

セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版2刷）正誤表（2011.7）

頁	行	誤	正
73	↑4	iv) パンチング破壊の検討	(別掲①参照)
173		ページ全体の修正：別掲②参照	
	表-6.17	(表全体を差替)	(別掲②参照)
	↑2	$=1/3 \{ \dots$	(別掲②参照)
174		ページ全体の修正：別掲②参照	
	↓3	$\theta = \dots$	(別掲②参照)
	↓4	$i_c = i_q = \dots$	(別掲②参照)
巻末	広告	(申込み・問合せ先) 〒104-003 東京都中央区八丁堀 4-5-4 TEL 03-3523-2736 FAX 03-3523-2700	〒103-0023 東京都中央区日本橋本町 1-9-4 TEL03-5200-5053 FAX03-5200-5062

【別掲①】

P73 iv) パンチング破壊の検討 (P74 から修正)

赤二重線：修正箇所
青線：修正後

誤	正
$q_{\max} \leq \frac{2 \cdot (B+L)}{B \cdot L} \cdot \frac{c \cdot Z}{F_s} + q_a \quad (3.11)$ <p>ここで、q_{\max}：最大鉛直荷重(kN/m²) $q_{\max}=P_{\max}'=223.8$ kN/m² B：基礎の幅 (m) $2 \cdot B=1.6$m L：基礎の長さ (m) $L=5.8$m c：改良地盤のせん断強度(=$F_c/2$ とする) (kN/m²) F_c：<u>改良体の設計基準強度 (kN/m²)</u></p> $\underline{q \leq q_a (=F_c / F_s)} \quad (3.12)$ <p>ここに、<u>q：設計用荷重度 223.8 kN/m²</u> q_a：<u>許容圧縮応力度</u> F_c：<u>改良地盤のバラツキを考慮した一軸圧縮強度 (設計基準強度)</u> F_s：<u>安全率 (常時) 1.5</u></p> <p>したがって、</p> $\underline{F_c \geq F_s \cdot q} \quad (3.13)$ $\underline{\geq 1.5 \times 223.8 = 335.7 \text{ kN} / \text{m}^2}$	$q_{\max} \leq \frac{2 \cdot (B+L)}{B \cdot L} \cdot \frac{c \cdot Z}{F_s} + q_a \quad (3.11)$ <p>ここで、q_{\max}：最大鉛直荷重(kN/m²) $q_{\max}=P_{\max}=223.8$ kN/m² B：基礎の幅 (m) $2 \cdot B=1.6$m L：基礎の長さ $L=5.8$m c：改良地盤のせん断強度($q_u/2$ とする) (kN/m²) q_u：<u>改良地盤の設計強度 (kN/m²)</u> (※p71(3.7)式より $q_u=121$ kN/m²)</p>

よって、設計基準強度： $F_c=340.0\text{kN/m}^2$ とする。

Z：改良厚さ (m) Z=1.9m
 q_a ：下部地盤の許容支持力度 (kN/m²) $q_a=70.3\text{ kN/m}^2$
 F_s ：安全率

よって、(3.10)式にそれぞれの値を代入する。

$$q_{\max} \leq \frac{2 \times (1.6 + 5.8)}{1.6 \times 5.8} \times \frac{335.7 \times 1.9}{3.0} + 70.3$$

$$q_{\max} (= 223.8\text{kN/m}^2) < \underline{409.4\text{kN/m}^2} \quad (3.14)$$

Z：改良厚さ (m) Z=1.9m
 q_a ：下部地盤の許容支持力度 (kN/m²) $q_a=70.3\text{ kN/m}^2$
 F_s ：安全率 (中地震時) 1.5

よって、(3.11)式にそれぞれの値を代入する。

$$q_{\max} \leq \frac{2 \times (1.6 + 5.8)}{1.6 \times 5.8} \times \frac{121/2 \times 1.9}{1.5} + 70.3$$

$$q_{\max} (= 223.8\text{kN/m}^2) > \underline{192.5\text{kN/m}^2} \quad (3.12)$$

パンチング破壊の検討を行った結果、OUTとなった。

パンチング破壊を起こさない条件を満たすには、改良厚もしくは改良地盤の設計強度を大きくする必要がある。

(3.13)式にパンチング破壊を起こさない条件を満たすための改良厚の設定方法を示す。

$$q_{\max} (= 223.8\text{kN/m}^2) \leq \frac{2 \times (1.6 + 5.8)}{1.6 \times 5.8} \times \frac{121/2 \times X}{1.5} + 70.3$$

$$\underline{X \geq 2.4\text{m}} \quad (3.13)$$

よって、パンチング破壊の検討を行った場合、改良厚は2.4m以上となる。

【別掲②】

P173～p174 (P174 ↓ 2 から修正)

赤二重線：修正箇所
青線：修正後

誤	正
<p>改良体下面に作用する鉛直応力 q_{u1} は、次式により求める。</p> $q_{u1} = \frac{V}{B'} + W$ <p>ここに、B'：有効基礎幅を基に 1：2 で分散された改良厚(m) W：改良体の自重 (kN/m²)</p> <p>一方、未改良の下部地盤の許容支持力 q_{a1} は、次式により求める。</p> $q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{11} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{13} \cdot D_f' \cdot N_q)$ <p>荷重の傾斜角 θ は、$\tan \theta = H / (V+W)$であるから、改良厚が大きくなる、すなわち深くなれば改良体の自重 W が大きくなり、θ が変化すると同時に i_c、i_r、i_q が変化することに留意する。</p> <p>改良体下面に作用する鉛直応力と、未改良厚の計算結果を表-6.17 に示す。擁壁下の改良厚 h が 0.7m のとき、改良地盤の下部地盤の許容支持力が改良体下面に作用する鉛直応力を超える。</p>	<p>改良体下面に作用する鉛直応力 q_{u1} は、次式により求める。</p> $q_{u1} = \frac{V}{B'} + W$ <p>ここに、B'：有効基礎幅を基に 1：2 で分散された改良厚(m) W：改良体の自重 (kN/m²)</p> <p>一方、未改良の下部地盤の許容支持力 q_{a1} は、次式により求める。</p> $q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{11} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{13} \cdot D_f' \cdot N_q)$ <p>荷重の傾斜角 θ は、$\tan \theta = H / (V+W)$であるから、改良厚が大きくなる。すなわち深くなれば改良体の自重 W が大きくなり、θ が変化すると同時に i_c、i_r、i_q が変化することに留意する。</p> <p>改良体下面に作用する鉛直応力と、未改良厚の計算結果を表-6.17 に示す。擁壁下の改良厚 h が 0.7m のとき、改良地盤の下部地盤の許容支持力が改良体下面に作用する鉛直応力を超える。</p>

表-6.17 改良厚の検討

改良厚h(m)	鉛直応力 qu1 (kN/m ²)	許容支持力 qa1 (kN/m ²)	判定
0.5	83.67	79.00	OUT
0.6	81.29	80.78	OUT
0.7	79.33	82.60	OK
0.8	77.73	84.46	OK
0.9	76.44	86.35	OK

なお、改良厚 h が 0.7m のときの計算過程を以下に示す。

$$q_{u1} = \frac{V}{B'} + W = \frac{131.09}{1.244 + 2 \times 0.7 / 2} + 17 \times 0.7 = 79.33(kN / m^2)$$

$$q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{t1} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{t3} \cdot D_f' \cdot N_q)$$

$$= \frac{1}{3}\{0.723 \times 1 \times 35 \times 8.3 + 0 \times 0.5 \times 17 \times 1.944 \times 0.4 + 0.723$$

$$\times (18 \times 0.5 + 17 \times 0.7) \times 2.5\} = 82.60(kN / m^2)$$

ここに、
荷重の傾斜角 θ が、

表-6.17 改良厚の検討

改良厚h(m)	鉛直応力 qu1 (kN/m ²)	許容支持力 qa1 (kN/m ²)	判定
0.5	83.67	77.72	OUT
0.6	81.29	79.07	OUT
0.7	79.33	80.42	OK
0.8	77.73	81.77	OK
0.9	76.44	83.12	OK

なお、改良厚 h が 0.7m のときの計算過程を以下に示す。

$$q_{u1} = \frac{V}{B'} + W = \frac{131.09}{1.244 + 2 \times 0.7 / 2} + 17 \times 0.7 = 79.33(kN / m^2)$$

$$q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{t1} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{t3} \cdot D_f' \cdot N_q)$$

$$= \frac{1}{3}\{0.704 \times 1 \times 35 \times 8.3 + 0 \times 0.5 \times 17 \times 1.944 \times 0.4 + 0.704$$

$$\times (18 \times 0.5 + 17 \times 0.7) \times 2.5\} = 80.42(kN / m^2)$$

ここに、
荷重の傾斜角 θ が、

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V+W}\right) = \tan^{-1}\left\{\frac{36.96}{131.09 + 17 \times (1.244 + 2 \times 0.7/2)}\right\} = 19.48^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{19.48}{90}\right)^2 = 0.614$$

また、 $\theta \geq \phi_1$ のために $i_r = 0$

したがって、必要な擁壁下の改良厚は 0.7m であるが、安全を考慮し 1.0m とする。

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V+W}\right) = \tan^{-1}\left\{\frac{36.96}{131.09 + 17 \times 0.7}\right\} = 14.49^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{14.49}{90}\right)^2 = 0.704$$

また、 $\theta \geq \phi_1$ のために $i_r = 0$

したがって、必要な擁壁下の改良厚は 0.7m であるが、安全を考慮し 1.0m とする。