

**BAB VI**

**DESAIN STRUKTUR BETON DENGAN**

**TINGKAT DAKTILITAS TERBATAS DAN DAKTILITAS ELASTIS**

**6.1. Umum**

Pada perencanaan dengan daktailitas terbatas ini struktur diberi beban gempa dengan dikalikan faktor  $K=2$ , dan daktailitas elastis dikalikan faktor  $K=4$  dengan persyaratan daktailitas yang ketat dengan denah dan pembebanan dianggap telah memenuhi syarat tata letak struktur.

**6.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar Horizontal Total Akibat Gempa dan Distribusinya ke Sepanjang Tinggi Gedung**

**6.2.1. Gaya Horizontal Gedung dengan  $K=2$  (Daktailitas Terbatas)**

**A. Berat Total Struktur (Wt)**

Berat total struktur daktailitas terbatas ini sama dengan berat total pada struktur daktailitas penuh sebelumnya karena ditinjau dengan dimensi struktur yang sama yaitu  $(Wt) = 3.462,744$  ton

**B. Waktu Getar Bangunan ( T )**

Dengan Rumus Empiris

$$T_x = T_y = 0,06 \times H^{3/4}$$

Dimana  $H = 35,5$  m

$$T_x = T_y = 0,06 \times 35,5^{3/4} = 0,873 \text{ detik.}$$

C. Koefisien Gempa Dasar ( C )

Dari grafik tanah keras pada wilayah Gempa 2 diperoleh  $c = 0,06125$ .

D. Faktor Keutamaan I

Dari *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung*

1987 diperoleh  $I = 1,5$ .

E. Faktor Jenis Struktur

Digunakan nilai  $K = 2,0$

F. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa

$$V_x = V_y = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (\text{dari 3.6.1})$$

$$= 0,06125 \times 1,5 \times 2 \times 3.462.744 = 636.279,21 \text{ kg} = 636,279 \text{ ton}$$

G. Distribusi Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa ke Sepanjang Tinggi Gedung

$$H/A = 35,5 / 16 = 2,219 < 3$$

$$F_{i,x} = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V_x \quad (\text{dari 3.6.6})$$

Tabel 6.1. Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Y untuk tiap portal.

Lantai	$h_i$ (meter)	$W_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i$ (ton.m)	$F_i(x,y)$ (ton)	Untuk tiap portal	
					$1/3 F_{i,x}$ (t)	$1/6 F_{i,y}$ (t)
10	35.5	210.363	7467.887	74.149	24.716	12.358
9	32	326.930	10461.760	103.876	34.625	17.313
8	28.5	326.930	9317.505	92.514	30.838	15.419
7	25	326.930	8173.250	81.153	27.051	13.526
6	21.5	326.930	7028.995	69.792	23.264	11.632
5	18	349.319	6287.742	62.432	20.811	10.405
4	14.5	352.580	5112.410	50.762	16.921	8.460
3	11	352.580	3878.380	38.509	12.836	6.418
2	7.5	352.580	2644.350	26.256	8.752	4.376
1	4	431.762	1727.048	17.148	5.716	2.858
			<b>62099.33</b>	<b>616.590</b>	<b>205.530</b>	<b>102.765</b>

### H. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan melalui analisa struktur, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa tadi.

Tabel 6.2. Deformasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4

Lantai	Wi (ton)	di	di <sup>2</sup>	Fi(x,y) total (ton)	Wi.di <sup>2</sup>	Fi.d
1	431.762	1.275	1.625	17.190	701.663	21.914
2	352.58	2.946	8.677	26.320	3059.181	77.528
3	352.58	4.654	21.655	38.602	7635.142	179.634
4	352.58	6.290	39.565	50.885	13949.950	320.072
5	349.319	7.826	61.252	62.583	21396.670	489.799
6	326.93	9.345	87.333	69.422	28551.700	648.763
7	326.93	10.865	118.050	80.723	38594.220	877.063
8	326.93	12.098	146.374	92.025	47853.950	1113.364
9	326.93	12.965	168.081	103.326	54950.670	1339.580
10	210.363	13.476	181.613	73.439	38204.730	989.693
					<b>254897.90</b>	<b>6057.412</b>

$$T_n = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2 / g \cdot \sum F_i \cdot d_i)} \quad (\text{dari..3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(254897,9 / 981 \cdot 6057,412)} = 1,31 \text{ detik}$$

dengan interpoalsi didapat c baru = 0,0512

Tabel 6.3. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa portal As-4 dengan C = 0,0512.

Lantai	Hi (meter)	Wi (ton)	Wi.hi (ton.meter)	Fi(x,y) (ton)	Untuk tiap portal	
					1/3 Fi,x (t)	1/6 Fi,y (t)
10	35,5	210.363	7467.887	61.983	20.661	10.330
9	32	326.930	10461.760	86.832	28.944	14.472
8	28,5	326.930	9317.505	77.335	25.778	12.889
7	25	326.930	8173.250	67.837	22.612	11.306
6	21,5	326.930	7028.995	58.340	19.447	9.723
5	18	349.319	6287.742	52.188	17.396	8.698
4	14,5	352.580	5112.410	42.433	14.144	7.072
3	11	352.580	3878.380	32.190	10.730	5.365
2	7,5	352.580	2644.350	21.948	7.316	3.658
1	4	431.762	1727.048	14.334	4.778	2.389
			<b>62099.33</b>	<b>515.419</b>	<b>171.806</b>	<b>85.903</b>

Dari analisa struktur didapat besarnya simpangan akibat beban gempa yang baru

Tabel 6.4. Deformasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4 yang baru (C=0,0512)

Lantai	Wi (ton)	di	di <sup>2</sup>	Fi(x,y) total (ton)	Wi.di <sup>2</sup>	Fi.d
1	431.762	1.066	1.135	14.334	490.267	15.274
2	352.58	2.462	6.063	21.948	2137.665	54.043
3	352.58	3.889	15.131	32.190	5335.002	125.216
4	352.58	5.258	27.647	42.433	9747.626	223.113
5	349.319	6.542	42.800	52.188	14950.99	341.424
6	326.93	7.812	61.027	58.340	19951.67	455.752
7	326.93	9.082	82.486	67.837	26967.26	616.109
8	326.93	10.113	102.279	77.335	33438.02	782.112
9	326.93	10.837	117.447	86.862	38396.97	941.349
10	210.363	11.267	126.936	61.983	26702.7	698.338
					<b>178118.2</b>	<b>4252.73</b>

$$T_x = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2) / g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \quad (\text{dari 3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(178118,2 / 981 \cdot 4252,73)} = 1,30 \text{ det} \rightarrow \text{sama !}$$

### 6.2.2. Gaya Horizontal Gedung dengan K=4 (Daktailitas Elastis)

#### A. Berat Total Struktur (Wt)

Berat total struktur daktailitas elastis ini sama dengan berat total pada struktur daktailitas penuh sebelumnya karena ditinjau dengan dimensi struktur yang sama yaitu (Wt) = 3.462,744 ton

#### B. Faktor Jenis Struktur

Digunakan nilai  $K = 4,0$

#### C. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa

$$V_x = V_y = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (\text{dari 3.6.1})$$

$$= 0,06125 \times 1,5 \times 4 \times 3.462.744 = 1271519,597 \text{ kg}$$

Perhitungan selanjutnya sama dengan pada daktailitas terbatas sehingga

diperoleh gaya horizontal sebagai berikut :

Tabel.6.5. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dengan  $C = 0.0512$

Lantai	Hi (meter)	Wi (ton)	Wi.hi (ton.m)	Fi(x,y) (ton)	Untuk tiap portal	
					1/3 Fi,x (t)	1/6 Fi,y (t)
10	35.5	207.84	7378.427	124.014	41.338	20.669
9	32	244.36	7819.392	173.731	57.910	28.955
8	28.5	244.36	6964.146	154.729	51.576	25.788
7	25	244.36	6108.9	135.728	45.243	22.621
6	21.5	244.36	5253.654	116.726	38.909	19.454
5	18	268.22	4827.87	104.416	34.805	17.403
4	14.5	272.56	3952.149	84.898	28.299	14.150
3	11	272.56	2998.182	64.406	21.469	10.734
2	7.5	272.56	2044.215	43.913	14.638	7.319
1	4	306.58	1226.328	28.680	9.560	4.780
		2577.8	48573.3	1031.24	343.747	171.873

Perhitungan-perhitungan selanjutnya sama dengan pada daktilitas terbatas, sehingga untuk memudahkan perencana akan ditabelkan yang dapat dilihat pada pembahasan.

### 6.3. Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi

Perhitungan gaya gravitasi yang ditahan setiap permeter balok pada struktur dengan tingkat daktilitas 2 dan 1 ini sama dengan perhitungan gravitasi struktur daktilitas penuh.

### 6.4. Desain Balok

#### 6.4.1. Momen Rencana Balok

Pada perencanaan daktilitas penuh momen rencana balok diambil pada tepi kolom sedangkan untuk perencanaan dengan daktilitas terbatas dan daktilitas elastis momen rencana balok diambil pada as kolom, dan dihitung berdasarkan ke-3 kombinasi pembebanan yang kemudian didistribusi seperti pada tingkat daktilitas penuh

### 6.4.2. Penulangan Lentur Balok

Perhitungan yang dipakai dalam penulangan lentur balok-balok pada struktur daktailitas terbatas dan elastis sama dengan rumus yang dipakai pada perhitungan struktur daktailitas penuh.

### 6.4.3. Perhitungan Tulangan Geser Balok

#### a. Perencanaan Balok Geser Lantai 2

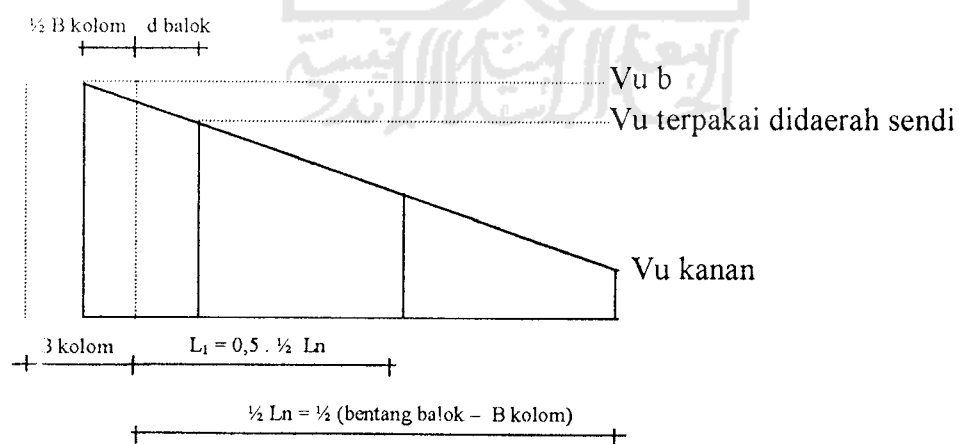
Dari analisa struktur yang didapat gaya geser balok As-4 :

$$V_{\text{mati}} = 117,9 \text{ KN}$$

$$V_{\text{hidup}} = 27,8 \text{ KN}$$

$$V_{\text{gempa}} = 78,3 \text{ KN}$$

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b} + 4/K \cdot V_{E,b}) = 317,52 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.2.2})$$



Gb.6.1 Gaya geser balok

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 222,7 \text{ KN}$$

➤ Daerah sepanjang  $d$  dari muka kolom

Pada daerah ini spasi tulangan geser tidak boleh melebihi :

$$-d/4 = 740/4 = 185 \text{ mm}$$

$$-10 \cdot \text{diameter tulangan} = 290 \text{ mm}$$

$$-24 \times \text{diameter tulangan geser} = 240 \text{ mm}$$

$$-300 \text{ mm}$$

$$V_c/2 = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3} = 101,33 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,b}/\phi - V_c = 499 \text{ KN}$$

$$A_v = 2,0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 400 \cdot 740 / 499 = 93 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang D10-90

➤ Daerah diluar jarak d

Pada daerah diluar d spasi maksimumnya (SKSNI 3.4.5-4):

$$- d/2 = 740/2 = 370 \text{ mm}$$

$$- 600 \text{ mm}$$

$$V_c = 202,66 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,b}/\phi - V_c = 360,35 \text{ KN}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 400 \cdot 740 / 360,35 = 129 \text{ mm} \rightarrow \text{Dipakai D10-120 mm.}$$

➤ Didaerah tengah bentang

$$V_{u,b} \text{ pakai} = 295,19 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,b}/\phi - V_c = 295,19/0,6 - 202,66 = 289 \text{ KN}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 400 \cdot 740 / 289 = 161 \text{ mm} \rightarrow \text{Dipakai D10-160 mm}$$

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan geser balok pada setiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada lampiran.

## 6.5. Desain Kolom

### 6.5.1. Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Perhitungan kuat lentur dan aksial kolom pada perencanaan dengan daktilitas terbatas dan daktilitas elastis dirancang dengan memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dengan

$$N_{u,k} = 1,05.(N_{d,k} + N_{l,k} + \omega_d.N_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.b })$$

$$M_{u,k} = 1,05.(M_{d,k} + M_{l,k} + \omega_d.M_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.a })$$

Dimana gaya aksial dan momen lentur kolom didapat dari analisa struktur yang kemudian perencanaan penulangan kolomnya sama dengan perhitungan pada tingkat daktilitas penuh. Sebagai contoh perhitungan dipakai kolom lantai 2.

$$N_{u,k} = 1,05.(N_{d,k} + N_{l,k} + \omega_d.N_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.b })$$

$$N_{u,k} = 1,05.( 1867,0 + 441,8 + 1,3 \cdot 0 ) = 2423,42 \text{ KN}$$

$$M_{u,k} = 1,05.(M_{d,k} + M_{l,k} + \omega_d.M_{e,k}) \quad (\text{ dari..3.7.2.3.a })$$

$$M_{u,k} = 1,05.( 0 + 0 + 1,3 \cdot 737,2 ) = 1006,28 \text{ KNm}$$

$$M_{u,k} / \phi = 1006,28 / 0,65 = 1548,12 \text{ KNm}$$

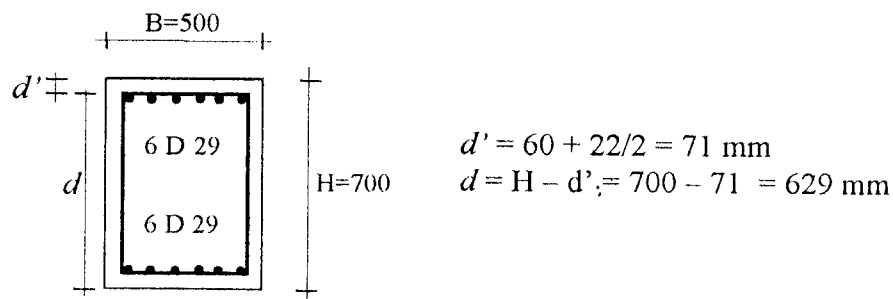
$$P_n / \phi = 2423,42 / 0,65 = 3728,34 \text{ KN}$$

$$e = M_{u,k} / P_n = 1548,12 / 3728,34 = 0,415 \text{ m} = 415 \text{ mm}$$

Dari diagram kolom dimensi 500 x 700 didapat rasio tulangan ( $\rho$ ) kolom  
 $= 2,25 \% \rightarrow A_{st} = A_g \cdot \rho = (500 \cdot 700) \times 0,0225 = 7875 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan 12 D 29 = 11890,9 mm<sup>2</sup>





Dengan perhitungan eksentrisitas daerah seimbang yang sama pada contoh sebelumnya  $e_b$  diperoleh = 399. karena eksentrisitas yang diberikan  $e = 415$  mm lebih besar dari  $e_b = 399$  mm, maka keruntuhan kolom tersebut berupa keruntuhan desak. Kontrol gaya aksial yang terjadi pada keruntuhan tarik berdasarkan pendekatan Whitney

$$A_s = A_s' = A_{st}/2 = 11889,357 / 2 = 5944,7 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / b \cdot d = 5944,7 / (500 \cdot 629) = 0,012583$$

$$m = f_y / 0,85 \cdot f'_c = 400 / (0,85 \cdot 30) = 15,686$$

$$\frac{h-2e}{2d} = \frac{700-2 \cdot 415}{2 \cdot 629} = -0,1$$

$$1-(d'/d) = 1-(71/629) = 0,89$$

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

$$P_n = 0,85 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 629 \left[ -0,1 + \sqrt{(-0,1)^2 + 2 \cdot 15,686 \cdot 0,0125 \cdot (0,89)} \right]$$

$$= 3998,6 \text{ KN} > P_n / \phi = 3728,34 \text{ KN} \dots \text{ok.}!$$

$$M_n = e \cdot P_n = 0,415 \cdot 3998,6 = 1696,4 \text{ KNm} > M_u, k / \phi = 1548,12 \text{ KNm} \dots \text{ok.}!$$

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan lentur kolom pada setiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada pembahasan.

### 6.5.2 Perencanaan Tulangan Kolom Terhadap Beban Geser

Perencanaan gaya geser rencana kolom pada daktilitas terbatas dan daktilitas elastis dihitung dengan rumus:

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (V_{d,k} + V_{l,k} + \alpha d \cdot V_{e,k}) \quad (\text{dari 3.7.2.4})$$

Tulangan geser kolom dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak spasi maksimum (SKSNI 3.14.9-6.2):

- $\frac{1}{2} \cdot b$  terkecil =  $450/2 = 225$  mm
- 10. Diameter tulangan = 290 mm
- 200 mm

Contoh perhitungan perencanaan tulangan geser kolom lantai 2 pada daerah :

➤ Daerah ujung kolom

Dengan panjang kurang dari  $l_0$  (SKSNI 3.14.9.43) :

- $h$  untuk  $N_{u,k} < 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c = 3150$  KN
- $1,5 \cdot h$  untuk  $N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c$
- $1/6$  bentang bersih = 1217 mm
- 450 mm

$$V_{u,k} = 207,1 \text{ KN}$$

$$N_{u,k} = 2642,7 \text{ KN}$$

$$V_c/2 = \frac{1}{2} \cdot (1 + N_u/14 \cdot A_g) \cdot (\sqrt{f'_c}/6) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 73,2 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,k}/\phi - V_c/2 = 272,2 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai sengkang } \phi 10, A_v = 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 240 \cdot 600 / 272,2 \cdot 10^3 = 76,8 \text{ mm}$$