

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Indonesia merupakan negara rawan terjadinya gempa. Salah satu contoh gempa besar yang pernah terjadi di Indonesia yaitu gempa bumi yang terjadi di Kota Padang, Sumatera Barat. Gempa bumi ini mengakibatkan banyak memakan korban jiwa dan beberapa gedung rusak berat. Oleh karena itu bangunan harus direncanakan agar mampu menahan beban gempa yang akan terjadi. Tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa.

2.2 Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Dalam mendesain sebuah bangunan yang tahan gempa, kita tidak bisa merencanakan sebuah struktur gedung dengan ketahanan gempa yang sama dikarenakan disetiap daerah memiliki beban gempa yang berbeda-beda.

Konsep dasar bangunan tahan gempa secara umum adalah:

1. Pada saat gempa kecil atau *minor earthquake* yang sering terjadi maka struktur utama bangunan harus tidak mengalami kerusakan dan dapat berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi yang terjadi pada elemen non-struktural masih diperbolehkan.
2. Pada saat gempa menengah atau *moderate earthquake* yang relatif jarang terjadi maka struktur utama bangunan boleh mengalami kerusakan atau retak ringan tetapi kerusakan tersebut masih bisa diperbaiki. Elemen non-struktural dapat rusak tetapi masih bisa diganti dengan yang baru.
3. Pada saat gempa kuat atau *strong earthquake* yang sering terjadi maka bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total (*totally collapse*). Pada kondisi ini juga diharapkan apabila terjadi gempa besar tidak sekaligus memakan korban jiwa dan masih dapat melindungi penghuni atau pengguna bangunan secara maksimal.

Sifat dari struktur yang menjadi syarat utama perencanaan struktur tahan gempa adalah sebagai berikut:

1. Kekuatan (*Strength*)

Kekuatan dapat diartikan sebagai ketahanan dari struktur atau komponen struktur atau bahan yang digunakan terhadap beban yang dipikulnya. Perencanaan kekuatan suatu struktur tergantung pada maksud dan kegunaan struktur tersebut.

2. Daktilitas (*Ductility*)

Kemampuan struktur sebuah gedung untuk mengalami simpangan secara *post-elastic* yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya kelelahan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan.

3. Kekakuan (*Stiffness*)

Deformasi akibat gaya lateral perlu dihitung dan dikontrol. Perhitungan yang dilakukan berhubungan dengan sifat kekakuan. Deformasi pada struktur dipengaruhi oleh besar beban yang bekerja. Hubungan ini merupakan prinsip dasar dari mekanika struktur yaitu sifat geometris dan modulus elastisitas bahan. Kekakuan mempengaruhi besarnya simpangan pada saat terjadi gempa.

2.2.1 Faktor Keutamaan Bangunan

Berdasarkan SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewatinya besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah 2 persen dengan perioda ulang 2500 tahun. Dalam SNI 1726-2012 pasal 4.1.2 juga dijelaskan bahwa untuk berbagai resiko kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.1 pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.2.

Tabel 2. 1 Kategori Risiko Struktur 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: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

(sumber : SNI 1726-2012)

Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1729-2012)

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

(sumber : SNI 1726-2012)

2.2.2 Kelas Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih

dahulu. Profil tanah disitus harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.3 tentang klasifikasi situs berdasarkan keterangan untuk setiap klasifikasi situs.

Tabel 2. 3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{sk}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

(sumber : SNI 1726-2012)

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCE_R dipermukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v).

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_S \dots\dots\dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (2.2)$$

dengan:

S_S = parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek

S_1 = parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 pendek.

sedangkan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.4 dan Tabel 2.5.

Tabel 2. 4 Koefisien situs, F_a

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

(sumber : SNI 1726-2012)

Tabel 2. 5 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada 1 detik, S_1				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
<i>SA</i>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>SB</i>	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<i>SC</i>	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
<i>SD</i>	2,4	2	1,8	1,6	1,5
<i>SE</i>	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
<i>SF</i>	SS ^b				

(sumber : SNI 1726-2012)

2.2.3 Parameter Percepatan Spektral Desain

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

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.4)$$

2.2.4 Spektrum Respons Desain

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

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respons percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan ;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.5)$$

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

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.6)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respon spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = parameter respon spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = perioda getar fundamental struktur.

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

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

2.2.5 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal 6.5 SNI 1726-2012. Kategori desain seismik dapat ditetapkan berdasarkan tabel 2.6 dan tabel 2.7 yang mana menggunakan parameter S_{DS} dan S_{D1} .

Tabel 2. 6 Parameter Respon Percepatan pada Perioda Pendek

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

(sumber : SNI 1726-2012)

Tabel 2. 7 Parameter Respon Percepatan pada Perioda 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(sumber : SNI 1726-2012)

2.2.6 Pemilihan Sistem Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam tabel 2.8. Pembagian setiap tipe berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan pada tabel 2.8. Pada tabel tersebut digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen dan simpangan antar lantai tingkat desain.

Tabel 2. 8 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^8	Faktor kuat-lebih sistem, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D^d	E^d	F^e
B. Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	$3 \frac{1}{4}$	2	$3 \frac{1}{4}$	TB	TB	10	10	TI

(sumber : SNI 1726-2012)

2.2.7 Kombinasi Beban

Berdasarkan SNI 1727-2013, kombinasi *ultimate* dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau S atau R)

3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Keterangan:

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

2.3 Analisis Pembebanan Gempa

SNI 1726-2012 terdapat tiga jenis analisis gempa yang dapat digunakan pada struktur. Untuk dapat menggunakan suatu analisis gempa, terdapat batasan-batasan yang harus dipenuhi terlebih dahulu. Tabel dibawah menjelaskan mengenai kriteria pemilihan analisis gempa.

Tabel 2. 9 Kriteria Pemilihan Analisis Gempa

Kategori desain sesimik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respon ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B,C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari Konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I

Tabel 2. 10 Kriteria Pemilihan Analisis Gempa (lanjutan)

Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakaturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11	I	I	I
Semua struktur lainnya	TI	I	I

(sumber : SNI 1726-2012)

2.3.1 Analisis Beban Gempa Statik Ekuivalen

a. Geser dasar seismik

Berdasarkan SNI 1726-2012, gaya geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

dengan:

W = berat total gedung

C_s = koefisien respons seismik, yang ditentukan melalui perhitungan berikut.

$$C_{s \text{ hitung}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

Nilai $C_{s \text{ hitung}}$ tidak boleh melebihi persamaan berikut:

$$C_{s \text{ max}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

Nilai $C_{s \text{ hitung}}$ juga tidak boleh kurang dari:

$$C_{s \text{ min}} = 0,44 S_{DS} I \geq 0,01 \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

dengan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek

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

R = faktor modifikasi respons

I = faktor keutamaan gempa

T = periode struktur dasar [detik]

b. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \dots\dots\dots (2.11)$$

dengan:

h_n = ketinggian struktur dalam meter di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t = ditentukan dari Tabel 2.10

Tabel 2. 11 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

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

(sumber : SNI 1726-2012)

Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a\ max}$)

$$T_{a\ max} = C_u T_a \dots\dots\dots (2.12)$$

dengan:

C_u = ditentukan dari Tabel 2.11

Tabel 2. 12 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

(sumber : SNI 1726-2012)

c. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

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

$$F_x = C_{vx}V \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

dengan :

 C_{vx} = faktor distribusi vertikal V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur [kN] w_i = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x h_i = tinggi dari dasar sampai tingkat ke- i k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:Untuk struktur yang mempunyai perioda $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$ Untuk struktur yang mempunyai perioda $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$ Untuk struktur yang mempunyai perioda $0,5 \leq T \leq 2,5$ detik, k didapat dari hasil interpolasi.

d. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa disemua tingkat (V_x) [kN] harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

dengan:

F_i = bagian dari geser seismik (V) yang timbul di tingkat- i [kN]

e. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) [mm] harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.16)$$

dengan:

C_d = faktor amplifikasi defleksi

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

I_e = faktor keutamaan

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a) yang didapatkan menurut tabel berikut untuk setiap lantai.

Tabel 2. 13 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

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

(sumber : SNI 1726-2012)

dengan :

h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat x

2.4 Perencanaan Struktur Rangka Baja

Untuk mencapai kinerja struktur baja tahan gempa yang baik, terdapat beberapa persyaratan yang harus diperhatikan yaitu:

a. Spesifikasi Bahan

Spesifikasi bahan harus dapat menjamin beberapa hal yaitu:

1. Terjadinya deformasi leleh berupa regangan plastis bahan yang cukup besar tanpa mengalami fraktur
2. Adanya kuat lebih bahan yang signifikan melampaui kemampuan *strain-hardening* ($\frac{F_y}{F_u} < 0,85$)
3. Tidak terjadi kegagalan pada sambungan las
4. Mudah untuk dilas

b. Stabilitas Penampang Komponen dan Struktur

Stabilitas penampang, komponen, dan struktur harus dipenuhi untuk menjamin daktilitas dan disipasi energi. Dalam hal baja, stabilitas penampang dan komponen mencakup isu kelangsingan, kekompakan penampang, dan tekuk. Penampang yang boleh digunakan dalam struktur baja tahan gempa pun dibatasi oleh peraturan.

c. Daktilitas Struktur

Selain daktilitas material yang telah dijelaskan sebelumnya, daktilitas penampang komponen, dan struktur juga harus dijamin ketercapaiannya. Secara keseluruhan struktur, struktur dikatakan daktail apabila mampu mencapai kekuatan batasnya tanpa terjadi ketidakstabilan struktur seperti *soft-story*.

d. *Detailing*

Detailing yang baik diperlukan untuk memastikan struktur memiliki perilaku daktail ketika terkena gempa kuat. *Detailing* dapat berupa perkuatan pada daerah yang kritis, seperti sambungan yang rentan oleh fraktur, pengaku penampang untuk mencegah tekuk lokal, dan pengaku lateral untuk mencegah tekuk lateral torsi komponen. Tanpa *detailing* yang baik, perilaku struktur yang didesain daktail dan mampu menyerap energi gempa tidak dijamin.

2.4.1 Perencanaan Stabilitas

Salah satu parameter yang harus dipenuhi dalam perencanaan struktur baja yang baik adalah adanya stabilitas yang cukup. Stabilitas yang perlu diperhatikan adalah stabilitas penampang dan stabilitas elemen struktur. Dengan adanya stabilitas yang baik, diharapkan baja tidak mengalami tekuk sehingga bisa memberikan performa yang baik bagi keseluruhan struktur.

a. Stabilitas Penampang (untuk profil IWF)

1. Pengecekan badan (*web*) :

$$\frac{h}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (2.16)$$

2. Pengecekan sayap (*flange*) :

$$\frac{bf}{2tf} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (2.17)$$

b. *Seismically Compact*

AISC 341-10 menambahkan adanya tambahan persyaratan stabilitas sehingga bersifat lebih ketat dibandingkan struktur baja tidak tahan gempa. Penampang yang dirancang harus memenuhi persyaratan *seismically compact*. Kategori *seismically compact* terbagi menjadi dua yaitu *high ductility* dan *moderate ductility*. Tiap komponen struktur memiliki persyaratan daktilitas yang berbeda-beda

$$\lambda_{hd\ web} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (2.18)$$

$$\lambda_{hd\ flange} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (2.19)$$

$$\lambda_{hd\ web} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (2.20)$$

$$\lambda_{hd\ flange} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (2.21)$$

c. Stabilitas Elemen

Persyaratan stabilitas elemen yang harus dipenuhi adalah:

$$\frac{kL}{r} \leq 200 \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

Dalam AISC 360-10, metode analisis yang disarankan untuk digunakan adalah *Direct Analysis Method*. Metode ini merupakan suatu mode analisis yang telah memperhitungkan beberapa hal dalam pemakaian struktur baja yaitu:

1. Deformasi yang terjadi akibat lentur, geser dan aksial
2. *Second order effect*, yaitu efek P- Δ dan P- δ
3. Ketidaksempurnaan geometri struktur
4. Reduksi kekakuan akibat sifat inelastik struktur

Beberapa hal penting yang perlu diperhatikan dalam melakukan analisis ini adalah adanya reduksi pada kekakuan struktur hingga mencapai 80%. Besaran kekakuan struktur perlu direduksi karena isu stabilitas yang muncul akibat beban gempa yang mengenai struktur. Selain itu diperlukan adanya beban tambahan yaitu *notional load* untuk merepresentasikan ketidaksempurnaan geometri struktur.

AISC 360-10 mensyaratkan bahwa besaran *notional load* yang harus diterapkan adalah sebagai berikut:

$$N_i = 0,002\alpha Y_i \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

dengan :

N_i = *notional load* pada lantai i

α = 1 (untuk LRFD)

Y_i = beban gravitasi yang ada pada lantai i

Beberapa hal penting dalam penerapan *notional load* adalah :

1. *Notional load* akan diaplikasikan sebagai beban lateral pada setiap lantai. Beban ini akan ditambahkan pada beban lateral lainnya dan akan ditambahkan dalam setiap kombinasi pembebanan yang ada.
2. Untuk struktur dengan rasio maksimum *second-order drift* terhadap maksimum *first-order drift* pada setiap lantai sama dengan atau lebih kecil

dari 1,7 (untuk struktur dengan kekakuan yang telah direduksi), maka diizinkan untuk mengaplikasikan *notional load* hanya pada kombinasi gravitasi saja (tidak memiliki beban lateral).

2.4.2 Perencanaan Elemen Struktur Tarik

Dalam menentukan tahanan nominal dari suatu elemen tarik, harus diperiksa terhadap tiga macam kondisi keruntuhan yang menentukan, yaitu:

- a. Leleh dari luas penampang kotor, didaerah yang jauh dari sambungan
- b. Fraktur dari luas penampang efektif, pada daerah sambungan
- c. Geser blok, pada sambungan

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor sebesar T_u harus memenuhi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

Perhitungan nilai T_n berbeda-beda untuk masing-masing tipe keruntuhan. Berikut ini penjelasan mengenai ketiga tipe keruntuhan tersebut:

1. Kondisi leleh dari luas penampang kotor

Jika kondisi leleh yang menentukan keruntuhan, maka tahanan nominal T_n memenuhi persamaan:

$$T_n = A_g f_y \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

dengan:

A_g = luas penampang kotor [mm²]

f_y = kuat leleh material [MPa]

2. Kondisi fraktur dari luas penampang efektif

Jika kondisi fraktur yang menentukan keruntuhan, maka tahanan nominal T_n memenuhi persamaan:

$$T_n = A_e f_u \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

dengan:

A_e = luas penampang efektif = $U A_n$ [mm²]

- f_u = tegangan tarik putus [MPa]
 A_n = luas penampang neto [mm²]
 U = koefisien reduksi

2.4.3 Perencanaan Elemen Struktur Tekan

Dalam mendesain komponen struktur tekan, syarat kestabilan struktur harus sangat diperhatikan karena komponen-komponen tekan yang langsing memiliki resiko yang besar terhadap tekuk. Penampang baja yang terlalu langsing dapat menyebabkan masalah berupa bahaya tekuk. Jika penampang melintang suatu komponen struktur tekan cukup tipis, kemungkinan tekuk akan terjadi. Tekuk yang terjadi hanya pada sebagian atau bagian tertentu saja dari suatu elemen tekan (sayap saja atau badan saja) disebut tekuk lokal. Sementara tekuk yang terjadi pada keseluruhan suatu elemen tekan memiliki tiga macam potensi tekuk yang mungkin akan terjadi yaitu tekuk lentur, tekuk torsi, dan tekuk lentur torsi. Berikut ini rincian dari masing-masing masalah tekuk tersebut:

a. Tekuk Lentur

Kekuatan komponen struktur yang memikul beban aksial tekan murni biasanya ditentukan oleh tekuk lentur. Tekuk lentur mengakibatkan defleksi terhadap sumbu lemah penampang. Semua komponen tekan suatu struktur dapat mengalami kegagalan akibat tekuk lentur. Berdasarkan AISC 360-10 nilai kuat tekan nominal untuk penampang non-langsing ditentukan sebagai berikut:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

Dimana F_{cr} adalah tegangan tekuk lentur yang ditentukan sebagai berikut:

Jika $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$, maka

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

Jika $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$, maka

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

Dengan F_e adalah tegangan tekuk elastis kritis yang ditentukan dengan persamaan berikut ini:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots\dots\dots (2.30)$$

b. Tekuk Torsi dan Tekuk Lentur Torsi

Tekuk lentur torsi terjadi akibat kombinasi dan tekuk lentur dan tekuk torsi, dimana batang akan terlentur dan terpuntir secara bersamaan. Masalah tekuk ini dapat terjadi pada penampang-penampang dengan satu sumbu simetri saja seperti profil kanal, T, siku ganda, dan siku sama kaki. Tekuk ini juga dapat terjadi pada penampang tanpa sumbu simetri seperti profil siku tunggal tak sama kaki dan profil Z. Menurut SNI baja, suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor N_u harus memenuhi:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G \right) \frac{1}{l_x + l_y} \dots\dots\dots (2.31)$$

$$G = \frac{E}{2(1+0,3)} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$C_w = \frac{l_y h_o^4}{4} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} \dots\dots\dots (2.34)$$

dengan:

E = modulus elastisitas baja [MPa]

G = modulus geser baja [MPa]

h_o = jarak dari pusat *flange* atau ke pusat *flange* bawah [mm]

C_w = *warping constant* [mm⁵]

2.4.4 Perencanaan Komponen Lentur

Suatu elemen struktur yang memikul lentur murni terfaktor, harus didesain sedemikian rupa sehingga memenuhi persamaan berikut ini:

$$M_u = \phi M_n \dots\dots\dots (2.35)$$

dengan:

M_u = momen lentur terfaktor [Nmm]

ϕ = faktor reduksi 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang [Nmm]

a. Kondisi Batas Leleh Momen Plastis

Kuat lentur nominal berdasarkan kondisi batas leleh momen plastis dihitung dengan persamaan berikut.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

dengan:

F_y = tegangan leleh minimum spesifikasi (Mpa)

Z_x = modulus penampang plastis (mm^3)

b. Kondisi Batas Tekuk Lateral Torsi

Kondisi batas tekuk lateral torsi tidak berlaku apabila panjang komponen tak terkekang (L_b) tidak kurang dari panjang tekuk plastis (L_p). Berikut adalah perhitungan kuat lentur nominal berdasarkan klasifikasi panjang bentang komponen.

a. Apabila $L_b \leq L_p$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

b. Apabila $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

c. Apabila $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,0078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0 \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

dengan:

M_A = momen di $\frac{1}{4}$ bentang [kN.m]

M_B = momen di $\frac{1}{2}$ bentang [kN.m]

M_C = momen di $\frac{3}{4}$ bentang [kN.m]

J = torsional constant [mm⁴]

c = 1, untuk profil simetris ganda

R_m = 1, untuk profil simetris ganda

2.4.5 Perencanaan Geser

Kuat geser nominal dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

dengan:

A_w = luasan pelat badan [mm²]

C_v = koefisien yang berpengaruh terhadap kelangsingan struktur

Nilai C_v dapat diambil berdasarkan besaran kelangsingan dari profil yaitu sebagai berikut:

a. Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas dengan $\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$\phi_v = 1,00$ (DBFK), $\Omega_v = 1,50$ DKI, dan $C_v = 1,0$.

b. Untuk badan dari semua profil simetris ganda dan profil simetri tunggal serta kanal lainnya, kecuali PSB bundar, koefisien geser badan, C_v , ditentukan sebagai berikut:

1. Ketika $\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kvE}{fy}}$

$$C_v = 1$$

$$2. \text{ Ketika } 1,1 \sqrt{\frac{kvE}{fy}} \leq \frac{h}{tw} \leq 1,37 \sqrt{\frac{kvE}{fy}}$$

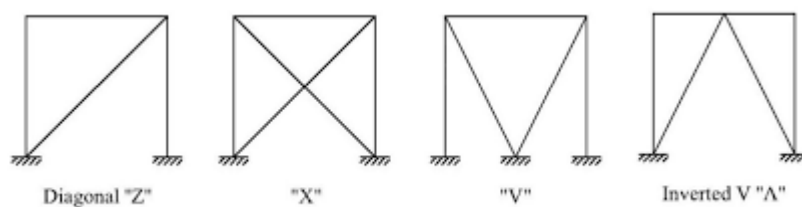
$$C_v = \frac{1,1 \sqrt{\frac{kvE}{fy}}}{\frac{h}{tw}} \dots\dots\dots (2.46)$$

$$3. \text{ Ketika } \frac{h}{tw} > 1,37 \sqrt{\frac{kvE}{fy}}$$

$$C_v = \frac{1,51 kv E}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 F_y} \dots\dots\dots (2.47)$$

2.5 Konsep Desain Bresing Konsentrik Khusus

Sistem rangka bresing merupakan sistem struktur yang didesain untuk menahan gaya lateral berupa beban gempa. Umumnya bresing dipasang secara diagonal pada bagian portal struktur. Penggunaan bresing ini menambah kekakuan suatu portal dikarenakan pemasangannya yang secara diagonal dapat menahan gaya aksial saat melayani gaya geser horizontal (Smith and Coull, 1991). Berdasarkan SNI 03-1729-2002 dikatakan bahwa Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK) memiliki tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada tingkat daktilitas yang dimiliki Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB) mengingat penurunan kekuatannya yang lebih kecil pada saat terjadinya tekuk pada batang bresing tekan. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK) merupakan pengembangan lebih lanjut dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM). Pada sistem bresing ini umumnya mempunyai 4 tipe yaitu bentuk X, V, inverted V, dan Z (diagonal).

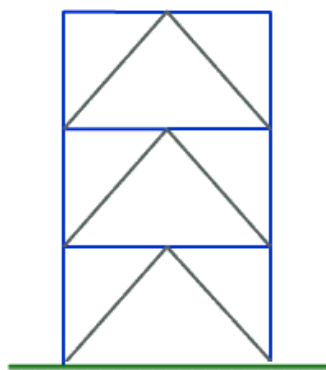


Gambar 2. 1 Bentuk Bresing Konsentrik

(sumber : Darin Aryandi, Bernardinus Herbudiman, 2017)

a. Sistem Bresing *Inverted-V*

Pada sistem bresing tipe *inverted-V*, kedua batang diagonal akan sama-sama menahan beban horizontal. Beban gravitasi juga mengakibatkan gaya aksial bresing *inverted-V*. Ketika bresing menahan balok pada tengah bentang, akan mengurangi bentang balok efektif dan kapasitas momen plastis yang terjadi (ASCE, 1971).



Gambar 2. 2 Bresing *Inverted-V*

Kerugian bresing *inverted-V*:

1. Memiliki bentang yang lebih panjang bila dibandingkan dengan bresing diagonal
2. Bresing juga harus dapat menahan beban gravitasi

Keuntungan bresing *inverted-V*:

1. Kedua batang bresing akan sama-sama menahan beban horisontal.
2. Secara arsitektural memungkinkan adanya pintu, jendela atau bagian terbuka ditengah bentang.
3. Dapat mengurangi profil dimensi balok sehingga secara ekonomi lebih menguntungkan

b. Desain Bresing

1. Kelangsingan batang bresing harus memenuhi syarat kelangsingan yaitu:

$$\frac{kl}{r} \leq \frac{2,625}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots (2.48)$$

2. Beban aksial terfaktor pada batang bresing tidak boleh melebihi $\phi_c N_n$
3. Batang bresing harus bersifat kompak (yaitu $\lambda < \lambda_p$)

4. Kuat nominal aksial tarik batang bresing yang ditetapkan sebesar $R_y f_y A_g$
 5. Kuat lentur rencana sambungan harus $\geq 1,1 R_y M_p$
 6. Kuat tekan nominal batang bresing sebesar $A_g f_{cr}$
- c. Persyaratan khusus untuk konfigurasi bresing khusus
- Sistem rangka yang menggunakan tipe V terbalik (*inverted-V*) harus memenuhi persyaratan-persyaratan sebagai berikut:
1. Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus menerus dari kolom ke-kolom
 2. Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus direncanakan untuk memikul pengaruh semua beban mati dan hidup berdasarkan kombinasi pembebanan, dengan menganggap bahwa batang bresing tidak ada.
 3. Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus direncanakan untuk memikul pengaruh kombinasi pembebanan kecuali bahwa beban Q_b harus disubstitusikan pada suku E . Q_b adalah pengaruh dari beban vertikal maksimum yang disebabkan oleh bertemunya batang bresing dengan balok. Q_b harus dihitung dengan menggunakan minimum sebesar N_y untuk bresing dalam tarik dan maksimum sebesar $0,3 \phi_c N_n$ untuk bresing tekan.
 4. Sayap-sayap atas dan bawah balok pada titik persilangan dengan batang bresing harus direncanakan untuk memikul gaya lateral yang besarnya sama dengan 2% kuat nominal sayap balok $f_y b_f t_{bf}$

2.6 Analisa *Pushover*

Analisa *pushover* merupakan salah satu analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu struktur bangunan terhadap gempa, dikenal juga dengan istilah beban statik dorong. Analisa ini dilakukan dengan mengaplikasikan suatu beban yang nantinya nilai beban tersebut akan ditingkatkan secara berangsur-angsur atau bertahap pada suatu struktur sampai dengan kondisi tertentu yang diinginkan, sehingga didapat gambaran perilaku struktur baik sebelum mengalami leleh pertama kali ataupun sesudahnya sampai mencapai keruntuhan.

Hasil akhir yang didapatkan dari analisa *pushover* ini adalah berupa kurva kapasitas yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*, V) dengan perpindahan titik acuan atau simpangan pada atap (*roof displacement*, D).

Mengacu pada FEMA-356 terdapat 4 macam klasifikasi level kinerja struktur yang menjadi acuan bagi perencana yaitu:

1. Operasional (*Operational*)

Taraf ini merupakan kondisi dimana dapat diindikasikan tidak ada kerusakan struktural maupun non-struktural yang berarti pada struktur.

2. Penghunian Segera (*Immediate Occupancy / IO*)

Taraf ini merupakan kondisi dimana diindikasikan tidak ada kerusakan berarti pada struktur. Kerusakan dan kekakuan struktur kira-kira sama dengan kondisi sebelum terjadi gempa bumi. Komponen non-struktural masih berada pada tempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya masih ada. Bangunan tetap dapat berfungsi tanpa terganggu masalah perbaikan.

3. Keselamatan Jiwa (*Life Safety / LS*)

Taraf ini merupakan kondisi dimana diindikasikan telah terjadi kerusakan pada elemen struktur tetapi masih bersifat daktail. Komponen non-struktural masih ada tetapi sudah tidak berfungsi. Bangunan bisa digunakan kembali setelah perbaikan.

4. Stabilitas Struktur (*Collapse Prevention* atau *Structural Stability / CP*)

Taraf ini merupakan kondisi dimana diindikasikan telah terjadi kerusakan pada elemen struktural dan non-struktural. Bangunan hampir runtuh dan sudah tidak dapat digunakan kembali.

Tabel 2. 14 Tingkat Kineja dan Kerusakan Struktur

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent
Steel Moment Frames	Primary	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Hinges form. Local buckling of some beam elements. Severe joint distortion; isolated moment connection fractures, but shear connections remain intact. A few elements may experience partial fracture.	Minor local yielding at a few places. No fractures. Minor buckling or observable permanent distortion of members.
	Secondary	Same as primary.	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Same as primary.
	Drift	5% transient or permanent	2.5% transient; 1% permanent	0.7% transient; negligible permanent
Braced Steel Frames	Primary	Extensive yielding and buckling of braces. Many braces and their connections may fail.	Many braces yield or buckle but do not totally fail. Many connections may fail.	Minor yielding or buckling of braces.
	Secondary	Same as primary.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift	2% transient or permanent	1.5% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

(sumber : FEMA-356)

2.7 Referensi Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu yang berkaitan dengan penelitian yang dilakukan penulis ini bertujuan untuk memperkaya kajian pustaka dalam melaksanakan tugas akhir. Dari hasil penemuan referensi terdahulu, penulis menemukan beberapa topik yang berkaitan dengan topik penelitian ini. Namun dalam pelaksanaan pemodelan dan kajian yang didapatkan berbeda-beda. Berikut adalah penelitian terdahulu berupa jurnal terkait dengan penelitian ini:

Tabel 2.14 Penelitian Terdahulu

No.	Nama Peneliti	Tahun	Judul	Hasil Penelitian
1	John Natanael	2017	Desain Gedung Apartemen 10 Tingkat Menggunakan Struktur Baja SRBKK tipe <i>Inverted-V</i>	Hasil penelitian dalam perencanaan apartemen 10 tingkat menggunakan struktur baja dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK) dengan konfigurasi bresing yang digunakan adalah tipe <i>inverted-V</i> yakni bahwa pemilihan profil baja tersebut sudah memenuhi persyaratan kekuatan dan simpangan izin. Mekanisme kelelahan struktur yang didapatkan dari analisis <i>pushover</i> menunjukkan bahwa struktur sudah memenuhi persyaratan, dengan elemen bresing merupakan elemen struktur yang pertama kali leleh. Taraf kinerja struktur yang didapatkan dari analisis adalah <i>Immediate Occupancy</i> (IO).
2	Bobby Arlan	2014	Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa Berpengaku Konsentrik Khusus Konfigurasi <i>Inverted-V</i> dengan Ketidakberaturan Vertikal	<ol style="list-style-type: none"> 1. Hasil desain menunjukkan kinerja yang sesuai dengan yang direncanakan. Hal ini ditunjukkan dengan pola kelelahan bresing yang dimulai dari bresing tekan, lalu disusul oleh bresing tarik. Namun pada struktur terlihat bahwa disipasi energi struktur belum optimal karena belum terbentuknya sendi plastis pada seluruh komponen bresing. Perbandingan sendi plastis rencana dan sendi plastis aktual belum mencapai 100%. Hal ini diakibatkan desain bresing yang belum optimal dan desain bresing yang dibuat tipikal untuk arah X dan Y pada lantai yang sama. 2. Berdasarkan kedua metode evaluasi struktur yang digunakan (<i>Pushover analysis</i> dan NLTHA), struktur 4-bay dan 3-bay memiliki taraf <i>Life Safety</i>.

Tabel 2.14 Penelitian Terdahulu (lanjutan)

No.	Nama Peneliti	Tahun	Judul	Hasil Penelitian
				<p>3. Dari hasil desain dan analisis, terlihat bahwa SRBKK 3-bay dan SRBKK 4-bay yang didesain mampu menahan gaya gempa yang direncanakan. Dari perbandingan SRBKK 4-bay dan 3-bay, terlihat bahwa SRBKK 4-bay memiliki sifat yang lebih kaku bila dibandingkan dengan SRBKK 3-bay. SRBKK 4-bay memiliki periode struktur dan <i>displacement</i> yang lebih kecil bila dibandingkan dengan SRBKK 3-bay. Namun berat total SRBKK 4-bay lebih besar bila dibandingkan dengan SRBKK 3-bay. Berat profil baja SRBKK 4-bay lebih berat daripada SRBKK 3-bay yaitu sebesar 2919 kN (9%).</p> <p>4. Dari perbandingan SRBKK dan SRBE, terlihat bahwa SRBE menunjukkan kinerja struktur yang lebih kaku bila dibandingkan dengan SRBKK. SRBE memiliki periode struktur dan <i>displacement</i> yang lebih kecil bila dibandingkan dengan SRBKK. Dari kurva <i>pushover</i> terlihat bahwa desain SRBE memiliki besaran tahanan geser elastik yang hampir sama dengan tahanan geser elastik SRBKK. Hal ini karena komponen bresing pada SRBE direncanakan berdasarkan desain kapasitas. Sementara itu, elemen bresing SRBKK direncanakan sehemat mungkin karena direncanakan leleh terlebih dahulu. Ditinjau dari besaran berat struktur, SRBE memiliki total berat struktur yang lebih ringan bila dibandingkan dengan SRBKK.</p>