

(1) 独立柱の終局強度 M_u, Q_u • 曲げ終局強度 : M_u

[付1.1-1]

1) 式 $N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_c$ の時

$$M_u = (0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c) \left[\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right]$$

2) 式 $0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N \geq 0$ の時

$$M_u = (0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D) \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

3) 式 $0 > N \geq N_{min}$ の時

$$M_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D$$

ここで $N_{max} = b \times D \times F_c + ag \times \sigma_y$

$$N_{min} = -ag \times \sigma_y$$

• 剪断終局強度 : Q_u

[付1.1-2]

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053Pt^{0.23}(18+F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_{wy} + 0.1\sigma_o} \right) \cdot b \cdot j$$

$$Q_{mu} = \sum M_u / h_o$$

$$Q_u = \min(Q_{mu}, Q_{su})$$

• 靱性指標

(1) 柱の曲げ終局時層間変形角 : R_{mu}

$$R_{mu} = (h_o/H_o) cR_{mu} \geq R250$$

(ただし、 $h_o/H_o > 1.0$ の場合、 $h_o/H_o = 1.0$)

[付1.2-1]

$$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} \leq cR30$$

[付1.2-2]

※ ただし、 R_{mu} は cR_{max} を越えてはならない。(2) 柱の曲げ塑性層間変形角 : cR_{mp}

$$cR_{mp} = 10(cQ_{su}/cQ_{mu} - q) \cdot cR_{my} \geq 0$$

[付1.2-3]

帯筋間隔 $s \leq 100$ の場合 → $q = 1.0$

[付1.2-4]

帯筋間隔 $s > 100$ の場合 → $q = 1.1$

(3) 柱の曲げ終局変形角の上限： cR_{max}

$$cR_{max} = \min[cR_{max}(n), cR_{max}(s), cR_{max}(t), cR_{max}(b), cR_{max}(h)] \quad [\text{付1.2-5}]$$

① $cR_{max}(n)$ ：軸力による曲げ終局変形角の上限 [付1.2-6]

- ・ $\eta > \eta_H$ の場合： $cR_{max}(n) = cR250$
 - ・ $\eta \leq \eta_H$ の場合： $cR_{max}(n) \leq cR30$ (ただし、 $cR_{max}(n) \leq cR30$)
- $$n' = (\eta - \eta_L) / (\eta_H - \eta_L)$$
- $$\eta = N_s / (b \cdot D \cdot F_c)$$
- 帯筋間隔 $s \leq 100$ の場合 → $\eta_L = 0.25, \eta_H = 0.5$
 - 帯筋間隔 $s > 100$ の場合 → $\eta_L = 0.20, \eta_H = 0.4$

② $cR_{max}(s)$ ：せん断応力による曲げ終局変形角の上限 [付1.2-7]

- ・ $c\tau_u / F_c > 0.2$ の場合： $cR_{max}(s) = cR250$
- ・ $c\tau_u / F_c \leq 0.2$ の場合： $cR_{max}(s) = cR30$

③ $cR_{max}(t)$ ：引張主筋比による曲げ終局変形角の上限 [付1.2-8]

- ・ $P_t > 1.0\%$ の場合： $cR_{max}(t) = cR250$
- ・ $P_t \leq 1.0\%$ の場合： $cR_{max}(t) = cR30$

④ $cR_{max}(b)$ ：帯筋間隔による曲げ終局変形角の上限 [付1.2-9]

- ・ $s/db > 8$ の場合： $cR_{max}(b) = cR50$
- ・ $s/db \leq 8$ の場合： $cR_{max}(b) = cR30$

⑤ $cR_{max}(h)$ ：内法高さによる曲げ終局変形角の上限 [付1.2-10]

- ・ $h_o/D \leq 2$ の場合： $cR_{max}(h) = cR250$
- ・ $h_o/D > 2$ の場合： $cR_{max}(h) = cR30$

(4) せん断柱の終局時層間変形角： R_{su}

- ・ $c\alpha \cdot cQ_{mu} < cQ_{su}$ の場合： $R_{su} = \{(cQ_{su}/cQ_{mu} - 0.3)/0.7\} \cdot R_{my} \geq R250$ [付1.2-11]
 - ・ $c\alpha \cdot cQ_{mu} \geq cQ_{su}$ の場合： $R_{su} = R250$
- $$c\alpha = 0.3 + 0.7(R250/R_{my}) \quad [\text{付1.2-12}]$$

・ 柱の曲げ降伏変形

一般の柱の曲げ降伏層間変形角： R_{my}

- $$R_{my} = (h_o/H_o) cR_{my} \geq R250 \quad (\text{ただし、} h_o/H_o > 1.0 \text{ の場合、} h_o/H_o = 1.0) \quad [\text{付1.3-1}]$$
- ・ $h_o/D \geq 3.0$ の場合： $cR_{my} = cR150$ [付1.3-2]
 - ・ $h_o/D \leq 2.0$ の場合： $cR_{my} = cR250$ ※中間は線形補間とする
- (ただし、 $cR_{my} \leq cR_{max}$)

・ せん断柱のF値

$$F = 1.0 + 0.27 \times \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad 3.2.3(3)(c)(14) \text{式}$$

 R_y ：層の降伏変形角。原則として $R_y = 1/150$

・ 曲げ柱のF値

(1) $R_{mu} < R_y$ の場合

$$F = 1.0 + 0.27 \times \frac{R_{mu} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad 3.2.3(3)(d)(i)(15) \text{式}$$

(2) $R_{mu} \geq R_y$ の場合

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu}/R_y - 1}}{0.75(1 + 0.05 \times R_{mu}/R_y)} \quad \text{かつ } F \leq 3.2 \quad 3.2.3(3)(d)(ii)(15) \text{式}$$

独立柱の終局強度 Mu, Qu

Fc	: コンクリート強度		17.6	[N/mm ²]
σy	: 主筋降伏点強度 (1. 丸鋼、2. D鋼)	2	D鋼	343 [N/mm ²]
sσwy	: 補強筋の降伏点強度 (1. 丸鋼、2. D鋼)	1	丸鋼	294 [N/mm ²]

	符号	適用の手引き (P16)		適用の手引き (P14)		C 1				
		Y 2-X 2		Y 2-X 2		Y 2-X 2				
		4階		1階		1階				
	位置	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	
b	: 柱断面幅	[cm]	50	50	50	50	50	50	0	0
D	: 柱断面高	[cm]	60	60	60	60	60	60	0	0
d	: 柱有効せい	[cm]	55	55	55	55	55	55	-----	-----
j	: 応力中心間距離	[cm]	48	48	48	48	48	48	-----	-----
Ho	: 柱内法標準寸法	[cm]	260	260	260	260	260	260	0	0
ho	: 柱内法	[cm]	260	260	260	260	260	100	100	0
N	: 柱軸方向力	[kN]	3000	3000	1058	1058	1500	1500	0	0
主筋	丸鋼 1 (径、本数)	16	0	0	0	0	0	0	0	0
	丸鋼 2 (径、本数)	19	0	0	0	0	0	0	0	0
	異形鉄筋 (径、本数)	22	12	12	12	12	12	16	0	0
ag	: 柱鉄筋全断面積	[cm ²]	46.44	46.44	46.44	46.44	46.44	61.92	-----	-----
Pg	: 鉄筋比	[%]	1.548	1.548	1.548	1.548	1.548	2.064	-----	-----
引張鉄筋	丸鋼 1 (径、本数)	16	0	0	0	0	0	0	0	0
	丸鋼 2 (径、本数)	19	0	0	0	0	0	0	0	0
	異形鉄筋 (径、本数)	22	4	4	4	4	4	4	0	0
at	: 引張鉄筋断面積	[cm ²]	15.48	15.48	15.48	15.48	15.48	15.48	-----	-----
Pt	: 引張鉄筋比	[%]	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	-----	-----
せん断補強筋	丸鋼 (径、本数)	9	2	2	2	2	2	2	0	0
	異形鉄筋 (径、本数)	10	0	0	0	0	0	0	0	0
	s	ピッチ@					200	200	0	0
aw	: 補強筋断面積	[cm ²]	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	-----	-----
Pw	: せん断補強筋比	[%]	0.128	0.128	0.128	0.128	0.128	0.128	-----	-----
Nmax	: 中心圧縮時終局強度	[kN]	6873	6873	6873	6873	6873	7404	#VALUE!	#VALUE!
Nmin	: 中心引張時終局強度	[kN]	-1593	-1593	-1593	-1593	-1593	-2124	#VALUE!	#VALUE!
σo	: 柱軸方向応力度	[N/mm ²]	8.00	8.00	3.53	3.53	5.00	5.00	-----	-----
Nη	: 釣り合い軸力=0.4bDFc	[kN]	2112	2112	2112	2112	2112	2112	0	0
M/Q	: ho/2としてよい	[cm]	130	130	130	130	50	50	0	0
M/Qd	: せん断スパン比		2.36	2.36	2.36	2.36	1.00	1.00	-----	-----
曲げ終局強度: Mu	1) 式	[kN・m]	465	465	N<Nη	N<Nη	N<Nη	N<Nη	-----	-----
	2) 式		N>Nη	N>Nη	509	509	577	577	-----	-----
	3) 式		N≥0	N≥0	N≥0	N≥0	N≥0	N≥0	-----	-----
Mu		[kN・m]	465	465	509	509	577	577	-----	-----
Qmu=ΣMu/ho		[kN]	358	358	391	391	1154	1154	-----	-----
せん断終局強度: Qsu	(1) コンクリート項	[kN]	157	157	157	157	348	348	#VALUE!	#VALUE!
	(2) せん断補強筋項	[kN]	125	125	125	125	125	125	#VALUE!	#VALUE!
	(3) 軸力項	[kN]	193	193	85	85	120	120	#VALUE!	#VALUE!
	Qsu	[kN]	475	475	368	368	594	594	-----	-----
Qu = min (Qmu, Qsu)		[kN]	358	358	368	368	594	594	0	0
①柱の曲げ終局変形角の上限 cRmax	τ u=Qu/(b・j)	[N/mm ²]	1.49	1.49	1.53	1.53	2.47	2.47	-----	-----
	cRmax(n) η =Ns/(b・D・Fc)		0.57	1/250	0.20	1/30	0.28	1/73	-----	1/-----
	cRmax(s) τ u/Fc		0.08	1/30	0.09	1/30	0.14	1/30	-----	1/-----
	cRmax(t) Pt [%]		0.52	1/30	0.52	1/30	0.52	1/30	-----	1/-----
	cRmax(b) s/db (db:主筋径)		9.09	1/50	9.09	1/50	9.09	1/50	-----	1/-----
	cRmax(h) ho/D		4.33	1/30	4.33	1/30	1.67	1/250	-----	1/-----
	cRmaxの決定			1/250		1/50		1/250		1/-----
②柱の曲げ降伏変形角: cRmy (ho/Dより)			1/250		1/150		1/250		1/-----	
③破壊形式		Qmu<Qsu	∴ 曲げ柱	Qmu>Qsu	∴ 剪断柱	Qmu>Qsu	∴ 剪断柱	-----	-----	
④極脆性柱の判定 (ho/Dの範囲)		-----	> 2.00	剪断柱	> 2.00	極脆性柱	≤ 2.00	-----	? 2.00	
⑤柱の曲げ降伏層間変形角: Rmy			1/-----		1/150		1/250		1/-----	
⑥柱の強度寄与係数: cα			-----		0.72		1.00		-----	
⑦cα・QmuとQsuの比較			-----		? -----		282 < 368		1154 ≥ 594	
⑧せん断柱の終局時層間変形角: Rsu			1/-----		1/164		1/250		1/-----	
⑨せん断柱のF値(14)式			F= ↓		F= 1.21		F= 0.80		F= -----	
⑩帯筋間隔による補正係数: q (s ≤ 100 → 1.0, s > 100 → 1.1)			= 1.1		= 1.1		= 1.1		= -----	
⑪柱の曲げ塑性変形角: cRmp			1/109		1/-----		1/-----		1/-----	
⑫柱の終局変形角: cRmu=cRmy+cRmp<cRmax			1/76		1/-----		1/-----		1/-----	
⑬柱の曲げ終局層間変形角: Rmu>1/250			1/250		1/-----		1/-----		1/-----	
⑭RmuとRyの比較			Rmu < Ry=1/150		Rmu ? Ry=1/150		Rmu ? Ry=1/150		Rmu ? Ry=1/150	
⑮曲げ柱のF値(15)式又は(16)式			F= 1.00		F= ↑		F= ↑		F= -----	

柱有効せい: dはD-5cmとした。

【付1.1-2】式の適用にあたっては、せん断補強筋比が Pw ≥ 1.20 [%] のときは、Pw = 1.20 [%] を上限とした。

【付1.1-2】式の適用にあたっては、柱軸方向応力度が σo > 8N/mm² の時は、σo = 8N/mm² とした。

【付1.1-2】式の適用にあたっては、剪断スパン比: M/(Q・d) が 1 以下のときはこれを 1 とし、3 以上のときは 3 とした。