

BAB 2

LANDASAN TEORI

2.1. Deskripsi Beton Bertulang

Beton bertulang adalah kombinasi dari beton serta tulangan baja, yang bekerja secara bersama-sama untuk memikul beban yang ada. Tulangan baja akan memberikan kuat Tarik yang tidak dimiliki oleh beton. Selain itu tulangan baja juga mampu memikul beban tekan, seperti digunakan pada elemen kolom beton (Agus Setiawan, 2013).

Beton merupakan material pencampuran dari agregat halus (pasir), agregat kasar (kerikil/batu pecah), semen, dan air. Sering juga ditambahkan bahan tambah kimiawi (*admixture*) ataupun mineral (*additive*) ke dalam campuran beton. Tujuannya adalah untuk mengatur sifat dan karakteristik beton agar sesuai dengan yang kita inginkan, diantaranya yaitu memudahkan dalam pengerjaan, menambah kekuatan, serta efisiensi. Notasi dari kuat tekan beton ialah " f_c ". Nilai f_c diperoleh dari nilai rata-rata kuat tekan pengujian silinder minimal 2 buah diameter 150 mm tinggi 300 mm atau minimal 3 buah diameter 100 mm tinggi 200 mm yang terbuat dari adukan beton yang sama dan diuji pada beton umur 28 hari (SNI 03-2847-2013 pasal 5.6.2.4). Beton harus dirancang sedemikian hingga menghasilkan kekuatan tekan rata-rata, f_{cr} , seperti yang disebutkan dalam pasal 5.3.2 dan juga memenuhi kriteria durabilitas dalam pasal 4. Frekuensi nilai kuat tekan rata-rata yang berada dibawah nilai f_c seperti yang ditentukan dalam pasal 5.6.3.3 haruslah sekecil mungkin. Selain itu, nilai f_c yang digunakan pada bangunan yang direncanakan sesuai dengan aturan-aturan dalam standar ini, tidak boleh kurang daripada 17 Mpa pasal 5.1.1 (SNI 03-2847-2013).

Unsur beton bertulang lainnya yaitu baja. Baja adalah logam paduan pembentuk dari biji besi (Fe) sebagai bahan dasar serta karbon (C) yang merupakan paduan utamanya. Untuk menghendaki baja yang memiliki kuat tarik tinggi (*tensile strength*) dan keras (*hardness*) maka penambahan karbon (C) perlu dilakukan, akan tetapi disisi lain hal ini akan berdampak pada menurunnya keuletan (*ductility*) dan mengakibatkan baja menjadi getas (*brittle*).

Baja sebagai tulangan beton berperan memberikan kuat tarik yang tidak dimiliki beton. Di pasaran, telah tersedia berbagai macam bentuk dan ukuran tulangan baja yang dibutuhkan untuk struktur beton bertulang. Umumnya, tulangan baja berbentuk penampang lingkaran lebih sering digunakan baik polos maupun ulir (*deform*), tulangan baja ulir (*deform*) dipilih agar memiliki lekatan maksimal pada

beton serta mereduksi retak beton pada daerah tariknya. Kuat leleh (f_y) dari suatu baja merupakan parameter dari kualitas baja tersebut, berikut daftar tulangan baja berdasarkan SNI 03-6861.2-2002:

Tabel 2.1. Spesifikasi Tulangan Baja

Jenis	Simbol	Tegangan Leleh Minimum (MPa)	Kuat Tarik Minimum (MPa)	Regangan Patah Minimum (%)
Tulangan Polos	Bj TP 24	235	382	20
	Bj TP 30	294	480	16
Tulangan Ulir/Deform	Bj TD 24	235	382	18
	Bj TD 30	294	480	14
	Bj TD 35	343	490	18
	Bj TD 40	392	559	16
	Bj TD 50	490	618	12

(Sumber : Mutu Tulangan Baja SNI 03-6861.2-2002)

Untuk melindungi tulangan baja dari korosi maka selimut beton harus memenuhi standar yang telah disyaratkan oleh SNI 03-2847-2013. Berikut ketentuan tebal minimum selimut beton:

Tabel 2.2. Tebal Selimut Beton yang disyaratkan

Kondisi Struktur	Tebal Selimut Minimum (mm)
a) Beton yang langsung dicor diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah	75
b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca : – Batang tulangan D-19 hingga D-57	50
– Batang tulangan D-16 kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	40
c) Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau tanah : Slab, dinding, balok usuk :	
– Batang tulangan D-44 dan D-57	40
– Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil	20
Balok, kolom :	
– Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral	40
Komponen struktur cangkang, pelat lipat :	
– Batang tulangan D-19 dan yang lebih besar	20
– Batang tulangan D-16 kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	13

(Sumber : Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2013)

Beton memiliki kuat tekan tinggi. Baja mempunyai kuat tarik tinggi. Sehingga perpaduan beton dan baja yang optimal (sesuai kebutuhan) akan menghasilkan material konstruksi beton bertulang yang kuat tekan dan kuat tarik.

2.1.1. Keunggulan dan Kelemahan Beton Bertulang

Beton bertulang sebagai material konstruksi bangunan memiliki keunggulan tersendiri dibandingkan material konstruksi lainnya diantara keunggulannya ialah :

1. Beton memiliki kuat tekan tinggi.
2. Beton memiliki ketahan terhadap air dan api dibandingkan dengan material konstruksi lainnya, pada bangunan yang terendam air beton dapat dijadikan pilihan utama. Selimut beton yang memadai akan melindungi beton dari keruntuhan saat terjadi kebakaran.
3. Struktur beton bertulang sangat kokoh.
4. Umur layan beton yang panjang dengan biaya pemeliharaan yang ringan.
5. Pada struktur bangunan tiang jembatan, pondasi, ataupun dinding basement, beton bertulang merupakan pilihan yang ekonomis.
6. Keluwesan beton untuk dapat dicetak menjadi berbagai macam penampang.
7. Tenaga kerja untuk pengerjaan beton tidak terlalu berkeahlian tinggi.

Akan tetapi beton juga memiliki beberapa kelemahan yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan bangunan, beberapa kelemahan tersebut yaitu:

1. Kuat tarik beton rendah, hanya sekitar 10-15% dari kuat tekannya.
2. Waktu pengerjaan beton yang relatif lebih lama
3. Beton memerlukan bekisting, penopang pada saat pengecoran, serta biaya bekisting yang cukup mahal mencapai dua pertiga dari biaya beton.
4. Rendahnya kekuatan per satuan berat dari beton mengakibatkan beton bertulang mrnjadi berat. Pada konstruksi bentang panjang beban mati beton akan memengaruhi momen lentur.
5. Kualitas beton ditentukan saat proses pencampuran maupun proses pencetakan.

2.2. Struktur Beton Bertulang

filosofi dasar dari struktur beton bertulang ialah tercapainya suatu struktur bangunan beton bertulang yang ekonomis, yang mampu menerima beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan tersebut.

Proses desain suatu struktur secara garis besar dilakukan melalui dua tahap: (1) menentukan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur tersebut dengan menggunakan metode-metode analisis struktur yang tepat dan (2) menentukan dimensi atau ukuran dari tiap elemen struktur secara ekonomis dengan mempertimbangkan faktor keamanan , stabilitas, kemampuan, serta fungsi dari struktur tersebut (Agus Setiawan, 2013).

Negara Indonesia melalui “Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)” telah mengatur bagaimana struktur beton bertulang didesain. Konsep perencanaan yang dianut oleh SNI 03-2847-2013 adalah berbasis kekuatan, atau yang lebih sering dikenal sebagai metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Maka konsep dasar yang harus dipenuhi ialah :

$$\text{Kuat Rencana} \geq \text{Kuat Perlu}$$

$$\emptyset (\text{Kuat Nominal}) \geq U$$

Kuat rencana adalah kuat nominal yang berada pada struktur tersebut yang telah dikalikan dengan faktor reduksi (\emptyset), kuat nominal diperoleh melalui perhitungan analisis kekuatan suatu komponen struktur penampang yang telah distandarkan oleh peraturuan. Sedangkan kuat perlu (U) dihitung dengan mempertimbangkan faktor beban sesuai jenis beban yang berkerja pada sebuah struktur.

Sistem Struktur beton bertulang, pada prinsipnya, wajib memperhatikan perhitungan yang berhubungan dengan gaya luar atau beban-beban yang bekerja pada struktur. Perhitungan gaya luar melibatkan dasar keamanan berupa faktor beban sehingga dapat diketahui kuat perlu (U). Sementara pada gaya dalam berupa gaya aksial, momen lentur, gaya geser, dan momen puntir perlu disertakan dasar keamanan berupa faktor reduksi sehingga diperoleh kuat rencana yang nilainya minimal sama dengan kuat perlu.

2.3. Komponen Struktur Beton Bertulang

Dalam perkembangannya, saat ini suatu struktur bangunan didesain selain harus memenuhi perhitungan yang cermat, akan tetapi juga dituntut memiliki nilai seni yang mengagumkan. Struktur beton bertulang merupakan perpaduan dari beberapa komponen yang satu dan yang lainnya saling berkaitan dalam memikul beban-beban yang ada. Masing-masing komponen harus didesain secara teliti, mengikuti peraturan yang berlaku, agar tercipta suatu struktur bangunan yang mampu layan, aman, nyaman, ekonomis, serta fungsional. Pada umumnya, struktur beton bertulang terdiri dari beberapa komponen berupa :

- Pelat lantai
- Balok
- Kolom
- Rangka
- Dinding

Yang selanjutnya akan dibahas secara detail pada subbab berikut:

2.3.1. Pelat lantai

Pelat lantai merupakan elemen horizontal utama yang bertugas menyalurkan beban transversal ke rangka vertikal pada suatu sistem struktur. Pada umumnya pelat lantai dan balok dicor bersamaan hingga menjadi struktur yang monolit. Lebih lanjut, Pelat lantai juga difungsikan sebagai diafragma struktur, yakni menyalurkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh pergerakan tanah gempa pada struktur yang telah ditetapkan.

Pelat lantai dapat didesain berupa sistem satu arah (*one way slab*) sehingga menyalurkan beban dalam satu arah, dapat juga berupa sistem dua arah (*two way slab*) berfungsi menyalurkan beban dalam dua arah. Pelat satu arah dan dua arah dibedakan dari nilai rasio perbandingan sisi panjang (l_n) dan sisi pendek (s_n) dari pelat.

- Pelat satu arah, apabila : $l_n/s_n \geq 2,0$
- Pelat dua arah, apabila : $1,0 \leq l_n/s_n \leq 2,0$

Ketebalan pelat lantai telah diatur sedemikian rupa dalam SNI 03-2847:2013. Untuk pelat satu arah yang menggunakan $f_y = 400$ Mpa ketebalan minimum pelat telah ditentukan pada tabel 9.5.a SNI 03-2847:2013.

Tabel 2.3. Tebal Minimum Pelat Satu Arah

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$
CATATAN: Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut: (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m ³ , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09. (b) Untuk f_y , selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.				

(Sumber : Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2013)

Lendutan harus diperiksa apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan besar. Berikut batasan lendutan yang telah ditentukan.

Tabel 2.4. Batas Nilai Lendutan

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup L	$l/180^*$
Lantai yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup L	$l/360$
Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstruktural 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 seketika, akibat penambahan beban hidup) [†]	$l/480^{\ddagger}$
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.		$l/240^{\S}$
<p>*Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut (<i>camber</i>), toleransi konstruksi, dan keandalan sistem drainase.</p> <p>[†]Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 9.5.2.5 atau 9.5.4.3, tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktur. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.</p> <p>[‡]Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.</p> <p>[§]Batas lendutan tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.</p>		

(Sumber : Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2013)

Sedangkan untuk pelat dua arah pada pasal 9.5.3.3 dibunyikan : Untuk pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya, h , harus memenuhi ketentuan sebagai berikut (SNI 03-2847-2013) :

(a) Untuk α_{fm} lebih besar dari 2,0 harus menggunakan seperti pada pasal 9.5.3.2

Tabel 2.5. Tebal Minimum Pelat tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, f_y MPa [†]	Tanpa penebalan [‡]			Dengan penebalan [‡]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]	
280	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 40$	$l_n / 40$
420	$l_n / 30$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$
520	$l_n / 28$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 34$	$l_n / 34$

^{*}Untuk konstruksi dua arah, l_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.
[†]Untuk f_y , antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
[‡]Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.
[§]Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

(Sumber : Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2013)

dan tidak kurang dari : a) 125 mm (tanpa panel drop).

b) 100 mm (dengan panel drop).

(b) Untuk α_{fm} lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0 h tidak boleh kurang

$$\text{dari } h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \quad (2.1)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

(c) Untuk α_{fm} lebih besar dari 2,0 ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang

$$\text{dari } h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (2.2)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

(d) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α_{fm} tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan Pers. (2.1) atau (2.2) harus dinaikkan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus.

Dimana:

h = tebal pelat

α_f = rasio kekakuan lentur penampang balok ($E_{cb} I_b$) terhadap kekakuan lentur pelat ($E_{cs} I_s$) yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dari pelat-pelat yang bersebelahan pada tiap sisi balok.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s}$$

(2.3)

I_b = momen inersia bruto penampang monolit balok dan pelat

I_s = momen inersia bruto pelat

α_{fm} = Nilai rata-rata α_f untuk semua balok pada tepi panel

ℓ_n = adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang diukur muka ke balok.

β = adalah rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap pendek pelat.

f_y = Kekuatan leleh tulangan yang disyaratkan.

A. Desain Pelat Lantai

Prosedur perencanaan pelat lantai dalam hal ini akan bersamaan dengan balok, karena kedua elemen ini dicor secara monolit.

- Tinggi balok

$$h = \ell / 16 \quad (0,4 + f_y / 700) \quad (2.4)$$

- Lebar balok

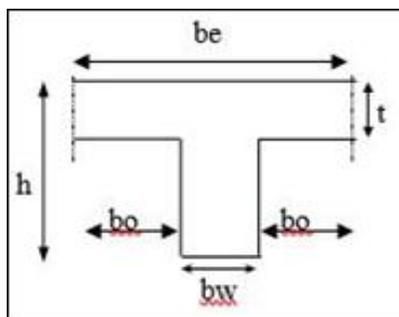
$$b = 2/3 \times h \quad (2.5)$$

- menentukan lebar efektif, b_e .

Untuk interior b_e diambil yang terkecil dari

$$b_{e1} \leq 1/4 \ell_b \quad (2.6)$$

$$b_{e2} \leq b_w + 8t \quad (2.7)$$

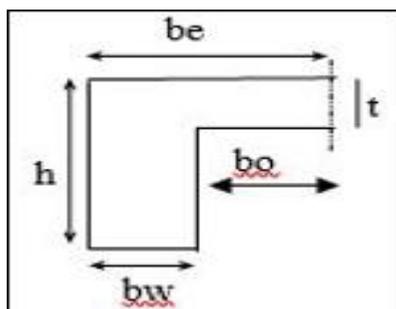


Gambar 2.1. Penampang Balok T Interior

Untuk eksterior b_e diambil terkecil dari

$$b_{e1} \leq 1/12 \ell_b \quad (2.8)$$

$$b_{e2} \leq b_w + 6t \quad (2.9)$$



Gambar 2.2. Penampang Balok T Eksterior

$$\bar{y} = \frac{(\text{Luas bagian sayap} \times \frac{1}{2}t) + (\text{luas bagian badan} \times b_w)}{(\text{luas bagian sayap} + \text{luas bagian badan})} \quad (2.10)$$

$$I_b = \left[\frac{1}{2} \times b_e \times t^3 + (\text{luas bagian sayap} \times (\bar{y} - \frac{1}{2}t)^2) \right] + \left[\frac{1}{2} \times b_w \times h^3 + (\text{luas bagian badan} \times (h_{\text{badan}} - \bar{y})^2) \right] \quad (2.11)$$

2.3.2 Balok

Balok adalah elemen struktur yang menyalurkan beban-beban *tributary* dari *slab* lantai ke kolom penyangga vertikal. Pada umumnya elemen balok dicor secara monolit dengan slab dan secara struktural ditulangi bagian bawah, atau di bagian atas serta bawahnya. Karena balok dicor secara monolit dengan slab, maka elemen tersebut membentuk penampang balok T untuk tumpuan dalam dan balok L untuk tumpuan tepi (Erward G. Nawi, 1985).

Balok merupakan salah satu elemen struktur yang dominan dalam menerima momen lentur, lentur terjadi akibat beban-beban yang berada pada balok, apabila balok tidak cukup kuat maka akan terjadi deformasi dan regangan yang

mengakibatkan retak pada balok, selanjutnya balok akan mengalami keruntuhan jika beban terus bertambah.

Dengan menganut sistem perencanaan metode kekuatan (*Strenght Design Method*) untuk mendesain struktur secara umum dan termasuk balok secara khusus dalam subbab ini beberapa asumsi berikut harus dipenuhi oleh seorang perencana struktur :

- Regangan pada beton berbanding lurus terhadap jaraknya ke sumbu netral penampang.
- Distribusi regangan dianggap linier. Penampang yang datar akan tetap datar setelah lentur.
- Pada kondisi keruntuhan regangan maksimum yang terjadi pada serat tekan beton terluar ditetapkan sebesar $\epsilon_{cu} = 0,003$.
- Untuk perhitungan kuat rencana, bentuk dari distribusi tegangan tekan beton diasumsikan berupa persegi empat.

A. Batas regangan

Pada pasal 10.3 SNI 03-2847:2013 ditetapkan batasan regangan pada penampang beton dan tulangan baja. Tipe penampang dapat dikelompokkan menjadi 3 (tiga) bagian:

1. Penampang terkontrol tekan (*compression controlled section*). Hal ini terjadi bilamana regangan baja tarik terluar, ϵ_t kecil, Seperti di dalam anggota elemen tekan, menjadi sama atau kurang dari batas regangan terkontrol tekan (0,002).
2. Penampang terkontrol tarik (*tension controlled section*). Terjadi ketika regangan baja mencapai 0,005 atau lebih, dan beton mencapai regangan mencapai ultimitnya sebesar 0,003.
3. Kondisi seimbang (*balanced strain condition*). Kondisi ini terjadi ketika tulangan baja mencapai regangan leleh, ϵ_y , secara bersamaan dengan beton mencapai regangan ultimit, ϵ_{cu} .

Berikut tabel mengenai batasan nilai regangan :

Tabel 2.6. Batasan Nilai Regangan

Jenis Penampang	Regangan Beton	Regangan Tulangan	Untuk $f_y = 400$ Mpa
Terkendali Tekan	0,003	$\epsilon_t \leq f_y / E_s$	$\epsilon_t = 0,002$
Terkendali Tarik	0,003	$\epsilon_t \geq 0,005$	$\epsilon_t \geq 0,005$
Kondisi Seimbang	0,003	$\epsilon_s = f_y / E_s$	$\epsilon_s = 0,002$

(Sumber : Setiawan, 2013)

B. Desain Balok T

Proses desain balok T yang memikul momen terfaktor M_u , tebal sayap, t , dan lebar sayap, b , telah ditentukan pada saat proses desain pelat dilakukan. Dengan demikian apabila M_u , f'_c , dan f_y diketahui maka tinggal dua variabel yang perlu ditentukan yaitu d dan A_s . Berikut penjelasan prosedurnya (Agus Setiawan, 2013) :

1. jika d diketahui dan A_s harus dicari:

- a. Periksa apakah penampang memenuhi syarat untuk dianggap sebagai penampang T, asumsi $a = t$ dan hitung kuat momen pada seluruh bagian sayap:

$$\phi M_{nf} = (0,85 f'_c) b_e t (d-t/2) \quad (2.12)$$

Jika $M_u > \phi M_{nf}$, maka $a > t$. Jika $M_u < \phi M_{nf}$, maka $a < t$.

- b. Jika $a < t$, hitung:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[\sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \phi f'_c \cdot b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[\sqrt{1 - \frac{1 - 2Rn}{0,85 \cdot f'_c}} \right] \\ &= \frac{f'_c}{f_y} \left[0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right] \end{aligned} \quad (2.13)$$

dan $A_s = \rho b d$. periksa bahwa $\rho_w \geq \rho_{min}$

- c. jika $a > t$, tentukan A_{sf} :

$$A_{sf} = 0,85 f'_c (b_e - b_w) t / f_y \quad (2.14)$$

$$M_{u2} = \phi A_{sf} f_y (d - t/2) \quad (2.15)$$

Momen yang dipikul bagian badan adalah :

$$M_{u1} = M_u - M_{u2} \quad (2.16)$$

Hitung ρ_1 menggunakan M_{u1} , b_w dan d dengan persamaan 2.12 dan

tentukan $A_{s1} = \rho_1 b_w d$ (2.17)

Lalu periksa bahwa $A_s \leq A_{s maks}$, dan periksa pula $\rho_w = A_s \cdot (b_w d) \geq \rho_{min}$

- d. Jika $a = t$, maka $A_s = \phi (0,85 f'_c) b_e t / f_y$ (2.18)

2. jika d dan A_s dua besaran yang harus dicari :

- a. Asumsikan $a = t$ dan hitung luas tulangan yang diperlukan untuk memikul gaya tekan di seluruh penampang sayap :

$$A_{sft} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_e(t)}{f_y} \quad (2.19)$$

- b. Hitung d berdasarkan pada A_{sft} dan $a = t$ dari persamaan berikut :

$$M_u = \phi A_{sft} f_y (d - t/2) \quad (2.20)$$

Jika d diperoleh, maka $A_s = A_{sft}$ (2.21)

dan $h = d + d_b/2 + 50 \text{ mm}$ (untuk 1 lapis tulangan) (2.22)

atau $h = d + d_b/2 + 62,5 \text{ mm}$ (untuk 2 lapis tulangan) (2.23)

- c. Jika nilai d_l lebih besar dari nilai d perhitungan, penampang berlaku sebagai penampang persegi, dan nilai ρ dapat dihitung dari persamaan 2.12.

$$A_s = \rho b_w d < A_{sft}. \quad (2.24)$$

- d. Bila diambil nilai d_2 yang lebih kecil dari nilai d perhitungan, maka penampang akan berlaku sebagai penampang balok T, dan $A_s > A_{sft}$. Selanjutnya dapat dihitung seperti langkah 1(c) untuk menghitung nilai A_s .

2.4.3. Kolom

Kolom merupakan elemen penting dalam suatu struktur bangunan. Kolom didesain untuk menyangga gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai di atasnya, namun sering juga kolom didesain sebagai pemikul beban kombinasi aksial dan lentur, hal ini disebabkan oleh eksentresitas meskipun nilainya kecil. Pada perkembangannya kolom juga didesain untuk memikul beban lateral yang berasal dari gempa maupun angin.

Sedemikian rupa SNI 03-2847-2013 telah memberikan persyaratan mengenai dimensi, tulangan, kekangan lateral dan hal-hal lain yang berkaitan dengan kolom beton bertulang. Berikut diantara beberapa persyaratan yang ada di SNI 03-2847-2013 :

1. **Pasal 9.3.2.2**, mencantumkan nilai faktor reduksi kekuatan, ϕ , untuk sengkang penampang persegi sebesar 0,65 dan untuk sengkang spiral sebesar $\phi = 0,75$.
2. **Pasal 10.9.1**, berbunyi luas tulangan longitudinal, A_{st} , untuk komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ (1% dari luas penampang kolom) dan tidak boleh lebih dari $0,08A_g$ (8% dari luas penampang kolom).
3. **Pasal 10.9.2**, mensyaratkan jumlah tulangan minimum batang tulangan longitudinal pada kolom berpenampang persegi dan spiral, yakni 4 buah tulangan. Sedang untuk penampang segitiga minimal 3 buah tulangan memanjang.
4. **Pasal 7.10.5.2**, jarak vertikal antar sengkang tidak boleh melebihi 16 kali diameter batang tulangan memanjang, 48 kali diameter batang

tulangan/sengkang, atau dimensi terkecil dari komponen kolom. Berikut tabel jarak maksimum antar sengkang vertikal.

Tabel 2.7. Ketentuan nilai spasi maksimum tulangan sengkang

Dimensi terkecil kolom (mm)	Jarak sengkang (mm) Untuk Tulangan 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
550 s/d 1000	250	300	350	400	450	450	550
Diameter Sengkang (mm)	10	10	10	10	10	10	13

(Sumber : Setiawan, 2013)

A. Desain Kolom

Agar diperoleh komponen kolom yang sesuai ketentuan yang berlaku maka perlu diperhatikan beberapa langkah maupun asumsi berikut (SNI 03-2847-2013) :

- Menentukan dimensi awal yang diperoleh dari adanya beban hidup dan beban mati terfaktor dengan rumus

$$A = 3 \times \frac{W}{\phi f'_c}$$

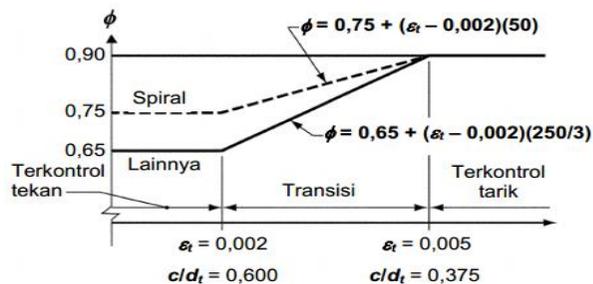
$$b^2 = A$$

$$b = \sqrt{A} \quad (2.25)$$

- Hitung beban aksial terfaktor (P_u) dan momen lentur terfaktor (M_u), hitung juga eksentrisitasnya $e = M_u / P_u$. (2.26)
- Kesetimbangan gaya dan kompatibilitas regangan harus dipenuhi.
- Regangan tekan maksimum pada beton dibatasi sebesar 0,003.
- Tegangan pada tulangan baja adalah $f_s = \epsilon E_s < f_y$.
- Asumsikan angka penulangan ρ antara 1 s/d 4% dari luas tulangannya.
- Blok pada tegangan dianggap persegi sebesar $0,85f'_c$ didistribusikan secara merata dari serat tekan terluar setinggi $a = \beta_1 c$. Nilai β_1 adalah 0,85, jika

$f_c \leq 30$ MPa. Nilai β_1 akan berkurang 0,05 setiap kenaikan 7 MPa, namun tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

h. Apabila $P_u = \phi P_n \geq 0,1 f_c A_g$, maka $\phi = 0,65$.



Gambar 2.3. Variasi Nilai ϕ terhadap Nilai Regangan Tulangan Tarik Baja.

B. Desain Kolom Kondisi Eksentris (Beban Aksial dan Momen Lentur)

Pada umumnya kolom akan menerima kombinasi beban aksial dan momen lentur, sangat jarang ditemui kolom yang menerima beban aksial saja, hal ini dikarenakan adanya gaya-gaya lateral berupa angin maupun gempa yang mengakibatkan terjadinya momen lentur. Untuk persamaan kesetimbangan gaya dan momen dapat dinyatakan sebagai berikut (SNI 03-2847-2013) :

$$P_n = 0,85 f'_c \cdot ab + A_s' f'_s - A_s f_s \quad (2.27)$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f'_c \cdot ab \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2.28)$$

Dimana :

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \frac{0,003(c-d')}{c} \leq f_y \quad (2.29)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \frac{0,003(d-c)}{c} \leq f_y \quad (2.30)$$

Langkah-langkah desain kolom yang dibebani aksial dan momen lentur (Agus Setiawan, 2013) :

- Tentukan nilai $e = M_u / P_u$ (2.31)
- Hitung nilai $d = h - d_s$ (2.32)
- Hitung nilai $\gamma h = h - 2(d_s)$ (2.33)
- Hitung nilai $\gamma = \gamma h / h$ (2.34)
- Jika nilai $e < d$ maka kolom kategori keruntuhan tekan. Diambil $\phi = 0,65$.
- Cari nilai yang dibutuhkan untuk menentukan nilai ρ pada diagram interaksi dengan rumus :

$$P_n = P_u / 0,65 \quad (2.35)$$

$$M_n = M_u / 0,65 \quad (2.36)$$

$$K_n = \frac{P_n}{f'cAg} \quad (2.37)$$

$$R_n = \frac{P_n e}{f'cAgh} = K_n \left(\frac{e}{h} \right) \quad (2.38)$$

$$As = \rho \cdot b \cdot h \quad (2.39)$$

2.4.4. Rangka

Rangka adalah gabungan dari beberapa elemen struktur beton bertulang, rangka penahan gempa yang dibahas berikut ini adalah Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai syarat minimal dengan zona gempa bangunan yang didesain. Pada SNI 03-2847-2013 telah ditetapkan beberapa ketentuan masing-masing elemen maupun tulangnya untuk SRPMM dan SRPMK.

A. Persyaratan Desain Struktur SRPMM

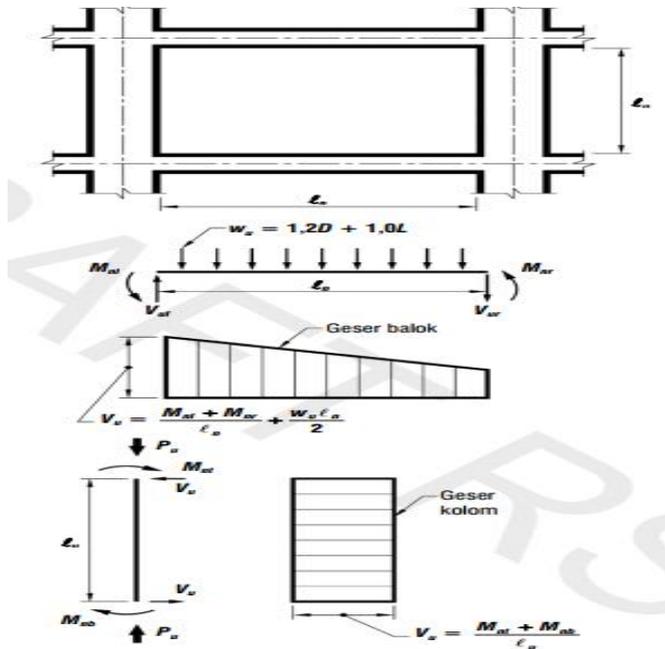
➤ Kekuatan Geser

ϕV_n balok penahan pengaruh gempa, E , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari (a) dan (b).

- (a) Jumlah geser yang terkait dengan pengembangan M_n balok pada setiap ujung bentang bersih yang terkekang akibat lentur kurvatur balik dan geser yang dihitung untuk beban gravitasi terfaktor.
- (b) Geser maksimum dari kombinasi beban desain dengan melibatkan E , nilai E diasumsikan sebesar dua kali dari yang telah ditetapkan tata cara bangunan umum.

ϕV_n kolom penahan pengaruh gempa, E , minimum sama dengan yang lebih kecil dari (a) dan (b) :

- (a) Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, menghasilkan kekuatan lentur tinggi.
- (b) Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan E , dengan E ditingkatkan oleh Ω_o .



Gambar 2.4. Geser Desain untuk SRPMM (SNI 03-2847-2013)

➤ **Tulangan Memanjang**

SRPMM memiliki tulangan memanjang sebagai berikut :

- (a) Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut :

$$\phi M_n^+{}_{ki} \geq \frac{1}{3} \phi M_n^-{}_{ki} \quad (\text{tumpuan kiri})$$

$$\phi M_n^+{}_{ka} \geq \frac{1}{3} \phi M_n^-{}_{ka} \quad (\text{tumpuan kanan})$$

dengan:

M_{nki} = kuat momen pada bagian tumpuan sebelah kiri dari komponen lentur

M_{nka} = kuat momen pada bagian tumpuan sebelah kanandari komponen lentur

- (b) Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari $\frac{1}{5}$ kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$(\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^-) \geq \frac{1}{5} (\phi M_n \text{ terbesar di setiap titik})$$

➤ **Balok**

Di tiap kedua ujung dari suatu komponen struktur lentur harus dipasang tulangan sengkang sepanjang jarak dua kali tinggi komponen struktur lentur tersebut ($2h$), yang diukur dari muka perletakan ke arah tengah bentang. Sengkang pertama diletakkan tidak lebih 50 mm dari muka perletakan. Berikut ketentuan mengenai jarak sengkang yang harus diambil dari nilai terkecil antara:

- (a) $d/4$
- (b) 8 x diameter terkecil dari tulangan memanjang
- (c) 24 x diameter sengkang
- (d) 300 mm

Sengkang harus dispasikan tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang balok.

➤ **Kolom**

Pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_0 di sepanjang ℓ_0 diukur dari muka joint. Spasi s_0 harus lebih kecil dari:

- (a) 8 x diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi
- (b) 24 x diameter tulangan sengkang
- (c) $\frac{1}{2}$ x dimensi penampang kolom terkecil
- (d) 300 mm

Panjang ℓ_0 tidak boleh kurang dari yang terbesar dari:

- (a) $\frac{1}{6}$ panjang bersih kolom
- (b) Dimensi penampang maksimum kolom
- (c) 450 mm

Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $s_0/2$ dari muka joint.

Diluar daerah sepanjang ℓ_0 , harus disediakan tulangan sengkang dengan jarak yang tidak lebih dari $d/2$ atau 600 mm.

B. Persyaratan Desain Struktur SRPMK

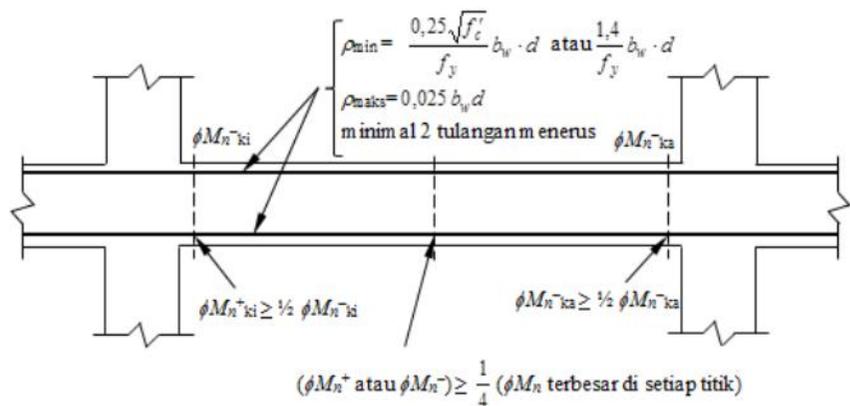
➤ **Komponen Lentur Pada SRPMK**

▪ **Syarat dimensi penampang (SNI 2847:2013 pasal 21.5.1)**

Sebuah komponen lentur bagian dari SRPMK, harus memenuhi kriteria yang ditetapkan di dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.1 hingga 21.5.1.4 sebagai berikut :

- Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , tidak lebih dari $Ag f'c /10$. ($P_u < Ag f'c /10$).

- Panjang bentang bersih, l_n , harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif. ($l_n \geq 4d$).
- Lebar penampang, b_w , tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang namun tidak boleh diambil kurang dari 250 mm ($b_w \geq 0,3h$ atau 250 mm).
- Lebar penampang, b_w , tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen lentur.
- **Persyaratan Tulangan Lentur (SNI 2847:2013 pasal 21.5.2)**

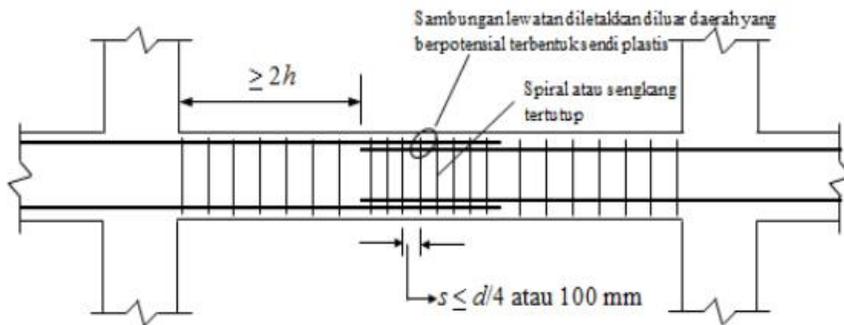


Gambar 2.5. Persyaratan Tulangan Lentur SRPMK (Setiawan, 2013)

Untuk sambungan lewatan tulangan lentur diizinkan jika ada tulangan spiral atau sengkang disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal tidak melebihi $d/4$ atau 100mm.

Sambungan lewatan tidak boleh digunakan:

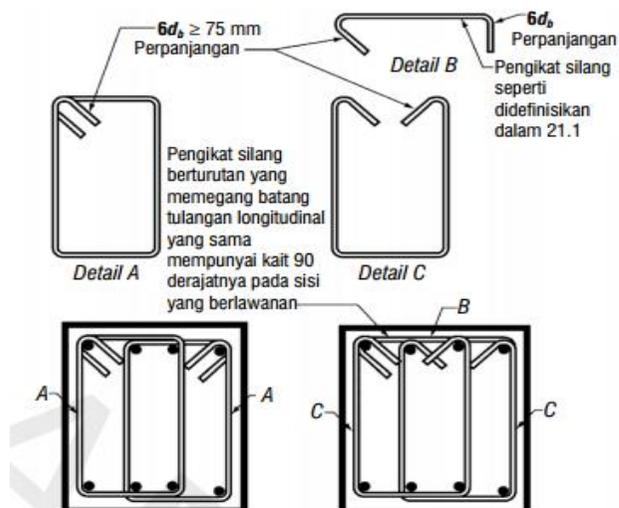
- Dalam joint
- Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka joint
- Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.



Gambar 2.6. Persyaratan Sambungan Lewatan SRPMK (Setiawan, 2013)

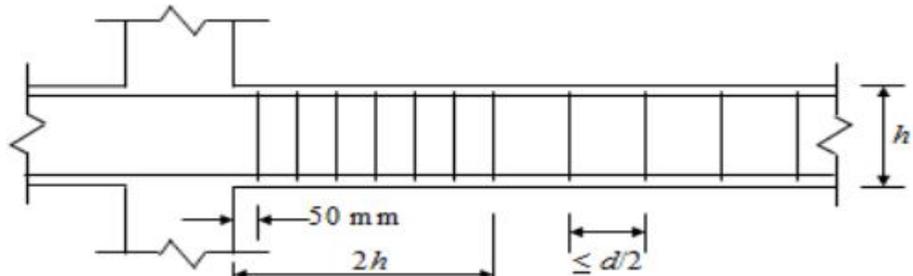
➤ **Persyaratan Tulangan Transversal (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3)**

- Sengkang tertutup harus disediakan pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan pada kedua ujung komponen struktur lentur.
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi dari nilai terkecil antara :
 - $d/4$
 - $6d_b$ (6 kali diameter tulangan memanjang terkecil)
 - 150 mm



Gambar 2.7. Detail Sengkang pada SRPMK (SNI 03-2847-2013)

- Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempu pada kedua ujungnya harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang komponen struktur lentur.

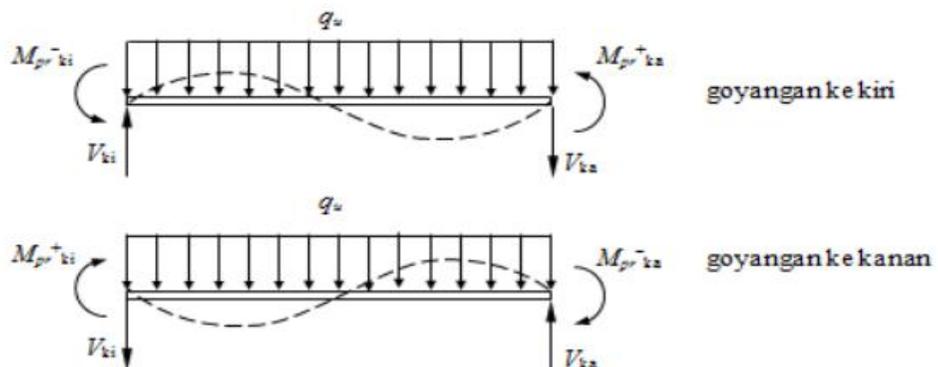


Gambar 2.8. Persyaratan Spasi Tulangan Transversal (SNI 03-2847-2013)

- Tulangan transversal untuk SRPMK harus didesain untuk memikul gaya geser rencana yang ditimbulkan oleh kuat lentur maksimum, M_{pr} , dengan tanda berlawanan, yang dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan.
- Pada saat yang bersamaan komponen struktur tersebut dianggap memikul beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Besarnya gaya geser rencana tersebut dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2} \quad (2.40)$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} - \frac{q_u l_n}{2} \quad (2.41)$$



Gambar 2.9. Gaya Geser Rencana pada SRPMK (Setiawan, 2013)

- Besarnya nilai M_{pr} , dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.42)$$

dengan

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f'_{cb}} \quad (2.43)$$

- Kuat geser yang disumbangkan oleh beton, V_c , dapat diambil sama dengan nol apabila gaya geser akibat gempa lebih besar atau sama dengan 50% dari kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut, serta apabila gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa, lebih kecil dari $A_g f'_c / 20$.

2.3.5. Dinding

Dinding mengenai ketentuannya telah diatur dalam pasal 14 SNI 03-2847-2013. Dinding adalah elemen vertikal yang berfungsi untuk menyangga beban gravitasi. Dinding juga didesain untuk menyangga beban lateral seperti yang terletak pada lantai *basement*, dinding juga bisa didesain untuk menahan beban lateral gempa atau yang jamak disebut dinding geser (*shear wall*).

Pasal 14.2.1 mensyaratkan dinding harus didesain untuk beban eksentris dan beban lateral atau lainnya yang bekerja pada dinding tersebut.

Pasal 11.9.1 Desain untuk gaya geser yang tegak lurus terhadap muka dinding harus sesuai dengan ketentuan slab dalam pasal 11.11. Desain untuk gaya geser dalam bidang horisontal pada dinding harus sesuai dengan 11.9.2 sampai 11.9.9. Sebagai alternatif, dinding boleh didesain dengan tinggi tidak melebihi dua kali panjang dinding untuk gaya geser horisontal sesuai dengan Lampiran A dan 11.9.9.2 sampai 11.9.9.5.

2.4. Pembebanan Struktur

Struktur beton bertulang dirancang untuk dapat memikul beban-beban yang memungkinkan untuk diterapkan. Beban merupakan gaya luar yang bekerja pada struktur. Beban-beban tersebut nantinya akan dikombinasikan apabila sudah terhitung secara cermat satu persatunya. Terdapat berbagai pedoman yang mengatur tentang pembebanan di Indonesia:

1. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012).
2. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain (SNI 03-1727-2013)
3. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG, 1987).

Pada umumnya beban-beban yang bekerja pada struktur meliputi:

2.4.1. Beban Mati

Beban mati pada SNI 03-1727-2013 diartikan sebagai berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya. Beberapa contoh beban mati:

- Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- Dinding pasangan setengah bata merah = 250 Kg/m²
- Spesi lantai keramik per cm = 21 Kg/m²
- Plafond + penggantung = 18 Kg/m²
- Plumbing = 10 Kg/m²
- Sanitasi = 20 Kg/m²

2.4.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan termasuk beban akibat air hujan pada atap (PPPURG, 1987). Beban hidup pada lantai gedung telah diatur didalam SNI 03-1727-2013.

Tabel 2.8. Beban Hidup Merata dan Terpusat Minimum pada Lantai Gedung

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2,87) ^{de} tidak boleh direduksi	^{e, f, g}
Rumah sakit:		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1 000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1 000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2,87)	1 000 (4,45)
Ruang penyimpanan	150 (7,18) ^{a, h}	1 000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,45)
Pabrik		
Ringan	125 (6,00) ^a	2 000 (8,90)
Berat	250 (11,97) ^a	3 000 (13,40)
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2 000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2 000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2 000 (8,90)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,79)	

(Sumber : 03-1727-2013, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain)

Berdasarkan tabel diatas maka beban hidup lantai yang diambil untuk struktur yang direncanakan adalah;

1. Beban hidup pada lantai atap = 100 Kg/m²
2. Beban hidup pada lantai 2-5 = 250 Kg/m²

2.4.3. Beban Angin

Beban angin merupakan beban yang disebabkan karena adanya tekanan angin pada struktur. Besarnya beban angin ditentukan oleh kecepatan angin, rapat massa udara, letak geografis bangunan, bentuk dan ketinggian bangunan, serta kekakuan struktur. Beban angin yang bekerja pada struktur dapat berupa tekanan atau hisapan, hal ini sebagai akibat berbeloknya angin atau berhenti pada waktu menerpa struktur yang merubah energi kinetik angin menjadi energi potensial.

Menurut SNI 03-1727-2013 perhitungan beban angin berurutan seperti berikut:

(a) Kategori Resiko

Tabel 2.9. Kategori Risiko Bangunan terhadap Beban Angin

Penggunaan atau Pemanfaatan Fungsi Bangunan Gedung dan Struktur	Kategori Risiko
Bangunan gedung dan struktur lain yang merupakan risiko rendah untuk kehidupan manusia dalam kejadian kegagalan	I
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali mereka terdaftar dalam Kategori Risiko I, III, dan IV	II
<p>Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan risiko besar bagi kehidupan manusia.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam Kategori Risiko IV, dengan potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi substansial dan/atau gangguan massa dari hari-ke-hari kehidupan sipil pada saat terjadi kegagalan.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain tidak termasuk dalam Risiko Kategori IV (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang mengandung zat beracun atau mudah meledak di mana kuantitas material melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup untuk menimbulkan suatu ancaman kepada publik jika dirilis.</p>	III
<p>Bangunan gedung dan struktur lain yang dianggap sebagai fasilitas penting.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang memproduksi, memproses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat berbahaya seperti bahan bakar, bahan kimia berbahaya, atau limbah berbahaya) yang berisi jumlah yang cukup dari zat yang sangat beracun di mana kuantitas melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup menimbulkan ancaman bagi masyarakat jika dirilis^a.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain yang diperlukan untuk mempertahankan fungsi dari Kategori Risiko IV struktur lainnya.</p>	IV

(Sumber : SNI 03-1727-2013 Tabel 1.5-1)

Dengan demikian nantinya struktur yang direncanakan akan masuk kategori risiko IV karena struktur dianggap sebagai fasilitas penting, menyangkut pendidikan.

(b) Faktor Kepentingan

Tabel 2.10. Nilai Faktor Kepentingan berdasar Kategori Risiko

Kategori Risiko dari Tabel 1.5-1	Faktor Kepentingan Salju, I_s	Faktor Kepentingan Es- Ketebalan, I_i	Faktor Kepentingan Es- Angin, I_w	Faktor Kepentingan Seismik, I_e
I	0,80	0,80	1,00	1,00
II	1,00	1,00	1,00	1,00
III	1,10	1,25	1,00	1,25
IV	1,20	1,25	1,00	1,50

(Sumber : SNI 03-1727-2013 Tabel 1.5-2)

Dari tabel diatas ditetapkan faktor kepentingan, I_w , sebesar 1,00.

(c) Kecepatan Angin Dasar

Tabel 2.11. Data Kecepatan Angin di Kota/Kabupaten Provinsi Jawa Timur

Prakiraan Cuaca Jawa Timur								
Berlaku Mulai Rabu 29 Maret 2017 Jam 07.00 WIB Hingga Kamis 30 Maret 2017 Jam 07.00 WIB								
LOKASI	CUACA				SUHU °C	ANGIN km/h	KELEMBABAN %	
	PAGI	SIANG	MALAM	DINI HARI				
Surabaya					25–33	30	65–90	
Pacitan					24–32	30	65–90	
Ponorogo					23–32	30	60–90	
Trenggalek					22–32	30	65–95	
Tulungagung					23–32	30	65–90	
Kota Blitar					23–32	30	65–90	
Kabupaten Blitar					22–32	30	65–90	
Kota Kediri					24–32	30	65–95	
Kabupaten Kediri					23–32	30	65–95	
Kota Malang					20–32	30	70–90	
Kabupaten Malang					22–32	30	70–90	
Lumajang					22–32	30	70–90	
Jember					21–32	30	70–90	
Banyuwangi					24–33	30	60–90	
Bondowoso					21–31	30	70–95	
Situbondo					22–33	30	70–90	
Kota Probolinggo					21–32	30	70–90	
Kabupaten Probolinggo					19–31	30	70–95	
Kota Pasuruan					21–32	30	65–95	
Kabupaten Pasuruan					18–30	30	70–95	
Sidoarjo					25–33	30	65–90	

(Sumber : Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika Jawa Timur)

Bangunan terletak di daerah Sidoarjo maka kecepatan angin diambil 30 km/jam

(d) Faktor Arah Angin

Tabel 2.12. Ketentuan Nilai Faktor Arah Angin

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin K_d^*
Bangunan Gedung	
Sistem Penahan Beban Angin Utama	0,85
Komponen dan Klading Bangunan Gedung	0,85
Atap Lengkung	0,85
Cerobong asap, Tangki, dan Struktur yang sama	
Segi empat	0,90
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	
Segi tiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95

* Faktor arah K_d telah dikalibrasi dengan kombinasi beban yang ditetapkan dalam Pasal 2. Faktor ini hanya diterapkan bila digunakan sesuai dengan kombinasi beban yang disyaratkan dalam Pasal 2.3 dan Pasal 2.4.

(Sumber : SNI 03-1727-2013)

Berdasarkan tabel diatas maka K_d diambil 0,85.

(e) Kategori Eksposur

Mengacu pasal **26.7.2** maka bangunan masuk kategori kekasaran permukaan B: Daerah perkotaan dan pinggiran kota, daerah berhutan, atau daerah lain dengan penghalang berjarak dekat yang banyak memiliki ukuran dari tempat tinggal keluarga tunggal atau lebih besar.

Pasal **26.7.3** untuk bangunan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 30ft (9,1m), eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan B berada dalam arah lawan angin untuk jarak lebih besar dari 2600ft (792m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih mana yang terbesar.

(f) Faktor Topografi (K_{zt})

Berdasarkan Pasal 26.8.1, faktor topografi ditentukan oleh kondisi sebagai berikut:

1. 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 tinggi fitur topografi (100H) atau 2

- (h) Koefisien tekanan internal (G_{pi})
 Ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 2.13. Nilai koefisien Tekanan Internal

Sistem Penahan Beban Angin Utama dan Komponen dan Klading		Semua Ketinggian
Tabel 26.11-1	Koefisien Tekanan Internal, (G_{pi})	Dinding & Atap
Bangunan Tertutup, Tertutup Sebagian, dan Terbuka		
Klasifikasi Ketertutupan	(G_{pi})	
Bangunan gedung terbuka	0,00	
Bangunan gedung tertutup sebagian	+ 0,55 - 0,55	
Bangunan gedung tertutup	+ 0,18 - 0,18	

Catatan:

1. Tanda positif dan negatif menandakan tekanan yang bekerja menuju dan menjauhi dari permukaan internal.
2. Nilai (G_{pi}) harus digunakan dengan q_e atau q_n seperti yang ditetapkan.
3. Dua kasus harus dipertimbangkan untuk menentukan persyaratan beban kritis untuk kondisi yang sesuai:
 - (i) nilai positif dari (G_{pi}) diterapkan untuk seluruh permukaan internal
 - (ii) nilai negatif dari (G_{pi}) diterapkan untuk seluruh permukaan internal

(Sumber : Pasal 26.11.1 SNI 03-1727-2013)

Gedung masuk dalam kategori gedung tertutup, sehingga diambil nilai $G_{pi} = 0,18$.

- (i) Koefisien eksposur tekanan velositas (K_h)
 Ditentukan berdasarkan Tabel 27.3-1 SNI 03-1727-2013

Tabel 2.14. Nilai Koefisien Eksposur Tekanan Velositas (K_h)

Sistem Penahan Beban Angin Utama – Bagian 1		Seluruh ketinggian		
Koefisien eksposur tekanan velositas, K_h dan K_z				
Tabel 27.3-1				
Tinggi di atas level tanah, z		Eksposur		
ft	(m)	B	C	D
0-15	(0-4,6)	0,57	0,85	1,03
20	(6,1)	0,62	0,90	1,08
25	(7,6)	0,66	0,94	1,12
30	(9,1)	0,70	0,98	1,16
40	(12,2)	0,76	1,04	1,22
50	(15,2)	0,81	1,09	1,27
60	(18)	0,85	1,13	1,31
70	(21,3)	0,89	1,17	1,34
80	(24,4)	0,93	1,21	1,38
90	(27,4)	0,96	1,24	1,40
100	(30,5)	0,99	1,26	1,43
120	(36,6)	1,04	1,31	1,48
140	(42,7)	1,09	1,36	1,52
160	(48,8)	1,13	1,39	1,55
180	(54,9)	1,17	1,43	1,58
200	(61,0)	1,20	1,46	1,61
250	(76,2)	1,28	1,53	1,68
300	(91,4)	1,35	1,59	1,73
350	(106,7)	1,41	1,64	1,78
400	(121,9)	1,47	1,69	1,82
450	(137,2)	1,52	1,73	1,86
500	(152,4)	1,56	1,77	1,89

Catatan:
 1. Koefisien eksposur tekanan velositas K_z dapat ditentukan dari formula berikut:
 Untuk $15 \text{ ft} \leq z \leq z_g$ Untuk $z < 15 \text{ ft}$
 $K_z = 2,01(z/z_g)^{\alpha}$ $K_z = 2,01(15/z_g)^{\alpha}$
 2. α dan z_g ditabulasi dalam Tabel 26.9.1.
 3. Interpolasi linier untuk nilai menengah tinggi z yang sesuai.
 4. Kategori eksposur yang ditetapkan dalam Pasal 26.7

(Sumber : Pasal 27.3.1 SNI 03-1727-2013)

- (j) Tekanan velositas (q_z)
 Dihitung dengan persamaan yang ada pada Pasal 27.3.2 SNI 03-1727-2013 :

$$q_z = 0.613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \quad (2.44)$$
 dimana:

K_d = faktor arah angin.

K_z = koefisien eksposur tekanan velositas.

K_{zt} = faktor topografi tertentu.

V = kecepatan angin dasar (m/detik)

q_z = tekanan velositas.

(k) Koefisien tekanan eksternal (C_p)

Berdasarkan Gambar 27.4-1 SNI 03-1727-2013, bisa dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.15. Ketentuan nilai koefisien tekanan eksternal (C_p)

Sistem Penahan Beban Angin Utama – Bagian 1		Seluruh ketinggian
Gambar 27.4-1	Koefisien tekanan eksternal, C_p	Dinding & Atap
Bangunan gedung tertutup, tertutup sebagian		

Atap pelana, atap perisai

Atap miring sepihak (CATATAN 4)

Atap mansard [CATATAN 8]

(Lanjutan)

Sistem Penahan Beban Angin Utama – Bagian 1														
Gambar 27.4-1 (Lanjutan)						Koefisien tekanan eksternal, C_p			Dinding dan Atap					
Bangunan gedung tertutup, tertutup sebagian														
Koefisien tekanan dinding, C_p														
Permukaan		L/B		C_p		Digunakan dengan								
Dinding di sisi angin datang		Seluruh nilai		0,8		q_s								
Dinding di sisi angin pergi		0 = 1		-0,5		q_s								
		2		-0,3										
		≥ 4		-0,2										
Dinding tepi		Seluruh nilai		-0,7		q_s								
Koefisien tekanan atap, C_p, untuk digunakan dengan q_s														
Arah angin	Di sisi angin datang									Di sisi angin pergi				
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\#$	10	15	≥ 20		
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0*	0,4	0,4	0,01 θ	-0,3	-0,5	-0,6	
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0	0,3	0,4	0,01 θ	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3**	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0	0,2	0,4	0,01 θ	-0,7	-0,6	-0,6
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta < 10^\circ$ sejajar bubungan untuk semua θ	$\leq 0,5$	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang			C_p		* Nilai disediakan untuk keperluan interpolasi.							
		0 sampai dengan $h/2$			-0,9, -0,18		** Nilai dapat direduksi secara linier dengan luas yang sesuai berikut ini:							
		$h/2$ sampai dengan h			-0,9, -0,18									
	$\geq 1,0$	h sampai dengan $2h$			-0,5, -0,18		Luas (ft^2)							
$> 2h$			-0,3, -0,18		$\leq 100 (9,3 m^2)$									
0 sampai dengan $h/2$			-1,3**, -0,18		Faktor reduksi									
$> h/2$			-0,7, -0,18		$250 (23,2 m^2)$									
					$\geq 1000 (92,9 m^2)$									
						Faktor reduksi								
						$1,0$								
						$0,9$								
						$0,8$								

Catatan:

- Tanda positif dan negatif menandakan tekanan yang bekerja menuju dan menjauhi permukaan.
- Diperkenankan interpolasi linier untuk nilai L/B, h/L, dan θ selain dari yang diperlihatkan. Interpolasi hanya boleh dilakukan di antara nilai-nilai dengan tanda yang sama. Apabila nilai tidak memiliki tanda yang sama, asumsikan 0,0 untuk interpolasi.
- Apabila tercantum dua nilai C_p , ini menunjukkan bahwa kemiringan atap di sisi angin datang mengalami salah satu tekanan angin positif atau negatif dan struktur atap harus didesain untuk kedua kondisi tersebut. Interpolasi untuk rasio h/L di dalam hal ini hanya boleh dilakukan di antara nilai-nilai C_p dari tanda yang sama.
- Untuk atap miring sepihak, seluruh permukaan atap merupakan permukaan di sisi angin datang atau di sisi angin pergi.
- Untuk bangunan gedung fleksibel, gunakan Gyang sesuai seperti ditentukan oleh Pasal 26.9.4.
- Rujuk ke Gambar 27.4-2 untuk atap kubah dan Gambar 27.4-3 untuk atap lengkung.
- Notasi:
 - B: Dimensi horizontal bangunan gedung, dalam feet (meter), diukur tegak lurus terhadap arah angin.
 - L: Dimensi horizontal bangunan gedung, dalam feet (meter), diukur sejajar terhadap arah angin.
 - h: Tinggi atap rata-rata dalam feet (meter), kecuali untuk sudut atap $\theta \leq 10$ derajat digunakan tinggi bagian terbawah atap.
 - z: Tinggi di atas permukaan tanah, dalam feet (meter).
 - G: Faktor efek tiupan angin.
 - q_s, q_e : Tekanan velositas, dalam pounds per ft^2 (N/m^2), dievaluasi pada tinggi yang bersangkutan.
 - θ : Sudut bidang atap terhadap horizontal, dalam derajat.
- Untuk atap mansard, permukaan horizontal dan permukaan miring di sisi angin pergi harus diberlakukan sebagai permukaan di sisi angin pergi dari tabel.
- Kecuali untuk SPBAU pada atap yang terdiri dari rangka penahan momen, total gaya geser horizontal tidak boleh kurang dari yang ditentukan dengan mengabaikan beban angin pada permukaan atap.
- #Untuk kemiringan atap lebih besar dari 80° , gunakan $C_p = 0,8$.

(Sumber : Pasal 27.4.1 SNI 03-1727-2013)

(l) Beban angin minimum

Berdasarkan Pasal 27.1.5, ketentuan beban angin minimum adalah sebagai berikut:

- a. Beban angin minimum untuk bangunan tertutup atau tertutup sebagian:

$$p \geq 0,77 \text{ kN/m}^2 \times \text{luas dinding bangunan gedung.}$$
- b. Beban angin minimum pada atap:

$$p \geq 0.38 \text{ kN/m}^2 \times \text{luas atap.}$$

c. Beban angin minimum pada bangunan gedung terbuka :

$$p \geq 0.77 \text{ kN/m}^2 \times \text{luas dinding bangunan gedung}$$

2.4.4. Beban Gempa

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan ini akan ditinjau dengan metode analisis statik ekuivalen dan metode analisis gempa dinamik, baik spektrum respons maupun riwayat waktu. Kedua analisis tersebut mengacu pada SNI 03-1726-2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”.

A. Metode Analisis Statik Ekuivalen

Analisis statik ekuivalen merupakan analisis yang hanya memperhatikan ragam getar mode pertama saja, ragam mode pertama dapat dianggap hanya mengikuti garis lurus tidak mengikuti garis lengkung. berikut langkah-langkah analisisnya:

1. Menentukan kategori resiko dan faktor keutamaan gedung

SNI 03-1726-2012 membedakan struktur bangunan gedung berdasarkan kategori resiko dan faktor keutamaannya.

Tabel 2.16. Kategori Resiko Bangunan terhadap Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran 	II

(Lanjutan)

<ul style="list-style-type: none"> - Gedung apartemen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan/ Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 4.1.2)

Tabel 2.17. Faktor Keutamaan Gempa

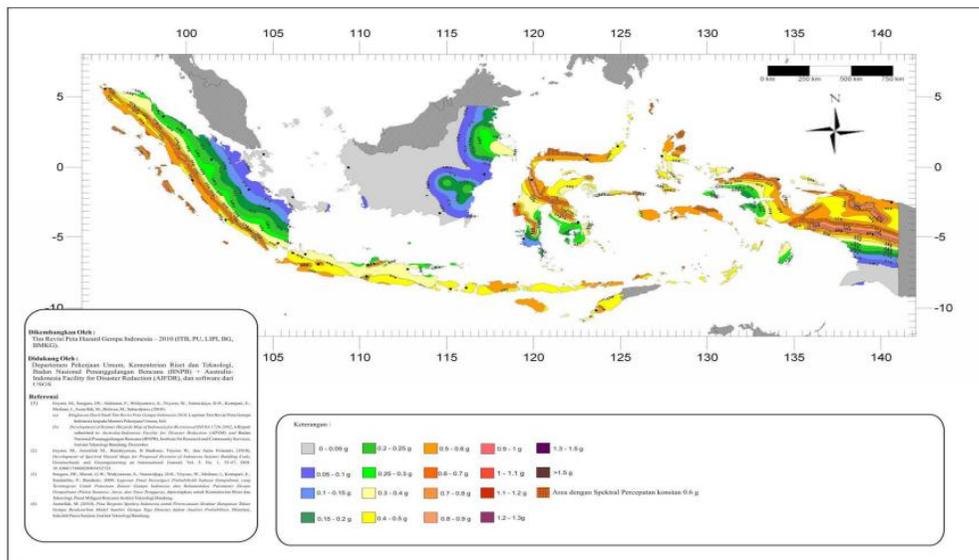
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 4.1.2)

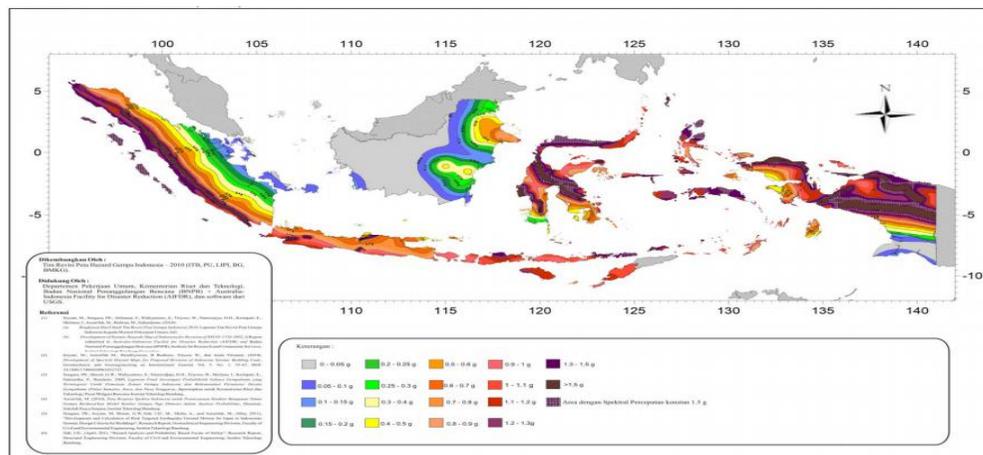
2. Kelas situs dan koefisien situs

Parameter S_s adalah percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik, sedangkan parameter S_1 adalah percepatan batuan dasar pada periode 1 detik. Parameter S_s dan S_1 tergantung dari letak dan lokasi bangunan. Parameter-parameter tersebut ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 SNI-1726-2012 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun ($MCER$, 2

persen dalam 50 tahun), dengan redaman 5 persen. dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.



Gambar 2.11. Peta Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA), Gempa Maksimum yang dipertimbangkan (MCE_G), Kelas Situs SB (SNI 03-1726-2012).



Gambar 2.12. Ss, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R), kelas situs SB (SNI 03-1726-2012).

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak) dan SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti Pasal 6.10.1 SNI-1726-2012. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bias ditentukan kelas situs, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF. Dalam menentukan Koefisien Situs F_a dan F_v sangat bergantung dari jenis tanah pada lokasi bangunan dan percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) serta percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1).

Tabel 2.19. Klasifikasi Situs Tanah

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 5.3)

Dari tabel diatas dapat ditentukan klasifikasi tanah setelah mendapatkan data dari pengujian tanah di laboratorium.

Tabel 2.20. Koefisien Situs, Fa.

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

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 6.2)

Catatan :

- Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat pasal 6.9.1.

Tabel 2.21. Koefisien Situs, Fv.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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				

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 6.2)

Catatan :

- Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat pasal 6.9.1.

3. Menghitung Respon Spektrum (S_{MS} & S_{M1})

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, di butuhkan faktor amplifikasi seismik periode 0,2 detik (F_a) dan 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan periode pendek 0,2 detik (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) disesuaikan menurut klasifikasi situs, ditentukan dengan rumus :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.45)$$

$$S_{M1} = F_v \times S1 \quad (2.46)$$

4. Menghitung Percepatan Spektrum Desain (S_{DS} & S_{D1})

Parameter percepatan spektrum desain perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1 detik, S_{D1} ditentukan oleh rumus :

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \quad (2.47)$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \quad (2.48)$$

5. Menentukan Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, $S1$, lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, $S1$, lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} .

Tabel 2.22. Kategori Desain Seismik Respons Percepatan pada Perioda Pendek

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

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 6.5)

Tabel 2.23. Kategori Desain Seismik Respons Percepatan pada Perioda 1 Detik

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

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 6.5)

6. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, struktur yang menggunakan sistem rangka pemikul momen untuk penahan gaya gempanya dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dan paling sedikit 3 meter untuk tinggi pertingkat diijinkan nilai T_a diambil sebesar :

$$T_a = 0,1N \quad (2.49)$$

dengan N adalah jumlah tingkat bangunan.

7. Spektrum Respons Desain

Spektrum Respons Desain ditentukan/dicari setelah nilai dari S_{DS} dan S_{D1} dihitung. Kurva spektrum respons desain dikembangkan dengan melihat gambar 2.9, berikut ketentuannya :

1. Untuk $T \leq T_0$, spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari

$$\text{persamaan :} \quad S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.50)$$

$$\text{dengan :} \quad T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \quad (2.51)$$

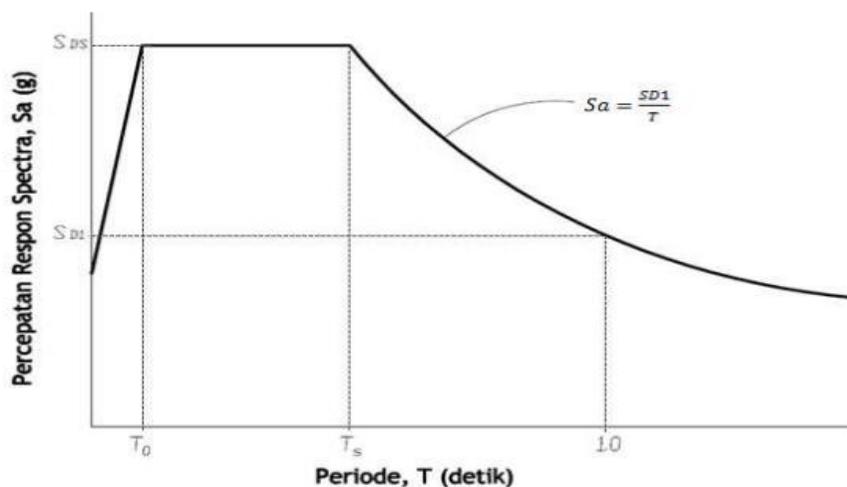
T = waktu getar alami struktur, dinyatakan dalam detik.

2. Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}

$$\text{dengan :} \quad T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad (2.52)$$

3. Untuk periode yang lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.53)$$



Gambar 2.14. Spektrum respons desain (SNI 03-1726-2012)

8. Pemilihan Sistem Struktur

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai faktor R , C_d , dan Ω_0 harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam Tabel 2.24.

Tabel 2.24. Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa Seismik

Sistem penahan-gaya gempa	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10

(Lanjutan)

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus ^f	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI ^{AA}
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI

(Sumber : SNI 03-1726-2012 pasal 7.2.2)

9. Gaya Geser Dasar Seismik

Geser dasar yang terjadi akibat gempa, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan menurut persamaan berikut :

$$V = C_s W \quad (2.54)$$

dengan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Besaran koefisien respons seismik, C_s , dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.55)$$

dengan :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain periode pendek 0,2 detik

R = faktor modifikasi respons (lihat tabel 2.24.)

I_e = faktor keutamaan gempa (lihat tabel 2.17.)

Nilai C_s yang dihitung dengan persamaan 2.53 tidak boleh lebih dari :

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.56)$$

Namun tidak boleh kurang dari :

$$C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,01 \quad (2.57)$$

10. Perhitungan Gaya Gempa Lateral

Setelah menghitung gaya geser dasar seismik maka hasilnya dikalikan faktor distribusi vertikal, C_{vx} , nilai hasil kali ini menjadi gaya gempa lateral, F_x , yang dibebankan ke tiap tingkat bangunan.

$$F_x = C_{vx}V \quad (2.58)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_x^k} \quad (2.59)$$

dengan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya geser dasar seismik

$w_i w_x$ = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dimaksudkan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x .

k = eksponen yang terkait periode struktur, berikut ketentuannya :

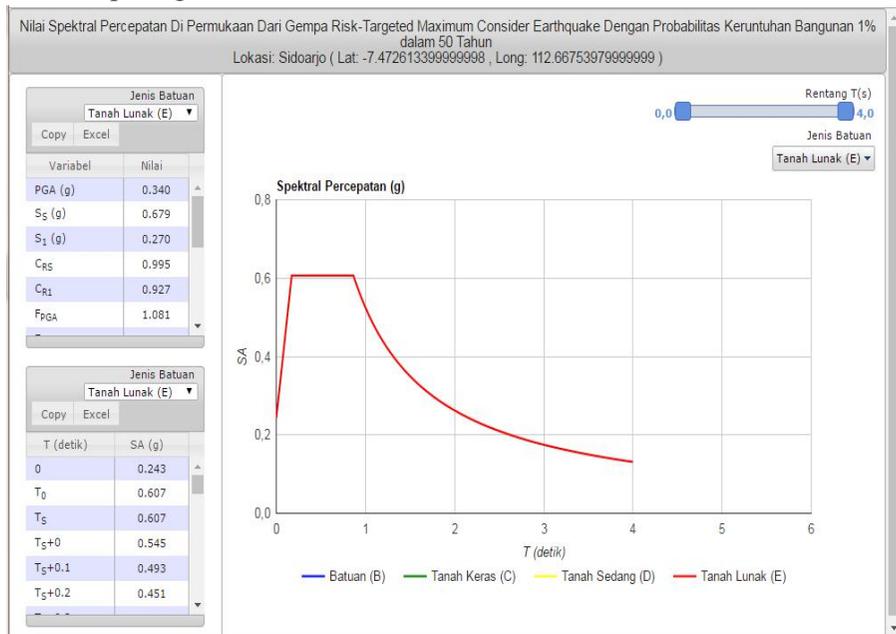
- $k = 1$, untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik
- $k = 2$, untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik
- $k = 2$, untuk struktur dengan $0,5 \leq T \leq 2,5$ detik, atau dilakukan interpolasi linier antara 1 dan 2

B. Metode Analisis Dinamik

1. Metode Analisis Dinamik Spektrum Respons

Pada analisis spektrum respons jumlah ragam getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam efektif dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Beban gempa yang digunakan dalam analisis spektrum respons diambil dari spektrum respons wilayah Kabupaten Sidoarjo pada jenis tanah lunak

untuk fungsi bangunan perkantoran yang dikeluarkan oleh Spektra Indonesia. Yang dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 2.15. Desain Spektrum Respons Tanah Lunak Sidoarjo (puskim)

2. Metode Analisis Dinamik Riwayat Waktu

Metode ini dapat digunakan sebagai analisis pada perancangan bangunan yang tidak reguler, denah tidak simetri dan bangunan tinggi (Chopra, 2007). Menurut (Widodo, 2001) analisis riwayat waktu (*Time History*) merupakan metode yang paling mendekati untuk meramalkan respons parameter dari struktur akibat gempa. Tetapi, untuk melakukan analisis riwayat waktu (*Time History*) diperlukan banyak perhitungan dan waktu yang cukup lama. Mengacu pada SNI Gempa 03-1726-2012 Pasal 11, prosedur perhitungan gempa dinamik riwayat waktu dapat dilakukan dengan analisis linier dan non linier dengan suatu akselerogram gempa yang dianggakan sebagai gerakan tanah masukan. Akselerogram gempa masukan tersebut harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang terjadi di suatu lokasi yang memiliki kemiripan kondisi geologi, topografi dan seismotekniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk perancangan struktur di daerah Sidoarjo, dapat menggunakan akselerogram Gempa Yogyakarta tahun 2006 sebagai gempa masukan, ditunjukkan dalam Gambar 2.16.



Gambar 2.16. Akselerogram Gempa Yogyakarta Tahun 2006 (BMKG)

2.5. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 03–2847–2013 kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor dalam persamaan di bawah ini. Pengaruh salah satu atau lebih beban yang tidak bekerja secara serentak harus diperiksa (beban S (salju) dalam persamaan-persamaan di bawah dihapus karena tidak relevan, lihat Daftar Deviasi).

$$U = 1,4D \quad (2.60)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \quad (2.61)$$

$$U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) \quad (2.62)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \quad (2.63)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (2.64)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (2.65)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (2.66)$$

Dimana:

- D = beban mati
- L = beban hidup
- Lr = beban hidup atap
- R = beban hujan
- W = beban angin
- E = beban gempa

Pengecualian:

- a. Faktor beban pada beban hidup L dalam persamaan (2.61), (2.62), (2.63), di atas diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari 4,8 kN/m².

- b. Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, $1,6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1,0W$ dalam persamaan di atas dan $0,8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0,5W$ dalam persamaan di atas.
- c. Beban S dihilangkan karena tidak relevan, lihat Daftar Deviasi.

2.6. Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu ini menjadi salah satu acuan dalam melakukan penelitian sehingga dapat memperkaya teori yang digunakan dalam mengkaji penelitian yang dilakukan. Dari penelitian terdahulu, tidak ditemukan penelitian dengan judul yang sama seperti judul penelitian ini. Namun perlu dipelajari beberapa penelitian sebagai referensi dalam memperkaya bahan kajian pada penelitian. Berikut merupakan penelitian terdahulu berupa beberapa jurnal terkait dengan penelitian yang tengah dilakukan:

2.6.1. Studi Perbandingan Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen dan Dinamik *Time History* pada Gedung Bertingkat di Yogyakarta, Faizah (2015)

Pembebanan gempa dapat dilakukan dua cara yaitu melalui analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik, baik spektrum respons maupun riwayat waktu (*time history*). Menurut Pawirodikromo, W. (2012), analisis dinamik *time history* merupakan metode yang paling akurat, tetapi memerlukan hitungan yang banyak dan waktu yang lama. Oleh karena itu, untuk keperluan praktis di lapangan digunakan analisis statik ekuivalen yang merupakan penyederhanaan dari analisis dinamik.

Pada tahun 2015, Restu Faizah mahasiswi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Yogyakarta membandingkan hasil perhitungan gempa melalui dua cara tersebut yaitu berupa gaya lateral dinamik akibat mode ke 1 saja, gaya lateral dinamik akibat mode lengkap, gaya lateral statik ekuivalen, gaya geser dasar dinamik serta gaya geser dasar statik ekuivalen dengan obyek salah satu gedung bertingkat di Yogyakarta. Standard yang dipakai adalah SNI 03-1726-2012, standard ini berisi aturan-aturan mengenai pembebanan gempa terbaru di Indonesia.

Hasil perbedaan yang diperoleh dari kedua metode analisa tersebut menunjukkan bahwa metode pembebanan gempa analisis statik ekuivalen relevan diterapkan pada perancangan struktur kurang dari 10 tingkat. Sedangkan pembebanan gempa analisis dinamik harus diperhitungkan pada perancangan struktur 10 tingkat atau lebih.

2.6.2. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Berlantai 4, Masagala dan Ma'arif (2016)

Jurnal ini disusun oleh Algazt Arsyad Masagala dan Faqih Ma'arif pada tahun 2016 objek yang diteliti yaitu Gedung Baru Kampus I Universitas Teknologi

Yogyakarta terdiri dari 3 lantai dan 1 lantai basement, dengan fungsi utama gedung sebagai gedung perkuliahan Fakultas Bisnis dan Teknologi Informasi.

Dalam penelitian ini digunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) untuk model rangka struktur bangunan tersebut, metode ini difokuskan pada ketahanan struktur dari kegagalan akibat keruntuhan geser. Standard yang dibuat acuan dalam metode analisa tersebut termasuk standard yang lama, yakni SNI-03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung).

Hasil dari penelitian pada jurnal ini diperoleh kebutuhan tulangan untuk masing-masing komponen struktur setelah mengolah data berupa gaya-gaya dalam yang ada dari *software* SAP 2000 V, penulangan tersebut otomatis menghasilkan suatu gedung beton bertulang yang tahan terhadap gempa sesuai dengan wilayah gempa gedung tersebut.

2.6.3. Perancangan Struktur Gedung Beton Bertulang Menggunakan Sistem rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Rudi atmoko (2001)

Dalam jurnal penelitian ini diambil perencanaan struktur gedung rumah sakit yang membutuhkan tingkat keamanan cukup tinggi karena mencakup keselamatan bangunan maupun penghuninya pasca gempa. Jalur gempa tidak lagi dibagi menjadi 6 zona, namun wilayah zona tersebut lebih detail dari sebelumnya dimana respons spektral percepatan di wilayah dengan resiko gempa rendah adalah antara 0 hingga 0,15g, wilayah dengan resiko gempa menengah antara 0,15g hingga 0,5g, dan wilayah gempa tinggi di atas 0,5g. Penelitian ini dilakukan oleh Restu Wiro Rudi atmoko pada tahun 2001.

Peraturan yang digunakan acuan dalam perancangan gedung tersebut masih menggunakan peraturan SNI 03-2847-2002. Dalam peraturan tersebut dijelaskan sistem struktur dasar penahan beban lateral di akibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Sistem ini terbagi 3 jenis Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yaitu struktur elastik penuh yang disebut dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), struktur dengan tingkat daktilitas parsial yang disebut dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan struktur dengan daktilitas penuh yang disebut dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Penelitian ini menghasilkan sebuah gedung rumah sakit yang memiliki sistem rangka khusus, mampu meredam gaya lateral yang ditimbulkan oleh gempa. Penulangan komponen struktur juga didesain sesuai dengan persyaratan yang diberlakukan untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

