

BAB 2 LANDASAN TEORI

2.1 Bangunan Bertingkat Tinggi

Bangunan bertingkat tinggi merupakan struktur vertikal yang dirancang untuk mengakomodasi aktivitas manusia di wilayah dengan keterbatasan lahan, terutama di daerah urban. Secara umum, bangunan dapat dikategorikan sebagai bertingkat tinggi apabila memiliki lebih dari delapan lantai atau ketinggian lebih dari 23 meter, sesuai dengan ketentuan beberapa standar internasional (Sujatmiko et al., 2016). Peningkatan kebutuhan ruang di kota-kota besar seperti Kota Semarang mendorong pembangunan gedung bertingkat tinggi sebagai solusi pemanfaatan lahan secara vertikal (Jamika et al., 2023).

2.2 Sistem Struktur Tahan Gempa

Elemen struktur pada bangunan tinggi tidak hanya dirancang untuk memikul beban gravitasi, tetapi juga harus memiliki kemampuan untuk menahan beban lateral akibat gempa (Sumajouw & Dapas, 2019). Sistem yang umum pada bangunan tahan gempa yaitu sistem rangka, sistem dinding, serta sistem struktur ganda.

2.2.1 Sistem Struktur Rangka (*Frame System*)

Sistem struktur rangka menurut SNI 2847:2019 diklasifikasikan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), yaitu sistem struktur yang tersusun atas elemen balok, pelat, kolom, serta sambungan (*joint*) yang berfungsi menahan gaya dalam berupa momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial. Berdasarkan tingkat kinerja seismik yang dipersyaratkan, sistem ini dibedakan menjadi tiga jenis, yaitu:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Terdiri atas rangka balok–kolom atau pelat–kolom, baik dicor di tempat maupun pracetak. Direncanakan sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.3. Penerapannya dibatasi pada bangunan dengan Kategori Desain Seismik (KDS) B.
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). Terdiri atas elemen balok–kolom atau rangka kolom dengan pelat dua arah tanpa balok. Struktur dicor di tempat. Perencanaannya mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.4.

Sistem ini digunakan pada bangunan dengan KDS C.

3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Merupakan sistem rangka balok–kolom dengan persyaratan detailing seismik paling ketat. Direncanakan sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.2.3–18.2.8 serta Pasal 18.6–18.9. Sistem ini diterapkan pada bangunan dengan KDS D, E, dan F.

2.2.2 Sistem Struktur Dinding (*Wall System*)

Sistem struktur dinding merupakan sistem struktur yang berfungsi sebagai elemen vertikal utama dalam menahan beban lateral dan beban gravitasi, sehingga peran kolom dan balok terhadap beban gempa menjadi minimal. Dinding struktur umumnya berupa beton bertulang yang terhubung secara monolit dengan elemen balok dan kolom. Berdasarkan SNI 2847:2019, sistem ini diklasifikasikan menjadi Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK) yang diterapkan pada bangunan dengan Kategori Desain Seismik (KDS) D, E, dan F serta harus memenuhi ketentuan Pasal 18.10. Selain itu, terdapat dinding struktural umum yang digunakan pada bangunan dengan KDS A, B, dan C. Secara prinsip perencanaan, metode perhitungannya serupa, namun pada dinding struktural umum tidak diberlakukan persyaratan detailing khusus sebagaimana pada SDSK.

2.2.3 Sistem Struktur Ganda (*Dual System*)

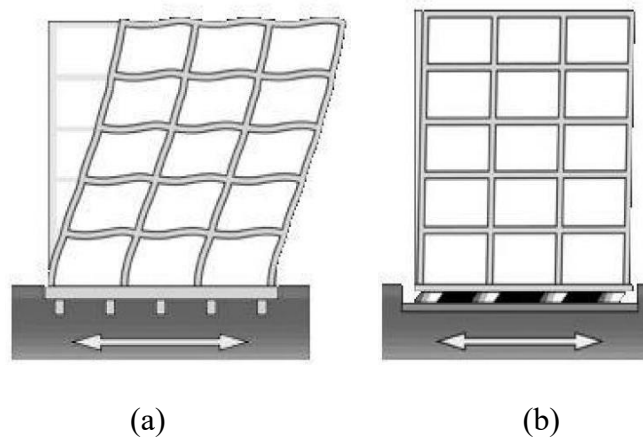
Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 7.2.5.8, sistem struktur ganda merupakan kombinasi antara sistem rangka dan sistem dinding yang bekerja bersama dalam menahan beban gempa. Pada sistem ini, struktur rangka harus mampu memikul paling sedikit 25% dari beban gempa rencana, sedangkan struktur dinding memikul sekurang-kurangnya 75%, dengan tujuan meningkatkan redundansi dan keandalan struktur apabila salah satu sistem mengalami penurunan kinerja. Simpangan pada sistem struktur ganda ditentukan oleh interaksi perilaku elemen rangka dan dinding beton bertulang, di mana sistem rangka umumnya lebih dominan menahan gaya lateral pada bagian atas bangunan, sedangkan dinding geser (*shear wall*) berperan utama dalam menahan gaya lateral pada bagian bawah struktur.

2.3 Sistem Bangunan dengan *Base Isolator*

2.3.1 Konsep *Base Isolator*

Base isolator merupakan sistem isolasi berupa bantalan karet berkekuatan tinggi yang dipasang di antara pondasi dan struktur bangunan untuk memisahkan respons gerak tanah dari struktur atas. Pada bangunan konvensional yang kaku, getaran tanah akibat gempa yang bersifat acak langsung diteruskan ke struktur sehingga meningkatkan potensi kerusakan. Dengan penerapan *base isolator*, getaran gempa terlebih dahulu diserap oleh bantalan karet yang bersifat elastis, sehingga struktur atas bergerak sebagai satu kesatuan dengan respons yang lebih terkontrol (Wicaksono & Wahyuni, 2017).

Sistem *base isolator* umumnya tersusun dari lapisan karet yang diperkuat pelat baja. Sifat elastis sistem ini memungkinkan struktur atas tetap berperilaku elastik saat gempa besar, di mana disipasi energi gempa tidak terjadi melalui kerusakan elemen struktur, melainkan melalui mekanisme pendisipasian energi pada sistem *base isolator*, yang berbeda dari sistem bangunan konvensional.



Gambar 2.1 Perbandingan Perilaku Struktur Bangunan (a). *Fixed-Base* dan (b) *Base-Isolated*

(Sumber: Tafheem et al., 2015)

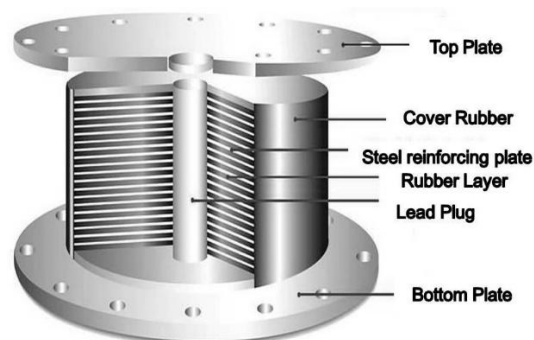
2.3.2 Jenis-Jenis *Base isolator*

Terdapat berbagai jenis *base isolator* yang umumnya berbentuk bantalan karet berukuran besar dengan karakteristik material yang berbeda-beda dan harus

disesuaikan dengan kebutuhan serta karakteristik bangunan. Salah satu jenis *base isolator* yang umum digunakan adalah *rubber bearing*.

1. *Lead Rubber Bearing* (LRB)

LRB merupakan sistem isolasi seismik yang terdiri dari lapisan karet tervulkanisasi yang dilaminasi dengan pelat baja dan dilengkapi inti *lead* di bagian tengah (Suzzan, 2024). Lapisan karet memungkinkan deformasi horizontal, sedangkan inti *lead* berfungsi sebagai pendisipasi energi melalui deformasi plastis yang menghasilkan redaman histeretik. Pada beban gempa besar, kekakuan lateral bantalan menurun sehingga terjadi pergeseran periode struktur dan respons gempa yang lebih terkendali.



Gambar 2.2 *Lead Rubber Bearing*

(Sumber: Tafheem et al., 2015)

2. *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)

HDRB merupakan sistem isolasi seismik yang dikembangkan dari karet alam dengan kekakuan horizontal relatif rendah dan dimodifikasi melalui rekayasa material, seperti penambahan *carbon black*, minyak, atau resin, untuk menghasilkan karakteristik redaman yang lebih tinggi dibandingkan *base isolator* konvensional (Satria et al., 2023). Sistem ini memanfaatkan sifat elastis karet sebagai elemen utama penahan deformasi horizontal, sehingga mampu meningkatkan disipasi energi gempa. Secara umum, HDRB memiliki kemampuan redaman energi yang lebih besar dibandingkan bantalan karet biasa, sehingga struktur yang dipikul tetap berperilaku stabil selama dan setelah kejadian gempa.



Gambar 2.3 *High Damping Rubber Bearing*

(Sumber : Wankhade, 2017)

2.4 Ketentuan Perencanaan Struktur Berisolasi Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019, perencanaan struktur dengan sistem *base isolation* harus memperhatikan beberapa aspek utama, antara lain faktor keutamaan gempa, sistem isolasi, sistem struktural, serta prosedur analisis gaya lateral dan respons spektrum. Ketentuan dan persyaratan tersebut menjadi dasar dalam perencanaan struktur berisolasi seismik.

2.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

Seluruh bagian struktur, termasuk struktur di atas sistem *base isolation*, harus direncanakan berdasarkan kategori risiko sesuai Tabel 2 SNI 1726:2019. Faktor keutamaan gempa (I_e) untuk struktur dengan isolasi seismik ditetapkan sebesar 1,0, tanpa membedakan kategori risiko bangunan.

2.4.2 Sistem Isolasi

Perencanaan sistem *base isolation* harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

1. Sistem isolasi harus dirancang tidak hanya terhadap beban vertikal dan lateral akibat angin dan gempa, tetapi juga mempertimbangkan pengaruh lingkungan seperti usia, rangkai, kelelahan, suhu operasional, dan kelembaban.
2. Struktur berisolasi harus mampu menahan beban angin rencana, serta dilengkapi sistem pengekang angin pada batas pemisahan isolasi untuk membatasi perpindahan lateral sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 12.5.6.
3. Sistem isolasi harus memiliki tingkat perlindungan kebakaran yang setara dengan elemen penahan beban gravitasi lainnya pada area yang sama.

4. Konfigurasi sistem isolasi harus menghasilkan gaya pemulih yang memadai, di mana gaya lateral pada perpindahan maksimum sekurang-kurangnya 0,025W lebih besar dibandingkan gaya lateral pada 50% perpindahan maksimum.
5. Sistem isolasi tidak boleh dirancang dengan pembatas perpindahan yang lebih kecil dari perpindahan maksimum total (D_{TM}) akibat gempa MCE_R , kecuali memenuhi seluruh ketentuan analisis dinamik nonlinier, kapasitas ultimit, stabilitas, dan daktilitas struktur sesuai SNI 1726:2019.;
6. Setiap komponen sistem isolasi harus stabil terhadap beban vertikal rencana yang mengalami perpindahan horizontal sebesar perpindahan maksimum total, dengan kombinasi pembebanan sesuai Pasal 12.2.7.1.
7. Faktor keamanan terhadap guling struktur pada batas pemisahan isolasi tidak boleh kurang dari 1,0 untuk seluruh kombinasi pembebanan gravitasi dan seismik berdasarkan gerak tanah MCE_R .
8. Terangkatnya elemen isolasi secara individual tidak diperbolehkan, kecuali jika tidak menimbulkan tegangan berlebih atau ketidakstabilan pada unit isolator maupun elemen struktur lainnya.

2.4.3 Sistem Struktural

Perencanaan sistem struktural pada bangunan dengan *base isolation* harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

1. Diafragma horizontal atau elemen struktural lainnya di atas batas pemisahan isolasi harus memiliki kontinuitas, kekuatan, dan daktilitas yang memadai untuk meneruskan gaya antarbagian struktur.
2. Jarak pemisahan minimum antara struktur berisolasi dengan dinding penahan atau penghalang tetap di sekeliling bangunan tidak boleh lebih kecil dari perpindahan maksimum total.
3. Struktur nongedung harus direncanakan sesuai ketentuan Pasal 10.1 dengan menggunakan gaya dan perpindahan rencana yang dihitung berdasarkan Pasal 12.5 atau 12.6.
4. Struktur rangka baja dengan *concentric bracing* biasa diperbolehkan sebagai sistem pemikul beban seismik pada bangunan berisolasi dengan KDS D, E, dan

F hingga ketinggian maksimum 48 m, dengan ketentuan nilai $RI = 1,0$ dan perpindahan maksimum total (D_{TM}) ditingkatkan sebesar 1,2.

5. Sambungan pemikul momen pada elemen baja struktural di bawah batas pemisahan isolasi diizinkan mengikuti ketentuan rangka baja pemikul momen biasa.
6. Elemen struktur berisolasi, komponen nonstruktural permanen, serta peralatan yang terhubung harus direncanakan secara andal untuk menahan gaya dan perpindahan seismik sesuai ketentuan Pasal 9.
7. Elemen dan komponen nonstruktural yang berada pada atau di atas batas pemisahan isolasi harus direncanakan untuk menahan gaya lateral seismik total yang setara dengan respons dinamik maksimum melalui analisis *time history*.
8. Komponen struktur dan nonstruktural yang melintasi batas pemisahan isolasi harus mampu menahan perpindahan maksimum serta menerima residu perpindahan permanen jangka panjang.
9. Elemen struktur dan komponen nonstruktural yang berada di bawah batas pemisahan isolasi harus direncanakan dan dibangun sesuai ketentuan Pasal 7.1 dan Pasal 9.

2.4.4 Ketentuan Prosedur Gaya Lateral

Prosedur gaya lateral ekuivalen sesuai Pasal 12.5 SNI 1726:2019 dapat digunakan pada struktur dengan isolasi seismik apabila seluruh ketentuan berikut terpenuhi. Evaluasi dilakukan untuk batas atas dan bawah properti sistem isolasi, dengan ketentuan yang paling mengontrol digunakan dalam perencanaan.

1. Struktur berada pada kelas situs SA, SB, SC, atau SD.
2. Periode efektif struktur terisolasi pada perpindahan maksimum (D_m) $\leq 5,0$ detik.
3. Redaman efektif sistem isolasi pada $D_m \leq 30\%$.
4. Periode efektif struktur terisolasi (T_m) ≥ 3 kali periode elastis struktur terjepit di atas isolator.
5. Struktur di atas sistem isolasi tidak memiliki ketidakberaturan struktur seperti pada pasal 12.2.2.
6. Sistem isolasi harus memenuhi ketentuan berikut:

- a. Kekakuan efektif pada perpindahan maksimum $> 1/3$ kekakuan efektif pada 20% perpindahan maksimum.
- b. Sistem isolasi mampu menghasilkan suatu gaya pemulih seperti disebutkan dalam pasal 12.2.4.4.
- c. Sistem isolasi tidak membatasi perpindahan gempa maksimum yang dipertimbangkan lebih kecil dari perpindahan maksimum total, D_{TM} .

2.4.5 Prosedur Gaya Lateral

Apabila prosedur gaya lateral ekuivalen digunakan pada struktur dengan isolasi seismik, maka perencanaan harus memenuhi seluruh ketentuan berikut.

2.4.5.1 Perpindahan Maksimum

Sistem isolasi harus direncanakan untuk menahan perpindahan maksimum D_M yang dihitung berdasarkan properti batas atas dan batas bawah sistem isolasi. Perpindahan tersebut ditinjau pada arah respons horizontal yang paling kritis dan ditentukan menggunakan persamaan berikut:

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2B_M} \quad (2.1)$$

Keterangan :

G = percepatan gravitasi

S_{M1} = parameter percepatan spectral gempa maksimum yang dipertimbangkan dengan redaman 5% pada periode 1 detik dengan satuan g seperti yang ditentukan dalam 6.2 atau 6.9

T_M = Periode efektif struktur dengan isolasi seismik, dalam detik, pada perpindahan maksimum dalam arah yang ditinjau seperti yang ditentukan dalam persamaan (2.2)

B_M = koefisien numerik terkait dengan redaman efektif sistem isolasi pada perpindahan maksimum, B_M

Tabel 2.1 Faktor Redaman, B_M (SNI 1726 2019)

Redaman efektif, β_M (persentase dari redaman kritis) ^{a,b}	Faktor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
40	1,9
≥ 50	2,0

Keterangan :

- a = Faktor redaman harus berdasarkan redaman efektif sistem isolasi yang ditentukan menurut persyaratan – persyaratan di pasal 12.2.8.6.
- b = Faktor redaman harus berdasarkan interpolasi linier untuk nilai redaman efektif di antara nilai – nilai yang diberikan di atas.

2.4.5.2 Periode Efektif Pada Saat Perpindahan Rencana

Periode efektif struktur yang diisolasi pada perpindahan maksimum, T_M , harus ditentukan dengan menggunakan karakteristik deformasi batas atas dan batas bawah sistem isolasi dan sesuai dengan persamaan persamaan berikut:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin} \times g}} \quad (2.2)$$

$$k_M = \frac{\Sigma |F_M^+| + \Sigma |F_M^-|}{2D_M} \quad (2.3)$$

Keterangan :

- W = Berat seismik efektif struktur di atas pemisah isolasi seperti ditentukan di dalam 2.5.5.3
- k_M = Kekakuan efektif minimum sistem isolasi, dalam kN/mm, pada perpindahan rencana di arah horizontal

g = Percepatan gravitasi

$\Sigma|F_M^+|$ = Jumlah, untuk semua unit isolasi, dari nilai absolut gaya (kN) pada perpindahan positif sama dengan D_M

$\Sigma|F_M^-|$ = Jumlah, untuk semua unit isolasi, dari nilai absolut gaya (kN) pada perpindahan negative sama dengan D_M

2.4.5.3 Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, W , harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang terdaftar di bawah ini:

1. Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25% beban hidup lantai.
2. Jika ketentuan desain beban lantai untuk partisi disyaratkan SNI 1727 pasal 4.3.2, sebesar beban terbesar antara berat partisi actual atau berat daerah lantai minimum sebesar $0,48 \text{ kN/m}^2$
3. Berat operasional total dari peralatan yang permanen
4. Berat landscap dan beban lainnya pada taman atap dan area sejenis.

Tabel 2.2 Prosedur Analisis yang Dizinkan (SNI 1726 2019)

Kategori desain seismik	Karakteristik Struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9.1	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 11
B, C	Semua Struktur	I	I	I
D,E,F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan structural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I

Kategori desain seismik	Karakteristik Struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9.1	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 11
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_s$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe			

Keterangan :

I = Diizinkan

TI = Tidak Diizinkan

2.4.5.4 Perpindahan Maksimum Total

Perpindahan maksimum total, D_{TM} pada elemen sistem isolasi harus mencakup tambahan perpindahan akibat torsi aktual dan torsi tak terduga, yang dihitung berdasarkan distribusi spasial kekakuan lateral sistem isolasi serta lokasi eksentrisitas massa yang paling kritis.

Perpindahan maksimum total, D_M , dari elemen – elemen sistem isolasi tidak boleh diambil kurang dari nilai yang ditentukan oleh persamaan – persamaan berikut :

$$D_{TM} = D_M \left(1 + \left(\frac{y}{p_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 d^2} \right) \quad (2.4)$$

$$D_{TM} = \frac{1}{r_1} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (2.5)$$

Keterangan :

- D_M = Perpindahan maksimum di titik pusat kekakuan sistem isolasi di arah yang ditinjau seperti yang ditentukan oleh persamaan (2.1)
- y = Jarak antara titik pusat kekakuan sistem isolasi dan elemen yang diinginkan, diukur tegak lurus terhadap arah beban seismik yang ditinjau
- e = Eksentris sebenarnya dihitung dengan menambahkan eksentrisitas tak terduga sebesar 5% dari ukuran maksimum, dihitung dari denah antara titik pusat massa struktur di atas batas pemisahan isolasi dan titik pusat kekakuan sistem isolasi.
- b = Ukuran denah struktur terpendek diukur tegak lurus terhadap d
- d = Ukuran terpanjang denah struktur
- P_T = Rasio dari periode translasi efektif sistem isolasi terhadap periode torsional efektif sistem isolasi yang dihitung dengan analisis dinamik atau sesuai Persamaan (2.5) tetapi tidak perlu kurang dari 1,0.
- x_i, y_i = Jarak horizontal, dalam mm, antara pusat massa terhadap unit isolasi ke I dalam dua sumbu horizontal sistem isolasi
- N = Jumlah unit isolasi
- r_1 = Jari – jari girasi dari sistem isolasi, dalam mm, yang sama dengan $((b^2 + d^2)/12)^{1/2}$ untuk sistem isolasi dengan ukuran denah persegi $b \times d$
Perpindahan maksimum total, D_{TM} , tidak boleh diambil kurang dari 1,15 kali D_M

2.4.5.5 Elemen Struktural di Atas Tingkat Dasar

Dengan tetap memenuhi seluruh ketentuan perencanaan struktur tanpa isolasi, struktur di atas tingkat dasar harus dirancang untuk meminimalkan gaya geser V_s yang ditentukan menggunakan batas atas dan batas bawah properti sistem isolasi sesuai dengan persamaan berikut:

$$V_s = \frac{v_{st}}{R_1} \quad (2.6)$$

Keterangan :

R_1 = Koefisien numerik yang berhubungan dengan tipe pemikul gaya seismik di atas sistem isolasi

V_{st} = Gaya rencana seismik lateral tak tereduksi atau geser pada elemen – elemen di atas tingkat dasar, seperti yang ditentukan oleh Persamaan (2.7)

Koefisien R_1 harus didasarkan pada tipe sistem pemikul gaya seismik yang digunakan untuk struktur di atas tingkat dasar pada arah yang ditinjau. nilai R harus setara dengan $3/8$ dari nilai R yang diberikan pada Tabel 9, dengan nilai maksimum 2,0 dan nilai minimum 1,0.

Pengecualian : Nilai R_1 diperbolehkan diambil lebih besar dari 2,0 jika kekuatan struktur di atas tingkat dasar di arah yang ditinjau, seperti ditentukan oleh analisis statik nonlinier pada suatu perpindahan atap yang berhubungan dengan suatu simpangan antar lantai maksimum nilai yang lebih kecil dari simpangan MCE_R atau $0,015 h_{sx}$, tidak kurang dari 1,1 kali V_b .

Total gaya seismik lateral tak tereduksi atau geser pada elemen – elemen di atas tingkat dasar harus ditentukan menggunakan batas atas dan batas bawah dari properti sistem isolasi, seperti berikut :

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2,5\beta_M)} \quad (2.7)$$

Keterangan:

W = Berat seismik efektif, kN, dari struktur di atas pemisah isolasi seperti ditentukan pada 2.5.5.3

W_s = Berat seismik efektif, kN, dari struktur di atas pemisah isolasi seperti ditentukan pada 2.5.5.3, tidak termasuk berat seismik efektif pada tingkat dasar

Berat seismik efektif W_s pada persamaan (2.7) harus diambil sama dengan W jika jarak rata – rata dari puncak isolasi hingga sisi bawah tingkat dasar rangka lantai di atas isolator melebihi 0,9 m.

Pengecualian : Untuk sistem isolasi yang perilaku histeresisnya ditandai dengan perpindahan mendadak dari perilaku pra leleh ke pasca leleh atau pra slip, komponen eksponensial ($1-2,5 \beta_m$).

2.4.5.6 Batas V_s

V_s tidak boleh diambil lebih kecil dari nilai minimum yang ditetapkan untuk menjamin tingkat keamanan struktur terhadap pengaruh beban lateral. Oleh karena itu, V_s harus memenuhi batasan-batasan berikut:

1. Untuk struktur yang terjepit di dasar, gaya seismik lateral yang disarankan dalam pasal 7.8.1 adalah sama dengan berat seismik efektif W dan periode yang sama dengan periode struktur yang diisolasi seismik menggunakan properti batas atas, T_M .
2. Gaya geser dasar untuk beban angin rencana terfaktor.
3. Dengan menggunakan persamaan (2.7), gaya seismik lateral V_{st} dapat dihitung, dengan V_b ditetapkan sama dengan gaya yang dibutuhkan untuk mengaktifkan sistem isolasi secara penuh dengan properti batas atas terbesar, atau:
 - a. Properti nominal untuk tingkat leleh dari suatu sistem yang melunak (*softening system*), dikalikan dengan faktor 1,5.
 - b. kapasitas ultimit suatu sistem pengekang angin,
 - c. tingkat friksi lepas dari suatu sistem gelincir (*the break-away friction level of a sliding system*)
 - d. gaya pada perpindahan nol dari suatu sistem gelincir setelah satu siklus gerakan dinamik penuh pada D_M .

2.4.6 Distribusi Vertikal Gaya

Gaya geser V_s harus didistribusikan ke seluruh tinggi struktur di atas tingkat dasar, menggunakan batas atas dan batas bawah properti sistem isolasi sesuai dengan persamaan berikut:

$$F_1 = \frac{(V_b - V_s)}{R_1} \quad (2.8)$$

$$F_X = C_{VX} V_s \quad (2.9)$$

$$C_{VS} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^n w_i h_i^k} \quad (2.10)$$

$$k = 14\beta_M T_{fb} \quad (2.11)$$

Keterangan :

F_1 = Gaya seismik lateral yang bekerja di tingkat 1

F_x = Gaya seismik lateral yang bekerja di tingkat x, $x > 1$

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V_s = Gaya seismik lateral rencana total atau geser dari elemen-elemen di atas tingkat dasar seperti yang ditentukan Persamaan (2.6) dan batas-batas pada 2.4.5.6

w_i, w_x = bagian dari W_s yang ditempatkan/dipasang di tingkat-I atau x

h_i, h_x = tinggi tingkat-i atau x dari pemisah isolasi.

T_{fb} = periode utama struktur di atas pemisah isolasi, dalam det, ditentukan menggunakan analisis ragam yang rasional dengan asumsi kondisi terjepit pada dasar

Pengecualian : untuk menggantikan persamaan (2.4) dan (2.9), gaya seismik lateral F_x dapat dihitung sebagai nilai rata-rata gaya pada tingkat-x di arah yang ditinjau. ini dapat dilakukan dengan menggunakan hasil dari model bangunan sederhana yang menggunakan gabungan sistem isolasi. Pada tingkat dasar, analisis riwayat respon terskala untuk V_b / R_1 pada tingkat dasar.

2.4.7 Batas Simpangan Antar Tingkat

Faktor C_d sistem isolasi harus sama dengan faktor R_1 yang ditentukan di pasal 12.5.4.2, dan simpangan antar tingkat maksimum struktur di atas sistem isolasi tidak boleh melebihi $0,015 h_{sx}$. Simpangan antar tingkat harus dihitung menggunakan Persamaan (2.12).

2.4.8 Prosedur Analisis Dinamik

Model matematis struktur dengan isolasi, yang mencakup sistem isolasi, sistem pemikul gaya seismik, dan elemen struktural lainnya, harus memenuhi

persyaratan yang tercantum dalam pasal 7.7.3 dan persyaratan yang tercantum dalam pasal 12.6.2.1 dan 12.6.2.2.

Sistem isolasi harus dimodelkan dengan karakteristik deformasi yang dikembangkan sesuai dengan 12.2.8. Perpindahan dan gaya lateral harus dihitung secara terpisah untuk batas atas dan batas bawah properti sistem isolasi, seperti yang disebutkan dalam 12.2.8.5. Model sistem harus dilakukan dengan detail yang memadai untuk mencakup semua hal berikut:

1. Distribusi spasial unit-unit isolator;
2. Translasi di kedua arah horizontal dan torsi struktur di atas pemisah isolasi dengan mempertimbangkan lokasi massa ekcentris yang paling tidak menguntungkan;
3. Gaya guling dan gaya angkat pada masing – masing unit isolator;
4. Pengaruh beban vertikal, beban bilateral, dan atau laju pembebanan jika properti gaya lendutan sistem isolasi tergantung dari satu atau lebih dari karakteristik karakteristik ini.

Suatu model struktur dengan isolasi harus digunakan untuk menghitung perpindahan maksimum total, D_{TM} , di seluruh sistem isolasi. Model ini harus memasukan karakteristik gaya-lendutan elemen-elemen nonlinier dari sistem isolasi dan sistem pemikul gaya seismik.

Sistem struktur yang tidak beraturan yang direncanakan untuk gaya lateral dengan V_s tidak kurang dari 100% meliputi, tetapi tidak terbatas pada sistem pemikul gaya seismik dengan elemen elastik, seperti yang ditetapkan dalam pasal 12.5.4.2 dan 12.5.4.3.

2.4.8.1 Prosedur Perhitungan

Adapun langkah – langkah perhitungan untuk respons spektrum pada sistem struktur yang terisolasi sebagai berikut :

1. Prosedur spektrum respons harus dilakukan sesuai dengan 7.9 dan pasal 11 pada SNI 1726-2019.
2. Nilai redaman ragam untuk ragam fundamental di arah yang harus digunakan untuk melakukan analisis spektrum respons. Nilai redaman ragam yang lebih

tinggi harus konsisten dengan redaman yang sesuai untuk analisis spektrum respons struktur di atas sistem isolasi yang diasumsikan terjepit di dasarnya. nilai redaman ragam untuk ragam fundamental harus tidak lebih besar dari nilai redaman efektif sistem isolasi atau 30 % redaman kritis.

3. Analisis spektrum respons yang digunakan untuk menentukan perpindahan maksimum total harus menyertakan model yang digetarkan bersamaan (simultan) oleh 100% gerak tanah di arah kritis dan 30% gerak tanah di arah tegak lurus nya, diarah horizontal. Perpindahan maksimum sistem isolasi harus dihitung sebagai penjumlahan vector perpindahan orthogonal dari dua arah tersebut.

2.4.8.2 Elemen-Elemen Struktural di Atas Tingkat Dasar

Sesuai dengan Batasan khusus prosedur di bagian ini, elemen-elemen struktur di atas tingkat dasar harus direncanakan dengan menggunakan persyaratan-persyaratan yang berlaku untuk struktur tanpa isolasi dan gaya-gaya yang diperoleh dari analisis dinamik dibagi dengan faktor R_1 seperti yang ditentukan sesuai pasal 12.5.4.2.

Untuk analisis spektrum respons, geser rencana pada setiap tingkat tidak boleh kurang dari geser lantai yang dihasilkan dari penerapan gaya-gaya yang dihitung menggunakan Persamaan (2.9), dan nilai V_b harus sama dengan geser dasar yang diperoleh dari analisis spektrum respons di arah yang ditinjau.

Nilai V_b tidak boleh kurang dari 80% dari yang ditetapkan dalam pasal 12.5.4.1 dan nilai V_s tidak boleh kurang dari 100% dari batasan yang diterapkan dalam pasal 12.5.4.3 untuk analisis riwayat respons dari struktur beraturan.

Untuk analisis riwayat respons dari struktur tidak beraturan, nilai V_b tidak boleh diambil kurang dari 100% dari yang ditetapkan dalam pasal 12.5.4.1, dan nilai V_s tidak boleh diambil kurang dari 100% batas-batas yang ditetapkan dalam pasal 12.5.4.3.

2.5 Struktur Beton Bertulang

Struktur beton bertulang adalah kombinasi antara beton dan baja tulangan yang dirancang untuk bekerja bersama dalam menahan beban. Beton memiliki

kekuatan tekan yang tinggi namun lemah terhadap beban tarik. Untuk mengatasi kelemahan ini, baja tulangan yang memiliki kekuatan tarik tinggi ditanamkan dalam beton, sehingga keduanya saling melengkapi dalam menahan beban tekan dan tarik (Kastama et al., 2016).

Dalam menghadapi beban dinamis seperti gempa bumi, struktur beton bertulang menunjukkan perilaku yang kompleks. Tiga karakteristik utama yang mempengaruhi respons dinamis struktur adalah massa, kekakuan, dan redaman (Nurani & Suryadi, 2026). Massa struktur mempengaruhi inersia terhadap percepatan, kekakuan menentukan frekuensi alami struktur, dan redaman berperan dalam mengurangi amplitudo getaran. Analisis dinamis, seperti analisis regam respon spektrum dan analisis riwayat waktu, digunakan untuk mengevaluasi respons struktur terhadap beban dinamis tersebut.

2.5.1 Karakteristik Beton

Dalam perencanaan komponen struktur beton, material beton diasumsikan hanya mampu menahan tegangan tekan dan tidak diperhitungkan dalam menahan tegangan tarik. Oleh karena itu, kuat tekan beton digunakan sebagai parameter utama dalam menilai kualitas dan mutu beton yang digunakan. Penentuan mutu beton mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 19.2.1.1, yang menetapkan nilai mutu beton minimum sebesar $f'_c = 21$ MPa. Sementara itu, batas maksimum mutu beton tidak ditentukan secara eksplisit dalam ketentuan tersebut.

1. Kuat Tekan Beton (*Compressive Strength*)

Tegangan dan regangan memiliki hubungan deformasi yang menggambarkan perilaku material hingga mencapai tegangan maksimum dan regangan pada kondisi hancur. Hubungan tersebut digunakan sebagai dasar dalam mengevaluasi kapasitas beton. Rumus kuat tekan beton uji silinder dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (2.12)$$

Keterangan:

σ = Kuat tekan beton dengan benda uji silinder (MPa atau N/mm²).

Untuk beton normal, nilai F_c boleh diambil berikut:

$$F_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \quad (2.15)$$

2.5.2 Baja Tulangan (*Rebar*)

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 20.2.2.2, nilai modulus elastisitas baja tulangan (E_s) dapat diambil sebesar 200.000 MPa. Baja tulangan beton umumnya terdiri dari batang, kawat dan jaringan kawat baja las yang secara keseluruhan disusun dan dirakit sesuai dengan standar yang berlaku. Di pasaran baja tulangan yang tersedia ada 2 jenis, yaitu baja tulangan polos (BJTP) dan baja tulangan ulir (BJTS). Tulangan polos digunakan untuk tulangan sengkang atau geser dan mempunyai tegangan leleh (f_y) minimal 280 MPa dengan ukuran diameter beragam. Sifat mekanis pada baja tulangan ditunjukkan pada Tabel 2.3 yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.3 Sifat Mekanis Baja Tulangan Menurut SNI 2052-2017

Simbol Mutu Baja	Kuat Leleh (f_y) (MPa)	Kuat Tarik (f_u) (MPa)
BJTP-280	Min. 280 Maks. 405	Min. 350
BJTS-280	Min. 280 Maks. 405	Min. 350
BJTS-420A	Min. 420 Maks. 545	Min. 525
BJTS-420B	Min. 420 Maks. 545	Min. 525
BJTS-520	Min. 520 Maks. 645	Min. 650
BJTS-550	Min. 550 Maks. 675	Min. 687,5
BJTS-700	Min. 700 Maks. 825	Min. 805

2.6 Pembebanan

Struktur akan mengalami deformasi akibat pembebanan dan kembali ke bentuk semula setelah beban dihilangkan sesuai sifat elastis material, yang dapat berupa perpindahan lateral (*slideway*) atau lendutan (*deflection*) (Saputra &

Firmanto, 2017). Perhitungan pembebanan dilakukan dengan mempertimbangkan kondisi lapangan dan jenis beban yang bekerja, meliputi beban mati, beban hidup, serta beban dinamis seperti gempa, yang ditentukan berdasarkan standar dan kombinasi beban yang berlaku.

2.6.1 Beban Mati (DL)

Menurut SNI 1727:2020, beban mati merupakan berat seluruh elemen permanen bangunan yang terpasang, meliputi dinding, lantai, atap, plafon, tangga, partisi tetap, *finishing*, *cladding*, komponen arsitektural dan struktural, serta peralatan layanan permanen dan sistem pengangkut material. Berat sendiri elemen struktur seperti balok dan kolom diperhitungkan sebagai beban gravitasi.

2.6.2 Beban Mati Tambahan (SDL)

Beban mati tambahan adalah beban yang bekerja pada struktur utama selain berat sendiri, beban hidup, dan beban lingkungan. Beban ini berasal dari elemen permanen tambahan seperti sistem *HVAC*, utilitas, dan peralatan teknis lainnya. Pada gedung perkantoran, beban mati tambahan umumnya didistribusikan merata pada pelat lantai sesuai dengan fungsi dan jenis ruang.

2.6.3 Beban Hidup (LL)

Berdasarkan SNI 1727:2020, beban hidup adalah beban akibat aktivitas penghuni dan penggunaan bangunan, di luar beban konstruksi dan beban lingkungan seperti angin, hujan, gempa, dan banjir. Beban hidup yang diperhitungkan merupakan beban maksimum yang diperkirakan terjadi selama masa layan bangunan, sesuai dengan kondisi penggunaan ruang yang paling kritis.

2.6.4 Beban Gempa

Gempa rencana adalah gempa yang diperkirakan terjadi selama umur layan struktur, dengan besarnya ditentukan berdasarkan peta zonasi gempa dan kategori risiko bangunan. Gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake / MCER*) umumnya diasosiasikan dengan periode ulang sekitar 2.500 tahun atau probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

Untuk perhitungan beban gempa pada struktur baja gedung ini, digunakan metode beban respon spektrum yang mempertimbangkan karakteristik dinamis dari struktur tersebut.

2.6.4.1 Kategori Risiko Bangunan

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2, kategori risiko bangunan tergantung pada jenis kegunaan bangunan tersebut, seperti yang ada pada Tabel 2.4

Tabel 2.4 Kategori Risiko untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan	II
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur	II

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat	IV

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
- Struktur tambahan (termasuk telekomunikasi, penyimpanan bahan bakar, pendingin, struktur stasiun listrik, air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.	

2.6.4.2 Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan gempa (I_e). Nilai faktor ini digunakan dalam perhitungan faktor skala dan ditetapkan sesuai tabel berikut:

Tabel 2.5 Nilai Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,5

2.6.4.3 Klasifikasi Situs

Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.6, dengan mempertimbangkan lapisan tanah hingga kedalaman 30 m teratas. Apabila data atau kondisi tanah tidak mencukupi untuk menentukan kelas situs, maka digunakan kelas situs SE sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 6.2.

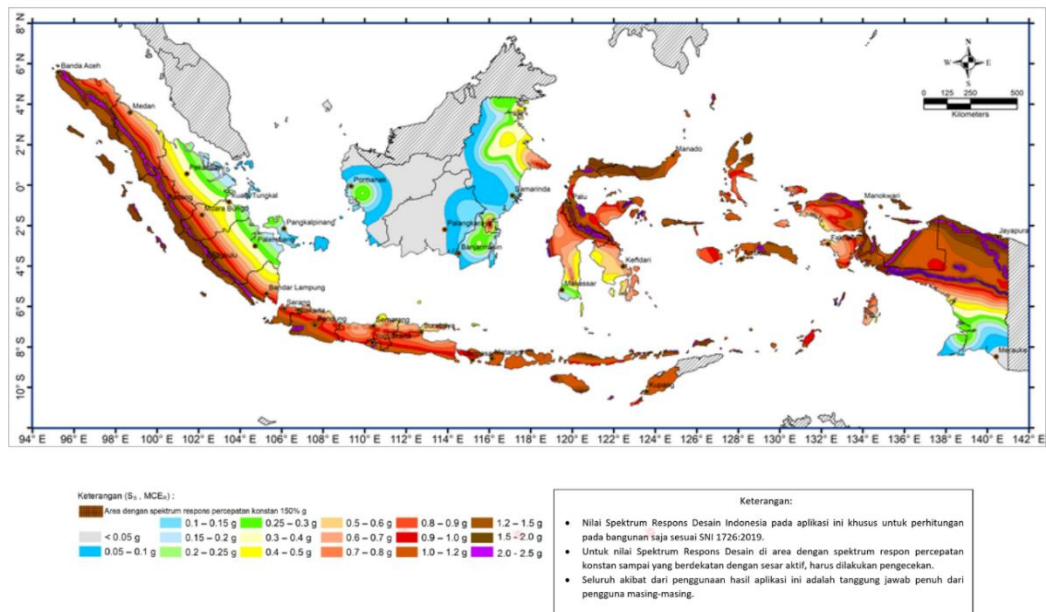
Tabel 2.6 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	v_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kPa)
SA (Batuan Keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 – 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras)	350 – 750	>50	>100
SD (Tanah sedang)	175 – 350	15 – 50	50 - 100
SE (Tanah lunak) <50	<175	<15	<50

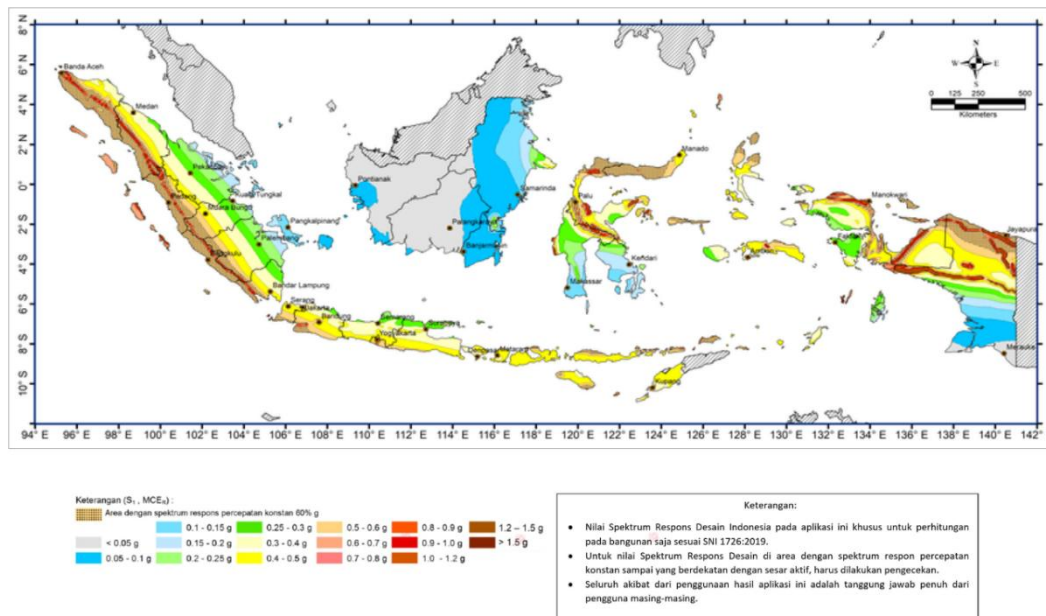
Kelas Situs	v_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kPa)
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa		
SF (Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - 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 teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

2.6.4.4 Wilayah Gempa dan Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa

Parameter percepatan gempa ditentukan berdasarkan 2 hal, yaitu parameter percepatan terpetakan dan kelas situs. Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 dengan kemungkinan 2 % terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 % dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bidang decimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 \leq 0,04$ g dan $S_s \leq 0,15$ g, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A (SNI 1726 2019). Berdasarkan halaman resmi RSA Cipta Karya, peta yang percepatan dapat dilihat pada Gambar 2.5 dan Gambar 2.6.



Gambar 2.5 Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek 0,2 Detik ($S_{0.2}$)



Gambar 2.6 Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek 1 Detik (S_1)

Dalam penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan

periode 1 detik (S_{M1}) yang telah disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.16)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.17)$$

Keterangan:

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

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik.

Nilai F_a dan F_v berdasarkan halaman resmi Cipta Karya sesuai ketentuan SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 2.7 dan Tabel 2.8.

Tabel 2.7 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Terpetakan pada Periode Pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s > 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS(a)					

Tabel 2.8 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Terpetakan pada Periode 1 detik, S_1					
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s = 0,5$	$S_s > 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Catatan:

Untuk nilai-nilai antara SS dapat dilakukan interpolasi linier

S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs spesifik

2.6.4.5 Spektrum Respon Desain

Respon spektrum merupakan nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat kebebasan tunggal (S_{DOF}) pada berbagai frekuensi dan periode alami teredam akibat suatu goyangan tanah. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 6.3-6.4, sebelum dapat membuat kurva respons spektrum desain, harus ditentukan terlebih dahulu parameter percepatannya untuk perioda pendek (S_{DS}) dan pada perioda 1 detik (S_{D1}) menggunakan persamaan berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.18)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.19)$$

Apabila spektrum respons desain digunakan data spesifik gerak tanah, maka kurva spektrum respons desain harus dibuat dengan mengacu ketentuan berikut:

1. Setiap periode yang lebih kecil dari T_0 , maka S_a harus diambil dari persamaan

$$S_a = S_{DS} \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right] \quad (2.20)$$

2. Selanjutnya setiap periode $\geq T_0$ dan periode $\leq T_s$, spektrum respons percepatan desain, maka S_a sama dengan S_{DS}
3. Untuk $T_L \geq \text{periode} > T_s$, respons spektrum percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.21)$$

4. Untuk periode $> T_L$, respons spektrum percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad (2.22)$$

Keterangan:

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

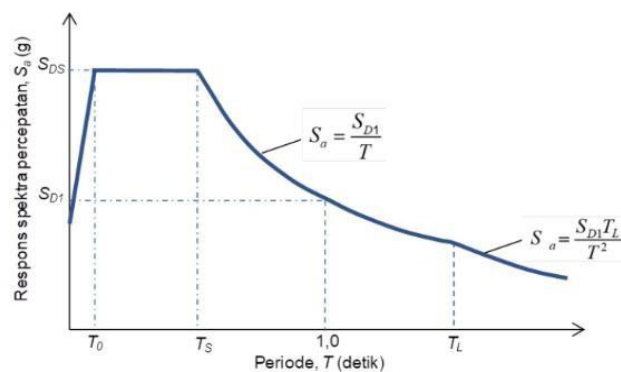
S_{D1} = parameter respons spektrum percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

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

T_L = periode panjang (6, 8, 12, 16, 20 detik)

Untuk bentuk rencana grafik berdasarkan spektrum respon desain dapat dilihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Grafik Respon Spektrum

2.6.4.6 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 6.5, kategori desain seismik ditentukan dari kategori risiko bangunan dan tingkat gerakan tanah akibat gempa pada periode S_{DS} dan S_{D1} pada lokasi penelitian sesuai dengan Tabel 2.9 dan Tabel 2.10.

Tabel 2.9 Kategori Risiko Berdasarkan Nilai S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I, 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

Tabel 2.10 Kategori Risiko Berdasarkan Nilai S_{D1}

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

Catatan: Lokasi dengan nilai $S_1 \geq 0,75$ g, maka KDS = E, untuk kategori risiko I,II,III dan KDS = F, untuk kategori risiko IV.

2.6.4.7 Parameter Sistem Penahan Gaya Seismik

Elemen-elemen sistem pemikul gaya seismik harus memenuhi persyaratan pendetailan sesuai SNI 1726:2019 Tabel 12 untuk sistem struktur yang dipilih ada pada poin C dengan parameternya dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.11 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	Ω_0	Cd	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
C. 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	4½	3	4	TB	TB	10 ^k	TI ^k	TI ^k
Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l
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

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	Ω_0	Cd	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus pembautan	3½	3º	3½	10	10	10	10	10

Keterangan: TB = Tidak dibatasi , TI = Tidak diizinkan

2.6.4.8 Perhitungan Gaya Lateral Ekuivalen

Pada perhitungannya, persamaan yang digunakan disesuaikan dengan SNI 1726:2019, meliputi:

1. Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Gaya geser dasar seismik (V) secara umum, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W \quad (2.23)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

2. Koefisien Respons Seismik (C_s)

Nilai Koefisien Respons Seismik (C_s) dihitung mengikuti persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\frac{R}{I_c}} \quad (2.24)$$

Namun, jika nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi nilai C_s maksimum, maka persamaannya menjadi:

Untuk $T \leq T_L$:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{I_e}} \quad (2.25)$$

Untuk $T \geq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \frac{R}{I_e}} \quad (2.26)$$

Jika nilai C_s yang dihitung tidak kurang nilai C_s minimum, maka persamaannya menjadi:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \quad (2.27)$$

Dan untuk struktur yang berlokasi di daerah yang mana $S_1 \geq 0,6g$, maka C_s harus tidak kurang dari C_s minimum dengan persamaan sebagai berikut:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\frac{R}{I_e}} \quad (2.28)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum desain untuk perioda 1,0 detik

S_1 = Parameter percepatan respons spektrum maksimum

T = Periode fundamental struktur (detik)

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

5. Berat Seismik Efektif (W)

Mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2, berat seismik efektif suatu struktur wajib mencakup keseluruhan beban mati serta sekurang-kurangnya 25% dari beban hidup lantai dalam perhitungannya.

6. Periode Fundamental (T)

Periode fundamental struktur (T) tidak diperkenankan melebihi hasil kali antara koefisien batas atas periode (C_u) yang tercantum pada Tabel 2.14 dan periode pendekatan (T_a) yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.29). Jika nilai T aktual tidak tersedia, maka dapat digunakan nilai periode pendekatan (T_a) sebagai estimasi.

a. Periode Fundamental pendekatan (T_a)

$$T_a = C_t H_n^x \quad (2.29)$$

Keterangan:

H_n = Ketinggian Struktur (m)

C_t dan x = Koefisien Tabel Tabel 2.12

Tabel 2.12 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

b. Batas Atas Periode Fundamental ($C_u \times T_a$)

Batas atas periode fundamental dapat dihitung dengan mengalikan nilai C_u dengan nilai T_a , nilai koefisien C_u didapat berdasarkan nilai S_{D1} yang dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

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

c. Pemilihan Periode Fundamental

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 7.8.2, nilai periode fundamental struktur harus berada dalam rentang tertentu, yaitu tidak boleh melebihi $T = C_u \cdot T_a$ dan tidak boleh lebih kecil dari periode pendekatan yang dihitung dengan rumus $T_a = C_t \cdot (h_n)^{0.75}$. Jika hasil analisis numerik menggunakan perangkat lunak menunjukkan bahwa periode struktur (T) lebih besar dari batas maksimum $C_u \cdot T_a$ pada arah tertentu ($T > C_u \cdot T_a$), maka nilai T yang digunakan dalam perencanaan tetap harus dibatasi sebesar $T = C_u \cdot T_a$.

8. Distribusi Beban Gempa Perlantai

Beban gempa perlantai ditentukan berdasarkan gaya seismik lateralnya, F_x , dengan persamaan yang digunakan untuk semua tingkat.

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.30)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.31)$$

Keterangan:

F_x = Gaya seismik lateral (kN)

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

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

w_i, W_x = Berat seismik efektif total struktur yang dikenakan pada tingkat i atau x

h_i, h_x = Tinggi dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur

9. Nilai Eksponen K

Nilai eksponen dapat ditentukan berdasarkan poin berikut:

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

2.6.5 Kombinasi Pembebanan

Untuk mengetahui kekuatan struktur rencana maka diperlukan pembebanan pada beberapa kondisi yang dapat menggunakan persamaan berdasarkan pada Tabel 2.14 berikut:

Tabel 2.14 Kuat Perlu Beban Kombinasi (SNI 2847:2019)

Nama Kombinasi	Rumus Kombinasi
Kombinasi 1 untuk menahan beban mati, D	$1,4D$
Kombinasi 2 untuk menahan beban mati D, beban hidup L, dan beban atap L_r atau beban hujan R	$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
Kombinasi 3 jika beban hujan atau beban di atap yang utama	$1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) \pm (1,0L + 0,5W)$
Kombinasi 4 jika beban angin yang utama	$1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
Kombinasi 5 bila ketahanan struktur terhadap gempa E perlu diperhitungkan	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
Kombinasi 7 bila ketahanan struktur terhadap Angin, W perlu diperhitungkan	$0,9 D \pm 1,0 W$
Kombinasi 7 bila ketahanan struktur terhadap gempa, E perlu diperhitungkan	$0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan:

L : *Live*

D : *Dead*

R : *Rain*

L_r : *Living Roof*

W : *Wind*

2.7 Perencanaan Elemen Struktur Atas

Perencanaan struktur atas gedung mencakup seluruh elemen struktur yang berada di atas permukaan tanah, meliputi balok, kolom, pelat lantai, dan atap. Pada gedung ini, struktur atas dirancang menggunakan material baja, dengan beberapa elemen menerapkan sistem komposit baja–beton, seperti pada pelat lantai.

2.7.1 Plat

Secara umum, pelat pada bangunan dibedakan menjadi pelat lantai dan pelat atap, yang masing-masing memikul jenis dan besaran beban yang berbeda.

2.7.1.1 Preliminary Design Pelat

Pada perencanaan pelat lantai yang disesuaikan pada SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Nongedung, ada dua jenis pelat yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah.

$$\frac{l_p}{b_p} > 2 \text{ (satu arah)} \quad (2.30)$$

$$\frac{l_p}{b_p} \leq 2 \text{ (dua arah)} \quad (2.31)$$

Keterangan:

l_p , b_p = bentang bersih terpanjang dan bentang bersih terpendek.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 7.3.1.1 tebal minimum pelat satu arah (*one way slab*) dapat dilihat pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15 Ketebalan Minimum Pelat Satu Arah

Kondisi Tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Sedangkan, tebal minimum pelat dua arah (*two way slab*) diketahui mempunyai balok di semua sisinya sesuai dengan SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2 seperti pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah (Balok Disemua Sisinya)

α_{fm}	h minimum	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	Pasal 8.3.1.1 berlaku	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari	$\frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$
		125
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari	$\frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$
		90

Jika SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.1 berlaku maka tebal minimum pelat dua arah yang dapat dijadikan perencanaan yaitu sesuai pada Tabel 2.17.

Tabel 2.17 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah $\alpha_{fm} \leq 0,2$

f_y , MPa	Tanpa Drop Panel			Dengan Drop Panel		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

2.7.1.2 Penulangan Pelat

Perilaku pelat dalam hal ini menyerupai konsep balok. Analisis momen terfaktor (M_u) dan geser terfaktor (V_u) diambil dari analisis menggunakan pada

software. Berdasarkan SNI 2847:2019 luas minimum tulangan lentur (A_{smin}) pelat harus disediakan sesuai Tabel 2.17 dengan luas penampang total dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_g = b \cdot h \quad (2.32)$$

Keterangan:

A_g = Luas Penampang total

b = lebar pelat per satuan meter

h = tebal pelat (mm)

Tabel 2.18 Minimum Tulangan Lentur (A_{smin}) Pelat Satu Arah

Tipe Tulangan	F_y (MPa)	A_{smin}
Batang ulir	< 420	$0,002A_g$
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	$\frac{0,0018.420}{f_y} A_g$
		$0,0014A_g$

Untuk tulangan harus kurang dari 3h dan 450 mm. Spasi tulangan susut (rasio tulangan) dan suhu berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.3., tidak boleh melebihi nilai terkecil antara 5h dan 450 mm.

2.7.1.3 Kontrol Lendutan Pelat

1. Seketika

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2, batasan lendutan seketika pelat lantai akibat beban hidup (LL) adalah $L/360$. Lendutan seketika terjadi ketika mengalami beban yang pada saat itu juga terjadi lendutan. Momen inersia efektif (I_e) berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 24.2.3.5, dapat dihitung melalui persamaan berikut:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} < 1 \quad (2.33)$$

$$f_{cr} = 0,62\sqrt{f'_c} \quad (2.34)$$

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y} \quad (2.35)$$

Keterangan:

M_{cr} = momen pada saat timbul retak yang pertama (sesuai SNI 2847:2019 Pasal 24.2.3.5)

M_a = momen maksimum pada komponen struktur saat lendutan dihitung

f_{cr} = tegangan retak beton (sesuai SNI 2847:2019 Pasal 24.5.2.1)

y = jarak dari garis netral penampang utuh (tebal pelat (t_p) / 2)

I_g = $1/12.b.t_p^3$ (momen inersia penampang utuh)

I_{cr} = $0,25I_g$ (momen inersia penampang retak sesuai dengan SNI 2847-2019; Pasal 6.6.3.1.1)

Jika $M_{cr}/M_a > 1$ maka pelat tidak retak, sehingga digunakan $M_{cr} = M_u$ dan $I_{cr} = I_g$. Dan, jika $M_{cr}/M_a \leq 1$ maka pelat retak, sehingga nilai I_e harus dihitung. Persamaan yang dapat digunakan untuk menghitung lendutan seketika adalah sebagai berikut (Dipohusodo, 1993):

$$\delta_i = \frac{5L^2}{48E_c I_g} [M_m - 0,1(M_a + M_b)], \text{ untuk pelat menerus}$$

$$\delta_i = \frac{5L^2}{48E_c I_g} [M_m + 0,2M_{tump}], \text{ jika momen tumpuan kanan dan kiri sama}$$

Keterangan:

δ_i = lendutan seketika di tengah bentang

L = panjang pelat

E_c = modulus elastisitas beton

I_g = momen inersia rata-rata $((I_{elap.} + I_{etump.})/2)$

M_a M_b = momen momen lentur negatif di tumpuan

M_m = momen di lapangan (tengah bentang)

2. Jangka Panjang

Penyebab lendutan dengan jangka waktu yang panjang yaitu karena susutnya beton, perhitungannya berdasarkan perkalian faktor (λ_{Δ}) yang ditentukan dari SNI 2847:2019 Pasal 24.2.4.1.1 dengan persamaan sebagai berikut:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho} \quad (2.36)$$

Keterangan:

Ξ = Faktor ketergantungan waktu untuk beban tetap (sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 24.2.4.1.3)

ρ = A_s/bd (rasio tulangan)

Sehingga, persamaan yang dapat digunakan untuk menghitung nilai lendutan jangka panjang adalah:

$$\lambda_{LT} = (\delta_{i_{DL+SDL}})\lambda_{\Delta} + \delta_{i_{LL}} \quad (2.37)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2, batasan lendutan jangka panjang pelat lantai akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup adalah $L/240$.

2.7.2 Balok

Balok merupakan elemen struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari pelat lantai ke kolom. Balok umumnya menerima beban lentur, geser, dan torsi, sehingga diperlukan tulangan baja untuk menahan gaya-gaya tersebut, terutama pada bagian yang mengalami tarik.

2.7.2.1 Preliminary design Balok

Penentuan lebar dan tinggi balok sudah ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 dengan lebar minimum balok (b_w) sekurangnya harus nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm. Sedangkan untuk tinggi minimum balok dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.19 Tinggi Minimum Balok

Kondisi Perletakan	Tebal Minimum (h)
Perlekatan Sederhana	$l/16$
Menerus Satu Sisi	$l/18,5$
Menerus Dua Sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$

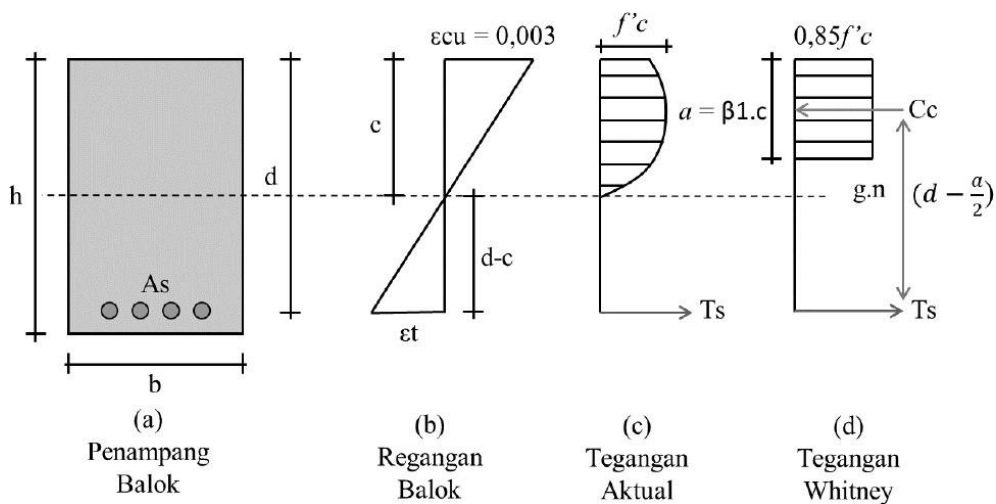
Catatan:

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 dimodifikasi sebagai berikut:

- Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis, 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.
- Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

2.7.2.2 Momen Lentur Balok

2.7.2.2.1 Tulangan Tunggal



Gambar 2.8 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Tunggal

(Sumber: Imran dan Zulkifli, 2014)

Berdasarkan gambar, nilai regangan tulangan tarik dan regangan leleh tulangan tarik dapat dihitung dengan persamaan:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \varepsilon_{cu} \quad (2.38)$$

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} \quad (2.39)$$

Parameter ε_t bisa juga diganti dengan c/d , untuk nilai parameter c dan d dengan persamaan:

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t} \quad (2.40)$$

Dimana nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (d) dapat dihitung dengan persamaan:

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{\text{diameter tulangan}}{2} \quad (2.41)$$

Untuk nilai selimut beton didapat dari SNI 2847:2019 tabel 20.6.1.3.1, yaitu:

Tabel 2.20 Selimut Beton

Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Ketebalan Selimut (mm)
Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	Semua	Semua	75
Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Semua	Batang D19 hingga D57	50
		Batang D16, Kawat Ø13 atau D13 dan yang lebih keci	40
Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Pelat, pelat berusuk dan dinding	Batang D43 dan D57	40
		Batang D36 dan yang lebih kecil	20

Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Ketebalan Selimut (mm)
	Balok, kolom, pedestal dan batang tarik	Tulangan utama, sengkang, sengkang ikat, spiral dan sengkang pengekang	40

Untuk nilai garis netral (a) dapat dihitung menggunakan persamaan:

Untuk keadaan tunggal,

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \quad (2.42)$$

Untuk keadaan umum,

$$a = \beta_1 c \quad (2.43)$$

Keterangan:

a = garis netral (mm)

F_y = kekuatan tarik baja (MPa)

E_s = kekuatan tarik baja (MPa)

f'_c = kekuatan tekan beton (MPa)

b = lebar penampang (mm)

ϵ_{cu} = regangan maksimum serat tekan penampang beton (0,003)

ϵ_t = regangan tulangan tarik

ϵ_y = regangan leleh tulangan tarik

Nilai faktor reduksi tersebut diatur dalam SNI 2847:2019 yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.21 Faktor Reduksi Kekuatan

Gaya atau elemen struktur		ϕ	Pengecualian
1	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90	Di dekat ujung komponen pratarik (pretension) dimana strand belum sepenuhnya bekerja, ϕ harus sesuai dengan 21.2.3

Gaya atau elemen struktur		ϕ	Pengecualian
2	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat pada 21.2.4
3	Torsi	0,75	-
4	Tumpu (<i>Bearing</i>)	0,65	-
5	Zona angkur pascatarik (<i>post-tension</i>)	0,85	-
6	Bracket dan korbel	0,75	-
7	Strut, ties, zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan strut and-tie di Pasal 23	0,75	-
8	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90	-

Untuk nilai faktor reduksi kekuatan untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial sebagai berikut:

Tabel 2.22 Faktor Reduksi Kekuatan Untuk Momen dan Gaya Aksial

Tegangan tarik netto (ϵ_t)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0,005$	Transisi	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	d)
$\epsilon_t \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

Untuk faktor distribusi tegangan beton (β_1) diatur pada SNI 2847:2019 yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.23 Faktor Distribusi Tegangan Beton

$f'c$	β_1
$17 \leq f'c \leq 28$	0,85
$28 < f'c < 55$	$0,85 - 0,05 \times \left(\frac{f'c - 28}{7}\right)$
$f'c \geq 55$	0,65

Gaya tekan dari beton (C_c)

$$C_c = 0,85 \times f'c \times a \times b \quad (2.44)$$

Gaya tarik dari tulangan (T_s)

$$T_s = A_s f_y \quad (2.45)$$

Momen Nominal (M_n)

$$\phi M_n = \phi C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi T_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.46)$$

Rasio tulangan untuk keadaan balance (ρ_b):

$$\rho_b = \left(\frac{0,85\beta_1 f'c}{F_y}\right) \left(\frac{600}{600 + F_y}\right) \quad (2.47)$$

Rasio tulangan untuk keadaan yang diperlukan (ρ):

$$\rho = \left(\frac{0,85\beta_1 f'c}{F_y}\right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2R_n}{0,85f'c}\right)}\right) \quad (2.48)$$

Rasio tulangan untuk keadaan maksimum (ρ_{maks}):

$$\rho_{maks} = 0,75\rho_b \quad (2.49)$$

Rasio tulangan untuk keadaan minimum (ρ_{min}):

$$\rho_{min} \frac{1,4}{F_y} \text{ atau } \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \quad (2.50)$$

Rasio tulangan untuk keadaan perbesaran ($\rho_{\text{perbesaran}}$):

$$\rho_{\text{perbesaran}} = 1,3 \times \rho \quad (2.51)$$

Faktor tahanan momen (R_n):

$$R_{n\max} = 0,75 \times \rho_b \times F_y \left(1 - \left(\frac{0,375 \rho_b F_y}{0,85 f_c'} \right) \right) \quad (2.52)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} \quad (2.53)$$

Untuk Luas tulangan dapat dihitung dengan persamaan:

Untuk keadaan yang diperlukan:

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \times b \times d \quad (2.54)$$

Untuk satu tulangan:

$$A_{s \text{ tulang}} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (2.55)$$

Nilai dari banyaknya (n) tulangan terpasang pada penampang:

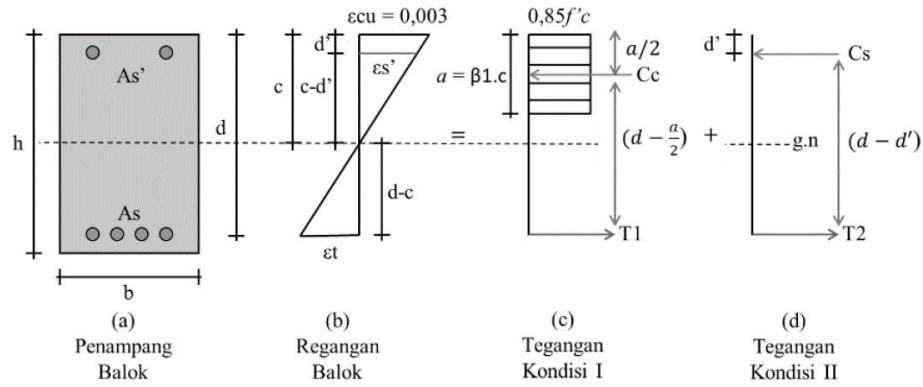
$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ 1 tulang}}} \quad (2.56)$$

Luas tulangan yang digunakan:

$$A_s = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (2.57)$$

2.7.2.2.2 Tulangan Rangkap

Dalam analisis balok bertulangan rangkap dibagi menjadi balok yang terdiri atas tulangan tekan dan tulangan tarik dengan jumlah secukupnya sehingga $T_1 = C_s$, dan juga balok yang terdiri atas daerah tekan beton dan sisa tulangan tarik.



Gambar 2.9 Distribusi Regangan dan Tegangan Balok Tulangan Rangkap

Pada gambar di atas dapat dibuktikan bahwa:

$$\varepsilon_s' = \left(\frac{c - d'}{c} \right) 0,003 \quad (2.58)$$

$$f_s' = E_s \times \varepsilon_s' = 600 \times \left(\frac{c - d'}{c} \right) \quad (2.59)$$

Jika $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$, maka $f_s' = f_y$. Substitusi $c = a/\beta_1$ pada persamaan di atas, sehingga:

$$\varepsilon_s' = \left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a} \right) 0,003 \quad (2.60)$$

Dengan mengambil $\varepsilon_s' = \varepsilon_y$ dan $\varepsilon_y = f_y/E_s = f_y/200000$, maka nilai (d'/a) batas dimana tulangan tekan akan leleh yaitu:

$$\left(\frac{d'}{a} \right)_{\text{lim}} = \frac{1}{\beta_1} \left(1 - \frac{f_y}{600} \right) \quad (2.61)$$

Jika nilai $\left(\frac{d'}{a} \right) > \left(\frac{d'}{a} \right)_{\text{lim}}$, maka tulangan tekan tidak leleh

Jika nilai $\left(\frac{d'}{a} \right) \leq \left(\frac{d'}{a} \right)_{\text{lim}}$, maka tulangan tekan leleh

Jika tulangan tekan leleh, perhitungan analisis kapasitas momen penampang akan lebih mudah dengan jika tulangan tekan tidak leleh.

Untuk Kondisi Tulangan Tekan Leleh,

1. Untuk balok I:

Luas tulangan tarik yang dibutuhkan pada balok I dihitung berdasarkan kondisi keseimbangan $C_s = T_1$, sehingga:

$$A'_s f_y = A_{s1} f_y, \text{ atau } A_{s1} = A'_s \quad (2.62)$$

Kapasitas momen balok I dapat dihitung sebagai berikut:

$$M_{n1} = A'_s f_y (d - d') \quad (2.63)$$

2. Untuk balok II:

Luas tulangan sisa:

$$A_{s2} = (A_s - A_{s1}) f_y = (A_s - A'_s) f_y \quad (2.64)$$

Jika tulangan tarik leleh maka:

$$T_2 = (A_s - A_{s1}) f_y = (A_s - A'_s) \quad (2.65)$$

Gaya tekan dari beton:

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b \quad (2.66)$$

Berdasarkan keseimbangan gaya gaya $C_c = T_2$, maka:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \quad (2.67)$$

Kapasitas momen nominal untuk balok II yaitu:

$$M_{n2} = T_2 \left(d - \frac{a}{2} \right) = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.68)$$

Sehingga momen nominal total penampang

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (2.69)$$

$$M_{n2} = A'_s (d - d') + (A_s - A'_s) f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.70)$$

Untuk kondisi tulangan tekan tidak leleh. Jika tulangan tarik diasumsikan leleh, gaya dalam pada balok yaitu:

$$T_s = A_s f_y \quad (2.71)$$

$$C_c = 0,85 f'_c ab \quad (2.72)$$

$$C_s = (E_s \times \epsilon_s') A'_s \quad (2.73)$$

dimana:

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{\beta_1 d'}{a} \right) 0,003 = A_s f_s \quad (2.74)$$

Persamaan keseimbangan gaya aksial pada penampang:

$$C_c + C_s = T \quad (2.75)$$

atau

$$0,85 f_c' a b + E_s A_s' \left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a} \right) 0,003 = A_s f_y \quad (2.76)$$

Persamaan ini menghasilkan persamaan kuadratik dalam a yaitu:

$$(0,85 f_c' b) a^2 + (0,003 E_s A_s' - A_s f_y) a - (0,003 E_s A_s' \beta_1 d') = 0 \quad (2.77)$$

Dari persamaan tersebut nilai variable a dapat ditentukan, sehingga kapasitas momen penampang dapat dihitung, yaitu:

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = C_s (d - d') \quad (2.78)$$

Rasio tulangan tarik maksimum untuk balok dengan tulangan tekan diatur pada SNI 2847:2019 sebagai berikut:

1. Untuk $f_s' = f_y$

$$\rho_{maks} = 0,75 (\rho - \rho')_b \quad (2.79)$$

Dimana:

$$(\rho - \rho')_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.80)$$

2. Untuk $f_s' < f_y$

$$\rho_{maks} = 0,75 \left(\rho - \frac{\rho' f_s'}{f_y} \right) \quad (2.81)$$

$$\left(\rho - \frac{\rho' f_s'}{f_y} \right) = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.82)$$

2.7.2.3 Kekuatan Geser Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019, persamaan dasar untuk mendesain balok beton bertulang terhadap geser yaitu:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.83)$$

Keterangan:

V_n = kuat geser nominal

V_u = gaya geser terfaktor

Φ = faktor reduksi geser = 0,75

Perhitungan kuat geser nominal (V_n) merupakan pejumlahan kuat geser beton (V_c) dan geser tulangan (V_s), sehingga:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.84)$$

Nilai kuat geser beton dihitung sesuai SNI 2847:2019 pasal 22.5.5.1. kemudian diambil nilai terkecil. Adapun detail persamaannya yaitu:

$$V_c = \left(0,16\lambda\sqrt{f_c'} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (2.85)$$

$$V_c = (0,16\lambda\sqrt{f_c'} + 17\rho_w) b_w d \quad (2.86)$$

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{f_c'} b_w d \quad (2.87)$$

Kapasitas geser dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \quad (2.88)$$

Keterangan:

λ = faktor modifikasi ($\lambda=1$ untuk beton berat normal)

ρ_w = rasio tulangan tarik non-prategang

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

M_u = momen terfaktor pada penampang

Namun bila pada elemen struktur itu ada gaya aksial tekan atau tarik maka SNI 2847:2019 pasal 22.5.6.1 menyebutkan adanya koefisien pengali yang harus diikutkan sebesar:

$$f = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \quad (2.89)$$

Sehingga nilai kuat geser beton (V_c) menjadi:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \quad (2.90)$$

Keterangan:

N_u = beban aksial terfaktor yang terjadi bersamaan dengan V_u (bernilai positif untuk tekan dan negatif untuk tarik)

A_g = luas bruto penampang

Atau yang lebih detail berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.5.6.1 sebagai berikut:

$$V_c = \left[0,16\lambda\sqrt{f_c'} + 17\rho_w \frac{V_u}{M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8}} \right] b_w d \quad (2.91)$$

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{f_c'} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29N_u}{A_g}} \quad (2.92)$$

Dimana,

$$M_u = N_u \frac{(4h - d)}{8} > 0 \quad (2.93)$$

Karena keruntuhan geser pada balok tanpa tulangan geser biasanya bersifat tiba tiba dan getas, maka SNI mensyaratkan adanya tulangan geser minimum pada balok yang dikenai gaya geser V_u/ϕ yang besarnya melebihi $(0,5V_c)$, kecuali pada:

1. Elemen plat/ fondasi telapak.
2. Balok dengan ketinggian tidak lebih dari 250 mm, atau 2,5 x tebal sayap, atau 0,5 x tebal badan.

Pengecualian ini berlaku pada jenis-jenis elemen struktur yang memungkinkan terjadinya redistribusi gaya di sepanjang lebar elemen. Pada elemen elemen struktur tersebut, tulangan geser baru diperlukan jika $V_u/\phi \geq V_c$

Tulangan geser (V_s) apabila digunakan tulangan geser dengan posisi tegak lurus ($\alpha=90^\circ$), digunakan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{8} \quad (2.94)$$

Jika Senggang membentuk sudut α terhadap horizontal, maka persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_y d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (2.95)$$

Keterangan:

A_v = luas tulangan geser

s = jarak tulangan geser

Rasio luas tulangan geser (A_v) dengan jarak tulangan geser (s) dapat dihitung dengan persamaan:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{f_y d} \quad (2.96)$$

$$A_v = n \frac{1}{4} \pi D^2 \quad (2.97)$$

Dalam merencanakan tulangan geser, pada dasarnya dibagi atas beberapa kondisi yaitu:

1. Kondisi 1, $V_u \leq 0,5 \phi V_c$

Tidak perlu tulangan sengkang

2. Kondisi 2, $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi \left(V_c + \left(\frac{1}{3} \text{ atau } \frac{75\sqrt{f_c'}}{1200} \right) b_w d \right)$

Tulangan Sengkang minimum, yaitu:

$$s \leq \frac{3A_v f_y}{b_w} \text{ atau } s \leq \frac{1200}{75} \frac{A_v f_y}{\sqrt{f_c'} b_w}$$

$$s \leq 0,5d$$

$$s \leq 600 \text{ mm}$$

$$3. \text{ Kondisi 3, } \phi \left(V_c + \left(\frac{1}{3} \text{ atau } \frac{75\sqrt{f_c'}}{1200} \right) b_w d \right) \leq V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \right)$$

Jarak tulangan Sengkang, yaitu:

$$s \leq \frac{A_v f_y d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)} \text{ atau } s \leq \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)}$$

$$s \leq 0,5d$$

$$s \leq 600 \text{ mm}$$

$$4. \text{ Kondisi 4, } \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \right) \leq V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \right)$$

$$s \leq \frac{A_v f_y d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)} \text{ atau } s \leq \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)}$$

$$s \leq 0,25d \text{ atau } s \leq 300 \text{ mm}$$

$$5. \text{ Kondisi 5, } V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \right)$$

Luas penampang terlalu kecil, maka dimensi penampang harus diperbesar.

2.7.2.4 Momen Torsi Balok

Berdasarkan pendekatan pada SNI 2847:2019, retak akibat torsi terjadi jika momen torsi mencapai T_{cr} , yaitu:

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (2.98)$$

Beban torsi harus diperhitungkan dalam desain jika T_u melebihi $0,25T_{cr}$, yaitu:

$$V_u \geq \frac{1}{12} \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (2.99)$$

Jika kondisi batas tersebut terlewati, maka diperlukan tulangan torsi pada penampang. Dalam kondisi ini, dimensi penampang elemen haruslah memenuhi:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 \phi} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f_c'} \right) \quad (2.100)$$

Tulangan yang dibutuhkan untuk torsi ditentukan berdasarkan:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (2.101)$$

Kebutuhan tulangan sengkang untuk torsi dihitung sebagai berikut:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_0 f_{yt} \cot \theta} \quad (2.102)$$

Keterangan:

A_t = luas tulangan torsi (sengkang), dihitung sebagai luas satu kaki tulangan sengkang

s = spasi antara tulangan sengkang

A_0 = luas bruto yang dilingkup oleh lintasan alir geser, $A_0 = 0,85 A_{oh}$

f_{yt} = kuat leleh tulangan sengkang

θ = sudut retak torsi, $\theta = 45^\circ$ untuk elemen non prategang

Untuk kombinasi geser dan torsi, tulangan Sengkang yang dibutuhkan yaitu:

$$\text{total} \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (2.103)$$

Luasan minimum yang harus diambil harus lebih besar dari persamaan:

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} \geq 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.104)$$

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} \geq 0,35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.105)$$

Lalu dibutuhkan juga tulangan longitudinal tambahan yang dibutuhkan untuk menahan torsi, yaitu:

$$A_1 = \left(\frac{A_t}{s} \right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_{y1}} \right) \cot^2 \theta \quad (2.106)$$

Luasan minimum tulangan harus lebih besar dari persamaan:

$$A_{1\min} = 0,24 \sqrt{f_c'} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_{y1}} \right) \quad (2.107)$$

$$A_{1min} = 0,24\sqrt{f_c'} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0,175b_w}{f_{yt}} \right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_{y1}} \right)$$

Selanjutnya mengenai Batasan spasi tulangan torsi, diatur dalam SNI 2847:2019, yaitu:

$$s \leq \frac{P_h}{8} \leq 300\text{mm} \quad (2.108)$$

$$s \leq (b_t + d)$$

Dalam analisis torsi terdapat batasan mutu material, yaitu mutu beton bertulang $f_c' \leq 8,3$ MPa. Kemudian mutu tulangan harus memenuhi syarat, f_{yt} atau $f_{y1} \leq 420$ MPa.

2.7.3 Kolom

2.7.3.1 Preliminary Design Kolom

Kolom dirancang untuk memikul gaya aksial terfaktor pada seluruh lantai dan atap. Besarnya gaya aksial ditentukan melalui metode perlimpahan beban dari pelat dan balok, sedangkan luas penampang kolom dihitung menggunakan persamaan:

$$\sigma = \frac{P}{A_g} \quad (2.109)$$

$$A_g = \frac{P_u}{0,3f_c'} \quad (2.110)$$

Dimensi kolom dibatasi sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1, yaitu ukuran penampang minimum 300 mm, dengan rasio dimensi terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak kurang dari 0,4..

2.7.3.2 Kekuatan Tekan pada Kolom

1. Kekuatan Kolom Pendek yang Dibebani Secara Sentris

Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara sentris terdiri atas komponen parameter beton dan sambungan baja, dapat dilihat pada persamaan:

$$P_{oc} = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) \quad (2.111)$$

$$P_{os} = f_y A_{st} \quad (2.112)$$

Sehingga:

$$P_o = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) \quad (2.113)$$

Untuk menghindari perlunya perhitungan eksentrisitas minimum, SNI 2847:2019 mensyaratkan adanya reduksi kekuatan sedemikian rupa sehingga:

Untuk kolom dengan tulangan spiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0,85\phi(0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (2.114)$$

Untuk kolom dengan tulangan sengkang pengikat:

$$\phi P_{n(max)} = 0,80\phi(0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (2.115)$$

Nilai kuat tekan beton diatas harus dikalikan kembali dengan faktor reduksi untuk elemen struktur tekan, yaitu:

$\phi = 0,75$ untuk kolom dengan tulangan spiral,

$\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan sengkang pengikat.

2. Kekuatan Kolom Pendek yang Dibebani Secara Eksentris

Ketika kolom menerima beban tekan eksentris, kolom akan mengalami kombinasi gaya aksial dan momen. Analisis kolom terhadap beban ini dapat menggunakan prinsip blok tegangan persegi ekuivalen sebagaimana pada balok, dengan momen dihitung sebagai hasil perkalian beban aksial dan eksentrisitasnya.

Berdasarkan gambar, diturunkan persamaan-persamaan sebagai berikut:

Untuk kondisi tekan:

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c} \quad (2.116)$$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y \quad (2.117)$$

Untuk kondisi tarik:

$$\varepsilon_s = 0,003 \frac{c - d'}{c} \quad (2.118)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s' \leq f_y \quad (2.119)$$

Untuk Gaya dalam:

$$C_c = 0,85 f_c' b a \quad (2.120)$$

$$C_s = A_s' f_s' \quad (2.121)$$

$$T_s = A_s f_s \quad (2.122)$$

Persamaan keseimbangan mensyaratkan:

Untuk gaya tahanan aksial:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (2.123)$$

$$P_n = 0,85 f_c' b a + A_s' f_s' - A_s f_s \quad (2.124)$$

Untuk momen tahanan nominal:

$$M_n = P_n e \quad (2.125)$$

$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{d}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y}) \quad (2.126)$$

$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{d}{2} \right) + A_s' f_s' (\bar{y} - d') + A_s f_s (d - \bar{y}) \quad (2.127)$$

Berdasarkan regangan baja tulangan tarik, mekanisme keruntuhan penampang kolom dibedakan menjadi keruntuhan tarik, keruntuhan seimbang (*balanced*), dan keruntuhan tekan. Apabila P_n menyatakan beban aksial nominal kolom dan P_{nb} adalah beban aksial nominal pada kondisi seimbang, maka klasifikasi keruntuhan ditentukan dari perbandingan kedua nilai tersebut:

$P_n < P_{nb}$: keruntuhan tarik

$P_n = P_{nb}$: keruntuhan *balance*

$P_n > P_{nb}$: keruntuhan tekan

Untuk keruntuhan tarik pada penampang kolom persegi, terjadi ketika kondisi $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$, keruntuhan tarik akan terjadi pada tulangan baja sehingga $f_s = f_y$. Sedangkan tegangan baja tekan tidak harus selalu sama dengan f_y . Jika tulangan tekan leleh, maka $f_s' = f_y$.

Untuk kondisi keruntuhan seperti ini dan $A_s = A_s'$, maka:

$$P_n = 0,85f'_c b a \quad (2.128)$$

$$M_n = P_n e = 0,85f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \quad (2.129)$$

Dimana $h/2 = \bar{y}$, yang merupakan pusat geometri penampang, persamaan persamaan di atas dapat digabung menjadi:

$$P_n = 0,85f'_c b \left[\left(\frac{h - 2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (2.130)$$

Untuk kolom dengan keruntuhan tekan, dapat digunakan persamaan dari Whitney, yaitu:

$$P_n = \frac{A_s f_y}{\left(\frac{e}{d - d'} \right) + 0,5} + \frac{b h f'_c}{\left(\frac{3he}{d^2} \right) + 1,18} \quad (2.131)$$

2.7.3.3 Kekuatan Geser pada Kolom

Nilai kekuatan geser penampang kolom terhadap geser berlaku persamaan sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda f'_c b_w d \quad (2.132)$$

$$V_c = 0,29 \lambda \sqrt{f'_c b_w d} \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \quad (2.133)$$

$$V_c = \left[0,16 \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8}} \right] b_w d \quad (2.134)$$

Dimana:

$$V_c = M_u - N - u \frac{4h - d}{8} \geq 0 \quad (2.135)$$

2.8 Analisis Struktur

2.8.1 Kontrol Periode Fundamental Struktur

Getaran alami bangunan terjadi akibat interaksi massa dan kekakuan struktur tanpa pengaruh gaya luar. Periode getar berbanding terbalik dengan gaya gempa, di mana periode yang lebih besar menghasilkan gaya gempa yang lebih kecil. Selain itu, periode getar digunakan untuk mengevaluasi kewajaran pemodelan struktur. Oleh karena itu, periode struktur perlu diperiksa sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2.

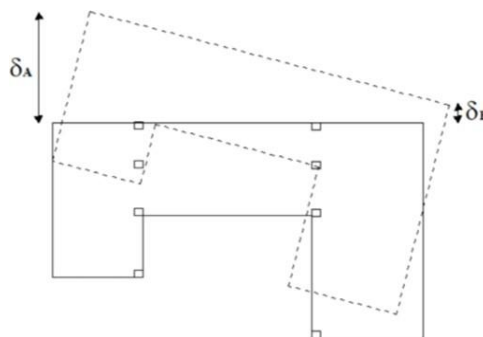
2.8.2 Ketidakberaturan Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.2, struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan. Terdapat ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.

2.8.2.1 Ketidakberaturan Horizontal

1. Ketidakberaturan Torsi

Terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 1a (ketidakberaturan torsi) dan ketidakberaturan horizontal tipe 1b (ketidakberaturan torsi berlebih).



Gambar 2.10 Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan ini terjadi apabila jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung

struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Sedangkan untuk ketidakberaturan torsi berlebihan terjadi jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

Nilai *displacement* (δ) diperoleh dari *output* analisis *software* ETABS menggunakan beban gempa statik ekuivalen, dengan eksentrisitas sebesar 5%, hal ini mempertimbangkan adanya torsi tak terduga.

Apabila terdapat ketidakberaturan, maka analisis struktur harus memenuhi konsekuensi yang terdapat pada tabel.

Tabel 2.24 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a

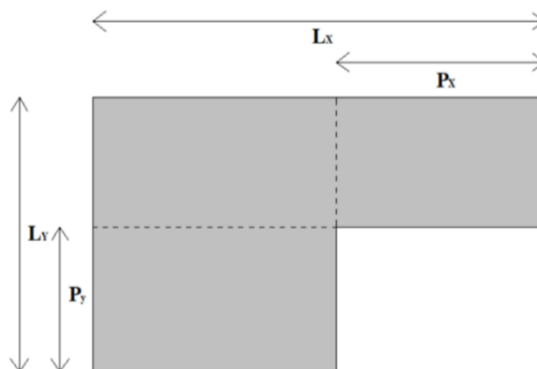
No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Struktur masih dapat dianalisis dengan metode statik ekuivalen	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019	Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
3	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta
4	Properties penampang retak harus disertakan	Properties penampang retak harus disertakan
5	Wajib menyertakan torsi tak terduga sebesar 5%	Pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
6	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019
7		Simpangan antar lantai harus memenuhi Δ/ρ

Tabel 2.25 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1b

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Khusus KDS B, C atau D, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Khusus KDS B, C, atau D, faktor reduksi (ρ) harus 1,3
3	Khusus KDS B, C, atau D, wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
4	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
5	Khusus pada KDS C atau D, torsi tak terduga (5%) harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019
6	Khusus KDS D, gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
7	Khusus KDS E atau F, tidak diizinkan harus redesign struktur

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan sudut dalam jika pada kedua dimensi proyeksi denah struktur dari sudut dalam $>15\%$ dimensi denah struktur pada arah yang ditinjau.



Gambar 2.11 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2 dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.26 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

No	KDS B atau C	KDS D,E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen.
		Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

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



Gambar 2.12 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

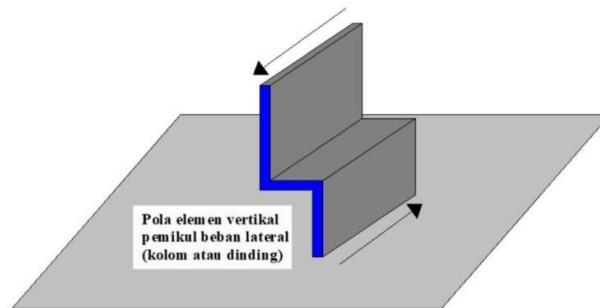
Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.27 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

No	KDS B atau C	KDS D,E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2		Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019

4. Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan pergeseran tegak lurus terhadap bidang jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.



Gambar 2.13 Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

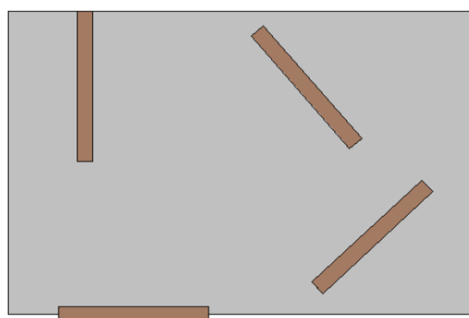
Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4 dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.28 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Gaya pada elemen pendukung kolom/dinding yang bergeser harus diperbesar dengan nilai Ω_0
2	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
3	Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
4	Khusus KDS D, E, atau F, gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
5	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan sistem nonparalel jika terdapat sistem portal atau dinding geser tidak orthogonal (siku).



Gambar 2.14 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

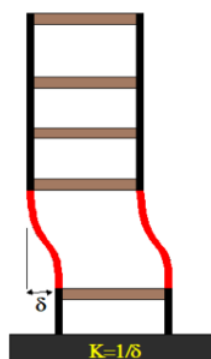
Tabel 2.29 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
2	Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
3	Khusus KDS C, D, E, atau F, kombinasi beban gempa 100% arah utama serentak dengan 30% arah orthogonal. Jika menggunakan analisis riwayaat waktu, maka gerakan tanah diterapkan dalam 2 arah orthogonal secara bersamaan
4	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

2.8.2.2 Ketidakberaturan Vertikal

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan tingkat lunak dibagi menjadi ketidakberaturan tingkat lunak (1a) dan ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan (1b). Ketidakberaturan tipe 1a apabila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya $< 70\%$ kekakuan tingkat di atasnya atau $< 80\%$ kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakberaturan 1b terjadi jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya $< 60\%$ kekakuan lateral tingkat di atasnya atau $< 70\%$ kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.



Gambar 2.15 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

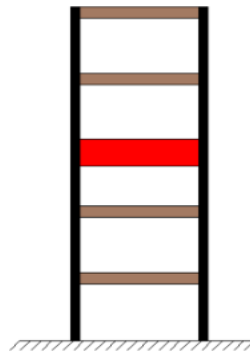
Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.30 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b

No	Tipe 1a	Tipe 1b
1	Khusus KDS B atau C tidak berpengaruh	Khusus KDS D, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen	Khusus KDS E atau F, tidak diizinkan harus <i>redesign</i> struktur

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan berat (massa) ada jika massa efektif di sembarang tingkat >150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.



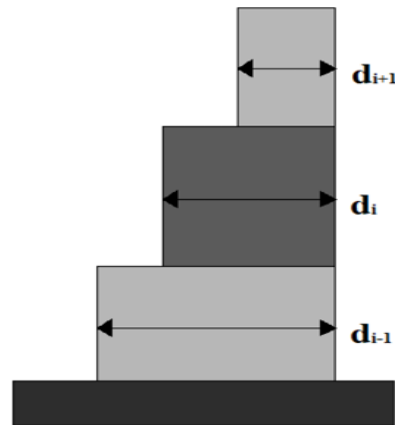
Gambar 2.16 Ketidakberaturan Berat (Massa)

Tabel 2.31 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.



Gambar 2.17 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

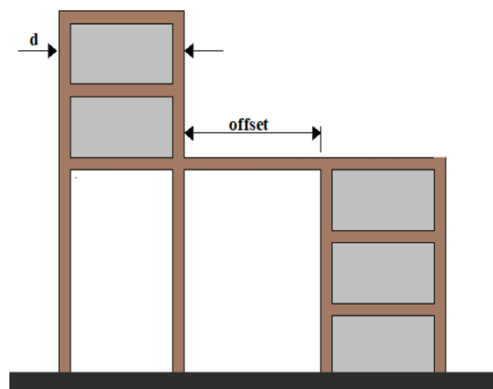
Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal untuk Tipe 3 dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.32 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

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

Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.



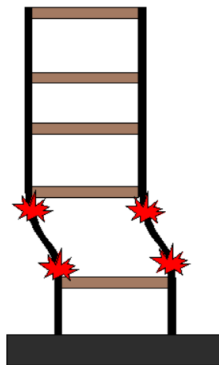
Gambar 2.18 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Tabel 2.33 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Gaya gaya pada elemen diaphragma dan kolektor diperbesar 25%
3	Gaya pada elemen pendukung kolom/dinding yang bergeser harus diperbesar dengan nilai Ω_0

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan ini adalah ketidakberaturan tipe 5a dan 5b. Ketidakberaturan tipe 5a ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau. Sedangkan ketidakberaturan tipe 5b ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.



Gambar 2.19 Ketidakberaturan Tingkat Lemah

2.8.3 Kontrol Perilaku Struktur

1. Partisipasi Massa

Partisipasi massa didapatkan berdasarkan distribusi massa dan mode getar pada struktur yang dihasilkan dari analisis modal. Massa yang terlibat pada mode getar ini disebut partisipasi massa efektif. Semakin besar partisipasi massa

efektif, maka semakin signifikan pengaruh mode getar tersebut terhadap respons struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1, analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Apabila belumm mencapai 100%, maka jumlah modal perlu ditambah dan dilakukan pengecekan ulang. Kemudian dalam pasal 7.9.1.1 juga menyatakan sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukan jumlah ragam yang minimum mencapai massa ragam terkombinasi minimum 90% dari massa aktual.

2. Karakteristik Respon Dinamik Struktur

Respons dinamik struktur didefinisikan sebagai respons yang dihasilkan oleh struktur ketika mengalami beban dinamis. Beban dinamis ini dapat menyebabkan struktur bergetar atau mengalami deformasi (Xu et al., 2024). Analisis respons dinamik bertujuan untuk memastikan struktur dapat menahan beban dinamis tanpa mengalami kerusakan dengan pola gerak dinamik dominan translasi, translasi dan rotasi.

Berdasarkan SNI 1726:2019, karakteristik respon dinamik dari struktur untuk mode 1, mode 2, dan mode 3 masing masing harus mempunyai pola gerak dominan translasi, translasi dan rotasi. Hal tersebut didapatkan dari *output* analisis *software* ETABS pada bagian Modal Participating Mass Ratio (MPMR).

3. Penskalaan Gaya

Menurut SNI 1726:2019 beban dinamik tidak boleh kurang dari beban gempa statik, dan jika tidak terpenuhi maka beban dinamik gempa perlu dikalikan dengan faktor skala. Satuan faktor skala yaitu m/sec² Persamaan yang digunakan yaitu;

$$\text{Faktor Skala} = \frac{g}{R} I_e \quad (2.136)$$

$$\text{Faktor Koreksi} = \frac{V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}} \quad (2.137)$$

$$\text{Sehingga, Faktor Skala} = \frac{g}{R} I_e \left(\frac{V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}} \right) \quad (2.138)$$

Keterangan:

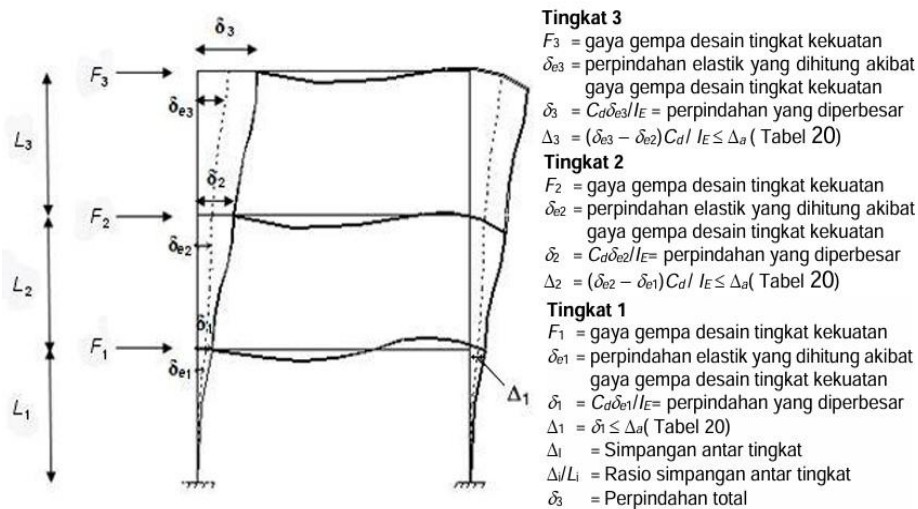
g = percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/s}^2$)

R = koefisien modifikasi respon

I_e = faktor keutamaan gempa

2.8.4 Kontrol Simpangan

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.6, penentuan simpangan anatar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau seperti Gambar 3.23. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.



Gambar 2.20 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Simpangan pusat massa di tingkat- x (δ_x) harus ditentukan sesuai dengan persamaan 3.5 dan tidak boleh melebihi simpangan izin (Δ_a).

$$\delta = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.139)$$

Keterangan:

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral

δ_x = simpangan di tingkat-x yang ditentukan dengan analisis elastik

I_e = faktor keutamaan gempa

Tabel 2.34 Simpangan Izin Antar Lantai

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai.	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,010hsx

Catatan : hsx = tinggi tingkat dibawah tingkat-x

2.8.5 Kontrol Pengaruh P-delta

Pada analisis orde kedua (*second order analysis*) , persamaan keseimbangan dirumuskan berdasarkan struktur yang telah berdeformasi. Karena analisa ini mengarah pada hubungan beban dan pergeseran yang tak linear, beban yang digunakan dalam analisis adalah beban yang menyebabkan kondisi keruntuhan. Sehingga lendutan dan efek dari analisis orde kedua tergantung pada asumsi kekakuan dari elemen elemen batang yang ditinjau pada kondisi keruntuhan dan dengan memperhatikan perilaku tak linear. Kondisi struktur seperti ini disebut dengan pengaruh P-Delta (*P- Δ effect*) (Suhana dan Pello 2015). Perhitungan P Delta *Effect* dilakukan untuk mempertimbangkan penambahan simpangan (Istiono dan Ramadhan 2020). Pengaruh P-Delta diatur dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.7