

## BAB III

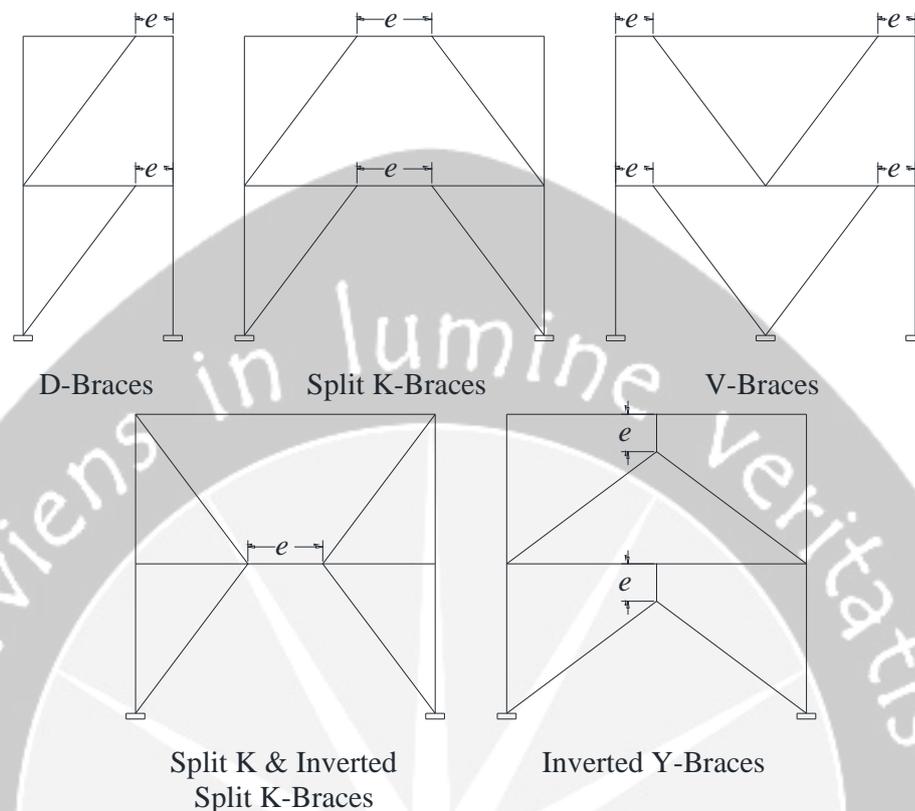
### LANDASAN TEORI

#### 3.1. *Eccentric Braced Frame (EBF)*

*Eccentric Braced Frame (EBF)* memiliki kekakuan elastis yang hampir sebanding dengan sistem struktur *Centrically Braced Frame (CBF)*, terutama jika digunakan *link* pendek (Becker, dan Ishler, 1996). Semakin pendek *link* yang digunakan maka struktur EBF akan semakin kaku sebaliknya semakin panjang *link* yang digunakan maka struktur EBF akan semakin lentur. Pada struktur EBF memiliki beberapa kemungkinan penempatan *braced* yang dapat diterapkan pada struktur bangunan seperti pada gambar 3.1.

Pada sistem struktur EBF balok *link* bersifat sebagai *damp* dengan mendisipasi energi akibat adanya beban gempa horizontal atau beban lateral. Ketika struktur menerima beban gempa horizontal, elemen *link* akan mengalami luluh geser atau luluh lentur (deformasi inelastis) sedangkan elemen yang berada di luar dari balok *link* tetap berperilaku elastis.

*Link* dalam struktur EBF dibentuk dari *offset* pada sambungan *braced* pada balok atau *braced* yang berbatasan dengan kolom sehingga selama beban gempa (*seismic load*) bekerja, *link* menjadi aktif dan mengalami pelelehan (Ricles dan Popov, 1994). Dengan kata lain *link* berfungsi sebagai sekering daktail (*ductile fuse*) selama pembebanan gempa sehingga *link* akan mengalami rotasi inelastik sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap elastis (Popov dkk, 1987).



**Gambar 3.1.** Beberapa kemungkinan penempatan posisi *braced* untuk sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (Sumber: ANSI/AISC 341-10, 2010)

### 3.2. Desain Sistem *Eccentric Braced Frame* (EBF)

Desain dasar berlaku untuk EBF dimana satu ujung dari masing-masing *braced* memotong balok pada eksentrisitas dari antara titik tengah balok dan kolom sehingga membentuk sebuah *link* yang pekah terhadap lentur dan geser. Tidak banyak eksentrisitas dari pada ukuran balok ijin pada sambungan *braced* jauh dari *link* ( $e$ ) jika bagian yang dihasilkan dan sambungan gaya-gaya ditunjukkan pada desain dan tidak mengubah sumber kapasitas deformasi inelastis.

Desain EBF dilakukan dengan menggunakan *software extended three dimensional analysis of building systems* (ETABS) version 2016, dengan persyaratan desain sesuai ANSI/AISC 341-10 sebagai berikut.

### 3.2.1. Elemen Balok *Link* (*e*)

Balok *link* berdasarkan geser dan lentur karena eksentrisitas berada diantara perpotongan garis pusat *braced* dan garis pusat balok (antara perpotongan dari garis pusat *braced*, dan balok serta garis pusat kolom untuk *link* yang terhubung pada kolom) harus tersedia. *Link* harus dianggap membentang dari sambungan *braced* ke sambungan *braced* pada pusat *link* dan dari sambungan *braced* ke muka kolom pada *link* ke sambungan kolom, kecuali diizinkan pada syarat sambungan *link* ke kolom.

Elemen *link* dalam sistem EBF berperilaku sebagai balok pendek dengan gaya geser yang bekerja berlawanan arah pada kedua ujungnya. Karena adanya gaya geser yang terjadi pada kedua ujung balok, maka momen yang dihasilkan pada kedua ujung balok mempunyai besar dan arah yang sama. Deformasi yang dihasilkan berbentuk S dengan titik balik pada tengah bentang serta besarnya momen yang bekerja adalah sebesar 0,5 kali besar gaya geser dikali dengan panjang *link* (Popov dan Engelhardt, 1988).

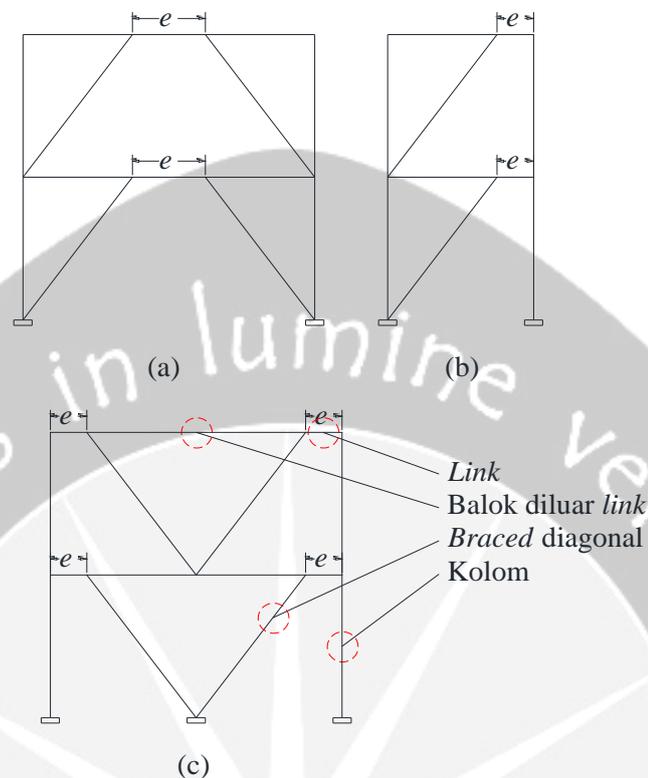
Pengujian eksperimental dan numerik yang telah dilakukan para peneliti terdahulu menunjukkan bahwa *link* yang mengalami pelelehan geser memberikan daktilitas dan kestabilan yang besar dalam menahan beban gempa. Kriteria balok *link* ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis ( $M_p$ ) dan kapasitas geser plastis ( $V_p$ ). Pada *link*, gaya geser mencapai keadaan plastis ( $V_p$ ) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas plastisnya sehingga *link* mengalami leleh dalam geser. Sedangkan pada *link* lentur, momen plastis tercapai dahulu sebelum terjadi kelelahan geser.

Batasan-batasan dalam perencanaan *link* menggunakan profil I sesuai ANSI/AISC 341-10 yakni sebagai berikut:

1. *Link* harus menggunakan Profil I (*rolled wide-flange sections* atau *built-up sections*). Pada sambungan *link* tidak boleh menggunakan penampang HSS.
2. *Link* harus memenuhi persyaratan untuk elemen dengan daktilitas tinggi.
3. Untuk sayap-sayap dari penampang *link* profil I dengan panjang *link*,  $e \leq 1,6M_p/V_p$ , diizinkan memenuhi persyaratan-persyaratan untuk elemen-elemen dengan daktilitas sedang.
4. Badan *link* harus mempunyai ketebalan yang sama. Perkuatan dengan pelat ganda, dan penetrasi badan tidak diizinkan.
5. Untuk *link* yang dibuat dengan penampang *built-up*, alur pengelasan *complete-joint-penetration* harus digunakan untuk menghubungkan badan ke sayap-sayap.

#### **3.2.1.1. Sudut Rotasi *Link***

Memperkirakan rotasi plastis yang terjadi pada *link* sangat dibutuhkan dalam desain sistem EBF yang dilakukan dengan menggunakan mekanisme keruntuhan, yaitu dengan mengasumsikan perilaku plastis kaku dari setiap elemen pada sistem EBF (Popov dan Engelhardt, 1988). Mekanisme keruntuhan untuk tipikal sistem EBF tipe split *K-braces*, *D-braces*, serta *V-braces* pada gambar 3.2 ditunjukkan dalam gambar 3.2 berikut ini.



**Gambar 3.2.** Tipikal sistem *eccentrically braced frame*  
 (a) *K-braces*; (b) *D-braces*; (c) *V-braces*  
 (Sumber: ANSI/AISC 341-10, 2010).

Pada gambar 3.3 sudut rotasi pada sistem struktur EBF untuk *K-braces* dan *D-braces* menggunakan rumus:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \dots \dots \dots (3.1)$$

Sedangkan untuk sudut rotasi pada sistem struktur EBF *V-braces* pada gambar 3.3 menggunakan rumus:

$$\gamma = \frac{L}{2e} \theta_p \Delta_p \dots \dots \dots (3.2)$$

Dengan:

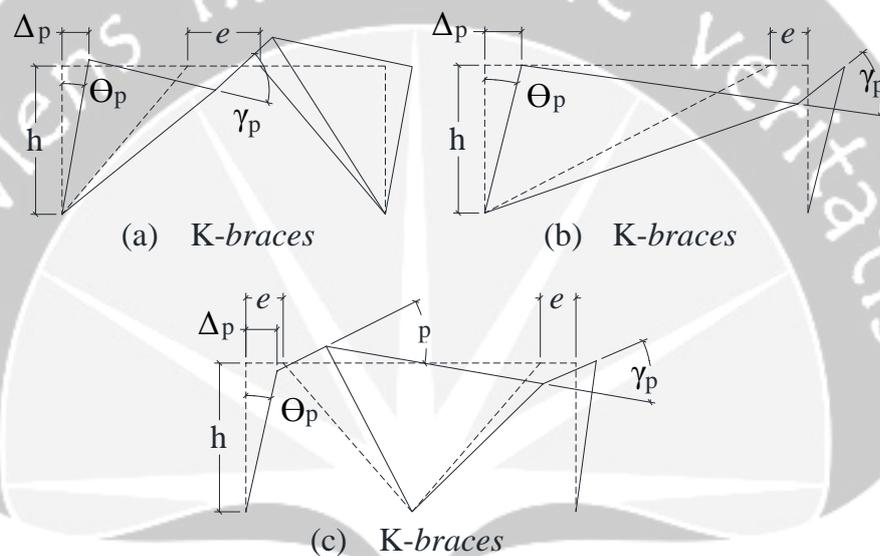
$L$  = panjang dari elemen *frame* yang tidak diperkuat secara lateral, in.  
 (mm)

$h$  = tinggi lantai, in. (mm)

$\Delta_p$  = arah lantai plastis (secara konservatif, diambil  $\Delta_p$  untuk arah lantai desain), in. (mm)

$\Theta_p$  = sudut arah lantai plastis, rad. ( $\Delta_p / h$ )

$\gamma_p$  = sudut rotasi *link*, rad.



**Gambar 3.3.** Sudut rotasi *link* untuk sistem EBF  
(Sumber: ANSI/AISC 341-10, 2010)

Rasio terhadap ketebalan *flange* (sayap) dan *web* (badan) dari penampang baja untuk balok *link* juga sangat mempengaruhi rotasi inelastik yang dihasilkan (Richards dan Uang, 2005). Sudut rotasi *link* merupakan sudut inelastik antara *link* dan balok luar *link* apabila total arah lantai sama dengan arah lantai desain,  $\Delta$ . Sudut rotasi *link* yang diatur dalam ANSI/AISC 341-10 tidak lebih dari:

- a. Untuk *link* dengan panjang  $1,6M_p/V_p$  or less : 0,08 rad
- b. Untuk *link* dengan panjang  $2,6M_p/V_p$  or greater : 0,02 rad

Dengan:

$M_p$  = kekuatan lentur plastis nominal, kip-in. (N-mm)

$V_p$  = kekuatan geser nominal dari *link* aktif, kips. (N)

Interpolasi linear dari nilai-nilai di atas digunakan untuk panjang *link* ( $e$ ) antara  $1,6M_p/V_p$  dan  $2,6M_p/V_p$ .

### 3.2.1.2. *Braced Pada Link*

*Braced* harus ada pada kedua sisi atas dan bawah pada ujung sayap *link* untuk profil I, serta memiliki kekuatan dan kekakuan yang dibutuhkan untuk lokasi sendi plastis. *Braced* khusus harus ditempatkan berdekatan dengan lokasi sendi plastis yang diharapkan. Untuk struktur balok baja, untuk balok pada struktur baja, Pengaku EBF harus memenuhi persyaratan berikut:

- a. Kedua sayap balok harus berpengaku terhadap lateral atau bagian penampang melintang harus berpengaku terhadap torsi.
- b. Kekuatan pada pengaku terhadap lateral dari masing-masing sayap yang berdekatan dengan sendi plastis adalah:

$$P_u = 0,06 R_y F_y Z/h_0 \quad (\text{LRFD}) \dots\dots\dots (3.3)$$

Dengan:

$h_0$  = jarak antara sayap pada profil, in. (mm)

Kekuatan pada pengaku terhadap torsi yang berdekatan dengan sendi plastis adalah:

$$M_u = 0,06 R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \dots\dots\dots (3.4)$$

- c. Kekakuan pengaku harus memenuhi persyaratan spesifikasi untuk pengaku terhadap lateral atau torsi pada balok dengan  $C_d = 1,0$  dimana kekuatan lentur yang diharapkan pada balok adalah:

$$M_r = M_u \quad (\text{LRFD})$$

$$M_r = M_u = R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \dots\dots\dots(3.5)$$

### 3.2.1.3. Kuat Geser Pada *Link*

Desain kuat geser *link* ( $\phi_v V_n$ ), harus nilai terendah yang sesuai dengan batas dari keluluan geser pada badan dan keluluan lentur pada keseluruhan penampang.

Batasan untuk geser dan lentur adalah:

$$\phi_v = 0,90 \quad (\text{LRFD})$$

- a. Untuk luluh geser:

$$V_n = V_p \dots\dots\dots(3.6)$$

Dengan:

$$V_p = 0,6 F_y A_{lw} \quad \text{untuk } P_r/P_c \leq 0,15 \dots\dots\dots(3.7)$$

$$V_p = 0,6 F_y A_{lw} \sqrt{1-(P_r/P_c)^2} \quad \text{untuk } P_r/P_c > 0,15 \dots\dots\dots(3.8)$$

$$A_{lw} = (d - 2t_f)t_w \quad \text{untuk } link \text{ dengan profil I} \dots\dots\dots(3.9)$$

$$P_r = P_u \quad (\text{LRFD})$$

$P_u$  = kekuatan aksial yang dibutuhkan menggunakan kombinasi beban LRFD, kips. (N)

$$P_c = P_y \quad (\text{LRFD}) \dots\dots\dots(3.10)$$

$P_y$  = kekuatan luluh aksial nominal

$$P_y = F_y A_g \dots\dots\dots(3.11)$$

b. Untuk luluh lentur:

$$V_n = 2M_p / e \dots\dots\dots(3.12)$$

Dengan:

$$M_p = F_y Z \quad \text{untuk } P_r/P_c \leq 0,15 \dots\dots\dots(3.13)$$

$$M_p = F_y Z \left( \frac{1 - P_r/P_c}{0,85} \right) \quad \text{untuk } P_r/P_c > 0,15 \dots\dots\dots(3.14)$$

$e$  = panjang *link*, yang didefinisikan sebagai jarak antara ujung dua *braced* diagonal atau di antara *braced* diagonal dan muka kolom, (mm)

#### 3.2.1.4. Panjang Link (*Link Length*)

Jika  $P_r/P_c > 0,15$ , maka panjang *link* harus dibatasi seperti berikut:

Jika  $\rho' \leq 0,5$

$$e \leq \frac{1,6 M_p}{V_p} \dots\dots\dots(3.15)$$

Jika  $\rho' > 0,5$

$$e \leq \frac{1,6 M_p}{V_p} (1,15 - 0,3\rho') \dots\dots\dots(3.16)$$

Dengan:

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \dots\dots\dots$$

$$\dots\dots\dots(3.17)$$

$$V_r = V_u, \text{ kips. (N)} \quad \text{(LRFD)}$$

$V_u$  = kekuatan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban LRFD, kips. (N)

$$V_c = V_y, \text{ kips. (N)} \quad (\text{LRFD}) \dots\dots\dots(3.18)$$

$V_y$  = kekuatan luluh geser nominal, kips (N)

$$V_y = 0.6 F_y A_{lw} \dots\dots\dots(3.19)$$

Untuk *link* dengan gaya aksial rendah tidak ada batasan atas pada panjang *link*. Hasil sudut rotasi *link* pada peraturan ANSI/AISC 431/2010 bagian F3.4a untuk batas terbawah panjang *link*.

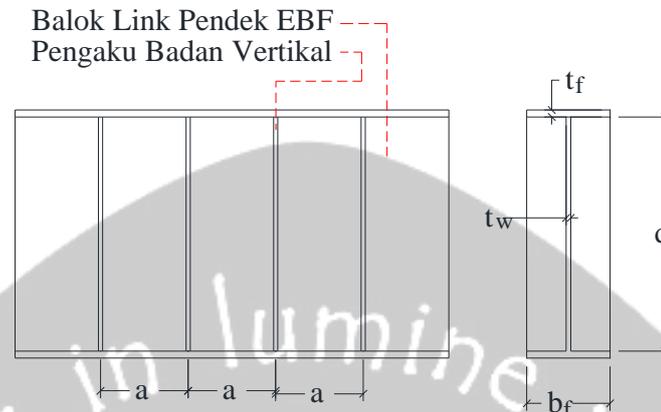
### 3.2.1.5. Pengaku Badan Vertikal *Link* Untuk Profil I

Tinggi total pengaku badan *link* harus disediakan pada kedua sisi badan *link* pada ujung *braced* yang miring dari *link*. Pengaku ini harus mempunyai variasi lebar tidak kurang dari  $(b_f - 2t_w)$  dan ketebalan tidak kurang dari  $0,75t_w$  atau  $3/8$  in. (10 mm), dimana  $b_f$  adalah lebar sayap *link* dan  $t_w$  adalah tebal badan *link*. *Link* harus ditetapkan dengan pengaku badan vertikal seperti pada tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3.1.** Klasifikasi jarak pengaku badan vertikal pada *link* (*vertical web stiffener*), serta kapasitas rotasi *link*

No.	Panjang <i>Link</i>	Rotasi, rad	Jarak Pengaku Maksimum
1	$e \leq 1,6M_p/V_p$	0,08	$30t_w - d/5$
2	$2,6M_p/V_p \leq e < 5M_p/V_p$	0,02	$1,5b_f$
3	$1,6M_p/V_p < e < 2,6M_p/V_p$		Dapat memakai syarat (1), dan (2)
4	$e > 5M_p/V_p$		Tidak memakai badan pengaku vertikal

(Sumber: ANSI/AISC 341-10, 2010)



Keterangan:

- $b_f$  = Lebar Profil IWF, (in). mm
- $d$  = Tinggi profil IWF, (in). mm
- $a$  = Jarak pengaku *link* (*stiffener*), (in). mm
- $t_w$  = Tebal badan profil IWF, (in). mm
- $t_f$  = Tebal sayap profil IWF, (in). mm

**Gambar 3.4.** Pengaku badan vertikal (*vertical web stiffener*) pada balok *link* profil I  
(Sumber: Kasai dan Popov, 1986).

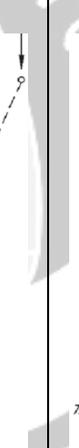
Penempatan pengaku badan vertikal pada balok *link* menggunakan profil I ditunjukkan dalam gambar 3.4 dimana jarak antara pelat pengaku badan adalah  $a$ . Pengaku badan menengah harus penuh sepanjang tinggi badan profil. Untuk *link* yang tingginya kurang dari 25 in (630 mm) pengaku harus ditetapkan hanya pada satu sisi badan *link*. Ketebalan dari satu sisi pengaku  $\geq 2$  atau  $3/8$  in (10 mm), dipilih nilai maksimumnya, dan lebarnya  $\geq (b_f / 2) - t_w$ . Untuk *link* dengan tinggi  $\geq 25$  in (635 mm), diperlukan pengaku pada kedua sisi badan *link*.

Kekuatan yang dibutuhkan dari pengelasan potongan yang menghubungkan pengaku *link* ke badan *link* harus sama dengan  $F_y A_{st}$  (LRFD), dimana  $A_{st}$  merupakan luas penampang horizontal pengaku *link*, dan  $F_y$  merupakan tegangan luluh dari pengaku. Kuat las potongan yang menghubungkan pengaku dengan sayap *link* adalah  $F_y A_{st} / 4$  (LRFD).

### 3.2.2. Elemen *Braced Diagonal*

*Braced diagonal* merupakan *braced* yang menghubungkan kolom dan balok di luar *link* secara diagonal. Kombinasi kuat lentur dan aksial yang disyaratkan untuk *braced diagonal* harus diambil dari kombinasi pembebanan yang telah ditetapkan dalam standar yang ada. Untuk kombinasi pembebanan yang memasukkan pengaruh *seismic*, pada *braced* gaya aksial dan momen harus dikalikan minimum 1,25 kali dari kuat geser nominal yang diharapkan pada *link* sesuai dengan ANSI/AISC 341-10.

**Tabel 3.2.** Nilai perkiraan faktor panjang efektif, K

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Bentuk kolom yang melengkung ditunjukkan oleh garis putus-putus						
Nilai teoritis K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Nilai desain yang mendekati kondisi ideal	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Kondisi ujung-ujung kolom	 Tanpa rotasi dan translasi  Rotasi bebas tanpa translasi  Translasi bebas tanpa rotasi  Rotasi dan translasi bebas					

(Sumber: ANSI/AISC 360-10, 2010)

Faktor panjang efektif (K), ditentukan berdasarkan peraturan ANSI/AISC 360-10 dalam tabel C-A-7.1 yang ditunjukkan pada tabel 3.2. Berdasarkan

peraturan ANSI/AISC 341-10, kekuatan desain terhadap tarik ( $\phi_t P_{nt}$ ), dan kekuatan desain terhadap tekan ( $\phi_c P_{nc}$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$P_{nt} = R_y F_y A_g \dots\dots\dots (3.20)$$

$$P_{nc} = 1,14 A_g F_{cr} \dots\dots\dots (3.21)$$

Dengan:

$P_{nt}$  = kekuatan tarik nominal, kips. (N)

$P_{nc}$  = kekuatan tekan nominal, kips. (N)

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \text{ untuk } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \dots\dots (3.22)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \text{ untuk } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \dots\dots (3.23)$$

$F_{cr}$  = tegangan kritis, ksi. (MPa)

$K$  = faktor panjang efektif. Faktor panjang efektif ditentukan dalam tabel (3.2).

$L$  = panjang dari elemen *frame* yang tidak diperkuat secara lateral, in. (mm)

$r$  = radius *gyration*, in. (mm)

$R_y$  = rasio tegangan hasil yang diharapkan terhadap tegangan luluh minimum ( $F_y$ ).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots\dots\dots (3.24)$$

$F_e$  = tegangan tekuk elastis. Tegangan tekuk elastis dapat dihitung menggunakan persamaan (3.24), ksi. (MPa)

Faktor ketahanan terhadap tekan ( $\phi_c$ ), serta faktor ketahanan terhadap tarik ( $\phi_t$ ) baik untuk balok, kolom, dan *braced* sesuai peraturan ANSI/AISC 360-10 bagian D2 dan E1 adalah sebagai berikut:

$$\phi_c = 0,90 \quad (\text{LRFD})$$

$$\phi_t = 0,90 \quad (\text{LRFD})$$

### 3.2.3. Elemen Balok

Pada elemen balok, kekuatan geser desain harus lebih besar atau sama dengan kekuatan geser maksimum ( $\phi_v V_n \geq V_{max}$ ). Untuk kekuatan geser nominal ( $V_n$ ) dari balok sesuai batas kekuatan geser, serta tekuk geser ditentukan dengan persamaan (3.25) sesuai peraturan ANSI/AISC 360-10 bagian G2.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \dots\dots\dots (3.25)$$

Untuk badan profil I sesuai dengan ketentuan  $h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/F_y}$  maka  $C_v$ , dan  $\phi_v$  adalah:

$$\phi_v = 1,00 \quad (\text{LRFD})$$

$$C_v = 1,00 \dots\dots\dots (3.26)$$

Untuk kekuatan lentur nominal ( $M_n$ ) dari profil I, dapat ditentukan menggunakan persamaan (3.27) berikut:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \dots\dots\dots (3.27)$$

Dengan:

$V_n$  = kekuatan geser nominal, kip. (N)

$A_w$  = luas badan profil ( $dt_w$ ), kedalaman seluruh badan profil dikalikan ketebalan badan profil, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

$C_v$  = koefisien geser badan profil.

$\phi_v$  = faktor resistensi geser.

$d$  = tinggi profil, in. (mm)

$t_w$  = tebal badan profil, in. (mm)

$Z_x$  = modulus plastis pada sumbu x, in<sup>3</sup>. (mm<sup>3</sup>)

$M_n$  = kekuatan lentur nominal, kip-in. (N-mm)

Pada balok diluar *link*, kombinasi kuat lentur dan aksial yang disyaratkan harus diambil dari kombinasi pembebanan yang telah ditetapkan pada standar yang ada. Untuk kombinasi pembebanan yang memasukkan pengaruh seismik, pada *braced* gaya aksial dan momen harus dikalikan minimum 1,10 kali dari kuat geser nominal *link* sesuai dengan ANSI/AISC 341-10.

#### 3.2.4. Elemen Kolom

Untuk menghasilkan kinerja yang baik, sistem EBF mengharuskan semua komponen-komponennya memiliki ketahanan yang cukup dalam menerima beban ketika *link* menjadi aktif. Kolom berfungsi menahan beban aksial tekan dengan atau tanpa momen lentur. Beban pada kolom yang disebabkan oleh beban gravitasi ( $g$ ), momen balik dari beban lateral dan pelelehan *link* merupakan pengaruh dari fungsi jumlah lantai tingkat dan tinggi bangunan (Pirmoz dkk, 2014). Kolom memegang peranan penting pada keutuhan struktur, apabila kolom mengalami kegagalan akan berakibat pada keruntuhan struktur bangunan atas gedung.

Sesuai ANSI/AISC 2010, kolom harus direncanakan berdasarkan prinsip kapasitas desain untuk menahan pembebanan maksimum yang dihasilkan dari *link*. Walaupun gaya geser maksimum pada pelelehan *link* sebesar  $1,25 R_y V_n$ , untuk perencanaan kolom berdasarkan ANSI/AISC 341-10 diijinkan untuk mereduksi faktor *strain hardening* menjadi 1,10. Reduksi ini mencerminkan probabilitas yang rendah dari pelelehan simultan untuk semua *link* pada bangunan bertingkat (Pirmoz dkk, 2014).

Dalam perencanaan kolom, panjang maksimal kolom ( $L_b \text{ max}$ ) dapat ditentukan sesuai peraturan ANSI/AISC 431-10 bagian D1.2b ditunjukkan pada persamaan (3.28) berikut:

$$L_b \text{ max} = 0,086 r_y \frac{E}{F_y} \dots\dots\dots (3.28)$$

Dengan:

$L_b \text{ max}$  = panjang maksimal kolom, in. (mm)

$r_y$  = radius *gyration* dari sumbu y, in. (mm)

E = modulus elastisitas baja, MPa (Ksi).

Kekuatan tekan nominal ( $P_n$ ) harus ditentukan berdasarkan batas dari torsi dan tekuk torsi lentur sesuai peraturan dalam ANSI/AISC 360-10 bagian E3 yang ditunjukkan pada persamaan (3.29).

$$P_n = F_{cr} A_g \dots\dots\dots (3.29)$$

Dengan:

$F_{cr}$  = tegangan kritis, dihitung menggunakan persamaan (3.22), dan (3.23), ksi. (MPa)

$A_g$  = luas penampang profil, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

Rasio aksial ( $P_u / \phi_c P_{nc}$ )  $\leq 1,00$  sesuai peraturan ANSI/AISC 360-10 berikut untuk faktor resistensi kolom aksial ( $\phi_c$ ),  $P_{nc}$ , dan  $P_u$ .

$\phi_c = 0,75$  (LRFD)

$\phi_c$  = faktor resistensi kolom aksial. Ditentukan pada bagian I2.1b dalam peraturan ANSI/AISC 360-10.

$P_{nc}$  = kekuatan tekan nominal kolom, ditentukan menggunakan persamaan (3.29), kip. (N)

$P_u$  = batas kekuatan tekan, kip. (N)

### 3.2.5. Sambungan Pada *Eccentric Braced Frame* (EBF)

Sistem sambungan direncanakan dapat menahan pembebanan bolak balik yang terjadi tanpa menyebabkan penurunan kemampuan dalam menyerap energi. Pada sambungan baut cenderung mengalami *pinching* akibat slip dari lehernya baut atau pelat penyambung, karena itu sistem sambungan baut direncanakan lebih kuat dari komponen yang disambung.

Kelemahan yang dimiliki sambungan baut tidak dapat diatasi dengan penggunaan sambungan las, kecuali dengan persyaratan yang ketat tentang bahan dan proses pengelasan.

Mendesain sistem EBF sesuai dengan ketentuan diharapkan memberikan kapasitas deformasi inelastik secara signifikan terutama melalui geser atau lentur pada *link*. Dimana sambungan *link* langsung pada kolom, desain pada sambungan *link* ke kolom harus menunjukkan kinerja yang sesuai pada ANSI/AISC 341-10.

### 3.2.5.1. Kebutuhan Pengelasan Secara Kritis

Pengelasan-pengelasan berikut ini merupakan kebutuhan pengelasan kritis dan harus sesuai dengan syarat-syarat berdasarkan ANSI/AISC 341-10:

- a. Pengelasan *groove* pada sambungan kolom.
- b. Pengelasan kolom ke sambungan pelat dasar.
- c. Pengelasan pada sambungan balok ke kolom mengikuti pada bagian F3.6b(b) dalam ANSI/AISC 341-10.
- d. Pengelasan pemasangan sayap *link* dan badan *link* ke kolom, dimana *link* tersambung ke kolom.
- e. Pengelasan sambungan badan ke sayap *link* pada balok *built-up* di dalam *link*.

### 3.2.5.2. Sambungan Balok Ke Kolom

Dimana *braced* atau sambungan pelat dihubungkan dengan kedua elemen pada sambungan balok ke kolom, sambungan harus memenuhi sesuai salah satu syarat berikut:

- a. Sambungan harus berupa sambungan sederhana sesuai dengan persyaratan dari spesifikasi sesuai ANSI/AISC 341-10 dimana rotasi yang dibutuhkan adalah 0,025 rad, atau
- b. Sambungan harus di desain untuk tahan terhadap momen yang lebih kecil dari:
  - Momen yang berhubungan dengan kuat lentur balok rencana, dikalikan dengan 1,1 (LRFD). Kuat lentur balok ditentukan sebagai  $R_y M_p$ .

- Momen yang berhubungan dengan jumlah kuat lentur kolom rencana, dikalikan dengan 1,1 (LRFD). Jumlah kuat lentur kolom yang diharapkan adalah  $\Sigma(R_y F_y Z)$ .

Dengan:

$M_p$  = momen lentur plastis, kip-in. (N-mm)

$F_y$  = tegangan hasil minimum yang telah ditentukan, ksi (MPa)

$Z$  = modulus plastis pada pembengkokan sumbu, in.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>)

Momen ini harus dipertimbangkan dalam kombinasi dengan kuat sambungan *braced* yang dibutuhkan dan sambungan balok, termasuk gaya-gaya pengumpul diafragma.

### 3.2.5.3. Sambungan *Braced*

Bila lubang yang lebih besar digunakan, kekuatan yang dibutuhkan untuk batas sambungan panjang baut tidak boleh melebihi efek beban berdasarkan penggunaan kombinasi beban yang ditentukan oleh kode bangunan yang berlaku, termasuk beban *seismic* yang diperkuat. Sambungan *braced* di desain untuk menahan bagian dari momen pada ujung *link*, yang harus di desain terkekang sempurna.

### 3.2.5.4. Sambungan Kolom

Sambungan kolom harus memenuhi persyaratan dimana alur pengelasan digunakan untuk membuat sambungan, alur pengelasan harus secara komplit pada *complete-joint-penetration*. Sambungan kolom harus didesain untuk

mengembangkan sekurang-kurangnya 50% dari kuat lentur yang kurang dari bagian sambungan.

Kuat geser yang dibutuhkan harus sama atau sesuai dengan:

$$V_r = V_u, \text{ kips (N)} \quad (\text{LRFD})$$

$$V_u = \Sigma M_{pc}/H_c \quad (\text{LRFD}) \dots\dots\dots (3.30)$$

Dengan:

$H_c$  = tinggi bersih kolom yang jelas antara sambungan balok, termasuk lempengan struktural, jika ada, in. (mm)

$\Sigma M_{pc}$  = jumlah kekuatan lentur plastis,  $F_{yc}Z_c$ , dari kolom di atas dan di bawah sambungannya, kip-in. (N-mm).

### 3.2.5.5. Sambungan *Link* Ke Kolom

Sambungan *link* ke kolom harus terkekang penuh sambungan momen dan harus sesuai persyaratan berikut:

- a. Sambungan harus mampu menahan rotasi sudut *link* seperti yang ditentukan pada sudut rotasi *link*.
- b. Ketahanan geser dari sambungan, diukur pada rotasi sudut *link* yang dibutuhkan, harus sekurang-kurangnya sama dengan kuat geser rencana dari *link*,  $R_y V_n$ .
- c. Ketahanan lentur sambungan, diukur pada rotasi sudut *link* yang dibutuhkan, harus sekurang-kurangnya sama dengan momen yang berhubungan dengan kuat geser nominal dari *link*,  $V_n$ .

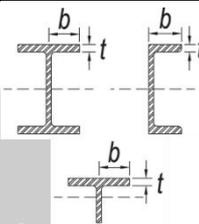
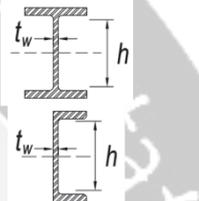
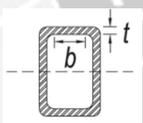
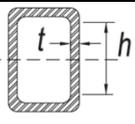
Sambungan *link* ke kolom harus sesuai dengan salah satu dari persyaratan dibawah ini:

- a. Gunakan sambungan yang memenuhi syarat (pra kualifikasi) untuk EBF seperti yang ditentukan pada bagian K1 dalam ANSI/AISC 341-10, jika tidak ada koneksi *link* ke kolom yang memenuhi syarat.
- b. Ditetapkannya hasil kualifikasi uji siklik sesuai dengan bagian K2 dalam ANSI/AISC 341-10. Hasil uji dari paling sedikit dua sambungan siklik harus ditetapkan dan diizinkan berdasarkan pada salah satu persyaratan dibawah ini:
  - Laporan pengujian dalam literatur penelitian atau dokumen pengujian dilakukan sebagai sampel.
  - Pengujian yang dilakukan khusus untuk proyek dan mewakili ukuran rencana, kekuatan material, konfigurasi sambungan, dan sifat sambungan yang cocok, sesuai dengan batasan uji siklus untuk kualifikasi sambungan balok ke kolom dan sambungan *link* ke kolom sesuai ANSI/AISC 341-10.

### **3.2.6. Klasifikasi Elemen Kompak**

Klasifikasi elemen kompak dan non kompak untuk profil-profil baja seperti profil I, HSS, *channels*, dan *tees* yang digunakan sebagai elemen struktur balok, kolom, maupun *braced*. Syarat klasifikasi elemen kompak dan non kompak berdasarkan ANSI/AISC 360-10 dalam tabel B4.1b yang ditunjukkan dalam tabel 3.3 berikut ini.

**Tabel 3.3.** Rasio kelangsingan untuk penampang kompak dan non kompak elemen struktur

	Deskripsi Elemen	$\lambda$	Batasan Rasio Kelangsingan		Contoh Profil
			$\lambda_p$ (Kompak/ Tidak Kompak)	$\lambda_r$ (Tidak Kompak/ Ramping)	
Elemen Tidak Kaku	Sayap dari profil I, channels, dan tees	$b/t$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Badan dari profil I dan channels	$h/t_w$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elemen Kaku	Sayap dari profil HSS persegi panjang dan kotak dengan ketebalan yang sama	$b/t$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Badan dari profil HSS persegi panjang dan kotak	$h/t$	$2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Keterangan:

$\lambda$  = rasio kelangsingan elemen profil.

$\lambda_p$  = batasan rasio kelangsingan untuk elemen kompak.

$\lambda_r$  = batasan rasio kelangsingan untuk elemen tidak kompak.

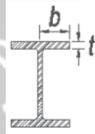
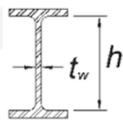
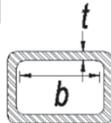
(Sumber: ANSI/AISC 360-10, 2010)

### 3.2.7. Klasifikasi Daktalitas Profil

Penentuan tingkat daktalitas dari elemen balok, kolom, dan *braced* diagonal pada sistem EBF sesuai bagian D1.1 dalam ANSI/AISC 341-10. Untuk rasio kelangsingan ( $\lambda$ ) dari elemen balok, kolom, atau *braced* diagonal yang tidak melebihi rasio daktalitas sedang ( $\lambda_{md}$ ) termasuk dalam elemen dengan tingkat daktalitas sedang, sedangkan untuk rasio kelangsingan ( $\lambda$ ) yang tidak melebihi rasio daktalitas tinggi ( $\lambda_{hd}$ ) termasuk dalam elemen dengan tingkat daktalitas tinggi.

Berikut merupakan batas rasio kelangsingan untuk elemen dengan tingkat daktilitas sedang, dan tingkat daktilitas tinggi pada tabel 3.4.

**Tabel 3.4.** Batas rasio kelangsingan untuk elemen tekan dengan daktilitas tinggi dan daktilitas sedang

	Deskripsi Elemen	$\lambda$	Batasan Rasio Kelangsingan		Contoh Profil
			$\lambda_{hd}$ Daktilitas Tinggi	$\lambda_{md}$ Daktilitas Sedang	
Elemen Tidak Kaku	Sayap dari profil I, channels, dan tees; profil siku satu sudut atau sudut ganda dengan pemisah; profil siku ganda disatukan	b/t	$0,30\sqrt{E/F_y}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$	
Elemen Kaku	Badan dari profil I yang digunakan sebagai balok atau kolom	h/t <sub>w</sub>	Untuk $C_a \leq 0,125$ $2,45\sqrt{E/F_y}(1-0,93C_a)$	Untuk $C_a \leq 0,125$ $3,76\sqrt{E/F_y}(1-2,75C_a)$	
			Untuk $C_a > 0,125$ $0,77\sqrt{E/F_y}(2,93-C_a)$ $\geq 1,49\sqrt{E/F_y}$	Untuk $C_a > 0,125$ $1,12\sqrt{E/F_y}(2,33-C_a)$ $\geq 1,49\sqrt{E/F_y}$	
			Dengan: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD)	Dengan: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD)	
	Dinding dari persegi panjang HSS	b/t	$0,55\sqrt{E/F_y}$	$0,64\sqrt{E/F_y}$	

Keterangan:

- $\lambda$  = rasio kelangsingan elemen profil.
- $\lambda_p$  = batasan rasio elemen daktilitas tinggi.
- $\lambda_r$  = batasan rasio elemen daktilitas sedang.
- $C_a$  = rasio kekuatan perlu terhadap kekuatan desain.
- $P_y$  = kekuatan aksial nominal dari elemen, kips. (N)

(Sumber: ANSI/AISC 341-10, 2010)

### 3.3. Analisis Pembebanan

#### 3.3.1. Kombinasi Beban

Untuk kombinasi beban dengan metoda ultimit pada struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sesuai bagian 4.2.2 dalam SNI 1726:2012 yang mengacu pada ASCE-SEI 7-10. Berikut kombinasi-kombinasi beban untuk metoda ultimit.

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

#### 3.3.2. Faktor Keutamaan Dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung terdapat pada tabel 3.5, dan pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  pada tabel 3.6 sesuai pasal 4.1.2 dalam SNI 1726:2012.

**Tabel 3.5.** Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusi pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industry</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	III
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

**Lanjutan Tabel 3.5.** Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energy dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangka penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangka air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul>	IV
<p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

**Tabel 3.6.** Faktor keutamaan gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

### 3.3.3. Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besarnya percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, makasitus tersebut perlu diklasifikasikan terlebih dahulu. Klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Berikut klasifikasi situs pada tabel 3.7 sesuai pasal 5.3 dalam SNI 1726:2012.

**Tabel 3.7.** Klasifikasi situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ , m/detik	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ , kPa
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	$\geq 100$
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:		
	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40\%</math>,</li> <li>3. Kuar geser niralir <math>\bar{S}_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1 dalam SNI 1726:2012)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah</li> <li>- Lempung sangat organic dan/ atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas <math>PI &gt; 75</math>)</li> </ul> Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

### 3.3.4. Koefisien-Koefisien Situs Dan Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ )

Untuk menentukan respons spectral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Factor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spectrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs ditentukan dengan rumus berikut, sesuai pasal 6.2 dalam SNI 1726:2012.

$$S_{MS} = F_a \times S_S \dots\dots\dots (3.31)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (3.32)$$

Dengan:

$S_S$  = parameter respons spectral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda pendek

$S_1$  = parameter respons spectral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Untuk koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  mengikuti tabel 3.8 dan tabel 3.9 sesuai pasal 6.2 dalam SNI 1726:2012. Jika digunakan prosedur desain sesuai pasal 8 dalam SNI 1726:2012, maka nilai  $F_a$  harus ditentukan sesuai pasal 8.8.1 serta nilai  $F_v$ ,  $S_{MS}$ , dan  $S_{M1}$  tidak perlu ditentukan.

**Tabel 3.8.** Koefisien situs,  $F_a$ 

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) Terpetakan Pada Periode Pendek, $T = 0,2$ detik, $S_S$				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,50$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,00$	$S_S \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Catatan:

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_S$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1 dalam SNI 1726:2012.

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

**Tabel 3.9.** Koefisien situs,  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) Terpetakan Pada Periode 1,0 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,10$	$S_1 = 0,20$	$S_1 = 0,30$	$S_1 = 0,40$	$S_1 \geq 0,50$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Catatan:

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1 dalam SNI 1726:2012.

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

### 3.3.5. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan melalui persamaan berikut sesuai pasal 6.3 dalam SNI 1726:2012.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \dots\dots\dots (3.33)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots\dots\dots(3.34)$$

### 3.3.6. Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismic yang lebih parah berdasarkan peraturan SNI 1726:2012 pasal 6.5 tabel 6 dan 7 yang ditunjukkan pada tabel 3.10 dan 3.11, terlepas dari nilai fundamental getaran struktur, T.

**Tabel 3.10.** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

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

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

**Tabel 3.11.** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

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

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

### 3.3.7. Kombinasi Sistem Perangkai Dalam Arah Yang Berbeda

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$

harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batas sistem struktur pada tabel 3.12 sesuai pasal 7.2.2 dalam SNI 1726:2012 berikut.

**Tabel 3.12.** Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, $R$	Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d$	Batasan Sistem Struktur Dan Batasan Tinggi Struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
B. Sistem rangka bangunan	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8
1. Rangka baja dengan bresing konsentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	3 ¼	2	3 ¼	TB	TB	10	10	TI

Keterangan:

TB = tidak dibatasi

TI = tidak diijinkan

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

Batasan ketinggian dalam tabel 3.12 berdasarkan SNI 1726:2010 pasal 7.2.5.4 diijinkan untuk ditingkatkan dari 48 m sampai 72 m untuk struktur yang dirancang dengan kategori desain seismik D atau E, dan dari 30 m sampai 48 m untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismic F. Apabila struktur mempunyai sistem penahan gaya gempa berupa rangka baja dengan bresing eksentris, rangka baja dengan bresing konsentris khusus, rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, dinding geser pelat baja khusus, atau dinding geser beton bertulang cetak-setempat khusus, serta struktur memenuhi persyaratan berikut:

1. Struktur tidak boleh mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan.
2. Rangka baja dengan bresing eksentrik, rangka baja dengan *braced* konsentrik khusus, rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, dinding geser pelat baja khusus, pada semua bidang harus menahan tidak lebih dari 60% gaya gempa total dalam setiap arah, dengan mengabaikan pengaruh torsi tak terduga.

### 3.3.8. Spektrum Respons Desain

Jika spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerakan tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar 3.5 dan mengikuti ketentuan sesuai pasal 6.4 dalam SNI 1726:2012 berikut.

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spectrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots \dots \dots (3.35)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spectrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .

3. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spectrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (3.36)$$

Dengan:

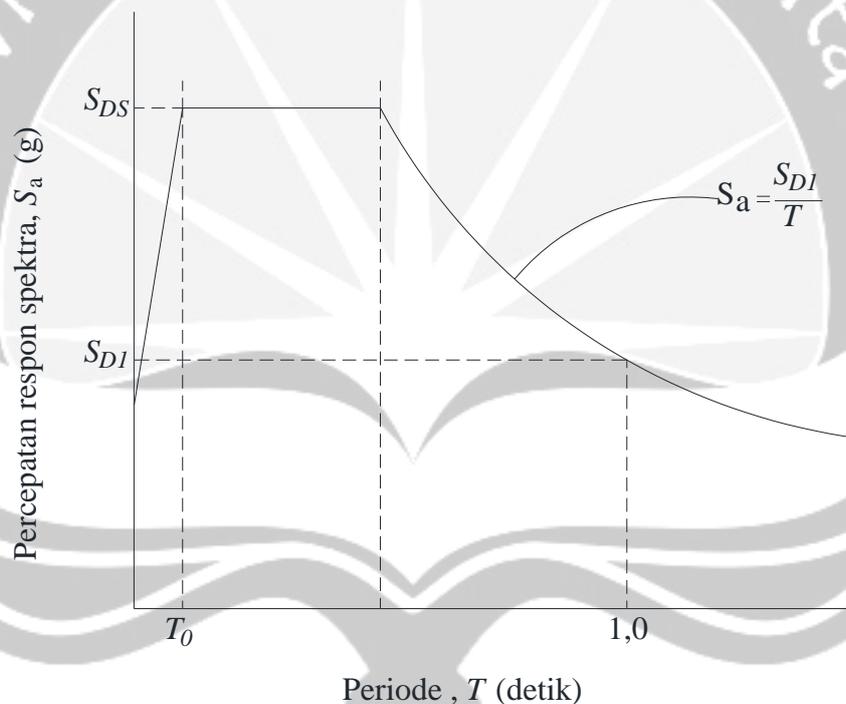
$S_{DS}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

$S_{D1}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

$T$  = perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots \dots \dots (3.37)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots \dots \dots (3.38)$$



**Gambar 3.5.** Spektrum respons desain  
(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

### 3.4. Analisis Spektrum Respons Ragam

#### 3.4.1. Jumlah Ragam

Analisis spektrum respons ragam harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Berdasarkan peraturan SNI 1726-2010 pasal 7.9.1

analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

### 3.4.2. Simpangan Antar Lantai Tingkat

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) seperti ditentukan dalam SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, 7.9.2, atau 12.1, tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin ( $\Delta_a$ ) seperti ditunjukkan pada tabel berikut sesuai SNI 1726:2012 dalam pasal 7.12.1 tabel 16.

**Tabel 3.13.** Simpangan antar lantai ijin,  $\Delta_a$

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 system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 $h_{cx}$	0,020 $h_{cx}$	0,015 $h_{cx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 $h_{cx}$	0,010 $h_{cx}$	0,010 $h_{cx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 $h_{cx}$	0,007 $h_{cx}$	0,007 $h_{cx}$
Semua struktur lainnya	0,020 $h_{cx}$	0,015 $h_{cx}$	0,010 $h_{cx}$

Keterangan:

$h_{cx}$  = tinggi tingkat di bawah tingkat x, in. (mm)

$\Delta_a$  = simpangan antar lantai ijin, in. (mm)

(Sumber: SNI 1726:2012, 2012)

Berdasarkan persyaratan dalam SNI 1726:2012 pasal 7.12.1.1, untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismic D, E, dan F, simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi  $\Delta_a/\rho$  untuk semua tingkat. Faktor redudansi ( $\rho$ ) ditentukan berdasarkan

peraturan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2 yakni, untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismic D, E, atau F, faktor redudansi ( $\rho$ ) harus sama dengan 1,3.

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) dihitung menggunakan persamaan pada peraturan SNI 1726:2012 pasal 7.9.3 berikut.

Untuk lantai 2

$$\delta_2 = C_d \delta_{e2}/I_e \dots\dots\dots (3.39)$$

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d/I_e \leq \Delta_a \dots\dots\dots (3.40)$$

Untuk lantai 1

$$\delta_1 = C_d \delta_{e1}/I_e \dots\dots\dots (3.41)$$

$$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a \dots\dots\dots (3.42)$$

Dengan:

$\delta_{e2}$  = perpindahan elastis pada lantai ke 2 yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan, in. (mm)

$\delta_{e1}$  = perpindahan elastis pada lantai ke 1 yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan, in. (mm)

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi, ditentukan pada tabel 3.12.

$\delta$  = perpindahan yang diperbesar, in. (mm)

$I_e$  = faktor keutamaan gempa, ditentukan pada tabel 3.6.

$\Delta$  = simpangan antar lantai desain, in. (mm)

### 3.5. Analisis Numerik Abaqus

Kajian Numerik balok *link* pendek pada sistem EBF dengan menggunakan *software* Abaqus/CAE 6.13, maka dalam hal ini akan dijelaskan lebih dalam

mengenai *software* tersebut. Abaqus merupakan program simulasi rekayasa, didasarkan pada metode elemen hingga yang dapat memecahkan masalah mulai dari analisis *linear* relatif sederhana sampai simulasi *nonlinear* yang paling menantang.

Dalam Abaqus, analisis *nonlinear* otomatis memilih penambahan beban yang tepat dan toleransi konvergensi serta terus menyesuaikan selama analisis untuk memastikan bahwa solusi yang akurat dan efisiensi diperoleh. Sehingga dalam analisis kinerja balok *link* pendek ini menggunakan *software* Abaqus/CAE 6.13 yang dapat memberikan data numerik secara akurat melalui proses *cyclic hardening* dan kurva *hysteresis*.

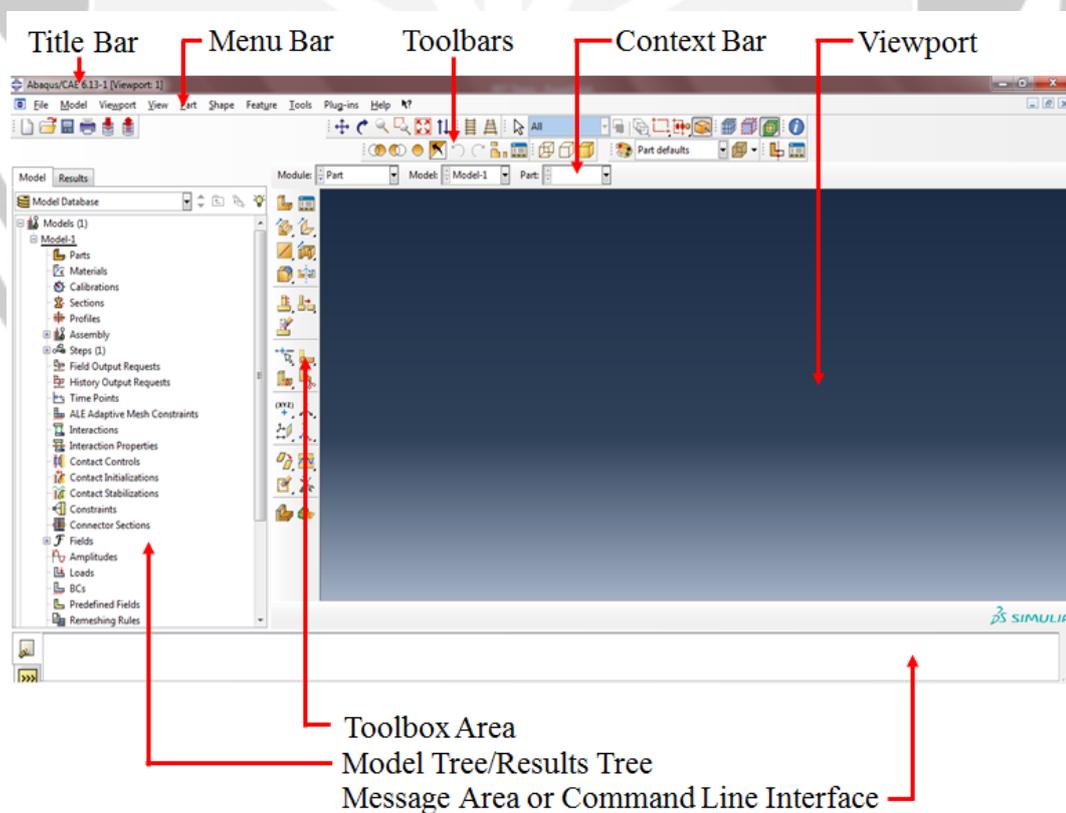
Abaqus mampu melakukan *meshing* (diskritisasi) dengan sangat akurat, dengan berbagai pilihan model dalam elemen agar semakin mendekati kondisi sebenarnya yang ada di lapangan serta mampu melakukan analisis dinamik maupun pembebanan statik.

### **3.5.1. Komponen Utama Pada Windows Abaqus/CAE 6.13**

Pada gambar 3.6 tampilan windows Abaqus/CAE 6.13 terdapat 10 komponen utama sebagai berikut:

1. *Title bar*, menunjukkan versi dari *software* Abaqus/CAE yang digunakan, serta nama dari file yang dibuat atau digunakan.
2. *Menu Bar*, menunjukkan semua menu yang tersedia, serta memberikan akses ke semua fungsi dalam *software* Abaqus/CAE yang digunakan.
3. *Toolbars*, memberikan akses secara cepat yang tersedia dalam menu.

4. *Context bar*, memberikan kemudahan untuk berpindah antara *module*, model, dan pemilihan elemen yang telah dimodelkan.
5. *Model tree/result tree*, menunjukkan *review* dari model objek dari masing-masing *module*, serta penginputan *amplitudes*.
6. *Toolbox area*, memberikan akses secara cepat ke banyak fungsi pada modul yang sedang diproses.
7. *Viewport*, merupakan area gambar dimana model yang telah dibuat ditampilkan pada area ini.
8. *Message area or command line interface*, menunjukkan informasi dan peringatan yang terjadi jika ada informasi atau kesalahan pada proses pemodelan.



**Gambar 3.6.** Komponen pada tampilan *windows software* Abaqus/CAE 6.13  
(Sumber: Abaqus/CAE 6.13, 2018)

### 3.5.2. Metode Elemen Hingga

Metode elemen hingga pada *software* Abaqus/CAE merupakan salah satu metode numerik yang dapat digunakan untuk menyelesaikan masalah struktural, termal, dan elektromagnetik. Dalam masalah struktur, metode elemen hingga mampu menganalisis tegangan pada struktur rangka, balok maupun frame, tekuk (*buckling*) pada kolom maupun *shell*, serta menganalisis getaran.

Program komputer yang menggunakan metode elemen hingga diantaranya adalah program analisis struktur untuk rangka batang, dimana matriks kekakuan diformulasikan menurut teori eksak. Untuk beberapa masalah model elemen hingga hanya merupakan pendekatan dari kontinum dan perlu adanya asumsi dalam formulasi kekakuan atau bentuk deformasi.

Perilaku suatu struktur dengan dimensi, property bahan, dan jenis tumpuan tertentu dalam menahan beban yang terjadi secara numerik dapat di analisis dengan metode elemen hingga, dimana suatu struktur dibagi menjadi elemen-elemen kecil dengan bentuk geometrik tertentu. Berikut merupakan persamaan umum dalam metode elemen hingga yang ditunjukkan pada persamaan (3.43).

$$\{F\} = [K] \{U\} \dots\dots\dots(3.43)$$

Dengan:

[K] = matriks kekakuan elemen

{U} = matriks perpindahan elemen

{F} = matriks gaya yang bekerja pada elemen

Secara umum, suatu struktur yang kontinu terdiri dari material point yang tak terhingga banyaknya dan oleh karena itu struktur tersebut mempunyai derajat kebebasan (*degree of freedom*) yang tak terhingga banyaknya pula (Suhendro, 2000).

### 3.5.3. Metode Rayleigh-Ritz

Metode Rayleigh-Ritz merupakan suatu metode pendekatan dimana suatu sistem yang kontinu menjadi suatu sistem yang memiliki derajat kebebasan yang berhingga (*finite*). Metode Rayleigh-Ritz dapat digunakan dalam menganalisis deformasi, stabilitas, perilaku *nonlinier* struktur, serta analisis dinamik.

Dalam penggunaan metode Rayleigh-Ritz kesulitan utama yang dapat timbul adalah pemilihan fungsi-fungsi kontinu  $\phi_1, \dots, \phi_n, \psi_1, \dots, \psi_n$ , dan  $\eta_1, \dots, \eta_n$ . Berikut merupakan ketentuan-ketentuan agar dapat mengaplikasikan metode Rayleigh-Ritz, pada analisis struktur dengan bentuk geometrik yang beraturan maupun tidak beraturan meliputi:

1. Karena fungsi  $u = u(x, y, z)$ ,  $v = v(x, y, z)$ ,  $w = w(x, y, z)$  adalah *continuous*, maka jika diamati variasi pada elemen kecil yang merupakan bagian dari domain problem atau strukturnya, variasi tersebut cukup dekat untuk dinyatakan dalam fungsi sederhana seperti konstan atau polinomial berorde rendah dalam  $x$ ,  $y$ , dan  $z$ .
2. Jika domain dari masalah struktur dibagi menjadi banyak elemen-elemen kecil dengan bentuk geometrik yang cukup sederhana, maka dengan menggunakan polinomial sederhana sudah memberikan hasil yang cukup

teliti untuk mendekati fungsi displacement  $u$ ,  $v$ , dan  $w$  pada masing-masing elemen kecil.

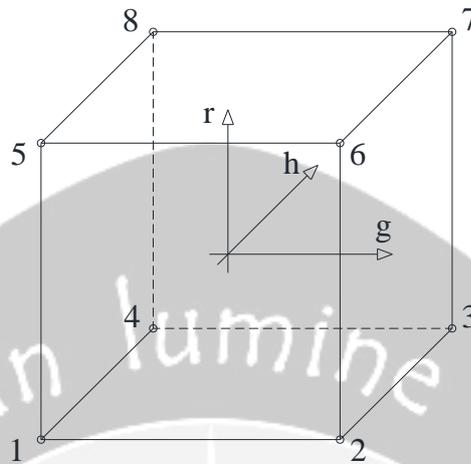
3. Jika domain problem atau strukturnya dibagi menjadi  $N$  elemen, maka energi potensial total ( $\pi$ ) dari system tersebut merupakan jumlah dari energi potensial dari masing-masing elemen yang ditunjukkan pada persamaan berikut:

$$\pi = \sum_{e=1}^N \pi_e \dots\dots\dots(3.44)$$

4. Dari ketentuan-ketentuan di atas, maka untuk menentukan perkiraan yang dekat dari energi potensial total, dengan menjumlahkan seluruh  $\pi_e$  yang dimiliki oleh masing-masing elemen. Ketentuan-ketentuan di atas dengan prinsip metode matriks, akan dikombinasikan dan dikembangkan menjadi metode elemen hingga.

#### **3.5.4. Elemen *Hexahedral Delapan Titik Nodal***

Dalam analisis struktur metode elemen hingga, elemen sangat mempengaruhi analisis, ada 3 jenis elemen pada *3-Dimensional solid* yaitu elemen *rectangular solid*, elemen *hexahendron solid*, dan elemen *tetrahendron solid*. Untuk elemen *hexahedral* delapan titik *nodal* dengan koordinat alami  $g$ ,  $h$ , dan  $r$  ditunjukkan dalam gambar 3.7.



**Gambar 3.7.** Elemen hexahedral delapan titik nodal  
(Sumber: Patria, 2017)

Perpindahan dan koordinat dari titik acak pada elemen hexahedral delapan titik nodal dinyatakan dengan persamaan (3.45) berikut.

$$u = \sum_{i=1}^8 N_i u_i \dots\dots\dots (3.45)$$

$$u = \frac{1}{8} (1 - g)(1 - h)(1 - r) u_1 + \frac{1}{8} (1 - g)(1 - h)(1 - r) u_2 + \dots + \frac{1}{8} (1 - g)(1 - h)(1 - r) u_8 \dots\dots\dots (3.46)$$

Dengan:

$$i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, \text{ dan } 8$$

Terdapat dua skema integrasi numerik elemen hexahedral delapan titik nodal yaitu integrasi penuh dan integrasi tereduksi. Skema integrasi tereduksi ada dua formula, yaitu berdasarkan *uniform strain formulation* yang pertama kali dipublikasikan oleh Flanagan dan Belytschko (1981) serta *centroidal strain formulation*. Integrasi penuh dengan menentukan gradien termodifikasi yang ditunjukkan dalam persamaan (3.47) berikut.

$$\bar{\mathbf{F}} = \mathbf{F} \left( \frac{\bar{J}}{J} \right)^{\frac{1}{n}} \dots\dots\dots (3.47)$$

$$\bar{J} = \frac{1}{V_{el}} \int J dV_{el} \dots\dots\dots (3.48)$$

$$\bar{\mathbf{F}} = \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial \mathbf{X}} \dots\dots\dots (3.49)$$

Untuk elemen tiga dimensi  $n = 3$ , dan nilai termodifikasi tensor deformasi (D) ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\mathbf{D} = \text{sym} (\bar{\mathbf{F}} \cdot \bar{\mathbf{F}}^{-1}) = \text{sym} (\dot{\mathbf{F}} \cdot \mathbf{F}^{-1}) + f I \left( \frac{\dot{\bar{J}}}{\bar{J}} - \frac{\dot{J}}{J} \right) \dots\dots\dots (3.50)$$

Dengan:

$\bar{\mathbf{F}}$  = gradien deformasi

$n$  = dimensi elemen

$J$  = det (F) merupakan Jacobian pada poin Gauss

$\bar{J}$  = rata-rata Jacobian elemen

$f$  = untuk elemen 3 dimensi ( $n = 3$ ) nilai  $f$  adalah 1/3

$I$  = identitas matriks pada elemen 3 dimensi

$\bar{\mathbf{D}}$  ditentukan menggunakan persamaan kecepatan pada persamaan (3.51) berikut.

$$\bar{\mathbf{D}} = \text{sym} \left( \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \mathbf{x}} \right) + f I (\text{trace} (\bar{\partial \mathbf{u}} / \partial \mathbf{x}) - \text{trace} (\partial \mathbf{u} / \partial \mathbf{x})) \dots\dots\dots (3.51)$$

$$\left( \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \mathbf{x}} \right) = \frac{1}{V_{el}} \int V_{el} \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \mathbf{x}} dV_{el} \dots\dots\dots (3.52)$$

Persamaan (3.51) digunakan pada proses kerja virtual, untuk menentukan gaya nodal dari tegangan elemen. Pada *software* Abaqus/CAE central *difference*

*operator* digunakan untuk mendefinisikan *increment* regangan dari nilai tensor deformasi yang ditunjukkan pada persamaan berikut.

$$\Delta \bar{D} = \text{sym} \left( \frac{\partial \Delta u}{\partial x} \right) + f I (\text{trace} (\bar{\partial}_{\Delta u} / \partial x) - \text{trace} (\partial_{\Delta u} / \partial x)) \dots \dots \dots (3.53)$$

$$x = \frac{1}{2} (x_t + x_{t+\Delta t}) \dots \dots \dots (3.54)$$

Dengan:

$x$  = posisi poin di tengah *increment*

### 3.5.5. Plastisitas Baja

Beberapa model untuk analisis plastisitas logam pada *software* Abaqus/CAE adalah pilihan antara tingkat independen, dan tingkat dependen dari plastisitas, pilihan antara permukaan luluh Mises untuk material *isotropic* dan permukaan luluh Hill untuk material *anisotropic*, dan untuk pemodelan tingkat independen antara pengerasan *isotropic* dan pengerasan *kinematic*. Teori plastisitas khusus seperti model besi cor, model ORNL untuk tipe 304 dan 316 baja tahan karat dalam aplikasi nuklir, dan plastisitas deformasi untuk aplikasi mekanika fraktur.

Plastisitas dari tingkat independen digunakan sebagian besar dalam pemodelan respon logam dan beberapa bahan lain pada suhu rendah, dan tingkat regangan rendah. Model plastisitas logam dari tingkat independen menggunakan aliran yang saling berhubungan.

Dua jenis model dari tingkat dependen. Pada tipe pertama kekuatan luluh dari tingkat dependen ditunjukkan pada model material, dimaksudkan untuk aplikasi tingkat regangan yang relatif tinggi, seperti peristiwa dinamis atau simulasi

proses pembentukan logam. Pada jenis tingkat dependen ini, dapat ditunjukkan dengan cara yang berbeda, seperti menggunakan kekuatan tegangan yang terlalu besar (*overstress*) seperti pada persamaan (3.55) berikut.

$$\dot{\epsilon}^{pl} = D \left( \frac{\bar{\sigma}}{\sigma^0} - 1 \right) \quad \text{untuk } \bar{\sigma} \geq \sigma^0 \dots\dots\dots (3.55)$$

Dengan:

$\dot{\epsilon}^{pl}$  = tingkat regangan plastis yang sebanding

$\bar{\sigma}$  = tegangan luluh pada tingkat regangan plastic tidak sama dengan nol

$\frac{\bar{\sigma}}{\sigma^0}$  = rasio tegangan luluh

$\sigma^0(\epsilon^{pl}, \Theta, f_i)$  merupakan tegangan luluh statis (yang mungkin tergantung pada regangan plastis ( $\epsilon^{pl}$ ) melalui pengerasan *isotropic*, pada suhu ( $\Theta$ ) dan pada variabel lainnya ( $f_i$ )), dan  $D(\Theta, f_i)$ ,  $n(\Theta, f_i)$  merupakan parameter material yang dapat menjadi fungsi dari suhu serta dari variabel keadaan lainnya. Cara lainnya, dengan menentukan rasio tegangan luluh ( $\bar{\sigma}/\sigma^0$ ) sebagai fungsi dari tingkat regangan plastis yang sebanding ( $\dot{\epsilon}^{pl}$ ). Dari kedua pilihan ini, diasumsikan bahwa bentuk kurva pengerasan pada tingkat regangan yang berbeda adalah identik. Jika bentuk kurva pengerasan pada tingkat regangan yang berbeda, hubungan tegangan regangan statis dan tingkat dependen dapat ditentukan secara langsung, untuk tegangan luluh dari tingkat regangan tertentu dilakukan interpolasi.

Pada pengerasan *isotropic* untuk fungsi luluh ditunjukkan dalam persamaan (3.56) berikut.

$$f(\sigma) = \sigma^0(\varepsilon^{pl}, \theta) \dots\dots\dots (3.56)$$

$$\sigma^0 \varepsilon^{pl} = \sigma : \dot{\varepsilon}^{pl} \dots\dots\dots (3.57)$$

Dengan:

$\varepsilon^{pl}$  = perilaku regangan plastis yang sebanding

$\sigma^0$  = tegangan uniaxial yang sebanding

$\theta$  = temperatur

### 3.5.6. Plastisitas Elasto *Isotropic*

Model material *isotropic* sangat umum digunakan untuk perhitungan plastisitas dari logam, baik sebagai model pada tingkat dependen atau sebagai model pada tingkat independen, serta memiliki bentuk yang sangat sederhana. Karena kesederhanaan bentuk tersebut, persamaan yang terkait dalam mengintegrasikan model dengan mudah dikembangkan dalam hal variabel tunggal, dan matriks kekakuan material dapat ditulis secara eksplisit. Untuk kesederhanaan notasi, semua kuantitas yang tidak secara eksplisit dikaitkan dengan titik waktu, diasumsikan evaluasi pada akhir kenaikan.

Fungsi luluh Mises dengan aliran yang terkait berarti tidak ada regangan plastis volumetrik, karena modulus elastisitas dalam jumlah cukup besar, perubahan volume akan menjadi kecil. Untuk penentuan volume tekanan dapat ditentukan dengan persamaan (3.58), serta karena itu regangan deviatorik ditentukan dengan persamaan (3.59) berikut ini.

$$\varepsilon_{vol} = \text{trace}(\varepsilon) \dots\dots\dots (3.58)$$

$$e = \varepsilon - \frac{1}{3} \varepsilon_{\text{vol}} \mathbf{I} \dots \dots \dots (3.59)$$

Pada definisi model material, untuk dekomposisi tingkat regangan ditentukan pada persamaan (3.60). Berdasarkan definisi standar pengukuran korotasional dalam bentuk terintegrasi pada persamaan (3.61).

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{\text{el}} + d\varepsilon^{\text{pl}} \dots \dots \dots (3.60)$$

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{pl}} \dots \dots \dots (3.61)$$

Elastisitas dapat ditulis dalam komponen volumetric pada persamaan (3.62) dan deviator pada persamaan (3.64). Untuk komponen tegangan volumetrik, dan deviator ditunjukkan pada persamaan (3.63), dan (3.65).

$$p = -K\varepsilon_{\text{vol}} \dots \dots \dots (3.62)$$

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma) \dots \dots \dots (3.63)$$

$$S = 2G e^{\text{el}} \dots \dots \dots (3.64)$$

$$S = \sigma + p \mathbf{I} \dots \dots \dots (3.65)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots \dots \dots (3.66)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots (3.67)$$

Dengan:

K = modulus massal

G = modulus geser

E = modulus luluh

$\nu$  = *poisson ratio*

Pengaturan aliran diatur dalam persamaan (3.68) berikut.

$$de^{pl} = de^{-pl} n \dots\dots\dots (3.68)$$

$$n = \frac{3}{2} \frac{S}{q} \dots\dots\dots (3.69)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S : S} \dots\dots\dots (3.70)$$

Dengan:

$de^{pl}$  = tingkat regangan plastis yang sebanding (*scalar*)

Persyaratan dari plastisitas, material harus memenuhi hubungan tegangan-uniaksial regangan-plastis dan tingkat-regangan. Jika material independen, persamaan untuk kondisi luluh seperti pada persamaan (3.71) berikut ini.

$$q = \sigma^0 \dots\dots\dots (3.71)$$

Dimana  $\sigma^0(\bar{e}^{pl}, \theta)$  adalah tegangan luluh yang ditentukan oleh pengguna sebagai fungsi dari regangan plastis yang seimbang ( $\bar{e}^{pl}$ ), dan suhu ( $\theta$ ).

$$\dot{\bar{e}}^{pl} = h(q, \bar{e}^{pl}, \theta) \dots\dots\dots (3.72)$$

$$\dot{\bar{e}}^{pl} = D \left( \frac{q}{\sigma^0} - 1 \right)^n \dots\dots\dots (3.73)$$

Dengan:

$h$  = fungsi yang diketahui

Contoh model material dengan tingkat dependen memberikan kuat tegangan berlebih dari bentuk pada persamaan (3.73).  $D(\theta)$ , dan  $n(\theta)$  merupakan suhu dependent dari parameter material dan  $\sigma^0(\bar{e}^{pl}, \theta)$  merupakan tegangan luluh statis.

Integrasi hubungan tersebut dalam persamaan (3.74) dengan metode Euler berikut.

$$\Delta \bar{\epsilon}^{pl} = \Delta t h(q, \bar{\epsilon}^{pl}, \theta) \dots\dots\dots (3.74)$$

$$q = \bar{\sigma}(\bar{\epsilon}^{pl}) \dots\dots\dots (3.75)$$

Persamaan (3.74) dapat dibalik secara numerik jika diperlukan, untuk memberikan  $q$  sebagai fungsi ( $\bar{\epsilon}^{pl}$ ) pada akhir kenaikan. Baik model tingkat independen maupun model tingkat dependen terintegrasi memberikan bentuk uniaksial yang umum.

Nilai  $\bar{\sigma} = \sigma^0$  pada model tingkat independen dan  $\bar{\sigma}$  diperoleh dengan persamaan (3.74) untuk model tingkat dependen. Persamaan (3.61) sampai (3.75) mendefinisikan perilaku material. Dalam setiap kenaikan ketika aliran plastis terjadi (ditentukan dengan mengevaluasi  $q$  berdasarkan respon elastis murni dan menemukan bahwa nilainya melebihi).

### 3.5.7. Potensi Tegangan Untuk Plastisitas Logam *Anisotropic*

Plastisitas model logam dalam *software* Abaqus/CAE menggunakan potensi tegangan Mises untuk perilaku *isotropic* dan potensi tegangan Hill untuk perilaku *anisotropic*. Kedua potensi ini hanya bergantung pada tegangan deviatoric, sehingga pada bagian plastis respon tidak dapat terenggam. Dalam kasus di mana aliran plastis mendominasi respon (seperti perhitungan batas beban atau masalah pembentukan logam), kecuali untuk masalah tegangan rencana, elemen hingga harus dipilih sehingga dapat mengakomodasi aliran yang tidak dapat terenggam.

Persamaan untuk menentukan potensi tegangan Mises ditunjukkan pada persamaan (3.76) berikut.

$$f(\sigma) = q \dots\dots\dots (3.76)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S : S} \dots\dots\dots (3.77)$$

$$S = \sigma - \frac{1}{3} \text{trace}(\sigma) \mathbf{I} = \sigma - \frac{1}{3} \mathbf{II} : (\sigma) \dots\dots\dots (3.78)$$

Potensinya adalah lingkaran di bidang normal ke sumbu hidrostatik dalam tegangan utama, yang ditunjukkan pada persamaan berikut.

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} = \frac{1}{q} \frac{3}{2} S \dots\dots\dots (3.79)$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial \sigma \partial \sigma} = \frac{1}{q} \left( \frac{3}{2} \mathbf{I} - \frac{1}{2} \mathbf{II} - \frac{\partial f}{\partial \sigma} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right) \dots\dots\dots (3.80)$$

Dengan:

$f(\sigma)$  = potensi tegangan Mises

$S$  = tegangan *deviatoric*

$\mathfrak{S}$  = tensor unit urutan keempat

Fungsi tegangan Hill adalah *extension* sederhana dari fungsi Mises untuk memungkinkan perilaku *anisotropic*, yang ditunjukkan pada persamaan (3.81) berikut.

$$f(\sigma) = \sqrt{F(\sigma_y - \sigma_z)^2 + G(\sigma_z - \sigma_x)^2 + H(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 2L\tau_{yz}^2 + 2M\tau_{zx}^2 + 2N\tau_{xy}^2}$$

Dalam hal komponen tegangan Cartesian persegi panjang, dimana F, G, H, L, M, dan N merupakan konstanta yang diperbolehkan dengan pengujian

material dalam orientasi yang berbeda, didefinisikan pada persamaan (3.82) sampai (3.87).

$$F = \frac{\sigma_0^2}{2} \left( \frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} \right) \dots\dots\dots (3.82)$$

$$G = \frac{\sigma_0^2}{2} \left( \frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} \right) \dots\dots\dots (3.83)$$

$$H = \frac{\sigma_0^2}{2} \left( \frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} \right) \dots\dots\dots (3.84)$$

$$L = \frac{3}{2} \left( \frac{\tau_0}{\bar{\tau}_{23}} \right)^2 \dots\dots\dots (3.85)$$

$$M = \frac{3}{2} \left( \frac{\tau_0}{\bar{\tau}_{13}} \right)^2 \dots\dots\dots (3.86)$$

$$N = \frac{3}{2} \left( \frac{\tau_0}{\bar{\tau}_{12}} \right)^2 \dots\dots\dots (3.87)$$

$$\tau_0 = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (3.88)$$

$\sigma_0$ ,  $\bar{\sigma}_{11}$ ,  $\bar{\sigma}_{22}$ ,  $\bar{\sigma}_{33}$ ,  $\bar{\tau}_{12}$ ,  $\bar{\tau}_{23}$ , dan  $\bar{\tau}_{13}$  ditentukan oleh pengguna. Adalah nilai-nilai tegangan yang membuat potensi sama dengan  $\sigma_0$  jika hanya satu komponen tegangan tidak sama dengan nol. Untuk fungsi ini, pada persamaan (3.89) dimana  $b$  ditunjukkan pada persamaan (3.91).

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} = \frac{1}{f} b \dots\dots\dots (3.89)$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial \sigma \partial \sigma} = \frac{1}{f} \left( \frac{\partial b}{\partial \sigma} - \frac{1}{f^2} b b \right) \dots\dots\dots (3.90)$$

$$b = \begin{bmatrix} -G(\sigma_z - \sigma_x) + H(\sigma_x - \sigma_y) \\ F(\sigma_y - \sigma_z) - H(\sigma_x - \sigma_y) \\ -F(\sigma_y - \sigma_z) + G(\sigma_z - \sigma_x) \\ 2L\tau_{yz} \\ 2M\tau_{zx} \\ 2L\tau_{yz} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.91)$$

$$\frac{\partial b}{\partial \sigma} = \begin{bmatrix} G+H & -H & -G & 0 & 0 & 0 \\ -H & F+H & -F & 0 & 0 & 0 \\ -G & -F & F+G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2N & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2M & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2L \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.92)$$

### 3.5.8. Hysteresis

*Hysteresis* dari model material *elastomeric* dalam *software* Abaqus/CAE dimaksudkan untuk memodelkan besarnya regangan, yang bergantung pada perilaku dari *elastomers*. Aspek utama dari perilaku *elastomers* adalah *hysteresis* dalam kurva tegangan regangan akibat beban siklik. Respon dari model material *elastomeric* akibat siklus pembebanan, tidak memodelkan “*Mullins effect*” yang mengacu pada pelunakan signifikan yang ditunjukkan oleh respon material *elastomers* dalam siklus pembebanan awal.

Model material *elastomeric* membagi respon mekanis dari *elastomers* dalam jaringan *equilibrium* (A), sesuai dengan keadaan selama tes tegangan, dan jaringan waktu tertentu (B), yang menunjukkan tingkat penyimpangan *nonlinear* tergantung dari *equilibrium*.

Tegangan total diasumsikan sebagai jumlah tegangan dalam dua jaringan. *Deformation gradient* (F) diasumsikan berlaku pada kedua jaringan dan diuraikan

menjadi bagian elastis dan inelastis pada jaringan B sesuai dengan persamaan (3.93) berikut.

$$F = F_B^e F_B^{cr} \dots\dots\dots (3.93)$$

Model material didefinisikan sebagai *isotropic*, model material *hyperelastic* menggambarkan respon jaringan A. Respon mekanis jaringan A di bawah *deformation gradient* (F) berdasarkan *isotropic hyperelasticity* standar. Respon tegangan dari jaringan B tergantung pada  $F_B^e$ , dan ditentukan oleh potensi *hyperrelastic* seperti jaringan A, hingga faktor penskalaan tegangan (S). Untuk F, penentuan  $F_B^e$  membutuhkan spesifikasi konstitutif untuk  $F_B^{cr}$ , yang ditunjukkan melalui pengembangan persamaan  $F_B^{cr}$ , pada persamaan (3.94) berikut.

$$\dot{\epsilon}_B^{cr} \frac{S_B}{\sigma_B} = F_B^e F_B^{cr} F_B^{cr-1} F_B^{e-1} \dots\dots\dots (3.94)$$

$$\sigma_B = \sqrt{\frac{3}{2} S_B : S_B} \dots\dots\dots (3.95)$$

$$\dot{\epsilon}_B^{cr} = A [\lambda_B^{cr} - 1 + E]^C (\sigma_B)^m \dots\dots\dots (3.96)$$

$$\lambda_B^{cr} = \sqrt{\frac{1}{3} I : C_B^{cr}} \dots\dots\dots (3.97)$$

$$C_B^{cr} = F_B^{cr T} F_B^{cr} \dots\dots\dots (3.98)$$

Dengan:

$\dot{\epsilon}_B^{cr}$  = regangan-regangan efektif dalam jaringan B

$S_B$  = tensor deviator dari tegangan Cauchy pada jaringan B

$\sigma_B$  = tegangan efektif dalam jaringan B

$\lambda_B^{cr} - 1$  = regangan-regangan nominal dalam jaringan B

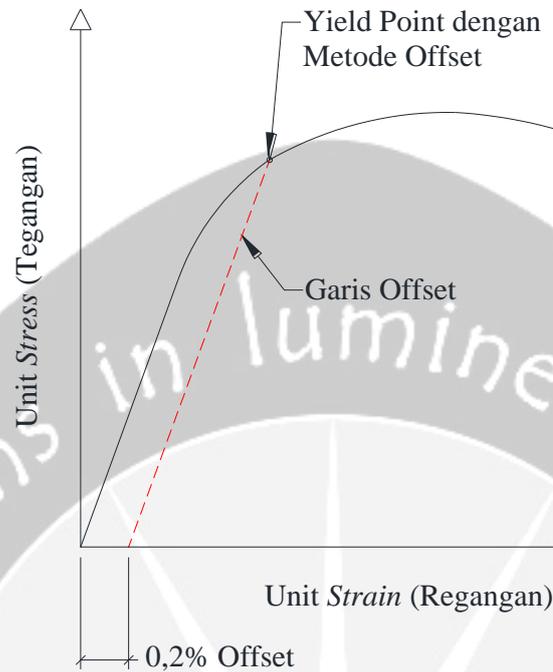
Korelasi dari rangkaian regangan *microscopic* ke keadaan regangan *macroscopic* utama melalui persamaan di atas berasal dari Arruda dan Boyce (1993). Implementasi numerik pada respon material dari jaringan A identik dengan untuk model *hyperelastic*.

Implementasi mekanisme jaringan B didasarkan pada pendekatan eksponensial implisit terhadap pengaturan aliran, pada persamaan (9.94), yang menjaga sifat inelastis *incompressibility* dari pengaturan aliran (Weber dan Anand, 1990).

### **3.6. Titik Luluh (*Yield Point*)**

Kekuatan luluh atau titik luluh merupakan suatu gambaran kemampuan material menahan deformasi permanen bila digunakan dalam penggunaan struktural yang melibatkan pembebanan mekanik seperti tarik, tekan, bending atau puntir. Di sisi lain, batas luluh harus dicapai ataupun dilewati bila bahan digunakan dalam proses manufaktur produk-produk logam seperti *rolling*, *drawing*, *stretching*, dan lainnya.

Titik *yield* menggunakan metode offset berdasarkan ditentukan dengan cara menarik garis lurus (garis offset) yang sejajar dengan kurva misalkan tegangan-regangan (pada daerah proporsional) yang digunakan sebagai acuan (garis lurusnya) dengan persentase 0,2% searah sumbu X dari titik 0 (Timoshenko dan Gere, 1987). Perpotongan garis offset dengan kurva yang ada merupakan tegangan luluh offset. Umumnya untuk garis offset diambil 0,1 – 0,2% dari regangan total dimulai dari titik 0. Penentuan titik offset seperti pada gambar 3.8 berikut.



**Gambar 3.8.** Penentuan tegangan luluh dengan metode Offset  
(Sumber: Timoshenko dan Gere, 1987)

### 3.7. Variasi Pembebanan

Secara implisit diasumsikan bahwa kerusakan struktur kumulatif hanya terjadi karena deformasi maksimum, terlepas dari jumlah siklus plastis dan jumlah energi yang hilang disebabkan oleh pemuatan siklik berulang (Kunnath dan Chai, 2004).

Dalam mengukur kerusakan elemen struktur baja yang dikenai perpindahan siklik untuk pengembalian tegangan lentur/geser yang diterapkan secara acak, seperti yang disebabkan oleh gempa bumi ekstrim (Climent, 2007). Pembebanan yang dilakukan pada elemen struktur baja secara acak yang dianggap dapat mewakili beban gempa ekstrim dengan menggunakan beberapa variasi beban  $\Delta_y$  (perpindahan luluh) dalam mengukur kerusakan elemen.