LANDASAN TEORI.....	9
3.1 Umum	9
3.2 Beton Bertulang	10
3.3 Pembebanan Struktur	11
3.4 Beban Mati	11
A. Berat Bahan Dan Konstruksi	11
B. Berat Peralatan Layan Tetap.....	11
C. Berat Sendiri Beban Mati.....	12
3.5 Beban Hidup	14
A. Reduksi Beban Hidup Merata	14
3.6 Beban Gempa	18
3.6.1 Perhitungan Beban Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	18
3.6.2 Gempa Rencana	19
3.6.3 Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan	19
3.6.4 Prameter Percepatan Gempa (S_s, S_1)	21
3.6.5 Kelas Situs (SA-SF)	22
3.6.6 Kelas Situs SC, SD, dan SE.....	23
3.6.7 Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget ($MCER$) Koefisien - Koefisien Situs dan Paramater - Parameter Respons Spektral Percepatan	24
3.6.8 Parameter Percepatan Spektral Desain	24
3.6.9 Spektrum Respons Desain.....	25
3.6.10 Kategori Desain Seismik (A-D).....	26
3.6.11 Faktor Reduksi.....	28
3.6.12 Periode Fundamental (T).....	29
3.6.14 Distribusi Vertikal Gaya Gempa	32
3.6.15 Distribusi Horizontal Gaya Gempa	33
3.6.16 Simpangan Antar Lantai (<i>Story Drift</i>)	33
3.6.17 Pemeriksaan Waktu Getar Struktur	35
3.6.18 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode Ultimit.....	35
3.6.19 Pengaruh Beban Gempa	36

3.6.20	Konsep Desain Terhadap Beban Gempa.....	39
3.6.21	Persyaratan Material Kontruksi	40
3.7	Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	40
3.7.1	Persyaratan Geometri.....	40
3.7.2	Persyaratan Tulangan Lentur	41
3.7.3	Analisa Tulangan Lentur	42
3.7.4	Persyaratan Tulangan Transversal	45
3.7.5	Persyaratan Kuat Geser Untuk Komponen Struktur Lentur	46
3.7.6	Analisa Tulangan Geser.....	48
3.7.7	Analisa Tulangan Torsi (Puntir)	50
3.8	Persyaratan Detailing Komponen Struktur Kolom SRPMK.....	52
3.8.1	Persyaratan Geometri.....	52
3.8.2	Persyaratan Tulangan Lentur	52
3.8.3	Analisa Tulangan Lentur.....	53
3.8.4	Persyaratan Tulangan Geser	58
3.8.5	Analisa Tulangan Geser.....	59

Gambar 3. 1 Tampilan Nilai S_s dan S_1 (Aplikasi Desain Spektra Indonesia).....	21
Gambar 3. 2 Spektrum Respons Desain (Sumber SNI 1726:2012).....	26
Gambar 3.3 Persyaratan Geometri Penampang Balok (Imran dan Hendrik, 2010:43, dalam Syanandito).....	41
Gambar 3. 4 Perhitungan kuat geser balok (SNI 03-2847-2002)	46
Gambar 3.5 Persyaratan Tulangan Taransversal (Imran dan Hendrik, 2010 dalam syahnandito)	47
Gambar 3. 6 Persyaratan Tulangan Untuk Sengkang Tertutup (Imran dan Hendrik, 2010 dalam syahnandito).....	47
Gambar 3. 7 Diagram Interaksi Kolom	54
Gambar 3. 8 Free Body Diagram Pada Kolom	60
Tabel 3. 1 Berat Sendiri Bahan Bangunan (SKBI,1987).....	12
Tabel 3.2 Berat Sendiri Komponen Gedung (SKBI,1987).....	13
Tabel 3.3 Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_0 dan beban terpusat minimum. (SNI 1727 : 2013)	14
Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa (I_e). (SNI 1726:2012).....	19
Tabel 3. 5 Kategori Resiko Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Bangunan Gempa (SNI 1726:2012).....	19
Tabel 3. 6 Klasifikasi Situs (SNI 1726:2012)	22
Tabel 3. 7 Koefisien Situs F_a (SNI 1726:2012)	25
Tabel 3. 8 Koefisien Situs F_v (SNI 1726:2012).....	25
Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SNI 1726 : 2012)	27
Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik (SNI 1726 : 2012)	27
Tabel 3. 11 Faktor R , C_d Dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726 : 2012)	28
Tabel 3. 12 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung (SNI 1726:2012)	30
Tabel 3. 13 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 1726:2012).....	30
Tabel 3. 14 Simpangan antar lantai ijin (Δ_a) (SNI 1726:2012).....	34
Tabel 3. 15 Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar (SNI 1726:2012).....	37

Tabel 3. 16 Faktor Reduksi Kekuatan, Ø (SNI 03 – 2847 – 2002) 45



Dokumen ini adalah Arsip Milik :
Perpustakaan Universitas Islam Riau