

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis sistem ganda pada struktur baja dengan rangka bresing eksentrik pada model yang dibuat diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

- 1) Perencanaan beban gempa pada sistem ganda yang dirancang telah memenuhi pasal 6 SNI 03-1726-2002 dan Pasal 15.2 SNI 03-1729-2002. Dengan demikian perilaku inelastik pada struktur diharapkan dapat terjadi.
- 2) Pembatasan simpangan antar lantai yang dilakukan menurut Pasal 8.1 dan Pasal 8.2 SNI 03-1726-2002 sejalan dengan Pasal 15.4 SNI 03-1729-2002. Akibatnya sistem ganda yang dirancang memenuhi kriteria *service*.
- 3) Pada setiap tingkat, baik SRPMK maupun SRBE, sama-sama memikul beban gempa. Interaksi yang terjadi antara SRPMK dan SRBE tidak begitu kuat sehingga tidak diperoleh gaya geser negatif dan momen positif pada diagram gaya geser dan diagram momen guling pada sistem ganda ini.
- 4) Pada lantai 1-9 SRBE memikul lebih dari 70% beban gempa yang masuk ke struktur. Persentase terbesar dalam memikul beban gempa terdapat pada SRBE lantai ke-2 yaitu sebesar 89,01%. Persentase terkecil dialami pada SRBE lantai ke-9 yaitu sebesar 70,78%.
- 5) Pada lantai teratas, SRBE kurang begitu dominan peranannya dalam memikul beban gempa. Terbukti dengan nilai persentase beban gempa yang dipikul

oleh SRPMK yang nilainya 55,97% sedangkan yang dipikul SRBE hanya 44,03%.

- 6) Dominasi peran SRBE dalam memikul beban gempa diakibatkan adanya balok link yang mampu mengalami aksi inelastik saat mendisipasi energi gempa yang masuk ke struktur. Balok link pada SRBE merupakan elemen sistem ganda yang paling besar memikul beban gempa pada lantai 1-9.
- 7) *Capacity design* pada SRBE telah memenuhi semua aturan yang ada di Pasal 15.13 SNI 03-1729-2002 dan *Capacity design* pada SRPMK telah memenuhi semua aturan yang ada di Pasal 15.7 SNI 03-1729-2002 mengakibatkan struktur memenuhi persyaratan *strength design*.
- 8) Dipenuhinya kriteria *strength* dan *service* pada struktur berarti tahapan awal pada prinsip *performance based seismic design* telah dipenuhi.

## 6.2 Saran

Dari hasil dan proses mengerjakan tugas akhir ini, saran yang ada adalah sebagai berikut:

- 1) Dalam perencanaan ketahanan gempa di Indonesia khususnya pada struktur baja, sebaiknya tidak hanya didasarkan pada SNI saja. Peraturan-peraturan di luar negeri yang menjadi pijakan SNI dan sejalan dengan SNI perlu diperhatikan juga tujuannya untuk mendukung pemahaman terhadap SNI.
- 2) Berkenaan dengan kriteria pembatasan simpangan, profil kolom dapat menggunakan *deep sections*, hanya perlu diperhatikan mengenai faktor *Lateral Torsional Buckling* yang mungkin terjadi.

- 3) Pendetilan sendi plastis pada balok rangka momen dapat dilakukan dengan metode *reduce beam sections*.
- 4) Untuk memperoleh daktilitas sesuai dengan keinginan perencana, panjang balok link dapat diubah-ubah.
- 5) Perencanaan sambungan yang belum dilakukan perlu dilakukan lebih cermat dan teliti. Tujuannya agar saat terjadi gempa kegagalan yang terjadi pada struktur tidak diawali oleh kegagalan pada sambungan.
- 6) Tabel profil baja yang digunakan sebaiknya memiliki data konstanta torsi, konstanta pilin, dan modulus plastis penampang sehingga memudahkan pada saat perancangan.

Demikian saran yang dapat disampaikan untuk kemajuan penelitian yang akan datang.

## DAFTAR PUSTAKA

- AISC, 2005, *Seismic Provisions for Structural Steel Building Including Supplement No.1(ANSI/AISC 341s1-05)*, AISC, Chicago, Illinois.
- AISC, 2005, *Specification for Structural Steel Building (ANSI/AISC 360-05)*, AISC, Chicago, Illinois.
- Anwar, N., 2007, *Seismic Analysis and Design of Buildings*, Makalah Seminar Program Studi Teknik Sipil Universitas Atma Jaya Yogyakarta 8 November 2007.
- Becker, R. dan Ishler, M., 1996, *Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames*, diakses 21 September 2007, <http://web.iku.edu.tr/courses/insaat/ce007/Seismic%20Design%20of%20Eccentrically%20Braced%20Frames.pdf>
- Budiono, B., 2000, *Perencanaan Tahan Gempa*, Kursus Singkat Perencanaan Struktur Baja dengan Metoda LRFD, Laboratorium Mekanika Struktur Pusat Penelitian Antar Universitas Ilmu Rekayasa Institut Teknologi Bandung.
- Building Seismic Safety Council, 2003, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, FEMA (Federal Emergency Management Agency) 450, Washington DC..
- Bruneau, M., Uang, C.M., dan Whittaker, A., 1998, *Ductile Design of Steel Structures*, Mc. Graw-Hill, New York.
- Dewobroto, W., *Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover*, diakses 21 September 2007, [http://sipil-uph.tripod.com/wiryanto\\_di\\_soegijapranata.pdf](http://sipil-uph.tripod.com/wiryanto_di_soegijapranata.pdf)
- Foutch, D.A., 1989, Seismic Behaviour of Eccentrically Braced Frame, *Journal of Structural Engineering ASCE*, vol. 115, no. 8, pp. 1857 – 1876.
- Gunawan, R., 1999, *Tabel Profil KONSTRUKSI BAJA*, Kanisius, Yogyakarta.
- Harris, J.E., Rutz, F.R., Manzouri, T., S, 2006, *NEHRP Recommended Provisions FEMA 451 (Structural Steel Design)*, diakses 1 Februari 2008 <http://www.bssconline.org/Design%20Examples/Chapter05.pdf>
- ICBO, 1997, *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, diakses 21 September 2007, [http://rapidshare.com/users/SX3LXA/UBC\\_Structural\\_Code-Volume\\_2.rar](http://rapidshare.com/users/SX3LXA/UBC_Structural_Code-Volume_2.rar).

- ICC, 2006, *International Building Code*, International Code of Council, USA, diakses 21 September 2007, [http://rapidshare.com/users/SX3LXA/IBC\\_Code\\_2006](http://rapidshare.com/users/SX3LXA/IBC_Code_2006).
- Limasalle, S.P., Susanto, A., dan Gunawan, R.K., 2006, *Ketentuan-Ketentuan SNI 03-1726-2002 Yang Perlu Diubah*, diakses 21 September 2007, <http://www.box.net/shared/m5kd7upalj>.
- Mangkoesoebroto, S.P., 2000, *Metoda Dalam Analisa Struktur*, Kursus Singkat Perencanaan Struktur Baja dengan Metoda LRFD, Laboratorium Mekanika Struktur Pusat Penelitian Antar Universitas Ilmu Rekayasa Institut Teknologi Bandung.
- Moestopo, M., 2000, *Kombinasi Aksial dan Lentur*, Kursus Singkat Perencanaan Struktur Baja dengan Metoda LRFD, Laboratorium Mekanika Struktur Pusat Penelitian Antar Universitas Ilmu Rekayasa Institut Teknologi Bandung.
- Panitia Teknik Konstruksi Bangunan, 2002, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)*, Badan Standardisasi Nasional
- Panitia Teknik Konstruksi Bangunan, 2002, *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)*, Badan Standardisasi Nasional.
- Paulay, T., dan Priestley, M.J.N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete And Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., USA.
- PT. Gunung Garuda, *Square Hollow Section*, diakses 21 September 2007, <http://www.grdsteel.com/00%20PRODUCT/pdf/gg/gg%20wfs.pdf>.
- PT. Gunung Garuda, *Wide Flange Shape Catalog*, diakses 21 September 2007, <http://www.grdsteel.com/00%20PRODUCT/pdf/grp/grp%20shs.pdf>
- Purwono, Rachmat. 2005, *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa sesuai SNI 1726 dan SNI 2847 Terbaru*, ITS Press, Surabaya.
- Rastandi, J.I, 2006, *Dampak Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental Pada Bangunan Gedung Tingkat Rendah*, diakses 21 September 2007, <http://www.box.net/shared/27nkuvuq5j>.
- Uang, C.M., Bruneau, M., dan Whittaker, A., Tsai, K.C., 2001, *Seismic Design of Steel Structures*, Springer Publisher, USA.

Wangsadinata, W., *Capacity Design A Concept to Ensure Seismic Resistance of Building Structures*, diakses 22 Januari 2008, <http://www.wiratman.co.id/ximages/capdesign.pdf>.

Whittaker, A.S., Uang, C.M., dan Bertero, V.V., 1989, Experimental Behaviour of Dual Steel System, *Journal of Structural Engineering ASCE*, vol. 115, no. 1, pp. 183 – 200.





*serviens in lumine veritatis*

LAMPIRAN

GAYA-GAYA GESER

AKIBAT BEBAN GEMPA

**GAYA GESER KOLOM SRPMK**

	1A	4A	5A	8A	1D	4D	5D	8D	TOTAL
ATAP	19.16	32.45	32.45	19.16	19.41	32.84	32.84	19.41	207.72
9	25.62	39.95	39.95	25.62	25.96	40.47	40.47	25.96	264
8	23.58	40.13	40.13	23.58	23.91	40.67	40.67	23.91	256.58
7	30.54	49.4	49.4	30.54	30.97	50.07	50.07	30.97	321.96
6	39.24	66.86	66.86	39.24	39.79	67.76	67.76	39.79	427.3
5	39.31	66.41	66.41	39.31	39.86	67.33	67.33	39.86	425.82
4	50.19	77.68	77.68	50.19	50.9	78.76	78.76	50.9	515.06
3	48.58	86.92	86.92	48.58	49.28	88.13	88.13	49.28	545.82
2	40.1	76.23	76.23	40.1	40.67	77.3	77.3	40.67	468.6
1	84.22	99.26	99.26	84.22	85.44	100.69	100.69	85.44	739.22

	1B	2B	3B	4B	5B	6B	7B	8B	TOTAL
ATAP	10.76	19.3	18.99	19.36	19.36	18.99	19.3	10.76	136.82
9	14.92	25.35	24.94	25.21	25.21	24.94	25.35	14.92	180.84
8	15.6	27.47	26.93	27.31	27.31	26.93	27.47	15.6	194.62
7	14.91	29.59	28.85	29.1	29.1	28.85	29.59	14.91	204.9
6	22.32	36.38	35.13	35.41	35.41	35.13	36.38	22.32	258.48
5	22.07	38.28	36.89	37.14	37.14	36.89	38.28	22.07	268.76
4	26.53	36.95	35.79	35.97	35.97	35.79	36.95	26.53	270.48
3	14.36	34.68	33.92	34.05	34.05	33.92	34.68	14.36	234.02
2	12.13	31.75	30.91	31.01	31.01	30.91	31.75	12.13	211.6
1	51.28	41.12	40.61	40.66	40.66	40.61	41.12	51.28	347.34

	1C	2C	3C	4C	5C	6C	7C	8C	TOTAL
ATAP	10.99	19.53	19.05	19.43	19.43	19.05	19.53	10.99	138
9	15.12	25.57	25.04	25.32	25.32	25.04	25.57	15.12	182.1
8	15.82	27.71	27.04	27.33	27.33	27.04	27.71	15.82	195.8
7	15.09	29.83	28.97	29.23	29.23	28.97	29.83	15.09	206.24
6	22.6	36.68	35.28	35.57	35.57	35.28	36.68	22.6	260.26
5	22.31	38.57	37.06	37.31	37.31	37.06	38.57	22.31	270.5
4	26.67	37.21	35.95	36.14	36.14	35.95	37.21	26.67	271.94
3	12.26	34.93	34.08	34.2	34.2	34.08	34.93	12.26	230.94
2	12.26	31.96	31.05	31.15	31.15	31.05	31.96	12.26	212.84
1	51.56	41.34	40.8	40.85	40.85	40.8	41.34	51.56	349.1

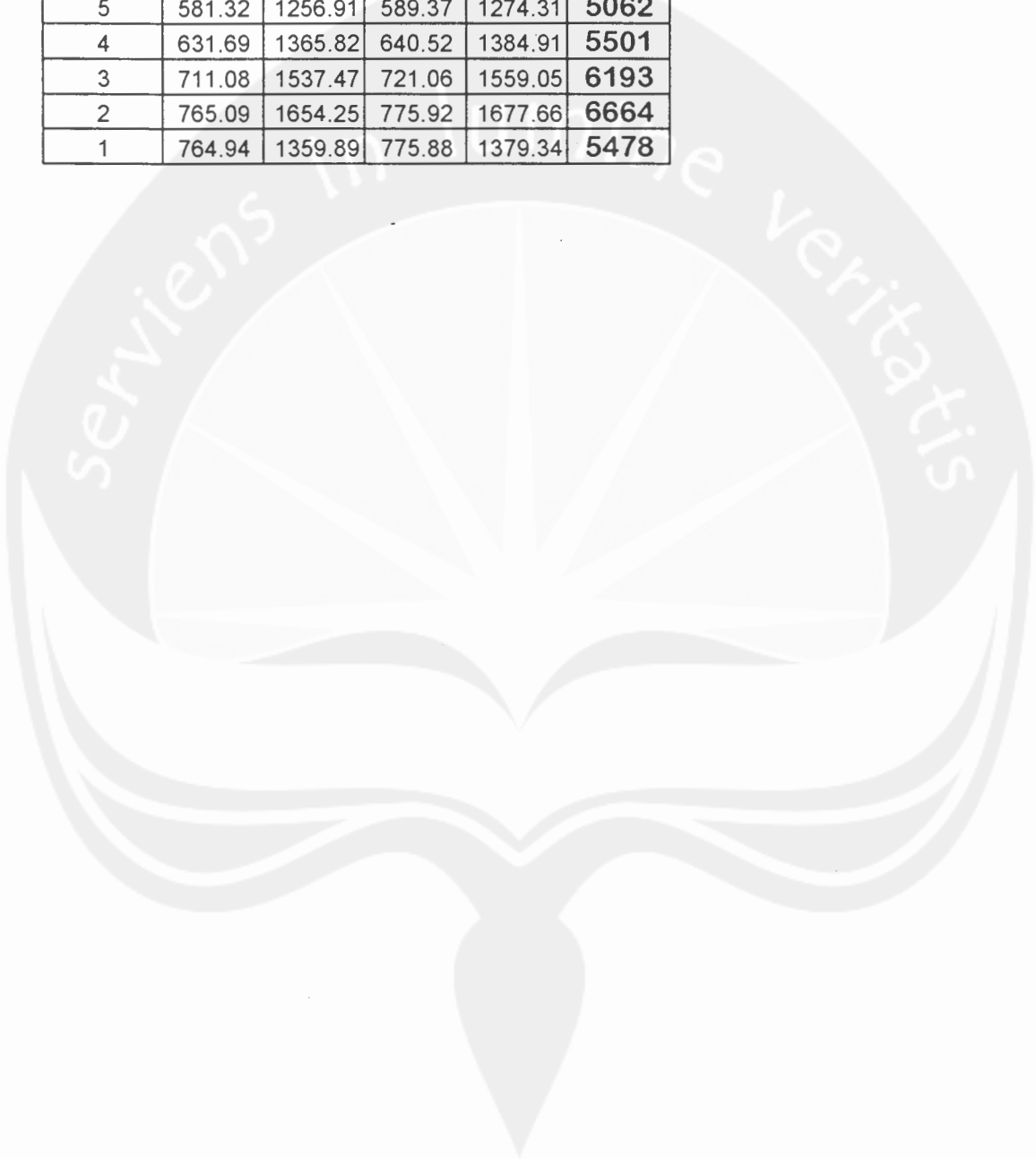
**GAYA GESER KOLOM SRBE**

	2A	3A	6A	7A	2D	3D	6D	7D	TOTAL
ATAP	11.01	11.25	11.25	11.01	11.15	11.38	11.38	11.15	89.58
9	19.88	20.02	20.02	19.88	20.15	20.27	20.27	20.15	160.64
8	14.12	14.15	14.15	14.12	14.32	14.33	14.33	14.32	113.84
7	21.84	21.76	21.76	21.84	22.14	22.05	22.05	22.14	175.58
6	55.63	55.3	55.3	55.63	56.4	56.04	56.04	56.4	446.74
5	56.19	55.86	55.86	56.19	56.99	56.62	56.62	56.99	451.32
4	73.71	73.08	73.08	73.71	74.76	74.09	74.09	74.76	591.28
3	45.86	45.04	45.04	45.86	46.53	45.66	45.66	46.53	366.18
2	42.6	41.62	41.62	42.6	43.21	42.18	42.18	43.21	339.22
1	147.46	148.86	148.86	147.46	149.61	148.99	148.99	149.61	1189.8



### GAYA GESER BALOK LINK SRBE

<b>PANTAI</b>	<b>V link</b>	<b>Px</b>	<b>V link</b>	<b>Px</b>	<b>TOTAL 4 EBF</b>
10	37.57	81.2324	37.77	81.6649	<b>325.8</b>
9	170.45	368.541	172.55	373.081	<b>1483</b>
8	312.29	675.222	316.41	684.13	<b>2719</b>
7	417.37	902.422	422.97	914.53	<b>3634</b>
6	487.6	1054.27	494.26	1068.67	<b>4246</b>
5	581.32	1256.91	589.37	1274.31	<b>5062</b>
4	631.69	1365.82	640.52	1384.91	<b>5501</b>
3	711.08	1537.47	721.06	1559.05	<b>6193</b>
2	765.09	1654.25	775.92	1677.66	<b>6664</b>
1	764.94	1359.89	775.88	1379.34	<b>5478</b>





*serviens in lumine veritatis*

LAMPIRAN

TABEL PARAMETER DESAIN BEBAN

GEMPA MENURUT NEHRP 2003

Structural Design Criteria

Basic Seismic-Force-Resisting System	Detailing Reference Section	$R^a$	$\Omega_0^b$	$C_d^c$	System Limitations and Height Limits (ft) by Seismic Design Category <sup>d</sup>				
					B	C	D <sup>e</sup>	F <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
Special masonry moment frames	11.7	5 <sup>1</sup>	3	5	NL	NL	160	160	100
Dual Systems with Special Moment Frames (See Sec. 4.3.1.1.)									
Steel eccentrically braced frames	AISC Seismic, Part I, Sec. 15	8	2 <sup>1</sup>	4	NL	NL	NL	NL	NL
Buckling-Restrained Braced Frame		8	2 <sup>1</sup>	5	NL	NL	NL	NL	NL
Special steel concentrically braced frames	AISC Seismic, Part I, Sec. 13	7	2 <sup>1</sup>	5 <sup>1</sup>	NL	NL	NL	NL	NL
Special reinforced concrete shear walls	9.2.1.4	8	2 <sup>1</sup>	6 <sup>1</sup>	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary reinforced concrete shear walls	9.2.1.3	6	2 <sup>1</sup>	5	NL	NL	NP	NP	NP
Composite eccentrically braced frames	AISC Seismic, Part II, Sec. 14	8	2 <sup>1</sup>	4	NL	NL	NL	NL	NL
Composite concentrically braced frames									
Special steel plate shear walls	AISC Seismic, Part II, Sec. 12	6	2	5	NL	NL	NL	NL	NL
Composite steel plate shear walls		8	2 <sup>1</sup>	6 <sup>1</sup>	NL	NL	NL	NL	NL
Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements	AISC Seismic, Part II, Sec. 17	7 <sup>1</sup>	2 <sup>1</sup>	6	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	AISC Seismic, Part II, Sec. 16	7	2 <sup>1</sup>	6	NL	NL	NL	NL	NL
Special reinforced masonry shear walls	11.5.6.3	5 <sup>1</sup>	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
Intermediate reinforced masonry shear walls	11.5.6.2	4	3	3 <sup>1</sup>	NL	NL	NL	NP	NP
Dual Systems with Intermediate Moment Frames (See Sec. 4.3.1.1.)									
Special steel concentrically braced frames <sup>g</sup>	AISC Seismic, Part I, Sec. 13	6	2 <sup>1</sup>	5	NL	NL	35 <sup>h</sup>	NP <sup>h</sup>	NP <sup>h</sup>



*serviens in lumine veritatis*

LAMPIRAN

TABEL PARAMETER DESAIN BEBAN

GEMPA MENURUT NEHRP 2003

Basic Seismic-Force-Resisting System	Detailing Reference Section	$R^a$	$\Omega_0^b$	$C_d^c$	System Limitations and Height Limits (ft) by Seismic Design Category <sup>d</sup>					
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>	F <sup>g</sup>
Special masonry moment frames	11.7	5½	3	5	NL	NL	160	160	100	
<b>Dual Systems with Special Moment Frames (See Sec. 4.3.1.1.)</b>										
Steel eccentrically braced frames	AISC Seismic, Part I, Sec. 15	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Buckling-Restrained Braced Frame		8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Special steel concentrically braced frames	AISC Seismic, Part I, Sec. 13	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Special reinforced concrete shear walls	9.2.1.4	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary reinforced concrete shear walls	9.2.1.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	NP
Composite eccentrically braced frames	AISC Seismic, Part II, Sec. 14	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Composite concentrically braced frames	AISC Seismic, Part II, Sec. 12	6	2	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Special steel plate shear walls		8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Composite steel plate shear walls	AISC Seismic, Part II, Sec. 17	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements	AISC Seismic, Part II, Sec. 16	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	AISC Seismic, Part II, Sec. 15	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	NP
Special reinforced masonry shear walls	11.5.6.3	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
Intermediate reinforced masonry shear walls	11.5.6.2	4	3	3½	NL	NL	NL	NP	NP	NP
<b>Dual Systems with Intermediate Moment Frames (See Sec. 4.3.1.1.)</b>										
Special steel concentrically braced frames <sup>h</sup>	AISC Seismic, Part I, Sec. 13	6	2½	5	NL	NL	35 <sup>h</sup>	NP <sup>h,i</sup>	NP <sup>h,i</sup>	NP <sup>h,i</sup>



LAMPIRAN

PASAL 1-6

SNI 03-1726-2002

## 1 Ruang lingkup

**1.1** Standar ini dimaksudkan sebagai pengganti Standar Nasional Indonesia SNI 03-1726-1989 dan untuk selanjutnya menjadi persyaratan minimum perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung, kecuali untuk struktur bangunan yang ditentukan dalam Pasal 1.2.

**1.2** Syarat-syarat perencanaan struktur gedung tahan gempa yang ditetapkan dalam Standar ini tidak berlaku untuk bangunan sebagai berikut :

- Gedung dengan sistem struktur yang tidak umum atau yang masih memerlukan pembuktian tentang kelayakannya.
- Gedung dengan sistem isolasi landasan (*base isolation*) untuk meredam pengaruh gempa terhadap struktur atas.
- Bangunan Teknik Sipil seperti jembatan, bangunan air, dinding dan dermaga pelabuhan, anjungan lepas pantai dan bangunan non-gedung lainnya.
- Rumah tinggal satu tingkat dan gedung-gedung non-teknis lainnya.

**1.3** Standar ini bertujuan agar struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan menurut Standar ini dapat berfungsi :

- menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat;
- membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih dapat diperbaiki;
- membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang;
- mempertahankan setiap saat layanan vital dari fungsi gedung.

## 2 Acuan

Standar ini menggunakan acuan dokumen:

- SNI 03-1726-1989, "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung", Kantor Menteri Negara Pekerjaan Umum, Dit. Bintel, Ditjen Cipta Karya, 3 No. 1997
- *National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHERP) Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1 – Provisions, Part 2 – Commentary; FEMA 302, Feb. 1998*
- *Uniform Building Code (UBC), 1997 Edition, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, April 1997*

## 3 Istilah dan notasi

### 3.1 Istilah

Kecuali tidak sesuai atau tidak ada hubungannya dengan yang ditetapkan dalam Standar ini, maka dalam Standar ini berlaku beberapa pengertian sebagai berikut:

### **3.1.1 Analisis**

#### **3.1.1.1**

##### **gempa ringan**

gempa yang kemungkinan terjadinya adalah sekali saja atau dengan probabilitas sekitar 60% dalam kurun waktu umur gedung. Hal ini berarti bahwa untuk umur gedung biasa 50 tahun, periode ulang gempa ringan adalah 50 tahun juga.

#### **3.1.1.2**

##### **analisis beban dorong statik (static push over analysis) pada struktur gedung**

suatu cara analisis statik 2 dimensi atau 3 dimensi linier dan non-linier, di mana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elasto-plastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

#### **3.1.1.3**

##### **analisis beban gempa statik ekuivalen pada struktur gedung beraturan**

suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban-beban gempa statik ekuivalen, sehubungan dengan sifat struktur gedung beraturan yang praktis berperilaku sebagai struktur 2 dimensi, sehingga respons dinamikanya praktis hanya ditentukan oleh respons ragamnya yang pertama dan dapat ditampilkan sebagai akibat dari beban gempa statik ekuivalen.

#### **3.1.1.4**

##### **analisis beban gempa statik ekuivalen pada struktur gedung tidak beraturan**

suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban-beban gempa statik ekuivalen yang telah dijabarkan dari pembagian gaya geser tingkat maksimum dinamik sepanjang tinggi struktur gedung yang telah diperoleh dari hasil analisis respons dinamik elastik linier 3 dimensi.

#### **3.1.1.5**

##### **analisis perambatan gelombang**

suatu analisis untuk menentukan pembesaran gelombang gempa yang merambat dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah, dengan data tanah di atas batuan dasar dan gerakan gempa masukan pada kedalaman batuan dasar sebagai data masukannya.

#### **3.1.1.6**

##### **analisis ragam spektrum respons**

suatu cara analisis untuk menentukan respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa melalui suatu metoda analisis yang dikenal dengan analisis ragam spektrum respons, di mana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai superposisi dari respons dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respons Gempa Rencana.

#### **3.1.1.7**

##### **analisis respons dinamik riwayat waktu linier**

suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat Gempa Rencana



pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data masukan, di mana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung atau dapat juga melalui metoda analisis ragam.

### **3.1.1.8**

#### **analisis respons dinamik riwayat waktu non-linier**

suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linier) maupun elasto-plastis (non-linier) terhadap gerakan tanah akibat Gempa Rencana sebagai data masukan, di mana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung.

### **3.1.2 Beban Nominal**

#### **3.1.2.1**

##### **beban gempa nominal secara umum**

beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut. Menurut Standar ini, peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% dan gempa yang menyebabkannya disebut Gempa Rencana (dengan perioda ulang 500 tahun), tingkat daktilitas struktur gedung dapat ditetapkan sesuai dengan kebutuhan, sedangkan faktor kuat lebih  $f_1$  untuk struktur gedung secara umum nilainya adalah 1,6. Dengan demikian, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh Gempa Rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung, kemudian direduksi dengan faktor kuat lebih  $f_1$ .

#### **3.1.2.2**

##### **beban hidup nominal yang bekerja pada struktur gedung**

beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung tersebut, baik akibat beban yang berasal dari orang maupun dari barang yang dapat berpindah atau mesin dan peralatan serta komponen yang tidak merupakan bagian yang tetap dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban hidup rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban hidup nominal.

#### **3.1.2.3**

##### **beban mati nominal**

beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, penyelesaian, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban mati rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban mati nominal.

### **3.1.3 Daktilitas**

#### **3.1.3.1**

##### **daktilitas**

kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

#### **3.1.3.2**

##### **faktor Daktilitas**

rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung.

#### **3.1.3.3**

##### **daktail penuh**

suatu tingkat daktilitas struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.

#### **3.1.3.4**

##### **daktail parsial**

seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas di antara untuk struktur gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktail penuh sebesar 5,3.

### **3.1.4 Dinding Geser**

#### **3.1.4.1**

##### **dinding geser beton bertulang kantilever**

suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang runtuhnya disebabkan oleh momen lentur (bukan oleh gaya geser) dengan terjadinya sendi plastis pada kakinya, di mana nilai momen lelehnya dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 m.

#### **3.1.4.2**

##### **dinding geser beton bertulang berangkai**

suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang terdiri dari dua buah atau lebih dinding geser yang dirangkaikan oleh balok-balok perangkai dan yang runtuhnya terjadi dengan sesuatu daktilitas tertentu oleh terjadinya sendi-sendi plastis pada ke dua ujung balok-balok perangkai dan pada kaki semua dinding geser, di mana masing-masing momen lelehnya dapat mengalami peningkatan hampir sepenuhnya akibat pengerasan regangan. Rasio antara bentang dan tinggi balok perangkai tidak boleh lebih dari 4.

### 3.2 Notasi

- A** Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.
- A<sub>m</sub>** Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- A<sub>o</sub>** Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- A<sub>r</sub>** Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- b** Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
- c** Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
- C** Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- C<sub>v</sub>** Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.
- C<sub>1</sub>** Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
- d** Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.
- d<sub>i</sub>** Simpangan horisontal lantai tingkat *i* dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
- D<sub>n</sub>** Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- e** Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
- e<sub>d</sub>** Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
- E<sub>c</sub>** Modulus elastisitas beton
- E<sub>n</sub>** Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas

struktur gedung  $\mu$  yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan  $f_1$  yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.

- $E_s$  Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)
- $f$  Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
- $f_1$  Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.
- $f_2$  Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- $F_b$  Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.
- $F_i$  Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- $i$  struktur atas gedung.
- $F_p$  Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
- $g$  Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
- $i$  Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
- $I$  Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
- $I_1$  Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- $I_2$  Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang

berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.

k	Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.
$K_p$	Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.
$L_n$	Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
m	Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
M	Momen lentur secara umum.
$M_{gm}$	Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total $f$ yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
$M_n$	Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan $f_1$ .
$M_y$	Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
$M_{y,d}$	Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
$M_{y,k}$	Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.
n	Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.
N	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
$N_i$	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke-i.
$\bar{N}$	Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
p	Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.

P	Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.
PI	Indeks Plastisitas tanah lempung.
$Q_n$	Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.
$Q_u$	Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.
R	Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.
$R_m$	Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.
$R_n$	Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.
$R_u$	Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.
$R_x$	Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.
$R_y$	Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.
s	Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.
$S_u$	Kuat geser niralir lapisan tanah.
$S_{ui}$	Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.
$\bar{S}_u$	Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
$t_i$	Tebal lapisan tanah ke-i.
T	Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.

$T_1$	Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.
$T_c$	Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
$u$	Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
$v_s$	Kecepatan rambat gelombang geser.
$\bar{v}_s$	Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
$v_{si}$	Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke-i.
$V$	Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
$V_e$	Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
$V_m$	Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total $f$ yang terkandung di dalam struktur gedung.
$V_n$	Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan $f_1$ .
$V_s$	Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
$V_t$	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.
$V_x^o$	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
$V_y^o$	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf

pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.

- $V_1$  Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
- $w_n$  Kadar air alami tanah.
- $W_b$  Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- $W_i$  Berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- $W_p$  Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- $W_t$  Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- $x$  Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
- $y$  Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
- $z_i$  Ketinggian lantai tingkat ke-i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- $z_n$  Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- $z_p$  Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
- $\beta$  (beta) Indeks kepercayaan (*reliability index*), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran  $\ln(R_u/Q_u)$ , kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana  $R_u$  adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan  $Q_u$  adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
- $\gamma$  (gamma) Faktor beban secara umum.
- $\gamma_D$  (gamma-D) Faktor beban untuk beban mati nominal.
- $\gamma_E$  (gamma-E) Faktor beban untuk beban gempa nominal.
- $\gamma_L$  (gamma-L) Faktor beban untuk beban hidup nominal.



- $\delta_m$  (delta-m) Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
- $\delta_y$  (delta-y) Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- $\zeta$  (zeta) Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.
- $\eta$  (eta) Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- $\mu$  (mu) Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- $\mu_m$  (mu-m) Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.
- $\xi$  (ksi) Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
- $\sigma$  (sigma) Deviasi standar distribusi besaran  $\ln(R_u/Q_u)$ , di mana  $R_u$  adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan  $Q_u$  adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
- $\Sigma$  (sigma) Tanda penjumlahan.
- $\phi$  (phi) Faktor reduksi kekuatan secara umum.
- $\psi$  (psi) Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.

#### 4 Ketentuan umum

##### 4.1 Gempa rencana dan kategori gedung

4.1.1 Standar ini menentukan pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Akibat pengaruh Gempa Rencana, struktur gedung secara keseluruhan harus masih berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Gempa Rencana ditetapkan mempunyai perioda ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun.

4.1.2 Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya

keruntuhan struktur gedung selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut persamaan :

$$I = I_1 I_2 \quad (1)$$

di mana  $I_1$  adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung, sedangkan  $I_2$  adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan  $I_1$ ,  $I_2$  dan  $I$  ditetapkan menurut Tabel 1.

**Tabel 1 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan**

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	$I_1$	$I_2$	$I$
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Catatan :

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan,  $I$ , dapat dikalikan 80%.

## 4.2 Struktur gedung beraturan dan tidak beraturan

**4.2.1** Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.

- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.
- Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.
- Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Untuk struktur gedung beraturan, pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga menurut Standar ini analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

**4.2.2** Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut Pasal 4.2.1, ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik.

### **4.3 Daktilitas struktur bangunan dan pembebanan gempa nominal**

**4.3.1** Faktor daktilitas struktur gedung  $\mu$  adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan  $\delta_m$  dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama  $\delta_y$ , yaitu :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (2)$$

Dalam pers. (2)  $\mu = 1,0$  adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan  $\mu_m$  adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.

**4.3.2** Apabila  $V_e$  adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan dan  $V_y$  adalah pembebanan yang menyebabkan pelepasan pertama di dalam struktur gedung, maka dengan asumsi bahwa struktur gedung daktil dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum  $\delta_m$  yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_y = \frac{V_e}{\mu} \quad (3)$$

di mana  $\mu$  adalah faktor daktilitas struktur gedung.

**4.3.3** Apabila  $V_n$  adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_e}{R} \quad (4)$$

di mana  $f_1$  adalah faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung dan nilainya ditetapkan sebesar :

$$f_1 = 1,6 \quad (5)$$

dan  $R$  disebut faktor reduksi gempa menurut persamaan :

$$1,6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m \quad (6)$$

Dalam pers.(6)  $R = 1,6$  adalah faktor reduksi gempa untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan  $R_m$  adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.

Dalam Tabel 2 dicantumkan nilai  $R$  untuk berbagai nilai  $\mu$  yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai  $\mu$  dan  $R$  tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.

**Tabel 2 Parameter daktilitas struktur gedung**

Taraf kinerja struktur gedung	$\mu$	R pers.( 6)
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktil parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
5,0	8,0	
Daktil penuh	5,3	8,5

**4.3.4** Nilai faktor daktilitas struktur gedung  $\mu$  di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum  $\mu_m$  yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Dalam Tabel 3 ditetapkan nilai  $\mu_m$  yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut faktor reduksi maksimum  $R_m$  yang bersangkutan.

**4.3.5** Apabila dalam arah pembebanan gempa akibat pengaruh Gempa Rencana sistem struktur gedung terdiri dari beberapa jenis subsistem struktur gedung yang berbeda, faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung itu untuk arah pembebanan gempa tersebut, dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan :

$$R = \frac{\sum V_s}{\sum V_s / R_s} \quad (7)$$

di mana  $R_s$  adalah nilai faktor reduksi gempa masing-masing jenis subsistem struktur gedung dan  $V_s$  adalah gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem struktur gedung tersebut, dengan penjumlahan meliputi seluruh jenis subsistem struktur gedung yang ada. Metoda ini hanya boleh dipakai, apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa dari jenis-jenis subsistem struktur gedung yang ada tidak lebih dari 1,5.

**4.3.6** Untuk jenis subsistem struktur gedung yang tidak tercantum dalam Tabel 3, nilai faktor daktilitasnya dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara-cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis beban dorong statik (*static push-over analysis*).

**Tabel 3 Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung**

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	$\mu_n$	$R_m$ Pers. (6)	$f$ Pers. (39)
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8
6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh		3,6	6,0	2,8
	7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8	
4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)		4,0	6,5	2,8
4. Sistem ganda (Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi /sistem ganda)	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8	
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh.	4,0	6,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	$\mu_m$	$R_m$ Pers. (6)	f Pers. (39)
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

#### 4.4 Perencanaan beban dan kuat terfaktor

4.4.1 Dengan menyatakan kekuatan ultimit suatu struktur gedung dan pembebanan ultimit pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai :

$$R_u = \phi R_n \quad (8)$$

$$Q_u = \gamma Q_n \quad (9)$$

di mana  $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan,  $R_n$  adalah kekuatan nominal struktur gedung,  $\gamma$  adalah faktor beban dan  $Q_n$  adalah pembebanan nominal pada struktur gedung tersebut, maka menurut Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dipenuhi persyaratan keadaan batas ultimit sebagai berikut :

$$R_u \geq Q_u \quad (10)$$

4.4.2 Dengan menyatakan beban mati nominal sebagai  $D_n$ , beban hidup nominal sebagai  $L_n$  dan beban gempa nominal sebagai  $E_n$ , maka Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dilakukan dengan meninjau pembebanan ultimit pada struktur gedung sebagai berikut:

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati dan beban hidup :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (11)$$

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati, beban hidup dan beban gempa :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \quad (12)$$

di mana  $\gamma_D$ ,  $\gamma_L$  dan  $\gamma_E$  adalah faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal, yang nilai-nilainya ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung dan/atau dalam standar beton atau standar baja yang berlaku.

4.4.3 Beban mati nominal dan beban hidup nominal yang disebut dalam Pasal 4.4.2, adalah beban-beban yang nilainya adalah sedemikian rupa, sehingga probabilitas adanya beban-beban yang lebih besar dari itu dalam kurun waktu umur gedung terbatas sampai suatu persentase tertentu. Namun demikian, beban mati rencana dan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban-beban nominal.

#### 4.5 Perencanaan kapasitas

Struktur gedung harus memenuhi persyaratan “kolom kuat balok lemah”, artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung tersebut hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Implementasi persyaratan ini di dalam perencanaan struktur beton dan struktur baja ditetapkan dalam standar beton dan standar baja yang berlaku.

#### 4.6 Jenis tanah dan perambatan gelombang gempa

**4.6.1** Kecuali bila lapisan tanah di atas batuan dasar memenuhi syarat-syarat yang ditetapkan dalam Pasal 4.6.3, pengaruh Gempa Rencana di muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah dengan menggunakan gerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk batuan dasar menurut Tabel 5. Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis ini, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidak-pastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

**4.6.2** Batuan dasar adalah lapisan batuan di bawah muka tanah yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar N paling rendah 60 dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar yang kurang dari itu, atau yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser  $v_s$  yang mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.

**4.6.3** Jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 4.

**Tabel 4 Jenis-jenis tanah**

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, $\bar{v}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata $\bar{N}$	Kuat geser niralir rata-rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$ , $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Dalam Tabel 4  $\bar{v}_s$ ,  $\bar{N}$  dan  $\bar{S}_u$  adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya yang harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / v_{si}} \quad (13)$$



$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/N_i} \quad (14)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/S_{ui}} \quad (15)$$

di mana  $t_i$  adalah tebal lapisan tanah ke- $i$ ,  $v_{si}$  adalah kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke- $i$ ,  $N_i$  nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke- $i$ ,  $S_{ui}$  adalah kuat geser niralir lapisan tanah ke- $i$  dan  $m$  adalah jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar. Selanjutnya, dalam Tabel 4 PI adalah Indeks Plastisitas tanah lempung,  $w_n$  adalah kadar air alami tanah dan  $S_u$  adalah kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau.

**4.4.4** Yang dimaksud dengan jenis Tanah Khusus dalam Tabel 4 adalah jenis tanah yang tidak memenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel tersebut. Di samping itu, yang termasuk dalam jenis Tanah Khusus adalah juga tanah yang memiliki potensi likuifaksi yang tinggi, lempung sangat peka, pasir yang tersementasi rendah yang rapuh, tanah gambut, tanah dengan kandungan bahan organik yang tinggi dengan ketebalan lebih dari 3 m, lempung sangat lunak dengan PI lebih dari 75 dan ketebalan lebih dari 10 m, lapisan lempung dengan  $25 \text{ kPa} < S_u < 50 \text{ kPa}$  dan ketebalan lebih dari 30 m. Untuk jenis Tanah Khusus percepatan puncak muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa menurut Pasal 4.6.1.

#### 4.7 Wilayah gempa dan spektrum respons

**4.7.1** Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 1, di mana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam Gambar 1 dan Tabel 5.

**4.7.2** Apabila percepatan puncak muka tanah  $A_0$  tidak didapat dari hasil analisis perambatan gelombang seperti disebut dalam Pasal 4.6.1, percepatan puncak muka tanah tersebut untuk masing-masing Wilayah Gempa dan untuk masing-masing jenis tanah ditetapkan dalam Tabel 5.

**Tabel 5 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.**

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah $A_0$ ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di
2	0,10	0,12	0,15	0,20	

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/N_i} \quad (14)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/S_{ui}} \quad (15)$$

di mana  $t_i$  adalah tebal lapisan tanah ke- $i$ ,  $v_{si}$  adalah kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke- $i$ ,  $N_i$  nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke- $i$ ,  $S_{ui}$  adalah kuat geser niralir lapisan tanah ke- $i$  dan  $m$  adalah jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar. Selanjutnya, dalam Tabel 4 PI adalah Indeks Plastisitas tanah lempung,  $w_n$  adalah kadar air alami tanah dan  $S_u$  adalah kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau.

**4.4.4** Yang dimaksud dengan jenis Tanah Khusus dalam Tabel 4 adalah jenis tanah yang tidak memenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel tersebut. Di samping itu, yang termasuk dalam jenis Tanah Khusus adalah juga tanah yang memiliki potensi likuifaksi yang tinggi, lempung sangat peka, pasir yang tersementasi rendah yang rapuh, tanah gambut, tanah dengan kandungan bahan organik yang tinggi dengan ketebalan lebih dari 3 m, lempung sangat lunak dengan PI lebih dari 75 dan ketebalan lebih dari 10 m, lapisan lempung dengan  $25 \text{ kPa} < S_u < 50 \text{ kPa}$  dan ketebalan lebih dari 30 m. Untuk jenis Tanah Khusus percepatan puncak muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa menurut Pasal 4.6.1.

#### 4.7 Wilayah gempa dan spektrum respons

**4.7.1** Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 1, di mana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam Gambar 1 dan Tabel 5.

**4.7.2** Apabila percepatan puncak muka tanah  $A_0$  tidak didapat dari hasil analisis perambatan gelombang seperti disebut dalam Pasal 4.6.1, percepatan puncak muka tanah tersebut untuk masing-masing Wilayah Gempa dan untuk masing-masing jenis tanah ditetapkan dalam Tabel 5.

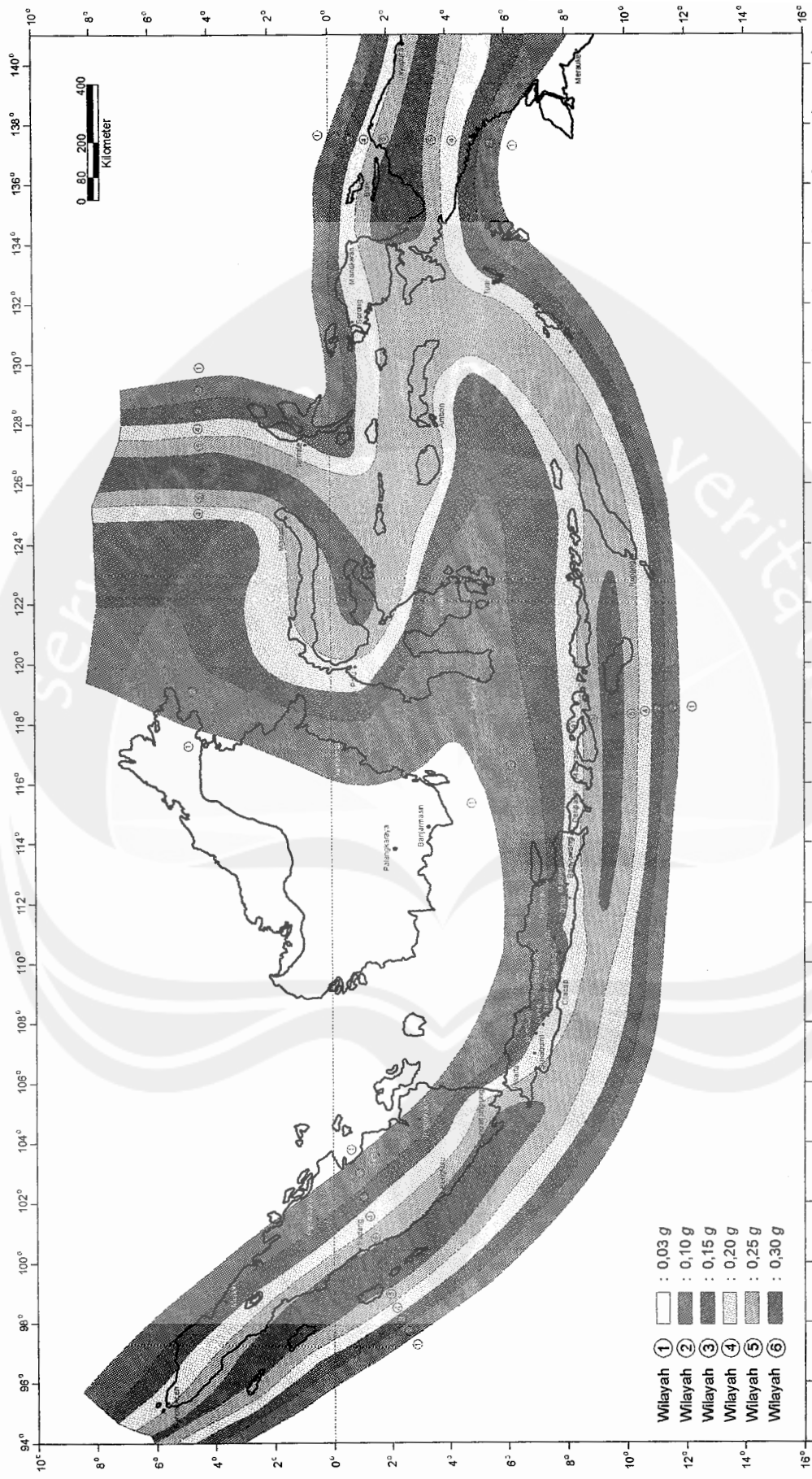
**Tabel 5 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.**

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah $A_0$ ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di
2	0,10	0,12	0,15	0,20	

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah $A_0$ ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
3	0,15	0,18	0,23	0,30	setiap lokasi
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,30	0,33	0,36	0,38	

**4.7.3** Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah  $A_0$  untuk Wilayah Gempa 1 yang ditetapkan dalam Gambar 1 dan Tabel 5 ditetapkan juga sebagai percepatan minimum yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur gedung untuk menjamin kekekaran (robustness) minimum dari struktur gedung tersebut.

**4.7.4** Untuk menentukan pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung, yaitu berupa beban geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan menurut Pasal 6.1.2, gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur gedung tidak beraturan menurut Pasal 7.1.3 dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur gedung tidak beraturan menurut Pasal 7.2.1, untuk masing-masing Wilayah Gempa ditetapkan Spektrum Respons Gempa Rencana C-T seperti ditunjukkan dalam Gambar 2. Dalam gambar tersebut C adalah Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik. Untuk  $T = 0$  nilai C tersebut menjadi sama dengan  $A_0$ , di mana  $A_0$  merupakan percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5.



**Gambar 2.1. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun**

**4.7.5** Mengingat pada kisaran waktu getar alami pendek  $0 \leq T \leq 0,2$  detik terdapat ketidak-pastian, baik dalam karakteristik gerakan tanah maupun dalam tingkat daktilitas strukturnya, Faktor Respons Gempa C menurut Spektrum Respons Gempa Rencana yang ditetapkan dalam Pasal 4.7.4, dalam kisaran waktu getar alami pendek tersebut, nilainya tidak diambil kurang dari nilai maksimumnya untuk jenis tanah yang bersangkutan.

**4.7.6** Dengan menetapkan percepatan respons maksimum  $A_m$  sebesar

$$A_m = 2,5 A_o \quad (16)$$

dan waktu getar alami sudut  $T_c$  sebesar 0,5 detik, 0,6 detik dan 1,0 detik untuk jenis tanah berturut-turut Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, maka dengan memperhatikan Pasal 4.7.4 dan Pasal 4.7.5, Faktor Respons Gempa C ditentukan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut :

- untuk  $T \leq T_c$  :

$$C = A_m \quad (17)$$

- untuk  $T > T_c$  :

$$C = \frac{A_r}{T} \quad (18)$$

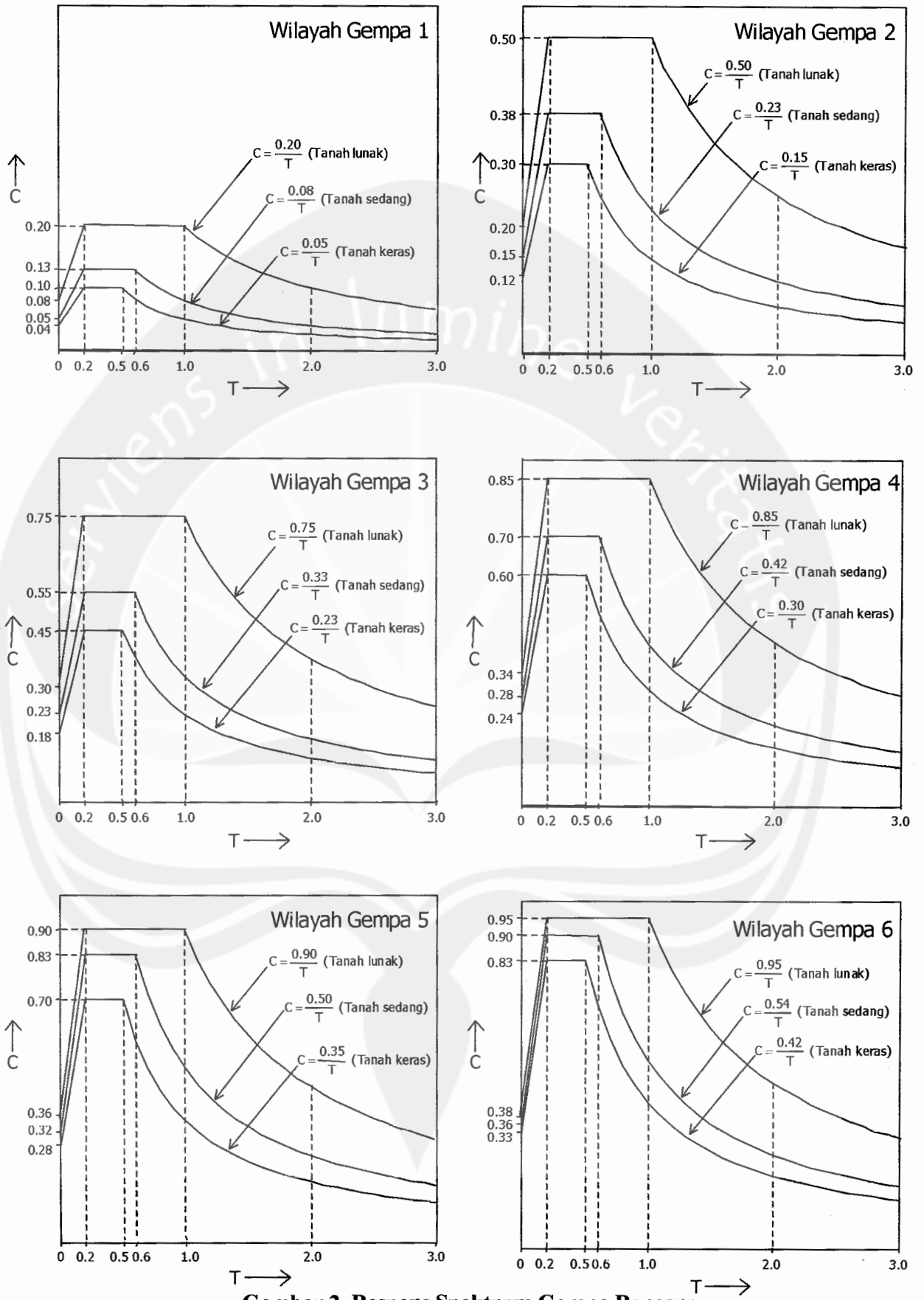
dengan

$$A_r = A_m T_c \quad (19)$$

Dalam Tabel 6, nilai-nilai  $A_m$  dan  $A_r$  dicantumkan untuk masing-masing Wilayah Gempa dan masing-masing jenis tanah.

**Tabel 6 Spektrum respons gempa rencana**

Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0,5$ det.		Tanah Sedang $T_c = 0,6$ det.		Tanah Lunak $T_c = 1,0$ det.	
	$A_m$	$A_r$	$A_m$	$A_r$	$A_m$	$A_r$
1	0,10	0,05	0,13	0,08	0,20	0,20
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,50	0,50
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,75
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,85
5	0,70	0,35	0,83	0,50	0,90	0,90
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,95	0,95



Gambar 2 Respons Spektrum Gempa Rencana

#### 4.8 Pengaruh gempa vertikal

**4.8.1** Unsur-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentang panjang, balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitasi dari dua atau lebih tingkat di atasnya serta balok beton pratekan berbentang panjang, harus diperhitungkan terhadap komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh Gempa Rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian Faktor Respons Gempa vertikal  $C_v$  dan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai.

**4.8.2** Faktor Respons Gempa vertikal  $C_v$  yang disebut dalam Pasal 4.8.1 harus dihitung menurut persamaan :

$$C_v = \psi A_o I \quad (20)$$

di mana koefisien  $\psi$  bergantung pada Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan ditetapkan menurut Tabel 7, dan  $A_o$  adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5, sedangkan  $I$  adalah Faktor Keutamaan gedung menurut Tabel 1.

**Tabel 7 Koefisien  $\psi$  untuk menghitung faktor respons gempa vertikal  $C_v$**

Wilayah gempa	$\psi$
1	0,5
2	0,5
3	0,5
4	0,6
5	0,7
6	0,8

### 5 Perencanaan umum struktur gedung

#### 5.1 Struktur atas dan struktur bawah

**5.1.1** Struktur atas suatu gedung adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di atas muka tanah, sedangkan struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di bawah muka tanah, yang terdiri dari struktur besmen - kalau ada - dan/atau struktur fondasinya. Seluruh struktur bawah harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

**5.1.2** Apabila tidak dilakukan analisis interaksi tanah-struktur, struktur atas dan struktur bawah dari suatu struktur gedung dapat dianalisis terhadap pengaruh Gempa Rencana secara terpisah, di mana struktur atas dapat dianggap terjepit lateral pada taraf lantai dasar. Selanjutnya struktur bawah dapat dianggap sebagai struktur tersendiri yang berada di dalam tanah yang dibebani oleh kombinasi beban-beban gempa yang berasal dari struktur atas, beban gempa yang berasal dari gaya inersia sendiri dan beban gempa yang berasal dari tanah sekelilingnya.

**5.1.3** Pada gedung tanpa besmen, taraf penjepitan lateral struktur atas dapat dianggap terjadi pada bidang telapak fondasi langsung, bidang telapak fondasi rakit dan bidang atas kepala (pur) fondasi tiang.

**5.1.4** Apabila penjepitan tidak sempurna dari struktur atas gedung pada struktur bawah diperhitungkan, maka struktur atas gedung tersebut harus diperhitungkan terhadap pengaruh deformasi lateral maupun rotasional dari struktur bawahnya.

**5.1.5** Dalam perencanaan struktur atas dan struktur bawah suatu gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. Untuk itu, terhadap Pengaruh Gempa Rencana unsur-unsur struktur bawah harus tetap berperilaku elastik penuh, tak bergantung pada tingkat daktilitas yang dimiliki struktur atasnya.

## **5.2 Struktur penahan beban gempa**

**5.2.1** Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

**5.2.2** Pengabaian pemikulan pengaruh Gempa Rencana oleh salah satu atau lebih kolom atau subsistem struktur gedung yang disebut dalam Pasal 5.2.1 hanya diperkenankan, bila partisipasi pemikulan pengaruh gempanya adalah kurang dari 10%. Dalam hal ini, unsur atau subsistem tersebut selain terhadap beban gravitasi, juga harus direncanakan terhadap simpangan sistem struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, yaitu terhadap simpangan sebesar  $R/1,6$  kali simpangan akibat beban gempa nominal pada struktur gedung tersebut, di mana  $R$  adalah faktor reduksi gempa dari struktur gedung itu dan 1,6 adalah faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh ( $R = f_1$ ).

**5.2.3** Dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari kombinasi dinding-dinding geser dan rangka-rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang dipikul oleh rangka-rangka terbuka tidak boleh kurang dari 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.

## **5.3 Lantai tingkat sebagai diafragma**

**5.3.1** Lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung dapat dianggap sangat kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horisontal.

**5.3.2** Lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung yang tidak kaku dalam bidangnya, karena mengandung lubang-lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat, akan mengalami deformasi dalam bidangnya akibat beban gempa horisontal, yang harus diperhitungkan pengaruhnya terhadap pembagian beban gempa horisontal tersebut kepada seluruh sistem struktur tingkat yang ada.

## **5.4 Eksentrisitas pusat massa terhadap pusat rotasi lantai tingkat**

**5.4.1** Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultante beban mati, berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik



ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

**5.4.2** Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

**5.4.3** Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$ . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk  $0 < e \leq 0,3 b$  :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad (21)$$

atau

$$e_d = e - 0,05 b \quad (22)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau;

- untuk  $e > 0,3 b$  :

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad (23)$$

atau

$$e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (24)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

**5.4.4** Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana  $e_d$  antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut Pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

## 5.5 Kekakuan struktur

**5.5.1** Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur dari beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang sebagai berikut :

- untuk kolom dan balok rangka beton bertulang terbuka : 75%
- untuk dinding geser beton bertulang kantilever : 60%
- untuk dinding geser beton bertulang berangkai
  - \* komponen dinding yang mengalami tarikan aksial : 50%
  - \* komponen dinding yang mengalami tekanan aksial : 80%
  - \* komponen balok perangkai dengan tulangan diagonal : 40%
  - \* komponen balok perangkai dengan tulangan memanjang : 20%

**5.5.2** Modulus elastisitas beton  $E_c$  harus ditetapkan sesuai dengan mutu (kuat tekan) beton yang dipakai, sedangkan modulus elastisitas baja ditetapkan sebesar  $E_s = 200$  GPa.

**5.5.3** Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, kekakuan unsur struktur yang ditetapkan dalam Pasal 5.5.1 harus dipakai baik dalam analisis statik maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

#### **5.6 Pembatasan waktu getar alami fundamental**

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental  $T_1$  dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien  $\zeta$  untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya  $n$  menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n \quad (25)$$

di mana koefisien  $\zeta$  ditetapkan menurut Tabel 8.

**Tabel 8 Koefisien  $\zeta$  yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur gedung**

Wilayah Gempa	$\zeta$
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

#### **5.7 Pengaruh P-Delta**

Struktur gedung yang tingginya diukur dari taraf penjepitan lateral adalah lebih dari 10 tingkat atau 40 m, harus diperhitungkan terhadap Pengaruh P-Delta, yaitu suatu gejala yang terjadi pada struktur gedung yang fleksibel, di mana simpangan ke samping yang besar akibat beban gempa lateral menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping.

#### **5.8 Arah pembebanan gempa**

**5.8.1** Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

**5.8.2** Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut Pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

## 6 Perencanaan struktur gedung beraturan

### 6.1 Beban gempa nominal statik ekuivalen

6.1.1 Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen, yang ditetapkan lebih lanjut dalam pasal-pasal berikut.

6.1.2 Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I menurut Tabel 1 dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental  $T_1$ , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (26)$$

di mana  $C_1$  adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami fundamental  $T_1$ , sedangkan  $W_t$  adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

6.1.3 Beban geser dasar nominal V menurut Pasal 6.1.2 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen  $F_i$  yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (27)$$

di mana  $W_i$  adalah berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai,  $z_i$  adalah ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3, sedangkan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

6.1.4 Apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka 0,1 V harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan 0,9 V sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen menurut Pasal 6.1.3.

6.1.5 Pada tangki di atas menara, beban gempa nominal statik ekuivalen sebesar V harus dianggap bekerja pada titik berat massa seluruh struktur menara dan tangki berikut isinya.

### 6.2 Waktu getar alami fundamental

6.2.1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :



*serviens in lumine veritatis*

LAMPIRAN

PASAL 7,8, DAN 15

SNI 03-1729-2002

## 7. BEBERAPA METODE DALAM ANALISIS STRUKTUR

### 7.1 Beberapa metode dalam penentuan gaya-dalam

Untuk memenuhi syarat-syarat stabilitas, kekuatan, dan kekakuan yang ditetapkan dalam Butir 6, pengaruh-pengaruh gaya-dalam pada suatu struktur dan terhadap komponen-komponennya serta sambungannya yang diakibatkan oleh beban-beban yang bekerja harus ditentukan melalui analisis struktur dengan menggunakan anggapan-anggapan yang ditetapkan pada Butir 7.2 dan 7.3 dan dengan salah satu metode berikut ini:

- a) Analisis elastis: sesuai dengan Butir 7.4; atau
- b) Analisis plastis: sesuai dengan Butir 7.5; atau
- c) Analisis non-konvensional lainnya yang telah baku dan telah diterima secara umum.

#### 7.1.1 Beberapa definisi

Dalam butir ini berlaku beberapa definisi berikut ini:

- a) Komponen struktur tak-bergoyang adalah komponen struktur yang perpindahan transversal antara kedua ujungnya dikekang secara efektif. Hal ini berlaku pada rangka segitiga dan rangka batang atau pada rangka dengan kekakuan bidangnya diberikan oleh bresing diagonal, atau oleh dinding geser, atau oleh pelat lantai atau pelat atap yang menyatu dengan dinding atau sistem bresing paralel terhadap bidang tekuk komponen struktur;
- b) Komponen struktur bergoyang adalah komponen struktur yang perpindahan transversal antara kedua ujungnya tidak dikekang. Komponen struktur tersebut biasa dijumpai pada struktur yang mengandalkan mekanisme lentur untuk mengendalikan goyangan.

### 7.2 Bentuk-bentuk struktur pada analisis struktur

Pendistribusian pengaruh gaya-dalam kepada komponen-komponen struktur dan sambungan-sambungan pada suatu struktur ditetapkan dengan menganggap salah satu atau kombinasi bentuk-bentuk struktur berikut ini:

- a) Kaku,
- b) Semi-kaku,
- c) Sederhana (bebas momen).

#### 7.2.1 Struktur kaku

Pada struktur kaku, sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang disambung.

### **7.2.2 Struktur semi-kaku**

Pada struktur semi-kaku, sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus dianggap memiliki kapasitas yang cukup untuk memberikan kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut.

Tingkat kapasitas tersebut di atas terhadap taraf pembebanan yang bekerja ditetapkan dengan metode berdasarkan percobaan.

### **7.2.3 Struktur sederhana**

Pada struktur sederhana, sambungan pada kedua ujung komponen struktur dianggap bebas momen.

### **7.2.4 Perencanaan sambungan**

Perencanaan semua sambungan harus konsisten dengan bentuk-bentuk struktur, dan perilaku sambungan tidak boleh menimbulkan pengaruh buruk terhadap bagian-bagian lainnya dalam suatu struktur di luar dari yang direncanakan. Sambungan direncanakan sesuai dengan Butir 13.

## **7.3 Anggapan dalam analisis**

Suatu struktur dianalisis sebagai suatu kesatuan kecuali untuk:

- a) Struktur-struktur beraturan dapat dianalisis sebagai rangkaian suatu rangka dua dimensi, dan analisis struktur dilakukan masing-masing untuk dua arah yang saling tegak lurus, kecuali bila terjadi redistribusi beban yang besar di antara rangka-rangkanya;
- b) Untuk beban vertikal pada suatu struktur gedung bertingkat tinggi yang dilengkapi dengan bresing atau dinding geser untuk memikul semua gaya-gaya lateral, setiap lantai bersama-sama dengan kolom-kolom tepat di atas dan di bawahnya dapat dianalisis secara terpisah; ujung-ujung jauh kolom dapat dianggap terjepit.

Bila balok-balok lantai pada suatu struktur gedung bertingkat tinggi dianalisis secara terpisah maka momen lentur pada tumpuan dapat ditetapkan dengan menganggap bahwa lantai tersebut terjepit pada suatu tumpuan di ujung jauh bentang berikutnya, asal saja lantai tersebut bersifat menerus pada tumpuan yang dianggap terjepit.

### **7.3.1 Panjang bentang**

Panjang bentang komponen struktur lentur diambil sebagai jarak as-ke-as tumpuan.

### 7.3.2 Pengaturan beban hidup pada suatu gedung

Untuk struktur gedung, pengaturan beban hidup yang digunakan dalam analisis dilakukan berikut ini:

- a) Untuk pola pembebanan tetap, pengaturan sesuai dengan SNI 03-1727-1989, atau penggantinya;
- b) Bila beban hidup bervariasi dan tidak lebih besar daripada tiga per empat beban mati maka beban hidup terfaktor dikerjakan pada seluruh bentang;
- c) Bila beban hidup bervariasi dan melebihi tiga per empat beban mati, pengaturan untuk lantai tersebut terdiri dari:
  - (i) beban hidup terfaktor pada bentang-bentang yang berselang-seling;
  - (ii) beban hidup terfaktor pada dua bentang yang bersebelahan; dan
  - (iii) beban hidup terfaktor pada seluruh bentang.

### 7.3.3 Struktur sederhana

Komponen struktur lentur dianggap memiliki ujung-ujung yang hanya dapat memikul geser dan bebas berotasi. Pada rangka berbentuk segitiga, gaya-gaya aksial dapat ditetapkan dengan menganggap bahwa semua komponen struktur terhubung dengan sambungan pen.

Reaksi balok atau sejenisnya yang bekerja pada kolom harus diambil minimum sejarak 100 mm dari muka kolom ke arah tengah bentang atau di tengah dudukan konsol, diambil eksentrisitas yang lebih besar, kecuali untuk kepala kolom, beban harus dianggap bekerja di muka kolom ke arah tengah bentang.

Untuk kolom menerus, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) yang disebabkan oleh eksentrisitas beban pada suatu lantai atau balok suatu rangka diambil dengan anggapan bahwa:

- a) lantai atau balok dari suatu rangka di atas dan di bawah lantai atau balok yang ditinjau tidak mampu memikul momen; dan
- b) didistribusikan kepada panjang kolom di atas dan di bawah lantai atau balok yang ditinjau proporsional terhadap nilai  $I/L$  dari kolom tersebut.

## 7.4 Analisis elastis

### 7.4.1 Anggapan

Setiap komponen struktur dianggap tetap dalam keadaan elastis pada setiap kondisi beban terfaktor. Pengaruh dari voute atau perubahan

momen inersia penampang sepanjang sumbu komponen struktur harus diperhatikan pada perhitungan dan, bila tidak dapat diabaikan, harus diperhitungkan dalam penentuan kekakuan komponen struktur tersebut.

#### 7.4.2 Pengaruh orde kedua

Analisis struktur dilakukan dengan tetap memperhatikan titik tangkap beban-beban yang bekerja pada struktur dan komponen-komponen struktur setelah berdeformasi. Pengaruh orde kedua harus diperhatikan melalui salah satu dari dua analisis berikut ini:

- a) suatu analisis orde pertama dengan amplifikasi momen sesuai dengan Butir 7.4.3; atau
- b) analisis orde kedua menurut cara-cara yang telah baku dan telah diterima secara umum.

#### 7.4.3 Analisis orde pertama

Pada analisis orde pertama, perubahan geometri struktur dan perubahan kekakuan komponen struktur akibat adanya gaya aksial diabaikan. Pengaruh ini terhadap momen lentur yang didapat dari analisis orde pertama perlu diperhitungkan dengan menggunakan metode amplifikasi momen sesuai dengan Butir 7.4.3.2.

##### 7.4.3.1 Amplifikasi momen untuk komponen struktur tak-bergoyang

Untuk komponen struktur tak-bergoyang tanpa gaya aksial atau komponen struktur tak-bergoyang dengan gaya aksial tarik, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = M_{ntu} \quad (7.4-1)$$

dengan  $M_{ntu}$  adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan.

Untuk komponen struktur tak-bergoyang dengan gaya aksial tekan terfaktor ( $N_u$ ) yang berasal dari analisis orde pertama, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = \delta_b M_{ntu} \quad (7.4-2)$$

dengan  $\delta_b$  adalah faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur tak-bergoyang dan dihitung sebagai berikut:

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \left( \frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1 \quad (7.4-3)$$



dengan  $N_u$  adalah gaya aksial tekan terfaktor dan  $N_{crb}$  adalah beban kritis elastis, ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.1, untuk komponen struktur tak-bergoyang.

Untuk komponen struktur tak-bergoyang tanpa beban transversal, faktor  $c_m$  dihitung berikut ini:

$$c_m = 0,6 - 0,4 \beta_m \leq 1,0 \quad (7.4-4)$$

dengan  $\beta_m$  adalah perbandingan momen terkecil dan terbesar yang bekerja di ujung-ujung komponen struktur, diambil positif bila komponen struktur tertlentur dengan kelengkungan yang berbalik tanda dan negatif untuk kasus sebaliknya.

Untuk komponen struktur tak-bergoyang dengan beban transversal:

$$c_m = 1 \quad \text{untuk komponen struktur dengan ujung-ujung sederhana,}$$

$$c_m = 0,85 \quad \text{untuk komponen struktur dengan ujung-ujung kaku.}$$

#### 7.4.3.2 Amplifikasi momen untuk komponen struktur bergoyang

Untuk komponen struktur bergoyang, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung menggunakan metode pada butir ini.

Dalam butir ini, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = \delta_b M_{ntu} + \delta_s M_{ltu} \quad (7.4-5)$$

dengan  $M_{ntu}$  adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan, dan faktor amplifikasi momen ( $\delta_s$ ) ditetapkan sebagai berikut:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \sum N_u \left( \frac{A_{oh}}{HL} \right)} \quad (7.4-6a)$$

$$\text{atau } \delta_s = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}} \right)} \quad (7.4-6b)$$

Keterangan:

- $\Sigma N_u$  adalah jumlah gaya aksial tekan terfaktor akibat beban gravitasi untuk seluruh kolom pada satu tingkat yang ditinjau, N
- $N_{crs}$  adalah ditetapkan pada Butir 7.6.1 untuk kasus komponen struktur bergoyang, N
- $\Delta_{oh}$  adalah simpangan antar lantai pada tingkat yang sedang ditinjau, mm
- $\Sigma H$  adalah jumlah gaya horizontal yang menghasilkan  $\Delta_{oh}$  pada tingkat yang ditinjau, N
- $L$  adalah tinggi tingkat, mm

#### 7.4.3.3 Persamaan interaksi aksial-momen

Dalam segala hal, salah satu dari dua persamaan interaksi aksial-momen berikut ini harus dipenuhi oleh setiap komponen struktur prismatis simetris ganda dan simetris tunggal.

$$(i) \text{ Bila } \frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2 \text{ maka } \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (7.4-7a)$$

$$(ii) \text{ Bila } \frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{N_u}{2\phi N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (7.4-7b)$$

Keterangan:

- $N_u$  adalah gaya aksial terfaktor, N
- $N_n$  adalah kuat nominal penampang komponen struktur; ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.2 untuk komponen struktur tekan dan Butir 10.1 untuk komponen struktur tarik, N
- $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan  
 $\phi = \phi_c$  adalah untuk komponen struktur tekan = 0,85  
 $\phi = \phi_t$  adalah untuk komponen struktur tarik = 0,9
- $\phi_b$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk komponen struktur lentur = 0,90
- $M_{nx}, M_{ny}$  adalah momen lentur nominal penampang komponen struktur masing-masing terhadap sumbu-x dan -y ditetapkan sesuai dengan Butir 8.2 dan 8.3, N-mm
- $M_{ux}, M_{uy}$  adalah momen lentur terfaktor masing-masing terhadap sumbu-x dan -y, sudah termasuk pengaruh orde kedua, N-mm

ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

**5.4.2** Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

**5.4.3** Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$ . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk  $0 < e \leq 0,3 b$  :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad (21)$$

atau

$$e_d = e - 0,05 b \quad (22)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau;

- untuk  $e > 0,3 b$  :

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad (23)$$

atau

$$e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (24)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

**5.4.4** Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana  $e_d$  antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut Pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

## 5.5 Kekakuan struktur

**5.5.1** Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur dari beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang sebagai berikut :

- untuk kolom dan balok rangka beton bertulang terbuka : 75%
- untuk dinding geser beton bertulang kantilever : 60%
- untuk dinding geser beton bertulang berangkai
  - \* komponen dinding yang mengalami tarikan aksial : 50%
  - \* komponen dinding yang mengalami tekanan aksial : 80%
  - \* komponen balok perangkai dengan tulangan diagonal : 40%
  - \* komponen balok perangkai dengan tulangan memanjang : 20%

**5.5.2** Modulus elastisitas beton  $E_c$  harus ditetapkan sesuai dengan mutu (kuat tekan) beton yang dipakai, sedangkan modulus elastisitas baja ditetapkan sebesar  $E_s = 200$  GPa.

**5.5.3** Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, kekakuan unsur struktur yang ditetapkan dalam Pasal 5.5.1 harus dipakai baik dalam analisis statik maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

### 5.6 Pembatasan waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental  $T_1$  dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien  $\zeta$  untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya  $n$  menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n \quad (25)$$

di mana koefisien  $\zeta$  ditetapkan menurut Tabel 8.

**Tabel 8 Koefisien  $\zeta$  yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur gedung**

Wilayah Gempa	$\zeta$
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

### 5.7 Pengaruh P-Delta

Struktur gedung yang tingginya diukur dari taraf penjepitan lateral adalah lebih dari 10 tingkat atau 40 m, harus diperhitungkan terhadap Pengaruh P-Delta, yaitu suatu gejala yang terjadi pada struktur gedung yang fleksibel, di mana simpangan ke samping yang besar akibat beban gempa lateral menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping.

### 5.8 Arah pembebanan gempa

**5.8.1** Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

**5.8.2** Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut Pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

## 6 Perencanaan struktur gedung beraturan

### 6.1 Beban gempa nominal statik ekuivalen

6.1.1 Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen, yang ditetapkan lebih lanjut dalam pasal-pasal berikut.

6.1.2 Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I menurut Tabel 1 dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental  $T_1$ , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (26)$$

di mana  $C_1$  adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami fundamental  $T_1$ , sedangkan  $W_t$  adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

6.1.3 Beban geser dasar nominal V menurut Pasal 6.1.2 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen  $F_i$  yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (27)$$

di mana  $W_i$  adalah berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai,  $z_i$  adalah ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3, sedangkan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

6.1.4 Apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka 0,1 V harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan 0,9 V sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen menurut Pasal 6.1.3.

6.1.5 Pada tangki di atas menara, beban gempa nominal statik ekuivalen sebesar V harus dianggap bekerja pada titik berat massa seluruh struktur menara dan tangki berikut isinya.

### 6.2. Waktu getar alami fundamental

6.2.1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :



*serviens in lumine veritatis*

LAMPIRAN

PASAL 7,8, DAN 15

SNI 03-1729-2002

## **7. BEBERAPA METODE DALAM ANALISIS STRUKTUR**

### **7.1 Beberapa metode dalam penentuan gaya-dalam**

Untuk memenuhi syarat-syarat stabilitas, kekuatan, dan kekakuan yang ditetapkan dalam Butir 6, pengaruh-pengaruh gaya-dalam pada suatu struktur dan terhadap komponen-komponennya serta sambungannya yang diakibatkan oleh beban-beban yang bekerja harus ditentukan melalui analisis struktur dengan menggunakan anggapan-anggapan yang ditetapkan pada Butir 7.2 dan 7.3 dan dengan salah satu metode berikut ini:

- a) Analisis elastis: sesuai dengan Butir 7.4; atau
- b) Analisis plastis: sesuai dengan Butir 7.5; atau
- c) Analisis non-konvensional lainnya yang telah baku dan telah diterima secara umum.

#### **7.1.1 Beberapa definisi**

Dalam butir ini berlaku beberapa definisi berikut ini:

- a) Komponen struktur tak-bergoyang adalah komponen struktur yang perpindahan transversal antara kedua ujungnya dikekang secara efektif. Hal ini berlaku pada rangka segitiga dan rangka batang atau pada rangka dengan kekakuan bidangnya diberikan oleh bresing diagonal, atau oleh dinding geser, atau oleh pelat lantai atau pelat atap yang menyatu dengan dinding atau sistem bresing paralel terhadap bidang tekuk komponen struktur;
- b) Komponen struktur bergoyang adalah komponen struktur yang perpindahan transversal antara kedua ujungnya tidak dikekang. Komponen struktur tersebut biasa dijumpai pada struktur yang mengandalkan mekanisme lentur untuk mengendalikan goyangan.

### **7.2 Bentuk-bentuk struktur pada analisis struktur**

Pendistribusian pengaruh gaya-dalam kepada komponen-komponen struktur dan sambungan-sambungan pada suatu struktur ditetapkan dengan menganggap salah satu atau kombinasi bentuk-bentuk struktur berikut ini:

- a) Kaku,
- b) Semi-kaku,
- c) Sederhana (bebas momen).

#### **7.2.1 Struktur kaku**

Pada struktur kaku, sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang disambung.

### 7.2.2 Struktur semi-kaku

Pada struktur semi-kaku, sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus dianggap memiliki kapasitas yang cukup untuk memberikan kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut.

Tingkat kapasitas tersebut di atas terhadap taraf pembebanan yang bekerja ditetapkan dengan metode berdasarkan percobaan.

### 7.2.3 Struktur sederhana

Pada struktur sederhana, sambungan pada kedua ujung komponen struktur dianggap bebas momen.

### 7.2.4 Perencanaan sambungan

Perencanaan semua sambungan harus konsisten dengan bentuk-bentuk struktur, dan perilaku sambungan tidak boleh menimbulkan pengaruh buruk terhadap bagian-bagian lainnya dalam suatu struktur di luar dari yang direncanakan. Sambungan direncanakan sesuai dengan Butir 13.

## 7.3 Anggapan dalam analisis

Suatu struktur dianalisis sebagai suatu kesatuan kecuali untuk:

- a) Struktur-struktur beraturan dapat dianalisis sebagai rangkaian suatu rangka dua dimensi, dan analisis struktur dilakukan masing-masing untuk dua arah yang saling tegak lurus, kecuali bila terjadi redistribusi beban yang besar di antara rangka-rangkanya;
- b) Untuk beban vertikal pada suatu struktur gedung bertingkat tinggi yang dilengkapi dengan bresing atau dinding geser untuk memikul semua gaya-gaya lateral, setiap lantai bersama-sama dengan kolom-kolom tepat di atas dan di bawahnya dapat dianalisis secara terpisah; ujung-ujung jauh kolom dapat dianggap terjepit.

Bila balok-balok lantai pada suatu struktur gedung bertingkat tinggi dianalisis secara terpisah maka momen lentur pada tumpuan dapat ditetapkan dengan menganggap bahwa lantai tersebut terjepit pada suatu tumpuan di ujung jauh bentang berikutnya, asal saja lantai tersebut bersifat menerus pada tumpuan yang dianggap terjepit.

### 7.3.1 Panjang bentang

Panjang bentang komponen struktur lentur diambil sebagai jarak as-ke-as tumpuan.



### 7.3.2 Pengaturan beban hidup pada suatu gedung

Untuk struktur gedung, pengaturan beban hidup yang digunakan dalam analisis dilakukan berikut ini:

- a) Untuk pola pembebanan tetap, pengaturan sesuai dengan SNI 03-1727-1989, atau penggantinya;
- b) Bila beban hidup bervariasi dan tidak lebih besar daripada tiga per empat beban mati maka beban hidup terfaktor dikerjakan pada seluruh bentang;
- c) Bila beban hidup bervariasi dan melebihi tiga per empat beban mati, pengaturan untuk lantai tersebut terdiri dari:
  - (i) beban hidup terfaktor pada bentang-bentang yang berselang-seling;
  - (ii) beban hidup terfaktor pada dua bentang yang bersebelahan; dan
  - (iii) beban hidup terfaktor pada seluruh bentang.

### 7.3.3 Struktur sederhana

Komponen struktur lentur dianggap memiliki ujung-ujung yang hanya dapat memikul geser dan bebas berotasi. Pada rangka berbentuk segitiga, gaya-gaya aksial dapat ditetapkan dengan menganggap bahwa semua komponen struktur terhubung dengan sambungan pen.

Reaksi balok atau sejenisnya yang bekerja pada kolom harus diambil minimum sejauh 100 mm dari muka kolom ke arah tengah bentang atau di tengah dukungan konsol, diambil eksentrisitas yang lebih besar, kecuali untuk kepala kolom, beban harus dianggap bekerja di muka kolom ke arah tengah bentang.

Untuk kolom menerus, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) yang disebabkan oleh eksentrisitas beban pada suatu lantai atau balok suatu rangka diambil dengan anggapan bahwa:

- a) lantai atau balok dari suatu rangka di atas dan di bawah lantai atau balok yang ditinjau tidak mampu memikul momen; dan
- b) didistribusikan kepada panjang kolom di atas dan di bawah lantai atau balok yang ditinjau proporsional terhadap nilai  $I/L$  dari kolom tersebut.

## 7.4 Analisis elastis

### 7.4.1 Anggapan

Setiap komponen struktur dianggap tetap dalam keadaan elastis pada setiap kondisi beban terfaktor. Pengaruh dari voute atau perubahan

momen inersia penampang sepanjang sumbu komponen struktur harus diperhatikan pada perhitungan dan, bila tidak dapat diabaikan, harus diperhitungkan dalam penentuan kekakuan komponen struktur tersebut.

#### 7.4.2 Pengaruh orde kedua

Analisis struktur dilakukan dengan tetap memperhatikan titik tangkap beban-beban yang bekerja pada struktur dan komponen-komponen struktur setelah berdeformasi. Pengaruh orde kedua harus diperhatikan melalui salah satu dari dua analisis berikut ini:

- a) suatu analisis orde pertama dengan amplifikasi momen sesuai dengan Butir 7.4.3; atau
- b) analisis orde kedua menurut cara-cara yang telah baku dan telah diterima secara umum.

#### 7.4.3 Analisis orde pertama

Pada analisis orde pertama, perubahan geometri struktur dan perubahan kekakuan komponen struktur akibat adanya gaya aksial diabaikan. Pengaruh ini terhadap momen lentur yang didapat dari analisis orde pertama perlu diperhitungkan dengan menggunakan metode amplifikasi momen sesuai dengan Butir 7.4.3.2.

##### 7.4.3.1 Amplifikasi momen untuk komponen struktur tak-bergoyang

Untuk komponen struktur tak-bergoyang tanpa gaya aksial atau komponen struktur tak-bergoyang dengan gaya aksial tarik, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = M_{ntu} \quad (7.4-1)$$

dengan  $M_{ntu}$  adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan.

Untuk komponen struktur tak-bergoyang dengan gaya aksial tekan terfaktor ( $N_u$ ) yang berasal dari analisis orde pertama, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = \delta_b M_{ntu} \quad (7.4-2)$$

dengan  $\delta_b$  adalah faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur tak-bergoyang dan dihitung sebagai berikut:

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \left( \frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1 \quad (7.4-3)$$

dengan  $N_u$  adalah gaya aksial tekan terfaktor dan  $N_{crb}$  adalah beban kritis elastis, ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.1, untuk komponen struktur tak-bergoyang.

Untuk komponen struktur tak-bergoyang tanpa beban transversal, faktor  $c_m$  dihitung berikut ini:

$$c_m = 0,6 - 0,4 \beta_m \leq 1,0 \quad (7.4-4)$$

dengan  $\beta_m$  adalah perbandingan momen terkecil dan terbesar yang bekerja di ujung-ujung komponen struktur, diambil positif bila komponen struktur terlentur dengan kelengkungan yang berbalik tanda dan negatif untuk kasus sebaliknya.

Untuk komponen struktur tak-bergoyang dengan beban transversal:

$$c_m = 1 \quad \text{untuk komponen struktur dengan ujung-ujung sederhana,}$$

$$c_m = 0,85 \quad \text{untuk komponen struktur dengan ujung-ujung kaku.}$$

#### 7.4.3.2 Amplifikasi momen untuk komponen struktur bergoyang

Untuk komponen struktur bergoyang, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung menggunakan metode pada butir ini.

Dalam butir ini, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = \delta_b M_{ntu} + \delta_s M_{ltu} \quad (7.4-5)$$

dengan  $M_{ltu}$  adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan, dan faktor amplifikasi momen ( $\delta_s$ ) ditetapkan sebagai berikut:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \sum N_u \left( \frac{A_{oh}}{HL} \right)} \quad (7.4-6a)$$

$$\text{atau } \delta_s = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}} \right)} \quad (7.4-6b)$$

Keterangan:

$\Sigma N_u$  adalah jumlah gaya aksial tekan terfaktor akibat beban gravitasi untuk seluruh kolom pada satu tingkat yang ditinjau, N

$N_{crs}$  adalah ditetapkan pada Butir 7.6.1 untuk kasus komponen struktur bergoyang, N

$\Delta_{oh}$  adalah simpangan antar lantai pada tingkat yang sedang ditinjau, mm

$\Sigma H$  adalah jumlah gaya horizontal yang menghasilkan  $\Delta_{oh}$  pada tingkat yang ditinjau, N

$L$  adalah tinggi tingkat, mm

#### 7.4.3.3 Persamaan interaksi aksial-momen

Dalam segala hal, salah satu dari dua persamaan interaksi aksial-momen berikut ini harus dipenuhi oleh setiap komponen struktur prismatis simetris ganda dan simetris tunggal.

$$(i) \text{ Bila } \frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2 \text{ maka } \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (7.4-7a)$$

$$(ii) \text{ Bila } \frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{N_u}{2\phi N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (7.4-7b)$$

Keterangan:

$N_u$  adalah gaya aksial terfaktor, N

$N_n$  adalah kuat nominal penampang komponen struktur; ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.2 untuk komponen struktur tekan dan Butir 10.1 untuk komponen struktur tarik, N

$\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan

$\phi = \phi_c$  adalah untuk komponen struktur tekan = 0,85

$\phi = \phi_t$  adalah untuk komponen struktur tarik = 0,9

$\phi_b$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk komponen struktur lentur = 0,90

$M_{nx}, M_{ny}$  adalah momen lentur nominal penampang komponen struktur masing-masing terhadap sumbu-x dan -y ditetapkan sesuai dengan Butir 8.2 dan 8.3, N-mm

$M_{ux}, M_{uy}$  adalah momen lentur terfaktor masing-masing terhadap sumbu-x dan -y, sudah termasuk pengaruh orde kedua, N-mm

## 7.5 Analisis plastis

### 7.5.1 Penerapan

Pengaruh gaya-dalam di sebagian atau seluruh struktur dapat ditetapkan menggunakan analisis plastis selama batasan pada Butir 7.5.2 dipenuhi. Distribusi gaya-gaya-dalam harus memenuhi syarat keseimbangan dan syarat batas.

### 7.5.2 Batasan

Bila metode plastis digunakan, semua persyaratan di bawah ini harus dipenuhi, yaitu:

- a) Tegangan leleh baja yang digunakan tidak melebihi 450 MPa;
- b) Pada daerah sendi plastis, tekuk setempat harus dapat dihindari dengan mensyaratkan bahwa perbandingan lebar terhadap tebal,  $b/t$ , lebih kecil daripada  $\lambda_p$ . Nilai  $\lambda_p$  tersebut ditetapkan sesuai dengan Tabel 7.5-1;
- c) Pada rangka dengan bresing, gaya aksial tekan terfaktor pada kolom yang diakibatkan oleh beban gravitasi terfaktor dan beban horizontal terfaktor tidak diperkenankan melampaui  $0,85A_b f_y$ . Pada rangka tanpa bresing, gaya aksial tekan terfaktor pada kolom yang diakibatkan oleh beban gravitasi terfaktor dan beban horizontal terfaktor tidak diperkenankan melampaui  $0,75A_b f_y$ ;
- d) Parameter kelangsingan kolom  $\lambda_c$  tidak boleh melebihi 1,5  $k_c$ . Nilai  $k_c$  ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.3.2 atau 7.6.3.3;
- e) Untuk komponen struktur dengan penampang kompak yang terlentur terhadap sumbu kuat penampang, panjang bagian pelat sayap tanpa pengekang lateral,  $L_b$ , yang mengalami tekan pada daerah sendi plastis yang mengalami mekanisme harus memenuhi syarat  $L_b \leq L_{pd}$ , yang ditetapkan berikut ini:
  - (i) Untuk profil-I simetris tunggal dan simetris ganda dengan lebar pelat sayap tekan sama dengan atau lebih besar daripada lebar pelat sayap tarik dan dibebani pada bidang pelat sayap

$$L_{pd} = \frac{\left[ 25.000 + 15.000 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right] r_y}{f_y} \quad (7.5-1)$$

Keterangan:

- $f_y$  adalah tegangan leleh material, MPa  
 $M_1$  adalah momen ujung yang terkecil, N-mm  
 $M_2$  adalah momen ujung yang terbesar, N-mm  
 $r_y$  adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah, mm  
 $(M_1/M_2)$  bertanda positif untuk kasus kelengkungan ganda dan negatif untuk kasus kelengkungan tunggal  
 $L_{pd}$  dinyatakan dalam mm

(ii) Untuk komponen struktur dengan penampang persegi pejal dan balok kotak simetris

$$L_{pd} = \frac{\left[ 35.000 + 21.000 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right] r_y}{f_y} \geq \frac{21.000 r_y}{f_y} \quad (7.5-2)$$

Tidak ada batasan terhadap  $L_b$  untuk komponen struktur dengan penampang melintang bulat, atau bujursangkar, atau penampang yang terlentur terhadap sumbu lemah.

- f) Kekuatan komponen struktur harus direncanakan sesuai dengan Butir 7.4.3.3;  
g) Kuat lentur komponen struktur komposit harus ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis.

### 7.5.3 Anggapan analisis

Gaya-gaya-dalam ditetapkan menggunakan analisis plastis kaku.

Dalam analisis plastis harus dapat dianggap bahwa sambungan-sambungan dapat memobilisasikan kekuatan penuhnya atau sebagian dari kekuatan penuhnya, selama kekuatan sambungan-sambungan tersebut direncanakan untuk tujuan ini, dan selama:

- a) untuk sambungan dengan kekuatan penuh, yang kapasitas momen sambungannya tidak kurang dari kapasitas momen penampang komponen-komponen struktur yang disambung, perilaku sambungan harus sedemikian rupa sehingga kapasitas rotasi sambungan pada setiap sendi plastis tidak terlampaui pada saat terjadinya mekanisme;  
b) untuk sambungan dengan sebagian dari kekuatan penuhnya, yang kapasitas momen sambungannya dapat lebih kecil daripada kapasitas momen komponen-komponen struktur yang disambung, perilaku sambungan harus sedemikian rupa sehingga memungkinkan terjadinya semua sendi plastis yang diperlukan untuk terjadinya mekanisme, sedemikian rupa sehingga kapasitas rotasi sambungan pada setiap sendi plastis tidak terlampaui.

## 7.6 Analisis tekuk komponen struktur

Gaya tekuk elastis komponen struktur ( $N_{cr}$ ) untuk keadaan tertentu ujung-ujungnya yang diberikan oleh suatu rangka pendukung ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.2. Gaya tekuk komponen struktur ( $N_{crb}$ ) digunakan dalam menetapkan faktor amplifikasi momen pada komponen struktur tak-bergoyang ( $\delta_b$ ) pada Butir 7.4.3.1, dan gaya tekuk komponen struktur ( $N_{crs}$ ) digunakan pada penentuan faktor amplifikasi momen pada komponen struktur bergoyang ( $\delta_s$ ) pada Butir 7.4.3.2.

### 7.6.1 Gaya tekuk elastis

Gaya tekuk elastis komponen struktur ( $N_{cr}$ ) ditetapkan sebagai berikut:

$$N_{cr} = \frac{A_b f_y}{\lambda_c^2} \quad (7.6-1)$$

dengan parameter kelangsingan kolom,  $\lambda_c$ , ditetapkan sebagai berikut:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (7.6-2)$$

dengan  $L_k = k_c L$  dan  $f_y$  adalah tegangan leleh material. Dalam hal ini  $k_c$  adalah faktor panjang tekuk, ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.3 dan  $L$  adalah panjang teoritis kolom.

### 7.6.2 Daya dukung nominal komponen struktur tekan

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil daripada nilai  $\lambda_r$  pada Tabel 7.5-1, daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega} \quad (7.6-3)$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \quad (7.6-4)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \quad \text{maka } \omega = 1 \quad (7.6-5a)$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad \text{maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} \quad (7.6-5b)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1,2 \quad \text{maka } \omega = 1,25\lambda_c^2 \quad (7.6-5c)$$

Keterangan:

$A_g$  adalah luas penampang bruto, mm<sup>2</sup>

- $f_{cr}$  adalah tegangan kritis penampang, MPa  
 $f_y$  adalah tegangan leleh material, MPa

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih besar daripada nilai  $\lambda_r$  pada Tabel 7.5-1, analisis kekuatan dan kekakuannya dilakukan secara tersendiri dengan mengacu pada metode-metode analisis yang rasional.

### 7.6.3 Faktor panjang tekuk

Nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) bergantung pada kekangan rotasi dan translasi pada ujung-ujung komponen struktur. Pada Gambar 7.6-2(a) untuk komponen struktur tak-bergoyang, kekangan translasi ujungnya dianggap tak-hingga. Pada Gambar 7.6-2(b) untuk komponen struktur bergoyang, kekangan translasi ujungnya dianggap nol.

Nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.3.1 untuk komponen struktur dengan ujung-ujung yang ideal, atau sesuai dengan Butir 7.6.3.2 untuk komponen struktur tak bergoyang pada suatu rangka, atau untuk komponen struktur bergoyang pada suatu rangka portal dengan pembebanan normal dan gaya aksial yang dapat diabaikan.

#### 7.6.3.1 Komponen struktur dengan ujung ideal

Nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) yang digunakan untuk komponen struktur dengan ujung-ujung ideal ditunjukkan pada Gambar 7.6-1.

#### 7.6.3.2 Komponen struktur dari suatu rangka

Untuk komponen struktur tekan yang merupakan bagian dari suatu rangka bersambungan kaku, nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) ditetapkan dari Gambar 7.6-2(a) untuk komponen struktur tak-bergoyang dan dari Gambar 7.6-2(b) untuk komponen struktur bergoyang. Pada gambar-gambar tersebut  $G_A$  dan  $G_B$  adalah perbandingan antara kekakuan komponen struktur dengan tekan dominan terhadap kekakuan komponen struktur relatif bebas tekan, masing-masing pada ujung A dan ujung B. Nilai  $G$  ditetapkan sesuai dengan Butir 7.6.3.3.

#### 7.6.3.3 Perbandingan kekakuan pada rangka portal

Nilai  $G$  suatu komponen struktur pada rangka portal dapat ditentukan sebagai berikut:

$$G = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b} \quad (7.6-6)$$



kecuali bahwa:

- a) untuk komponen struktur tekan yang dasarnya tidak terhubung secara kaku pada fondasi, nilai  $G$  tidak boleh diambil kurang dari 10, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai  $G$  tersebut; dan
- b) untuk komponen struktur tekan yang dasarnya terhubung secara kaku pada fondasi, nilai  $G$  tidak boleh diambil kurang dari 1, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai  $G$  tersebut.

Besaran  $\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c$  dihitung dengan menjumlahkan kekakuan semua komponen struktur tekan — dengan bidang lentur yang sama — yang terhubung secara kaku pada ujung komponen struktur yang sedang ditinjau, termasuk komponen struktur itu sendiri.

Besaran  $\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b$  dihitung dengan menjumlahkan kekakuan semua komponen struktur lentur — dengan bidang lentur yang sama — yang terhubung secara kaku pada ujung komponen struktur yang sedang ditinjau.

#### 7.6.3.4 Komponen struktur pada struktur segitiga

Panjang efektif ( $L_k$ ) komponen struktur pada suatu struktur segitiga diambil tidak kurang dari panjang teoritisnya ( $L$ ) dari as-ke-as sambungan dengan komponen struktur lainnya, kecuali jika dihitung dengan analisis lainnya yang lebih teliti.

#### 7.6.4 Batas kelangsingan

Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tekan, angka perbandingan kelangsingan  $\lambda = L_k/r$  dibatasi sebesar 200.

Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tarik, angka perbandingan kelangsingan  $L/r$  dibatasi sebesar 300 untuk batang sekunder dan 240 untuk batang primer. Ketentuan di atas tidak berlaku untuk batang bulat dalam tarik. Batang-batang yang ditentukan oleh gaya tarik, namun dapat berubah menjadi tekan yang tidak dominan pada kombinasi pembebanan yang lain, tidak perlu memenuhi batas kelangsingan batang tekan.

**Tabel 7.5-1**

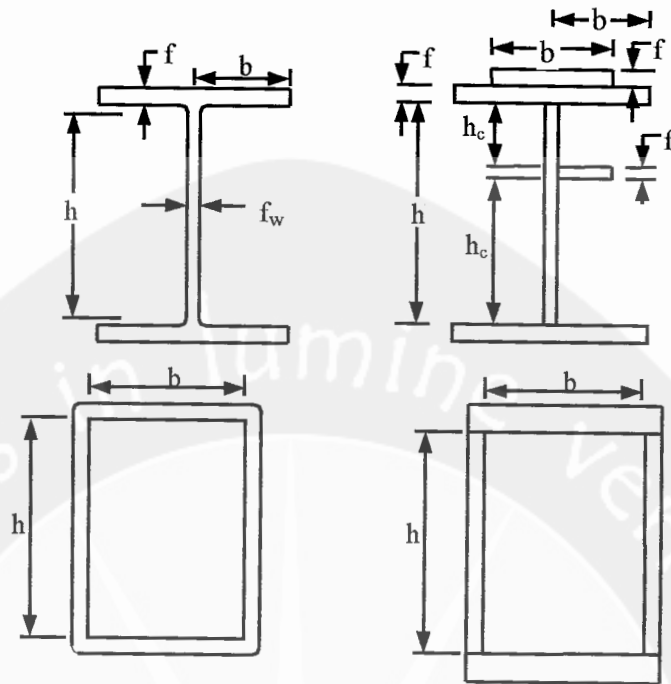
Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan ( $f_y$  dinyatakan dalam MPa, simbol mengacu pada Gambar 7.5-1).

Jenis Elemen	Perbandingan	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal
--------------	--------------	--

		lebar terhadap tebal ( $\lambda$ )		
			$\lambda_p$ (kompak)	$\lambda_r$ (tak-kompak)
Elemen lamina Pengaku	Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	$b/t$	$170 / \sqrt{f_y}$ [c]	$370 / \sqrt{f_y - f_r}$ [e]
	Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang di las dalam lentur	$b/t$	$170 / \sqrt{f_{yf}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_{yf} - f_r) / k_e}}$ [e][f]
	Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	$b/t$	-	$290 / \sqrt{f_y / k_e}$ [f]
	Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan plat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	$b/t$	-	$250 / \sqrt{f_y}$
	Sayap dari profil siku tunggal pada penyokong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu, yang ditumpu pada salah satu sisinya	$b/t$	-	$200 / \sqrt{f_y}$
	Pelat badan dari profil T	$d/t$	-	$335 / \sqrt{f_y}$

**Tabel 7.5-1 (Lanjutan)**  
 Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan  
 ( $f_y$  dinyatakan dalam MPa, simbol mengacu pada Gambar 7.5-1).

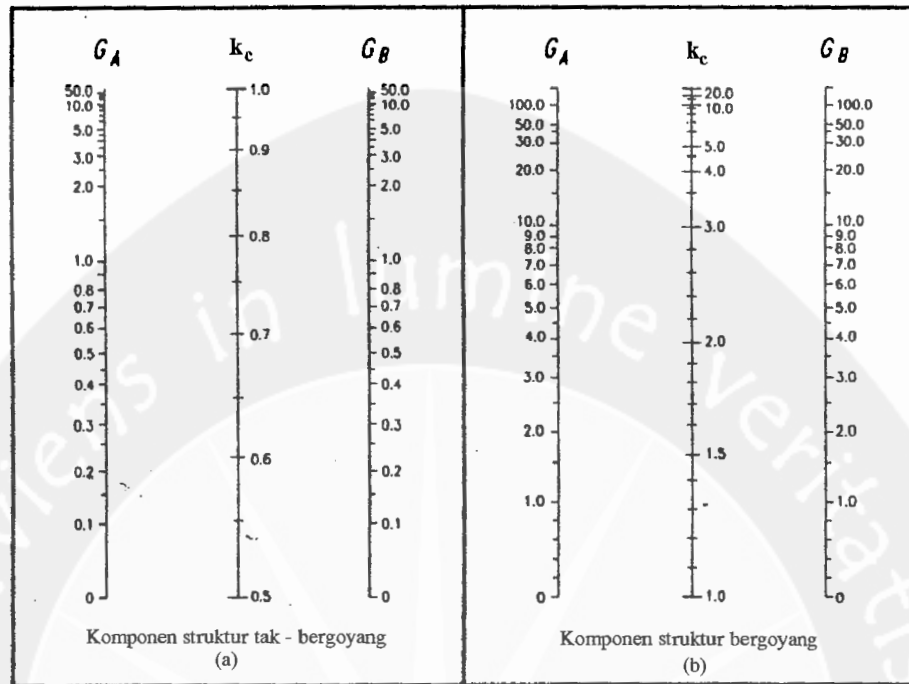
Jenis Elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal ( $\lambda$ )	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
		$\lambda_p$ (kompak)	$\lambda_r$ (tak-kompak)
Pelat sayap dari penampang persegi panjang dan bujursangkar berongga dengan ketebalan seragam yang dibebani lentur atau tekan; pelat penutup dari pelat sayap dan pelat diafragma yang terletak di antara baut-baut atau las	$b/t$	$500/\sqrt{f_y}$	$625/\sqrt{f_y}$
Bagian lebar yang tak terkekang dari pelat penutup berlubang [b]	$b/t$	-	$830/\sqrt{f_y}$
Bagian-bagian pelat badan dalam tekan akibat lentur [a]	$h/t_w$	$1.680/\sqrt{f_y}$ [c]	$2.550/\sqrt{f_y}$ [g]
Bagian-bagian pelat badan dalam kombinasi tekan dan lentur	$h/t_w$	Untuk $N_u/\phi_b N_y \leq 0,125$ [c] $\frac{1.680}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	[g] $\frac{2.550}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{0,74 N_u}{\phi_b N_y} \right]$
		Untuk $N_u/\phi_b N_y > 0,125$ [c] $\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[ 2,33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$	
Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni; yaitu dikekang sepanjang kedua sisinya	$b/t$ $h/t_w$	-	$665/\sqrt{f_y}$
Penampang bulat berongga Pada tekan aksial Pada lentur	$D/t$	[d] - $14.800/f_y$	$22.000/f_y$ $62.000/f_y$
[a] Untuk balok hibrida, gunakan tegangan leleh pelat sayap $f_{yf}$ sebagai ganti $f_y$ . [b] Ambil luas neto plat pada lubang terbesar. [c] Dianggap kapasitas rotasi inelastis sebesar 3. Untuk struktur-struktur pada zona gempa tinggi diperlukan kapasitas rotasi yang lebih besar. [d] Untuk perencanaan plastis gunakan $9.000/f_y$ .		[e] $f_r$ = tegangan tekan residual pada pelat sayap = 70 MPa untuk penampang dirol = 115 MPa untuk penampang dilas [f] $k_e = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ tapi, $0,35 \leq k_e \leq 0,763$ [g] $f_y$ adalah tegangan leleh minimum.	



**Gambar 7.5-1**  
 Simbol untuk beberapa variabel penampang.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk						
Nilai $k_c$ teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai $k_c$ yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung						

**Gambar 7.6-1**  
 Nilai  $k_c$  untuk kolom dengan ujung-ujung yang ideal.



Gambar 7.6-2

(a) Nilai  $k_c$  untuk komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang.

## 8. KOMPONEN STRUKTUR LENTUR

### 8.1 Perencanaan untuk lentur

#### 8.1.1 Lentur terhadap sumbu utama kuat

Suatu komponen struktur yang memikul lentur terhadap sumbu kuat (sumbu- $x$ ), dan dianalisis dengan metode elastis sesuai Butir 7.4, harus memenuhi,

$$M_{ux} \leq \phi M_n \quad (8.1-1)$$

Keterangan:

$M_{ux}$  adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu- $x$  yang dihitung menurut Butir 7.4, N-mm

$\phi$  adalah faktor reduksi = 0,9

$M_n$  adalah kuat nominal dari momen lentur penampang  $M_n$  diambil nilai yang lebih kecil dari kuat nominal penampang untuk momen lentur terhadap sumbu- $x$  yang ditentukan oleh Butir 8.2, atau kuat nominal komponen struktur untuk momen lentur terhadap sumbu- $x$  yang ditentukan oleh Butir 8.3 pada balok biasa, atau Butir 8.4 khusus untuk balok pelat ber dinding penuh, N-mm

#### 8.1.2 Momen lentur terhadap sumbu lemah

Suatu komponen struktur yang memikul momen lentur pada sumbu lemahnya (sumbu- $y$ ), dan dianalisis dengan metode elastis sesuai Butir 7.4 harus memenuhi,

$$M_{uy} \leq \phi M_n \quad (8.1-2)$$

Keterangan:

$M_{uy}$  adalah momen lentur perlu terhadap sumbu- $y$  yang dihitung menurut Butir 7.4, N-mm

$M_n$  adalah kuat lentur nominal penampang terhadap sumbu- $y$  yang ditentukan pada Butir 8.2, N-mm

#### 8.1.3 Analisis plastis

Suatu komponen struktur yang dianalisis dengan metode plastis sesuai Butir 7.5 harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- a) Berpenampang kompak (lihat Tabel 7.5-1);
- b) Memenuhi  $L \leq L_p$  (lihat Tabel 8.3-2);

- c) Memenuhi Butir 8.10.6;
- d) Memenuhi persyaratan berikut ini.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (8.1-3)$$

Keterangan:

$M_u$  adalah momen lentur rencana yang dihitung menurut Butir 7.5, N-mm

$M_n$  adalah kuat lentur nominal penampang yang ditentukan pada Butir 8.2.1(b), N-mm

#### 8.1.4 Lentur terhadap sumbu sebarang (bukan sumbu utama)

- a) Suatu komponen struktur yang, karena adanya kekangan, melentur pada suatu sumbu yang bukan sumbu utamanya harus memenuhi ketentuan pada Butir 11;
- b) Suatu komponen struktur yang tanpa dikekang melentur terhadap suatu sumbu yang bukan sumbu utamanya harus memenuhi ketentuan pada Butir 11.

#### 8.1.5 Kombinasi lentur dengan gaya geser atau aksial

- a) Suatu komponen struktur yang dibebani kombinasi lentur dan gaya geser harus memenuhi ketentuan Butir 8.1 dan 8.9;
- b) Suatu komponen struktur yang dibebani kombinasi lentur dan gaya tekan atau tarik aksial harus memenuhi ketentuan pada Butir 11.

### 8.2 Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

#### 8.2.1 Batasan momen

- a) Momen leleh  $M_y$  adalah momen lentur yang menyebabkan penampang mulai mengalami tegangan leleh yaitu diambil sama dengan  $f_y S$  dan  $S$  adalah modulus penampang elastis yang ditentukan menurut Butir 8.2.1(d);
- b) Kuat lentur plastis  $M_p$  momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh harus diambil yang lebih kecil dari  $f_y Z$  atau  $1,5 M_y$ , dan  $Z$  adalah modulus penampang plastis yang ditentukan dalam Butir 8.2.1(d);

- c) Momen batas tekuk  $M_r$  diambil sama dengan  $S(f_y - f_r)$  dan  $f_r$  adalah tegangan sisa;
- d) Perhitungan modulus penampang elastis dan plastis harus dilakukan secermat mungkin dengan memperhitungkan adanya lubang-lubang, perbedaan tegangan leleh pada penampang hibrida, letak pelat tarik dan tekan, dan arah/sumbu lentur yang ditinjau sedemikian sehingga kuat momen yang dihasilkan berada dalam batas-batas ketelitian yang dapat diterima.

### 8.2.2 Kelangsingan penampang

Pengertian penampang kompak, tak-kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan pada Tabel 7.5-1.

### 8.2.3 Penampang kompak

Untuk penampang-penampang yang memenuhi  $\lambda \leq \lambda_p$ , kuat lentur nominal penampang adalah,

$$M_n = M_p \quad (8.2-1.a)$$

### 8.2.4 Penampang tak-kompak

Untuk penampang yang memenuhi  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , kuat lentur nominal penampang ditentukan sebagai berikut:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (8.2-1.b)$$

### 8.2.5 Penampang langsing

Untuk pelat sayap yang memenuhi  $\lambda_r \leq \lambda$ , kuat lentur nominal penampang adalah,

$$M_n = M_r (\lambda_r / \lambda)^2 \quad (8.2-1.c)$$

Untuk pelat badan yang memenuhi  $\lambda_r \leq \lambda$ , kuat lentur nominal penampang ditentukan pada Butir 8.4.



### 8.3 Kuat lentur nominal penampang dengan pengaruh tekuk lateral

#### 8.3.1 Batasan momen

- Untuk pelat badan yang memenuhi  $\lambda_p \leq \lambda$ , kuat lentur nominal penampang ditentukan pada Butir 8.4;
- Batasan  $M_y$ ,  $M_p$ , dan  $M_r$  dianut sesuai dengan Butir 8.2.1;
- Momen kritis  $M_{cr}$  ditentukan dalam Tabel 8.3-1;
- Faktor pengali momen  $C_b$  ditentukan oleh persamaan (8.3-1);

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \quad (8.3-1)$$

dengan  $M_{max}$  adalah momen maksimum pada bentang yang ditinjau serta  $M_A$ ,  $M_B$ , dan  $M_C$  adalah masing-masing momen pada 1/4 bentang, tengah bentang, dan 3/4 bentang komponen struktur yang ditinjau.

**Tabel 8.3-1** Momen kritis untuk tekuk lateral

Profil	$M_{cr}$
Profil-I dan kanal ganda	$C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_w}$
Profil kotak pejal atau berongga	$2C_b E \frac{\sqrt{JA}}{L/r_y}$

#### 8.3.2 Pengekang lateral

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan,  $L$ . Batas-batas bentang pengekang lateral ditentukan dalam Tabel 8.3-2.

#### 8.3.3 Bentang pendek

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L \leq L_p$  kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah

$$M_n = M_p \quad (8.3-2.a)$$

**Tabel 8.3-2** Bentang untuk pengekan lateral

Profil	$L_p$	$L_r$
Profil-I dan kanal ganda	$1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah	$r_y \left[ \frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}}$ dengan $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4 \left( \frac{S}{GJ} \right)^2 \frac{I_w}{I_y}$ $I_w$ adalah konstanta puntir lengkung $J$ adalah konstanta puntir torsi
Profil kotak pejal atau berongga	$0,13Er_y \frac{\sqrt{JA}}{M_p}$	$2Er_y \frac{\sqrt{JA}}{M_r}$

**8.3.4 Bentang menengah**

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L_p \leq L \leq L_r$ , kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (8.3-2.b)$$

**8.3.5 Bentang panjang**

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L_r \leq L$ , kuat nominal komponen struktur terhadap lentur adalah

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (8.3-2.c)$$

**8.4 Kuat lentur nominal balok pelat berdinding penuh****8.4.1 Batasan momen**

- a) Balok pelat berdinding penuh dalam hal ini adalah balok yang mempunyai ukuran  $h/t_w > \lambda_r$ . Kuat lentur nominal komponen struktur dinyatakan dengan

## 15. KETENTUAN PERENCANAAN TAHAN GEMPA UNTUK STRUKTUR BANGUNAN BAJA

### 15.1 Ketentuan umum

Ketentuan ini dimaksudkan untuk perencanaan dan pelaksanaan komponen struktur bangunan baja termasuk sambungan dalam struktur dengan gaya yang bekerja dihasilkan dari beban gempa yang telah ditentukan dengan memperhatikan disipasi energi di dalam daerah respon nonlinier struktur bangunan tersebut.

Komponen struktur untuk bangunan baja tahan gempa harus memenuhi,

$$\phi R_n \geq R_u \quad (15.1-1)$$

Keterangan:

$\phi$  adalah faktor reduksi beban sesuai Tabel 6.4.2

$R_n$  adalah kuat nominal komponen struktur sesuai Butir 8, 9, 10, 12, 13, dan 15

$R_u$  adalah pengaruh aksi terfaktor, yaitu momen atau gaya yang diakibatkan oleh suatu kombinasi pembebanan yang diberikan dalam Butir 6 dan 15, atau pengaruh aksi perlu, yaitu momen atau gaya yang disyaratkan untuk struktur tahan gempa yang diberikan dalam Butir 15

### 15.2 Parameter beban gempa

Gaya geser dasar rencana total,  $V$ , pada suatu arah ditetapkan sebagai berikut:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W_t \quad (15.2-1)$$

Gaya geser dasar rencana total,  $V$ , tidak perlu lebih besar daripada nilai berikut ini,

$$V \leq V_{maks} = \frac{2,5 C_a I}{R} W_t \quad (15.2-2)$$

Keterangan:

$V$  adalah gaya geser dasar rencana total, N

$V_{maks}$  adalah gaya geser dasar rencana maksimum, N

$R$  adalah faktor modifikasi respons (lihat Tabel 15.2-1)

$T$  adalah waktu getar dasar struktur, detik

$W_t$  adalah berat total struktur, N

- $I$  adalah faktor kepentingan struktur yang ditetapkan oleh ketentuan yang berlaku dalam Butir 3.1 dan 3.2
- $C_a$  dan  $C_v$  adalah koefisien percepatan gempa yang ditetapkan oleh ketentuan yang berlaku dalam Butir 3.1 dan 3.2

Berat total struktur  $W$ , ditetapkan sebagai jumlah dari beban-beban berikut ini:

- 1) Beban mati total dari struktur bangunan;
- 2) Bila digunakan dinding partisi pada perencanaan lantai maka harus diperhitungkan tambahan beban sebesar 0,5 kPa;
- 3) Pada gudang-gudang dan tempat-tempat penyimpanan barang maka sekurang-kurangnya 25% dari beban hidup rencana harus diperhitungkan;
- 4) Beban tetap total dari seluruh peralatan dalam struktur bangunan harus diperhitungkan.

### 15.3 Beban, kombinasi beban, dan kuat nominal

#### 15.3.1 Beban dan kombinasi beban

Beban dan kombinasi beban yang digunakan adalah yang telah diatur pada Butir 6, kecuali bila ditentukan secara khusus pada butir ini.

$E_h$  adalah pengaruh dari komponen horizontal gaya gempa yang ditetapkan untuk suatu struktur bangunan. Bila dipersyaratkan dalam standar ini maka pengaruh komponen horizontal gaya gempa yang dikalikan suatu faktor amplifikasi,  $\Omega_0 E_h$ , harus digunakan sebagai ganti dari  $E_h$  seperti dalam kombinasi beban di bawah ini. Faktor amplifikasi  $\Omega_0$  atau faktor kuat cadang struktur diberikan pada Tabel 15.2-1.

Kombinasi beban dengan memperhatikan faktor kuat cadang struktur,  $\Omega_0$ , adalah:

$$1,2 D + \gamma_L L + \Omega_0 E_h \quad (15.3-1)$$

$$0,9 D - \Omega_0 E_h \quad (15.3-2)$$

dengan  $\gamma_L = 0,5$  bila  $L < 5$  kPa dan  $\gamma_L = 1$  bila  $L \geq 5$  kPa.

Keterangan:

- $D$  adalah pengaruh beban mati yang disebabkan oleh berat elemen struktur dan beban tetap pada struktur
- $L$  adalah pengaruh beban hidup akibat pengguna gedung dan peralatan bergerak
- $E_h$  adalah pengaruh dari komponen horizontal gaya gempa

$\Omega_0$  adalah faktor kuat cadang struktur (lihat Tabel 15.2-1)

Pengaruh orthogonalitas gaya gempa, yaitu pengaruh pembebanan gempa pada dua arah yang saling tegak lurus, harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan. Pengaruh orthogonalitas tidak perlu ditinjau bila dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa digunakan  $\Omega_0 E_n$ .

### 15.3.2 Kuat nominal

Kuat nominal sistem rangka, komponen struktur, dan sambungan harus memenuhi persyaratan-persyaratan yang ada dalam standar ini kecuali bila dipersyaratkan lain dalam butir ini.

## 15.4 Simpangan antar lantai

### 15.4.1 Simpangan inelastis maksimum

Simpangan antar lantai dihitung berdasarkan respons simpangan inelastis maksimum,  $\Delta_M$ , dihitung sebagai berikut,

$$\Delta_M = 0,7 R \Delta_s \quad (15.4-1)$$

dengan  $R$  adalah faktor modifikasi respons (lihat Table 12.2-1).

Pada persamaan (15.4-1),  $\Delta_s$  adalah respons statis simpangan elastis struktur yang terjadi di titik-titik kritis akibat beban gempa horizontal rencana yang ditetapkan pada Butir 15.2. Dalam melakukan perhitungan simpangan tersebut pengaruh translasi dan rotasi bangunan harus diperhitungkan. Simpangan elastis struktur juga dapat dihitung menggunakan analisis dinamis.

### 15.4.2 Batasan simpangan antar lantai

Simpangan antar lantai yang dihitung berdasarkan persamaan (15.4-1) tidak boleh melebihi 2,5 % dari jarak antar lantai untuk suatu struktur dengan waktu getar dasar lebih kecil daripada atau sama dengan 0,7 detik. Untuk struktur bangunan dengan waktu getar dasar lebih besar daripada 0,7 detik, simpangan antar lantai tersebut tidak boleh melebihi 2,0 % dari jarak antar lantai.

## 15.5 Bahan

### 15.5.1 Spesifikasi bahan

Untuk bangunan yang melebihi satu tingkat, bahan baja yang digunakan pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Sistem Rangka Pemikul Momen Terbatas (SRPMT), Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK), Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK), Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB), Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE), harus memenuhi persyaratan berikut ini:

- a) Perbandingan tegangan leleh terhadap tegangan putus tariknya adalah kurang dari 0,85,
- b) Hubungan tegangan-regangan harus memperlihatkan daerah *plateau* yang cukup panjang,
- c) Pengujian uniaksial tarik pada spesimen baja memperlihatkan perpanjangan maksimum tidak kurang daripada 20% untuk daerah pengukuran sepanjang 50 mm,
- d) Mempunyai sifat relatif mudah dilas.

Persyaratan tegangan leleh minimum dari bahan baja untuk komponen struktur dengan perilaku inelastis diharapkan akan terjadi berkenaan dengan kombinasi pembebanan (15.3-1) dan (15.3-2) tidak boleh melebihi 350 MPa, kecuali bila dapat ditunjukkan secara eksperimen atau secara rasional bahwa bahan baja yang digunakan sesuai untuk tujuan tersebut. Persyaratan ini tidak berlaku bagi kolom yang diharapkan perilaku inelastisnya hanya akan terjadi pada dasar kolom yang mengalami leleh pada tingkat paling bawah.

#### **15.5.2 Sifat bahan dalam menentukan kuat perlu sambungan dan komponen struktur yang terkait**

Bila disyaratkan oleh standar ini maka kuat perlu sambungan dan komponen struktur yang terkait ditentukan berdasarkan tegangan leleh yang dapat terjadi yaitu  $f_{ye}$  dari komponen struktur yang disambung, dengan

$$f_{ye} = R_y f_y$$

dan  $f_y$  adalah tegangan leleh bahan baja yang digunakan. Untuk profil dan batang baja gilas  $R_y$  adalah 1,5 bila digunakan BJ 41 atau yang lebih lunak dan 1,3 bila digunakan BJ 50 atau yang lebih keras. Untuk pelat baja nilai  $R_y$  adalah 1,1. Nilai  $R_y$  lainnya dapat digunakan bila dapat didukung oleh hasil percobaan.

#### **15.6 Persyaratan kolom**

**15.6.1 Kekuatan kolom**

Bila  $N_u / \phi N_n > 0,4$ , kolom untuk sistem rangka tahan gempa selain harus memenuhi persyaratan sesuai dengan standar ini, juga harus dibatasi pula oleh persyaratan sebagai berikut:

- 1) Gaya tekan aksial terfaktor kolom, tanpa adanya pengaruh momen-momen yang bekerja, ditetapkan berdasarkan kombinasi pembebanan persamaan (15.3-1);
- 2) Gaya tarik aksial terfaktor kolom, tanpa adanya pengaruh momen-momen yang bekerja, ditetapkan berdasarkan kombinasi pembebanan persamaan. (15.3-2);
- 3) Gaya aksial terfaktor yang ditetapkan pada Butir 15.6.1(1) dan 15.6.1(2) tidak perlu melampaui salah satu dari kedua nilai berikut ini:
  - (i) Beban maksimum yang dipindahkan kepada kolom dengan memperhitungkan  $1,1R_y$  kali kuat nominal balok atau bresing pada struktur bangunan yang merangka kepada kolom tersebut.
  - (ii) Nilai batas yang ditentukan oleh kapasitas fondasi untuk memikul gaya angkat akibat momen guling.

**15.6.2 Sambungan kolom**

Sambungan kolom harus mempunyai kuat rencana minimum untuk memikul kuat perlu yang ditentukan pada Butir 15.6.1.

15.6.2.1 Sambungan yang menggunakan las sudut atau las tumpul penetrasi sebagian, tidak boleh berjarak kurang dari 1.200 mm dari sambungan balok-ke-kolom atau tidak boleh kurang dari setengah kali panjang bersih kolom dari sambungan balok-ke-kolom. Sambungan las kolom yang dibebani oleh gaya tarik neto akibat kombinasi beban (15.3-2) harus memenuhi kedua persyaratan berikut ini:

- 1) Sambungan las penetrasi sebagian harus mempunyai kuat rencana minimum sebesar 200% dari kuat perlu;
- 2) Kuat perlu minimum dari setiap pelat sayap adalah  $R_y f_y A_f$ , dengan  $R_y f_y$  adalah tegangan leleh yang dapat terjadi dari bahan baja kolom dan  $A_f$  adalah luas pelat sayap kolom yang terkecil pada sambungan yang ditinjau.

15.6.2.2 Persyaratan transisi sambungan secara gradual tidak harus dipenuhi apabila perubahan tebal dan lebar pelat sayap dan pelat badan terjadi pada sambungan kolom yang mana sambungan las tumpul penetrasi sebagian diijinkan sesuai dengan Butir 15.6.2.1.

## 15.7 Persyaratan untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

### 15.7.1 Ruang lingkup

SRPMK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. SRPMK harus memenuhi persyaratan pada Butir 15.7.

### 15.7.2 Sambungan balok-ke-kolom

15.7.2.1 Perencanaan semua sambungan balok-ke-kolom yang digunakan pada Sistem Pemikul Beban Gempa harus didasarkan pada hasil-hasil pengujian kualifikasi yang menunjukkan rotasi inelastis sekurang-kurangnya 0,03 radian. Hasil-hasil pengujian kualifikasi didapat terhadap sekurang-kurangnya dari dua pengujian siklik dan diijinkan berdasarkan salah satu dari dua persyaratan berikut ini:

- a) Laporan penelitian atau laporan pengujian yang dilakukan untuk sambungan yang serupa dengan yang sedang direncanakan untuk suatu proyek;
- b) Pengujian yang dilakukan khusus untuk sambungan yang sedang direncanakan untuk suatu proyek dan cukup mewakili ukuran-ukuran komponen struktur, kekuatan bahan, konfigurasi sambungan, dan urutan pelaksanaan pada proyek tersebut.

Interpolasi atau ekstrapolasi dari hasil-hasil pengujian dengan ukuran-ukuran komponen struktur yang berbeda-beda harus dilakukan menggunakan analisis rasional yang memperlihatkan distribusi tegangan dan besar gaya-gaya-dalam yang konsisten terhadap model uji sambungan dan dengan memperhatikan pengaruh negatif dari ukuran bahan dan ketebalan las yang lebih besar serta variasi dari sifat-sifat bahan. Ekstrapolasi dari hasil-hasil pengujian harus didasarkan pada kombinasi serupa dari komponen struktur.

Sambungan yang sebenarnya harus dibuat menggunakan bahan, konfigurasi, proses, dan kendali kualitas demikian sehingga dapat menjamin keserupaannya dengan model uji sambungan. Balok-balok dengan hasil pengujian tegangan leleh kurang dari 85%  $f_{ye}$  tidak boleh digunakan dalam pengujian kualifikasi.



15.7.2.2 Pengujian sambungan balok-ke-kolom harus memperlihatkan kuat lentur, yang diukur di muka kolom, sekurang-kurangnya sama dengan momen plastis nominal balok  $M_p$  pada saat terjadinya rotasi inelastis yang disyaratkan, kecuali bila:

- a) Kuat lentur balok lebih ditentukan oleh tekuk lokal daripada oleh tegangan leleh bahan, atau bila sambungan menghubungkan balok dengan penampang melintang yang direduksi maka kuat lentur minimumnya sama dengan  $0,8M_p$  dari balok pada pengujian;
- b) Sambungan-sambungan yang memungkinkan terjadinya rotasi dari komponen struktur yang tersambung dapat diijinkan, selama dapat ditunjukkan menggunakan analisis yang rasional bahwa tambahan simpangan antar lantai yang disebabkan oleh deformasi sambungan dapat diakomodasikan oleh struktur bangunan. Analisis rasional yang dilakukan harus memperhitungkan stabilitas sistem rangka secara keseluruhan dengan memperhatikan pengaruh orde kedua.

15.7.2.3 Gaya geser terfaktor,  $V_u$ , sambungan balok-ke-kolom harus ditentukan menggunakan kombinasi beban  $1,2D+0,5L$  ditambah dengan gaya geser yang dihasilkan dari bekerjanya momen lentur sebesar  $1,1R_y f_y Z$  pada arah yang berlawanan pada masing-masing ujung balok. Sebagai alternatif, nilai  $V_u$  yang lebih kecil dapat digunakan selama dapat dibuktikan menggunakan analisis yang rasional. Gaya geser terfaktor tidak perlu lebih besar daripada gaya geser yang dihasilkan oleh kombinasi pembebanan (15.3-1).

### 15.7.3 Daerah panel pada sambungan balok-ke-kolom (Badan balok sebidang dengan badan kolom)

15.7.3.1 Kuat Geser: Gaya geser terfaktor  $V_u$  pada daerah panel ditentukan berdasarkan momen lentur balok sesuai dengan kombinasi pembebanan (15.3-1) dan (15.3-2). Namun,  $V_u$  tidak perlu melebihi gaya geser yang ditetapkan berdasarkan  $0,8 \sum R_y M_p$  dari balok-balok yang merangka pada sayap kolom disambungan. Kuat geser rencana  $\phi_v V_n$  panel ditentukan menggunakan persamaan berikut:

$$\text{Bila } N_u \leq 0,75N_y, \phi_v V_n = 0,6\phi_v f_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (15.7-1)$$

$$\text{Bila } N_u > 0,75N_y, \phi_v V_n = 0,6\phi_v f_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[ 1,9 - \frac{1,2N_u}{N_y} \right] \quad (15.7-2)$$

dengan  $\phi_v = 0,75$ .

Keterangan:

- $t_p$  adalah tebal total daerah panel, termasuk pelat pengganda, mm
- $d_c$  adalah tinggi keseluruhan penampang kolom, mm
- $b_{cf}$  adalah lebar sayap kolom, mm
- $t_{cf}$  adalah ketebalan dari sayap kolom, mm
- $d_b$  adalah tinggi bruto penampang balok, mm
- $f_y$  adalah tegangan leleh bahan baja pada daerah panel, MPa

- 15.7.3.2 Tebal Daerah Panel: Ketebalan masing-masing pelat badan penampang kolom atau pelat pengganda pada daerah panel, ditetapkan menurut persamaan berikut:

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (15.7-3)$$

Keterangan:

- $t$  adalah tebal pelat badan penampang kolom atau pelat pengganda pada daerah panel, mm
- $d_z$  adalah tinggi daerah panel di antara pelat terusan, mm
- $w_z$  adalah lebar daerah panel di antara kedua sayap kolom, mm

Sebagai alternatif, apabila tekuk lokal pada pelat badan penampang kolom dan pelat pengganda dicegah menggunakan las sumbat maka tebal total daerah panel harus memenuhi persamaan (15.7-3).

- 15.7.3.3 Pelat-pelat Pengganda pada Daerah Panel: Pelat-pelat pengganda harus dilas kepada pelat-pelat sayap kolom menggunakan las tumpul penuh atau las sudut untuk mengembangkan kuat geser rencana dari seluruh tebal pelat pengganda. Bila pelat pengganda dipasang menempel pada pelat badan penampang kolom maka sisi-sisi atas dan bawah pelat pengganda harus dilas terhadap pelat badan penampang kolom sehingga dapat memikul bagian dari gaya-gaya yang dipindahkan kepada pelat pengganda. Bila pelat pengganda dipasang tidak menempel pada pelat badan penampang kolom maka pelat pengganda harus dipasang berpasangan secara simetris dan dilas kepada pelat terusan sehingga dapat memikul bagian gaya yang dipindahkan kepada pelat pengganda.

#### 15.7.7.1 Kekangan sambungan:

- 1) Sayap-sayap kolom pada sambungan balok-ke-kolom perlu dikekang secara lateral hanya pada daerah sayap atas balok bila suatu kolom dapat ditunjukkan tetap berada dalam keadaan elastis di luar daerah panel menggunakan salah satu dari dua kriteria di bawah ini:
  - (a) Persamaan (15.7-4) memberikan hasil lebih besar dari 1,25;
  - (b) Suatu kolom tetap bersifat elastis akibat kombinasi pembebanan (15.3-1) dan (15.3-2).
- 2) Bila suatu kolom tidak dapat ditunjukkan masih bersifat elastis di luar daerah panel maka persyaratan berikut ini harus dipenuhi:
  - (a) Sayap-sayap kolom dikekang secara lateral pada kedua sisi atas dan sisi bawah sayap balok;
  - (b) Setiap pengekang lateral pelat sayap kolom direncanakan terhadap gaya terfaktor sebesar 2,0% dari kuat nominal satu sayap balok ( $f_y b_f t_{bf}$ );
  - (c) Sayap-sayap kolom dikekang secara lateral dengan cara langsung atau tidak langsung yaitu melalui pelat badan kolom atau melalui pelat-pelat sayap balok.

15.7.7.2 Sambungan tanpa Pengekang Lateral: Suatu kolom dengan sambungan balok-ke-kolom tanpa pengekang lateral keluar bidang sistem rangka pemikul gaya gempa perlu direncanakan dengan menganggap tinggi kolom sebesar jarak dari kekangan lateral yang berdekatan dalam analisis tekuk keluar bidang sistem rangka pemikul gempa dan perlu memenuhi ketentuan mengenai komponen struktur dengan beban kombinasi dan torsi, kecuali bila:

- 1) Beban terfaktor pada kolom ditentukan dengan kombinasi beban  $1,2D+0,5L \pm E$ , dengan  $E$  adalah yang terkecil dari kedua nilai berikut ini:
  - (a) Beban gempa teramplifikasi sebesar  $\Omega_o E_n$ ;
  - (b) 125% dari kuat rencana rangka yang direncanakan berdasarkan kuat lentur rencana balok atau kuat geser rencana daerah panel.
- 2) Nilai  $L/r$  kolom tersebut tidak melampaui 60;
- 3) Kuat lentur perlu kolom keluar bidang sistem rangka pemikul gaya gempa harus mencakup momen yang diakibatkan oleh gaya pada sayap balok yang ditetapkan pada Butir 15.7.7.1(2.b) ditambah dengan pengaruh momen orde kedua akibat simpangan sayap kolom.

#### 15.7.8 Pengekang lateral pada balok

Kedua pelat sayap balok harus dikekang secara lateral dengan cara langsung atau tak langsung. Panjang daerah yang tak terkekang secara lateral tidak boleh melampaui  $17.500r_y / f_y$ . Sebagai tambahan, pengekang lateral harus dipasang dekat titik tangkap beban-beban terpusat, perubahan penampang, dan lokasi-lokasi lainnya yang mana analisis menunjukkan kemungkinan terbentuknya sendi plastis pada saat terjadinya deformasi inelastis pada SRPMK.

## **15.8 Persyaratan untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Terbatas (SRPMT)**

### **15.8.1 Ruang lingkup**

SRPMT diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara moderat akibat gaya gempa rencana. SRPMT harus memenuhi persyaratan pada butir ini dan harus direncanakan sedemikian rupa sehingga deformasi inelastis akibat beban gempa rencana terakomodasi dengan tercapainya pelelehan pada komponen struktur untuk rangka dengan sambungan kaku, atau tercapainya pelelehan pada sambungan untuk rangka dengan sambungan semi kaku.

SRPMT harus memenuhi semua persyaratan untuk SRPMK pada Butir 15.7 kecuali untuk beberapa persyaratan yang berubah yang diberikan pada Butir 15.8.2, 15.8.3 dan 15.8.4 berikut:

### **15.8.2 Sambungan balok-ke-kolom**

15.8.2.1 Perencanaan semua sambungan balok-ke-kolom yang digunakan pada Sistem Pemikul Beban Gempa harus didasarkan pada hasil-hasil pengujian kualifikasi yang menunjukkan rotasi inelastis sekurang-kurangnya 0,02 radian. Hasil-hasil pengujian kualifikasi didapat terhadap sekurang-kurangnya dari dua pengujian siklik dan harus memenuhi persyaratan pada Butir 15.7.2.1.

15.8.2.2 Pengujian sambungan balok-ke-kolom harus memperlihatkan kuat lentur, yang diukur di muka kolom, sekurang-kurangnya sama dengan momen plastis nominal balok  $M_p$  pada saat terjadinya rotasi inelastis yang disyaratkan, kecuali bila:

- a) Kuat lentur balok lebih ditentukan oleh tekuk lokal daripada oleh tegangan leleh bahan, atau bila sambungan menghubungkan balok dengan penampang melintang yang direduksi maka kuat lentur minimumnya sama dengan  $0,8M_p$  dari balok pada pengujian;

- 2) Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus menerus dari kolom-ke-kolom;
- 3) Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus direncanakan untuk memikul pengaruh semua beban mati dan hidup berdasarkan kombinasi pembebanan (6.2-1) dan (6.2-2), dengan menganggap bahwa batang bresing tidak ada;
- 4) Sayap-sayap atas dan bawah balok pada titik persilangan dengan batang bresing harus direncanakan mampu memikul gaya lateral yang besarnya sama dengan 2% kuat nominal sayap balok  $f_y b_f t_{bf}$ .

15.12.4.2 Bresing Tipe K: Bangunan dengan menggunakan bresing tipe K tidak diperkenankan kecuali bila memenuhi persyaratan pada Butir 15.12.5.

#### 15.12.5 Bangunan-bangunan rendah

Jika digunakan kombinasi pembebanan (6.2-1) dan (6.2-2) dalam menentukan kuat perlu komponen-komponen struktur dan sambungan maka diijinkan untuk merencanakan SRBKB pada struktur atap dan bangunan dua tingkat atau kurang tanpa persyaratan khusus pada Butir 15.12.2 sampai dengan Butir 15.12.4.

### 15.13 Persyaratan untuk Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE)

#### 15.13.1 Ruang lingkup

Pada SRBE ada suatu bagian dari balok yang disebut Link dan direncanakan secara khusus. SRBE diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang cukup besar pada Link saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Kolom-kolom, batang bresing, dan bagian dari balok di luar Link harus direncanakan untuk tetap dalam keadaan elastis akibat gaya-gaya yang dihasilkan oleh Link pada saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap perkerasan regangan kecuali bila diatur lain dalam Butir 15.13. SRBE harus memenuhi ketentuan di bawah ini.

#### 15.13.2 Link

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat.

- 15.13.2.1 Link harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan Tabel 15.7-1.
- 15.13.2.2 Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada Link tidak boleh melebihi 350 MPa.
- 15.13.2.3 Pelat badan dari Link harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi.
- 15.13.2.4 Kecuali diatur pada Butir 15.13.2.6, kuat geser rencana Link,  $\phi V_n$ , harus lebih besar daripada kuat geser perlu  $V_u$ , dengan:
- $$V_n = \text{kuat geser nominal Link, diambil yang terkecil dari } V_p \text{ atau } 2M_p / e$$
- $$V_p = 0,6 f_y (d - 2t_f) t_w$$
- $$\phi = 0,9$$
- $e$  adalah panjang Link.
- 15.13.2.5 Apabila beban aksial terfaktor pada Link,  $N_u$ , tidak melebihi  $0,15N_y$ , dengan  $N_y = A_g f_y$ , pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana Link tidak perlu diperhitungkan.
- 15.13.2.6 Apabila beban terfaktor pada Link,  $N_u$ , melebihi  $0,15N_y$ , ketentuan tambahan berikut ini harus dipenuhi:
- 1) Kuat geser rencana Link harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari  $\phi V_{pa}$  atau  $2\phi M_{pa} / e$ , dengan:
 
$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (N_u / N_y)^2}$$

$$M_{pa} = 1,18M_p [1 - (N_u / N_y)]$$

$$\phi = 0,9$$
  - 2) Panjang Link tidak boleh melebihi:
 
$$\left[ 1,15 - 0,5\rho' (A_w / A_g) \right] 1,6M_p / V_p \quad \text{untuk } \rho' (A_w / A_g) \geq 0,3$$

$$1,6M_p / V_p \quad \text{untuk } \rho' (A_w / A_g) < 0,3$$

dengan,

$$A_w = (d_b - 2t_f) t_w$$

$$\rho' = N_u / V_u$$
- 15.13.2.7 Sudut Rotasi Link adalah sudut inelastis antara Link dan bagian balok di luar Link pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana,  $\Delta_M$ . Sudut Rotasi Link tidak boleh melebihi harga-harga berikut:
- 1) 0,08 radian untuk  $e \leq 1,6M_p / V_p$ ;

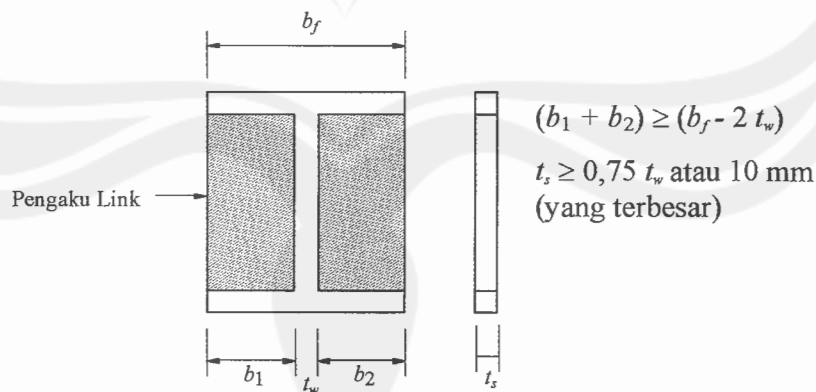
- 2) 0,02 radian untuk  $e \leq 2,6M_p / V_p$ ;
- 3) Nilai Sudut Rotasi Link ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai  $e$  yang berada di antara keduanya.

### 15.13.3 Pengaku Link

15.13.3.1 Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari  $(b_f - 2 t_w)$  dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar dari  $0,75 t_w$  atau 10 mm, dengan  $b_f$  dan  $t_w$  adalah lebar pelat sayap dan tebal pelat badan Link.

15.13.3.2 Pengaku badan antara harus direncanakan pada Link dengan ketentuan sebagai berikut:

- 1) Link dengan panjang  $\leq 1,6M_p / V_p$  harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga-harga berikut:  $(30t_w - d/5)$  untuk Sudut Rotasi Link 0,08 radian, atau  $(52t_w - d/5)$  untuk Sudut Rotasi Link  $\leq 0,02$  radian. Interpolasi linier digunakan untuk Sudut Rotasi Link di antara 0,08 radian dan 0,02 radian;
- 2) Link dengan panjang di antara  $2,6M_p / V_p$  dan  $5M_p / V_p$  harus direncanakan memiliki pengaku antara berspasi  $1,5b_f$  dari setiap ujung Link;
- 3) Link dengan panjang di antara  $1,6M_p / V_p$  dan  $2,6M_p / V_p$



harus direncanakan memiliki pengaku antara yang memenuhi ketentuan butir 1 dan butir 2 di atas;

- 4) Link dengan panjang lebih besar dari  $5M_p / V_p$  tidak memerlukan pengaku antara;
- 5) Pengaku antara pada Link harus direncanakan setinggi pelat badan. Pengaku Link dengan tinggi profil lebih kecil dari 600

mm hanya diperlukan pada salah satu sisi pelat badan Link. Ketebalan pengaku satu sisi tersebut tidak boleh lebih kecil dari harga terbesar di antara  $t_w$  atau 10 mm, dan lebarnya tidak boleh lebih kecil dari  $(b_f / 2 - t_w)$ . Untuk Link dengan tinggi profil lebih besar daripada 600 mm, pengaku antara harus direncanakan pada kedua sisi dari pelat badan Link;

- 15.13.3.3 Sambungan las sudut yang menghubungkan pengaku dengan pelat badan Link harus mempunyai kuat rencana yang cukup untuk memikul gaya sebesar  $A_{st}f_y$ , dengan  $A_{st}$  adalah luas penampang pengaku. Kuat rencana las sudut yang menghubungkan pengaku dan pelat sayap Link harus mampu memikul gaya sebesar  $A_{st}f_y / 4$ .

#### 15.13.4 Sambungan Link-ke-kolom

Sambungan Link-ke-kolom harus memenuhi persyaratan tambahan sebagai berikut:

- 15.13.4.1 Sambungan Link-ke-kolom harus direncanakan berdasarkan hasil pengujian siklik yang menunjukkan kemampuan rotasi inelastis 20% lebih besar daripada nilai yang dihitung pada saat terjadinya simpangan antar lantai rencana,  $\Delta_M$ . Hasil pengujian kualifikasi harus sesuai dengan ketentuan pada Butir 15.7.2.1 dan Butir 15.7.2.2, kecuali bahwa sudut rotasi inelastis harus ditentukan menurut Butir 15.13.2.7.
- 15.13.4.2 Apabila digunakan perkuatan pada sambungan balok-ke-kolom diujung Link dan kelelahan dihindarkan terjadi pada bagian Link yang diperkuat maka Link boleh dianggap sebagai bagian balok dari ujung perkuatan sampai ke sambungan bresing. Bila digunakan Link jenis ini dan panjang Link tidak melebihi  $1,6M_p / V_p$  maka pengujian siklik terhadap sambungan yang diperkuat tidak diperlukan bila kuat rencana bagian yang diperkuat dan sambungan balok-ke-kolom lebih besar atau sama dengan kuat perlu yang dihitung berdasarkan keadaan Link yang mengalami pengerasan regangan sesuai dengan Butir 15.13.6.1. Pengaku setinggi pelat badan sesuai Butir 15.13.3.1 harus ditempatkan diperalihan antara Link dan perkuatan.

#### 15.13.5 Pengekang lateral pada Link

Pada ujung-ujung Link, pengekang lateral harus ditempatkan pada kedua pelat sayap Link (atas dan bawah). Pengekang lateral tersebut harus mempunyai kekuatan rencana sebesar 6% dari kuat nominal pelat sayap Link sebesar  $R_y f_y b_f t_f$ .



### 15.13.6 Batang bresing dan balok di luar Link

- 15.13.6.1 Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari Link sebesar  $1,25R_yV_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.
- 15.13.6.2 Balok di luar Link harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut:
- 1) Kuat perlu balok yang terletak di luar Link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal Link sebesar  $R_yV_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar Link ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ ;
  - 2) Bila diperlukan, balok di luar Link harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar  $f_y b_f t_f$ .
- 15.13.6.3 Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung Link, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung Link atau di dalam Link.
- 15.13.6.4 Kuat perlu sambungan batang bresing-ke-balok, pada ujung Link dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada Butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melampaui panjang Link. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung Link maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.
- 15.13.6.5 Perbandingan antara lebar dan tebal batang bresing harus memenuhi nilai  $\lambda_p$  yang ditentukan dalam Tabel 7.5-1.

### 15.13.7 Sambungan balok-ke-kolom

Sambungan balok-ke-kolom pada ujung jauh Link diijinkan direncanakan sebagai sendi pada bidang pelat badan. Kuat rencana

sambungan harus mampu memikul torsi terhadap sumbu memanjang balok yang dihitung sebagai dua buah gaya yang sama besar dan berlawanan arah masing-masing sebesar 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar  $f_y b_f t_f$  dan bekerja dalam arah lateral pada pelat sayap balok.

#### **15.13.8 Beban terfaktor kolom**

Sebagai tambahan dari ketentuan pada Butir 15.6, beban terfaktor kolom harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan (6.2-5) dan (6.2-6), kecuali bahwa momen dan gaya aksial yang diteruskan kepada kolom pada sambungan Link atau batang bresing tidak kurang dari gaya-gaya yang ditimbulkan oleh 1,1 kali kuat nominal Link sebesar  $1,1R_y V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan seperti pada Butir 15.13.2.4.

**Tabel 15.2-1** Tabel di bawah ini menunjukkan klasifikasi sistem struktur, sistem pemikul beban gempa, faktor modifikasi respons,  $R$ , dan faktor kuat cadang struktur,  $\Omega_0$ .

Sistem Struktur	Deskripsi Sistem Pemikul Beban Gempa	$R$	$\Omega_0$
1. Sistem Dinding Penumpu [Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing.]	1. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing baja tarik	2,8	2,2
2. Sistem Rangka Bangunan [Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing.]	2. Rangka bresing di mana bresing memikul beban gravitasi	4,4	2,2
3. Sistem Rangka Pemikul Momen [Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.]	1. Sistem rangka bresing eksentris (SRBE) 2. Sistem rangka bresing konsentrik biasa (SRBKB) 3. Sistem rangka bresing konsentrik khusus (SRBKK)	7,0 5,6 6,4	2,8 2,2 2,2
4. Sistem Ganda [Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersamaan sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi sistem ganda.]	1. Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) 2. Sistem rangka pemikul momen terbatas (SRPMT) 3. Sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) 4. Sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRBPMK)	8,5 6,0 4,5 6,5	2,8 2,8 2,8 2,8
5. Sistem Bangunan Kolom Kantilever [Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral.]	1. Dinding geser beton dgn SRPMB baja 2. SRBE baja a. Dengan SRPMK baja b. Dengan SRPMB baja 3. SRBKB baja a. Dengan SRPMK baja b. Dengan SRPMB baja 4. SRBKB baja a. Dengan SRPMK baja b. Dengan SRPMB baja Komponen struktur kolom kantilever	4,2 8,5 4,2 6,5 4,2 7,5 4,2	2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,0

**Tabel 15.7-1** Nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal,  $\lambda_p$ , untuk elemen tekan

Keterangan elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal	Nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal $\lambda_p$
Sayap-sayap profil I, profil hibrida atau profil tersusun dan profil kanal dalam lentur	$b/t$	$\frac{135}{\sqrt{f_y}}$
Pelat-pelat badan pada kombinasi lentur dan aksial tekan	$h_c/t_w$	<p>Bila <math>N_u/\phi_b N_y \leq 0,125</math></p> $\frac{1.365}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - 1,54 \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right]$ <p>Bila <math>N_u/\phi_b N_y &gt; 0,125</math></p> $\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[ 2.33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$
Penampang baja bulat berongga dalam aksial tekan atau lentur	$D/t$	$\frac{9.000}{f_y}$
Penampang baja persegi berongga dalam aksial tekan atau lentur	$b/t$ atau $h/t$	$\frac{290}{\sqrt{f_y}}$

## DAFTAR NOTASI SNI 03-1729-2002

<b>Butir 7</b>	<b>BEBERAPA METODE DALAM ANALISIS STRUKTUR</b>
$A_n$	adalah luas penampang bruto, mm <sup>2</sup>
$b$	adalah lebar elemen penampang, mm
$c_m$	adalah faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan diagram momen ekuivalen
$f_{cr}$	adalah tegangan kritis penampang tertekan, MPa
$f_y$	adalah tegangan leleh material, MPa
$G$	adalah faktor kekangan akibat adanya batang lentur yang merangka ke batang tekan yang sedang ditinjau
$H$	adalah gaya horizontal, N
$I$	adalah momen inersia, mm <sup>4</sup>
$k_y$	adalah faktor panjang tekuk
$L$	adalah tinggi tingkat atau panjang komponen struktur tekan, mm
$L_{cr}$	adalah panjang bagian pelat sayap tekan tanpa pengekang lateral, mm
$L_{pd}$	adalah batas panjang bagian pelat sayap tekan tanpa pengekang lateral, mm
$M_1$	adalah momen ujung yang terkecil, N-mm
$M_2$	adalah momen ujung yang terbesar, N-mm
$M_{m1}$	adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan, N-mm
$M_{m2}$	adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan, N-mm
$M_{mx}, M_{my}$	adalah momen lentur nominal penampang komponen struktur masing-masing terhadap sumbu-x dan -y, N-mm
$M_u$	adalah momen lentur terfaktor atau momen perlu, N-mm
$M_{ux}, M_{uy}$	adalah momen lentur terfaktor masing-masing terhadap sumbu-x dan -y, N-mm
$N_{cr}$	adalah beban kritis elastis, N
$N_{crb}$	adalah beban kritis elastis untuk komponen struktur tak bergoyang, N
$N_{crr}$	adalah beban kritis elastis untuk komponen struktur dengan goyangan, N
$N_n$	adalah kuat aksial nominal komponen struktur, N
$N_u$	adalah beban aksial terfaktor, N
$r_y$	adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah, mm
$t$	adalah tebal, mm
$R_m$	adalah perbandingan momen terkecil dan terbesar yang bekerja pada ujung-ujung komponen struktur

$\Delta_{dr}$	adalah simpangan antar lantai pada tingkat yang sedang ditinjau
$\Sigma H$	adalah jumlah gaya horizontal yang menghasilkan $\Delta_{dr}$ pada tingkat yang ditinjau, N
$\Sigma N_x$	adalah jumlah gaya aksial tekan terfaktor akibat beban gravitasi untuk seluruh kolom pada satu tingkat, N
$\delta$	adalah faktor amplifikasi momen
$\delta_s$	adalah faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur yang tidak dapat bergoyang
$\delta_l$	adalah faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur yang dapat bergoyang
$\phi$	adalah faktor reduksi
$\lambda_c$	adalah parameter kelangsingan batang tekan
$\lambda_{cp}$	adalah batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang kompak
$\lambda_c$	adalah batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang tak kompak

#### **Butir 8 KOMPONEN STRUKTUR LENTUR**

$A$	adalah luas penampang, mm <sup>2</sup>
$a$	adalah jarak antara dua pengaku vertikal, mm
$A_e$	adalah luas efektif penampang, mm <sup>2</sup>
$A_f$	adalah luas efektif pelat sayap, mm <sup>2</sup>
$a_r$	adalah perbandingan luas pelat badan terhadap pelat sayap tekan
$A_s$	adalah luas pengaku, mm <sup>2</sup>
$A_w$	adalah luas pelat badan, mm <sup>2</sup>
$b$	adalah lebar pelat atau penampang, mm
$b_f$	adalah lebar pelat sayap, mm
$b_{ef}$	adalah lebar pelat sayap penampang kolom, mm
$b_s$	adalah lebar pengaku, mm
$C_b$	adalah koefisien pengali momen tekuk torsi lateral
$C_r$	adalah konstanta untuk penentuan kekuatan tekuk lateral pelat badan
$C_v$	adalah rasio kuat geser
$D$	adalah diameter penampang pipa, mm
$d$	adalah tinggi penampang, mm
$d_b$	adalah tinggi penampang balok, mm
$d_c$	adalah tinggi penampang kolom, mm
$d_f$	adalah jarak antara titik berat pelat sayap, mm
$E$	adalah modulus elastisitas baja, MPa
$f_c$	adalah tegangan acuan untuk momen kritis tekuk torsi lateral, MPa

$f_c$	adalah tegangan kritis, MPa
$f_f$	adalah tegangan leleh atau kritis pada pelat sayap tekan, MPa
$f_t$	adalah tegangan leleh dikurangi tegangan sisa, MPa
$f_b$	adalah tegangan sisa, MPa
$f_y$	adalah tegangan leleh, MPa
$G$	adalah modulus geser baja, MPa
$h$	adalah tinggi bersih balok pelat berdingding penuh, mm
$I_c$	adalah momen inersia pengaku terhadap muka pelat badan, mm <sup>4</sup>
$I_r$	adalah konstanta puntir lengkung, mm <sup>6</sup>
$J$	adalah konstanta puntir torsi, mm <sup>4</sup>
$k$	adalah tebal pelat sayap ditambah hari-jari peralihan, mm
$k_c$	adalah faktor kelangsingan pelat badan
$k_s$	adalah koefisien tekuk geser pelat
$L$	adalah panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan, mm
$L_p$	adalah panjang bentang maksimum untuk balok yang mampu menerima momen plastis, mm
$L_r$	adalah panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral, mm
$L_w$	adalah ukuran lubang pelat badan bagian dalam yang terbesar, mm
$M_o$	adalah momen lentur perlu, N-mm
$M_{cr}$	adalah momen kritis terhadap tekuk torsi lateral, N-mm
$M_f$	adalah kuat lentur nominal dihitung hanya dengan pelat sayap saja, N-mm
$M_p$	adalah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, N-mm
$M_r$	adalah momen batas tekuk, N-mm
$M_n$	adalah kuat lentur nominal balok, N-mm
$M_{ux}$	adalah kuat lentur perlu terhadap sumbu-x, N-mm
$M_{uy}$	adalah kuat lentur perlu terhadap sumbu-y, N-mm
$M_y$	adalah momen lentur yang menyebabkan penampang mulai mengalami tegangan leleh, N-mm
$N_y$	adalah gaya aksial yang menyebabkan kolom mengalami tegangan leleh, N
$N$	adalah dimensi longitudinal dari perletakan atau tumpuan, N
$R$	adalah koefisien balok pelat berdingding penuh, N
$R_b$	adalah kuat tumpu nominal pelat badan akibat beban terpusat atau setempat atau terhadap tekuk, N
$R_s$	adalah kuat geser panel, N

$r_x$	adalah jari-jari girasi daerah pelat sayap ditambah sepertiga bagian pelat badan yang mengalami tekan, mm
$r_y$	adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah, mm
$S$	adalah modulus penampang, mm <sup>3</sup>
$t_{cf}$	adalah tebal pelat sayap penampang kolom, mm
$t_f$	adalah tebal pelat sayap, mm
$t_w$	adalah tebal pengaku, mm
$t_w$	adalah tebal pelat badan, mm
$F_v$	adalah gaya geser perlu, N
$F_v$	adalah kuat geser nominal pelat badan, N
$X_1$	adalah koefisien untuk perhitungan momen tekuk torsi lateral, MPa
$X_2$	adalah koefisien untuk perhitungan momen tekuk torsi lateral, (1/MPa) <sup>2</sup>
$\lambda$	adalah kelangsingan
$\lambda_{ci}$	adalah kelangsingan balok pelat berdinding penuh
$\phi$	adalah faktor reduksi
$\lambda_p$	adalah batas maksimum untuk penampang kompak
$\lambda_c$	adalah batas maksimum untuk penampang tak-kompak

**Butir 15 KETENTUAN PERENCANAAN TAHAN GEMPA UNTUK STRUKTUR BANGUNAN BAJA**

$A_g$	adalah luas penampang bruto kolom, mm <sup>2</sup>
$b_{cf}$	adalah lebar sayap kolom, mm
$C_u$ dan $C_s$	adalah koefisien percepatan gempa
$d_b$	adalah tinggi bruto penampang balok, mm
$d_c$	adalah tinggi keseluruhan penampang kolom, mm
$d_p$	adalah tinggi daerah panel di antara pelat terusan, mm
$D$	adalah pengaruh beban mati yang disebabkan oleh berat elemen struktur dan beban tetap pada struktur, N
$e$	adalah panjang Link, mm
$EI$	adalah kekakuan lentur elastis batang tepi segmen khusus
$E_n$	adalah pengaruh dari komponen horizontal gaya gempa
$f_{yc}$	adalah tegangan leleh penampang kolom, MPa
$f_y$	adalah tegangan leleh bahan baja, MPa
$I$	adalah faktor kepentingan struktur, mm <sup>4</sup>
$L$	adalah pengaruh beban hidup akibat pengguna gedung dan peralatan bergerak
$L$	adalah panjang bentang SRBPMK, mm
$L_s$	adalah panjang segmen khusus, mm