

場所打ちRC杭のせん断設計とSS7組込プログラム仕様

益尾 潔◎(一社)建築構造技術支援機構代表理事

はじめに

本連載第5回では、第1回～第4回¹⁾を基に、「SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針」(2025年)²⁾10章の685N/mm²級と785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた場所打ちRC杭のせん断設計、ならびにSS7組込プログラム仕様について紹介する。

第1回：円形断面柱の設計耐力とMK685柱実験

第2回：円形断面柱の既往実験

第3回：場所打ちRC杭の耐震設計

第4回：SABTEC指針(2025年)検証実験

場所打ちRC杭のせん断設計

◎短期許容せん断力

場所打ちRC杭の短期許容せん断力は、「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)³⁾」5.4場所打ちコンクリート杭に準拠し、式(1)の短期許容せん断力 Q_{A1} か、式(2)の横補強筋比 p_w を考慮した短期許容せん断力 Q_{A2} とする。

$$Q_{A1} = f_{s1} \cdot A_c / \kappa \quad (1)$$

$$Q_{A2} = \{f_{s2} + 0.5_w f_t \cdot (p_w - 0.001)\} \cdot b \cdot j \quad (2)$$

$$f_{s1} = 1.5 \times \xi \cdot \min(F_c/30, 0.49 + F_c/100)$$

：コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ξ ：施工品質に関わる係数(通常、0.75以下の値)

A_c ：杭断面積、 κ ：杭断面の形状係数($\kappa=4/3$)

f_{s2} ：国交省告示第1113号第8第一号の杭体コンクリート短期許容せん断応力度

$_w f_t$ ：せん断補強用短期許容応力度 (N/mm²)

ただし、685N/mm²級以上の高強度せん断補強筋の場合、590N/mm²とする。

$p_w = a_w / (b \cdot x)$ ：横補強筋比、 a_w ：横補強筋1組の断面積、 x ：横補強筋間隔、 $b = \pi D/4$ ：等価長方形断面幅

D ：杭直径、 j ：杭の応力中心距離(=7/8d)

$d = D - d_t$ ：有効せい、 d_t ：杭主筋中心かぶり厚さ

◎終局耐力

1) 設計曲げ耐力

場所打ちRC杭の場合、引張鉄筋断面積 $a_t = a_g/4$ 、中段筋断面積 $a_n = a_g - 2a_t$ とした等価長方形断面柱として、設計曲げ耐力 M_{uD} を式(3)、設計曲げ耐力時せん断力 Q_{fu0} を式(4)で算定する。

$$M_{uD} = \min(M_{u0}, M_{u\max}) \quad (3)$$

$$M_{u0} = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot d + (\xi_n \cdot a_n \cdot \sigma_{sy} + N) \cdot d_n$$

M_{u0} ：基本曲げ耐力、 ξ_n ：中段筋有効係数

$$M_{u\max} = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot d + (\xi_n \cdot a_n \cdot \sigma_{sy} + n_{co} \cdot \xi \cdot F_c \cdot A_c) \cdot d_n$$

$M_{u\max}$ ：最大曲げ耐力、 n_{co} ：境界点軸力比

$$Q_{fu0} = M_{uD} / a \quad (4)$$

a_g ：杭主筋全断面積、 $d = D - d_t$ ：杭断面有効せい

D ：杭直径、 d_t ：杭主筋中心かぶり厚さ

$d_n = D/2 - d_t$ ：杭断面中心有効せい

N ：長期軸力または境界点軸力 $n_{co} \cdot \xi \cdot F_c \cdot A_c$

$a = M/Q$ ：せん断スパン長

M, Q ：杭頭部曲げモーメントおよびせん断力

σ_{sy} ：杭主筋降伏強度

SD345, SD390の場合： $\sigma_{sy} = 1.1 \times \sigma_{y0}$

SD490の場合： $\sigma_{sy} = \sigma_{y0}$ 、 σ_{y0} ：規格降伏点

F_c ：コンクリートの設計基準強度

A_c ：杭断面積、 ξ ：施工品質に関わる係数

中段筋有効係数 ξ_n と境界点軸力比 n_{co} は、平面保持仮定の曲げ耐力時せん断力 Q_{fu} と設計曲げ耐力時せん断力 Q_{fu0} の算定結果を基に、軸鉄筋比 $p_{g0} = a_g/A_c$ に応じて、以下のように定める。

$$p_{g0} \leq 2.5\% \text{の時、} \xi_n = 0.2, n_{co} = 0.2$$

$$p_{g0} > 2.5\% \text{の時、} \xi_n = 0.15, n_{co} = 0.15$$

2) 設計せん断耐力

685N/mm²級と785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた円形断面杭の設計せん断耐力は、式(5)の荒川

mean式によるせん断耐力 $(Q_{su})_{mean}$ とする。

$$(Q_{su})_{mean} = \{0.068 p_t^{0.23} (\xi \cdot F_c + 18) / [(M/Qd) + 0.12] + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o\} \cdot b \cdot j \quad (5)$$

ここに、 $1 \leq M/Qd \leq 3$ とする。

$p_t = 100 a_t / (b \cdot d)$: 引張鉄筋比 (%)

$a_t = a_g / 4$: 引張鉄筋断面積, a_g : 杭主筋全断面積

$p_w = a_w / (b \cdot x)$: 横補強筋比

a_w, x : 横補強筋1組の断面積および間隔

$b = \pi D / 4$: 等価長方形断面幅 (図1)

D : 杭直径, j : 応力中心距離 ($j = 7d/8$)

$d = D - d_t$: 有効せい, d_t : 杭主筋中心かぶり厚さ

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度 (N/mm²)

(685N/mm²級) $\sigma_{wy} = 685$ N/mm²

(785N/mm²級) $\sigma_{wy} = 785$ N/mm²

$\sigma_o = N/A_c$: 軸圧縮応力

ただし、 $\sigma_o \leq 0.4 \xi \cdot F_c$ とする。

◎設計せん断耐力保証条件

1) 基本事項

本項²⁾では、Chang式による一様周辺地盤で支持された弾性杭体の杭頭部固定の杭頭部せん断スパン比 $M_o/(Q_oD)$ は、水平地盤反力係数 k_h にかかわらず2~2.5程度になることより、せん断スパン比 $M/Q_oD = 2$ とし、設計せん断耐力を式(5)で算定し、式(6)に示すように、低減係数を考慮したせん断余裕度 $q_{su} \geq 1.1$ とし、軸応力比 $\sigma_o/\xi F_c \leq 0.3$ かつ軸鉄筋比 $p_{go} \leq 3.0\%$ として保証している。

$$q_{su} = \beta_{os} \cdot (Q_{su})_{mean} / (\beta_{of} \cdot Q_{fu0}) \geq 1.1 \quad (6)$$

$Q_{fu0} = M_u/a$: 式(4)の設計曲げ耐力 M_u 時せん断力

$(Q_{su})_{mean}$: 式(5)の設計せん断耐力

F_c : コンクリートの設計基準強度

β_{os} : 設計せん断耐力の低減係数

β_{of} : 設計曲げ耐力の低減係数

β_{os} と β_{of} は、本連載第3回で紹介した安全限界せん断設計と安全限界曲げ設計の低減係数を示す。

ξ : 施工品質に係わる係数

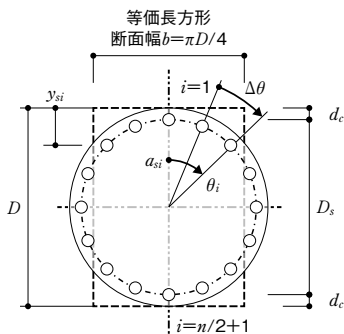


図1 円形断面柱と等価長方形断面柱

$p_{go} = a_g/A_c$, a_g : 杭主筋全断面積

$\sigma_o = N/A_c$: 軸圧縮応力, A_c : 杭断面積

N : 長期軸力または境界点軸力 $n_{co} \cdot \xi \cdot F_c \cdot A_c$

一方、精算値の杭頭部曲げモーメント M とせん断力 Q によるせん断スパン比 a を使い、設計曲げ耐力時せん断力 Q_{fu0} を式(4)で算定する。

2) 横補強筋にかかわる構造規定

①杭頭部では、横補強筋比 $0.2\% \leq p_w \leq 0.6\%$ 、横補強筋間隔 x を150mm以下とし、杭中間部では、横補強筋比 $p_w \geq 0.1\%$ 、低減係数を考慮したせん断余裕度 $q_{su} \geq 2.0$ の場合、横補強筋間隔 x を300mm以下とすることができる。

ただし、横補強筋鋼種が685N/mm²級以下または785N/mm²以下の場合、横補強筋鋼種に応じて、式(5)で設計せん断耐力 $(Q_{su})_{mean}$ を算定する。

②杭頭部および杭中間部は、杭周辺地盤状況および杭中間部の最大曲げモーメント深さを考慮して決定する(図2)。

杭頭部必要横補強筋比の計算例

◎低減係数を考慮しない計算耐力

本計算例の計算諸元は、表1に示すように、せん断スパン比 a/D (1.5, 2.0)、軸鉄筋比 p_{go} (2.3%, 2.0%)、軸応力比 $\sigma_o/\xi \cdot F_c$ (0.3, 0.2, 0.1) とし、横補強筋比に係わる構造規定を踏まえ、杭頭部横補強筋をD16@150mm (横補強筋比 $p_w = 0.26\%$) とし、低減係数を考慮しない杭

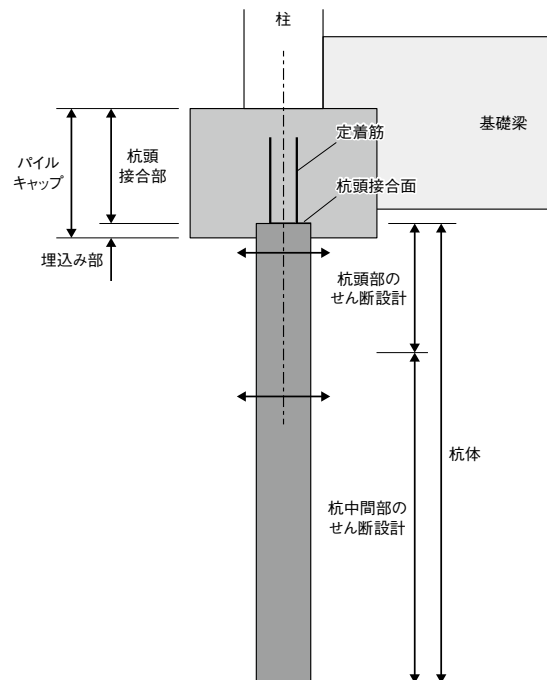


図2 基礎部材の構成³⁾

頭部計算耐力を表2に示した。

表2によると、 $a/D=1.5$ の場合、せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu0} \leq 1.0$ であり、 $a/D=2.0$ の場合、 Q_{su}/Q_{fu0} は1.0を上まわった。

◎低減係数 β_{os} 、 β_{of} を考慮した杭頭部必要横補強筋比 ρ_{wD}

SABTEC 指針10章の(付録1) 場所打ちRC杭の耐震設計3.3節より、以下のように、安全限界設計で用いる低減係数 β_{os} と β_{of} を定め、低減係数 β_{os} と β_{of} を考慮した杭頭部必要横補強筋比 ρ_{wD} を表3に示す。

$$\beta_{os} = 0.8 \times 0.75 \times 0.9 = 0.54$$

$$\beta_{of} = 0.95 \times 1.0 \times 0.9 = 0.86 \quad (\beta_{os}/\beta_{of} = 0.63)$$

表3によると、せん断スパン比 $a/D=2.0$ の場合、低減係数 β_{os} 、 β_{of} を考慮したせん断余裕度 $q_{su} \geq 1.1$ を満足するためには、杭頭部必要横補強筋比 ρ_{wD} は0.37~0.70%とする必要がある。

表1 現場打ちRC杭の計算諸元

部材記号	F_c (N/mm ²)	a (mm)	主筋	ρ_{go} (%)	$\sigma_o/\xi F_c$
1.5-32-0.3	30	1,950	32-D35	2.31%	0.3
1.5-32-0.2	30	1,950	32-D35	2.31%	0.2
1.5-32-0.1	30	1,950	32-D35	2.31%	0.1
1.5-28-0.3	30	1,950	28-D35	2.02%	0.3
1.5-28-0.2	30	1,950	28-D35	2.02%	0.2
1.5-28-0.1	30	1,950	28-D35	2.02%	0.1
2.0-32-0.3	30	2,600	32-D35	2.31%	0.3
2.0-32-0.2	30	2,600	32-D35	2.31%	0.2
2.0-32-0.1	30	2,600	32-D35	2.31%	0.1
2.0-28-0.3	30	2,600	28-D35	2.02%	0.3
2.0-28-0.2	30	2,600	28-D35	2.02%	0.2
2.0-28-0.1	30	2,600	28-D35	2.02%	0.1

F_c : コンクリートの設計基準強度、 a : せん断スパン長、 $D=1,300$ mm: 杭直径
 $\rho_{go} = a_g/A_c$: 軸鉄筋比、 A_c : 杭断面積、 a_g : 杭主筋全断面積、 $d_t=80$ mm: 杭主筋中心かぶり厚さ、主筋鋼種: SD390、横補強筋鋼種: 685N/mm²級
 $\sigma_o/\xi F_c$: 軸応力比、 ξ : 施工品質にかかわる係数(0.75)

表2 低減係数を考慮しない杭頭部計算耐力

部材記号	a/D	M_{uo} (kN・m)	M_{umax} (kN・m)	M_{uD} (kN・m)	Q_{fu0} (kN)	τ_{u1} (N/mm ²)	τ_{u3} (N/mm ²)	Q_{su} (kN)	Q_{su}/Q_{fu0}
1.5-32-0.3	1.5	9,863	7,413	7,413	3,801	1.43	0.68	3,534	0.93
1.5-32-0.2		8,160	7,413	7,413	3,801	1.43	0.45	3,288	0.87
1.5-32-0.1		6,458	7,413	6,458	3,312	1.43	0.23	3,043	0.92
1.5-28-0.3		9,268	6,912	6,912	3,545	1.39	0.68	3,486	0.98
1.5-28-0.2		7,566	6,912	6,912	3,545	1.39	0.45	3,241	0.91
1.5-28-0.1		5,864	6,912	5,864	3,007	1.39	0.23	2,996	1.00
2.0-32-0.3	2.0	9,863	7,413	7,413	2,851	1.09	0.68	3,164	1.11
2.0-32-0.2		8,160	7,413	7,413	2,851	1.09	0.45	2,919	1.02
2.0-32-0.1		6,458	7,413	6,458	2,484	1.09	0.23	2,673	1.08
2.0-28-0.3		9,268	6,912	6,912	2,658	1.06	0.68	3,128	1.18
2.0-28-0.2		7,566	6,912	6,912	2,658	1.06	0.45	2,883	1.08
2.0-28-0.1		5,864	6,912	5,864	2,255	1.06	0.23	2,637	1.17

M_{uo} : 基本曲げ耐力、 M_{umax} : 最大曲げ耐力、 $M_{uD} = \min(M_{uo}, M_{umax})$ 、 $Q_{fu0} = M_{uD}/a$
 $\tau_{u1} = 0.068\rho_{go}^{0.23} \cdot (\xi \cdot F_c + 18)/(a/d + 0.12)$ 、 $\tau_{u3} = 0.1 \sigma_o$
 $\tau_{u2} = 0.85 \sqrt{\rho_w \sigma_{wy}} = 1.13$ N/mm²、 $Q_{su} = (\tau_{u1} + \tau_{u2} + \tau_{u3}) \cdot b \cdot j$
 b : 等価長方形断面幅、 j : 応力中心距離
 横補強筋: D16@150、 $\rho_w = 0.26\%$: 横補強筋比

表4 入力諸元

ξ	F_c (N/mm ²)	f_c (N/mm ²)	n	鉄筋鋼種	f_t (N/mm ²)	配筋	a_s (mm ²)	N (本)	ρ_{go} (%)	ρ_{go} 判定	a_t (mm ²)	ρ_t (%)	D (mm)	d_t (mm)	d_{t1} (mm)	b (mm)	
①	0.75	30	20	13	SD390	390	32-D35	957	32	2.31%	OK	7,656	0.58%	1,300	80	0.06	1,021
②	0.75	30	20	13	SD390	390	28-D35	957	28	2.02%	OK	6,699	0.50%	1,300	80	0.06	1,021

損傷限界設計例

◎損傷限界曲げ耐力

損傷限界曲げ耐力 M_a は式(7)で算定される。通常、一貫構造計算プログラムの断面算定で求められ、計算結果は出力されない。一方、杭頭部曲げモーメント M を杭頭部せん断力 Q で除したせん断スパン長 a を用いると、損傷限界曲げ耐力時せん断力 Q_{fa} は式(8)で求められる。

$$M_a = \beta \cdot \min(M_{a1}, M_{a2}, M_{a3}) \quad (7)$$

$$Q_{fa} = M_a/a \quad (8)$$

M_{a1} 、 M_{a2} 、 M_{a3} : ①圧縮縁コンクリートの損傷限界圧縮強度(2/3) $\xi \cdot F_c$ 到達時、②圧縮側鉄筋の短期許容圧縮応力度到達時、③引張側鉄筋の短期許容引張応力度到達時曲げモーメント

低減係数 β : 1.0以下の値

そこで、安全限界せん断耐力と同様、主筋全断面積 $a_g/4$ を引張鉄筋断面積 a_t とする等価長方形断面柱とし、RC計算規準⁵⁾の付9. 長方形断面柱の断面算定と同様、表4の入力諸元について、EXCELを用い式(7)より、表5、図3に示すように、短期許容曲げ応力 M/bd^2 と軸方向応力 N/bD 関係を、中立軸比 x_{n1} が0.05ごとに1.0~0.2間で算定すると、損傷限界曲げ耐力時せん断力 Q_{fa} が式(8)で求められる。

表5の計算では、複筋比 $\gamma=1$ 、ヤング係数比 n は $n-1$ とし、RC計算規準14条より、図4に示すように、中立軸が断面内にあるとしている。

表3 低減係数 β_{os} 、 β_{of} を考慮した杭頭部必要横補強筋比 ρ_{wD}

部材記号	q_{su}	Δq_{su}	ΔQ_{su} (kN)	$\Delta \tau_{su}$ (N/mm ²)	$\Delta \rho_w \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	$\Delta \rho_w$ (%)	ρ_{wD} (%)
1.5-32-0.3	0.53	0.57	2,372	2.18	6.55	0.96%	1.22%
1.5-32-0.2	0.50	0.60	2,526	2.32	7.44	1.09%	1.35%
1.5-32-0.1	0.58	0.52	1,721	1.58	3.45	0.50%	0.76%
1.5-28-0.3	0.57	0.53	2,066	1.90	4.97	0.73%	0.99%
1.5-28-0.2	0.53	0.57	2,221	2.04	5.75	0.84%	1.10%
1.5-28-0.1	0.63	0.47	1,416	1.30	2.33	0.34%	0.60%
2.0-32-0.3	0.64	0.46	1,454	1.33	2.46	0.36%	0.62%
2.0-32-0.2	0.59	0.51	1,609	1.48	3.02	0.44%	0.70%
2.0-32-0.1	0.68	0.42	1,044	0.96	1.27	0.19%	0.45%
2.0-28-0.3	0.68	0.42	1,225	1.12	1.75	0.26%	0.52%
2.0-28-0.2	0.63	0.47	1,380	1.27	2.22	0.32%	0.58%
2.0-28-0.1	0.74	0.36	815	0.75	0.77	0.11%	0.37%

$q_{su} = \beta_{os} \cdot Q_{su}/\beta_{of} \cdot Q_{fu0}$ 、 $\Delta q_{su} = 1.1 - q_{su}$ 、 $\Delta Q_{su} = \Delta q_{su} \cdot Q_{fu0}$
 $\Delta \tau_{su} = \Delta Q_{su}/(b \cdot j)$ 、 $\Delta \rho_w \cdot \sigma_{wy} = (\Delta \tau_{su}/0.85)^2$
 $\Delta \rho_w = \Delta \rho_w \cdot \sigma_{wy}/\sigma_{wy}$ 、 $\rho_{wD} = \rho_w + \Delta \rho_w$ 、 $\beta_{os} = 0.8 \times 0.75 \times 0.9 = 0.54$
 $\beta_{of} = 0.95 \times 1.0 \times 0.9 = 0.86$ 、 $\beta_{os}/\beta_{of} = 0.63$

(一定 σ_o 時短期許容曲げ応力度)

$\sigma_o/\xi \cdot F_c$	σ_o (N/mm ²)	σ_o 判定	M_a/b_d^2 (N/mm ²)	
			①	②
0.30	6.75	OK	2,749	2,630

◎ 損傷限界せん断耐力

損傷限界せん断耐力の計算諸元は、安全限界設計の計算例と同じとし、表6では、短期許容曲げ耐力時せん断力 Q_a 、ならびに $\beta=1.0$ とした式(1)の短期許容せん断力 Q_{A1} と式(2)の Q_{A2} を示している。

同表では、 $a/D=1.5, 2.0$ ともに、式(2)の短期許容せん断力 Q_{A2} は、軸応力比 σ_o/F_c にかかわらず、おおむね、損傷限界曲げ耐力時せん断力 Q_a よりも小さく、損傷限界設計は、短期許容せん断力 Q_{A2} で決定する。

SS7組込プログラム仕様

2026年10月リリース予定のエムケーフープ685、エムケーフープ785設計施工指針⁶⁾10章の場所打ちRC杭のせん断設計に対応するSS7組込プログラムでは、設計諸元の場所打ちRC杭について、短期許容せん断力の検定比を確認したうえで、せん断スパン比 $M/Q_D=2$ とし、長期軸力下または境界点軸力下で、軸応力比 $\sigma_o/\xi F_c \leq 0.3$ かつ軸鉄筋比 $\rho_{go} \leq 3.0\%$ の下で、式(5)の荒川mean式によるせん断耐力 $(Q_{su})_{mean}$ の算定値を基に、式(6)の低減係数を考慮したせん断余裕度 $q_{su} \geq 1.1$ を保証できることを確認している。

おわりに

本稿では、SABTEC指針10章²⁾の場所打ちRC杭のせん断設計より、短期設計だけでなく、杭頭部曲げ降伏後の変形性能を保証するために、終局設計の杭頭部必要横補強筋比を定め、杭頭部必要横補強筋比の計算例を示すとともに、2026年10月リリース予定のSS7組込プログラム仕様について紹介した。

(ますお きよし)

【参考文献】

- 1) 益尾潔：(連載) SABTEC高強度せん断補強筋を用いた円形断面柱 第1回 円形断面柱の設計耐力とMK685柱実験，建築技術2025年春号pp.14-17，第2回 円形断面柱の既往実験，建築技術2025年夏号pp.14-17，第3回 場所打ちRC杭の耐震設計，建築技術2025年冬号pp.98-101，第4回 SABTEC指針(2025年)検証実験，建築技術2026年春号pp.118-123
- 2) (一社)建築構造技術支援機構：SABTEC高強度せん断補強筋設計施工指針(2025年)，2025年10月
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説，5.4場所打ちコンクリート杭5.4.1場所打ち鉄筋コンクリート杭，pp.152-175，2017年
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999年
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2024年
- 6) 建築構造技術評価報告書：エムケーフープ685，エムケーフープ785設計施工指針，SABTEC評価24-03R2，(一社)建築構造技術支援機構，2025年12月15日

表5 損傷限界曲げ耐力の計算例

	xm_1	S_c	S_{cs}	S_s	S	C_c	C_s	T	N/b_D	M/b_D^2	$[M/b_D^2]$
1	1.00	20.0	32.0	-487.5	20.0	10.0	1.41	-0.09	11.50	2.24	0
2	0.95	21.1	33.8	-2600.0	21.1	9.5	1.40	-0.02	10.92	2.35	0
3	0.90	22.2	35.8	780.0	22.2	9.0	1.40	0.06	10.33	2.44	0
4	0.85	23.5	38.0	339.1	23.5	8.5	1.39	0.16	9.74	2.52	0
5	0.80	25.0	40.6	216.7	25.0	8.0	1.38	0.26	9.12	2.59	0
6	0.75	26.7	43.6	159.2	26.7	7.5	1.38	0.38	8.50	2.64	0
7	0.70	28.6	47.0	125.8	28.6	7.0	1.37	0.51	7.86	2.69	0
8	0.65	30.8	51.0	104.0	30.8	6.5	1.36	0.67	7.19	2.73	2.7494
9	0.60	33.3	55.7	88.6	33.3	6.0	1.35	0.85	6.50	2.76	0
10	0.55	36.4	61.4	77.2	36.4	5.5	1.33	1.06	5.77	2.79	0
11	0.50	40.0	68.4	68.4	40.0	5.0	1.32	1.32	5.00	2.82	0
12	0.45	44.4	77.2	61.4	44.4	4.5	1.29	1.63	4.17	2.86	0
13	0.40	50.0	88.6	55.7	50.0	4.0	1.27	2.02	3.25	2.91	0
14	0.35	57.1	104.0	51.0	51.0	3.1	1.10	2.25	1.98	2.67	0
15	0.30	66.7	125.8	47.0	47.0	2.1	0.84	2.25	0.71	2.20	0
16	0.25	80.0	159.2	43.6	43.6	1.4	0.62	2.25	-0.27	1.82	0
17	0.20	100.0	216.7	40.6	40.6	0.8	0.42	2.25	-1.02	1.52	0

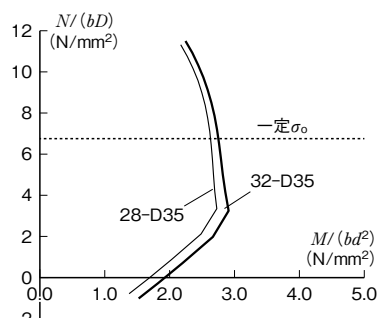


図3 短期許容曲げ応力 $M/(bd^2)$ 一軸方向応力 $N/(bd)$ 関係

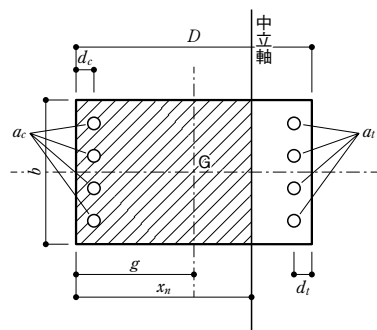


図4 長方形断面柱の諸元⁵⁾

表6 短期許容曲げ耐力時せん断力と短期許容せん断力の計算例

部材記号	a/D	短期許容曲げ耐力			短期許容せん断力				
		σ_o (N/mm ²)	M_s/b_D^2 (N/mm ²)	M_s (kN·m)	Q_a (kN)	Q_{A1} (kN)	Q_{A2} (kN)	Q_{A2}/Q_{A1}	Q_{A2}/Q_a
1.5-32-0.3	1.5	6.75	2.75	4,178	2,142	1,180	1,483	1.26	0.69
1.5-32-0.2		4.50	2.84	4,319	2,215	1,180	1,483	1.26	0.67
1.5-32-0.1		2.25	2.72	4,132	2,119	1,180	1,483	1.26	0.70
1.5-28-0.3		6.75	2.63	3,997	2,050	1,180	1,483	1.26	0.72
1.5-28-0.2		4.50	2.69	4,086	2,096	1,180	1,483	1.26	0.71
1.5-28-0.1		2.25	2.51	3,813	1,955	1,180	1,483	1.26	0.76
2.0-32-0.3	2.0	6.75	2.75	4,178	1,607	1,180	1,483	1.26	0.92
2.0-32-0.2		4.50	2.84	4,319	1,661	1,180	1,483	1.26	0.89
2.0-32-0.1		2.25	2.72	4,132	1,589	1,180	1,483	1.26	0.93
2.0-28-0.3		6.75	2.63	3,997	1,537	1,180	1,483	1.26	0.96
2.0-28-0.2		4.50	2.69	4,086	1,572	1,180	1,483	1.26	0.94
2.0-28-0.1		2.25	2.51	3,813	1,466	1,180	1,483	1.26	1.01