

フーチングレスパネル工法（F P 工法）

設 計 計 算 書

（ $H=0.750\text{m}$ ）

（ $N=3.0$ ）

（ 過載荷重 $q=10.00\text{kN/m}^2$ ）

【 目 次 】

1.設計条件	1
2.土圧の計算	3
3.水平方向地盤反力係数	4
4.設計根入れ長さ	6
5.擁壁の天端変位	7
6.鋼管の最大曲げモーメント	8
7.土留鋼管の応力度計算	9
8.土留板の計算	10

1.設計条件

- 1.1 構造形式 フーチングレスパネル工法

1.2 鋼管形状・寸 ・ 鋼管 216.3mm および 柱状地盤改良体 600mm
肉厚 5.8mm
・ 鋼管内挿入H鋼（なし）

1.3 過載荷重 q= 10.000 (kN/m^2)

1.4 土圧 盛土部 試行くさび土圧とする
 = 19 (kN/m^3)
 = 30 ()
 c= 0 (kN/m^2)

1.5 許容応力度
a) 土留め板
 (1) コンクリート 設計基準強度 ck= 30 (N/mm^2)
 (2) 鉄筋 引張応力度 sk= 1.8E+02 (N/mm^2)

b) 鋼管 (曲げモーメントに関しては鋼管およびH鋼が抵抗するものとする)
 引張応力度 sk= 1.4E+05 (kN/m^2)

1.6 基礎の安定
鋼管の根入れ長 L = 3.0 以上
擁壁天端変位置 (鋼管が抵抗するものとする)
 a < 5.0cm

1.7 柱状改良体
a) セメント系固化材による攪拌工法
b) 設計基準強度 (一軸圧縮強度) (F_c 1500 kN/m^2)
 $F_c = 800$ (kN/m^2)
c) 弾性係数 E = 180 F_c

1.8 形状寸法
a) 壁高 H= 0.75 (m)
b) パネル幅 B= 2.00 (m)

1.9 引用文献
道路土工 擁壁工指針 (日本道路協会)
道路橋示方書・同解説 下部構造編 (日本道路協会)
改良地盤の設計及び品質管理基準 (日本建築センター)
ソイルセメントコラム工法設計・施工指針(案) (住宅・都市整備公団 (現 都市基盤整備公団))

1.10 土質条件

土質調査を行い改良体周辺位置におけるN値をN=3と推定した。

2 土圧の計算

2.1 試行くさび土圧の計算

主働土圧 (土とコンクリート)

1) 土圧係数

常時

:内部摩擦角

:壁背面と土との間の摩擦角(= 2/3)

:地表面と水平面とのなす角

:壁背面と鉛直角とのなす角

(度)	(rad)
30	0.5236
20	0.3491
0	0
0	0

$$K_a = \frac{\cos^2(\delta - \alpha)}{\cos^2 \beta} \cdot \cos(\alpha + \beta) \cdot \{1 + (\sin(\alpha + \beta) \cdot \sin(\delta - \alpha)) / \cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)\}^2$$

$$= 0.297$$

2.2 土圧の計算

単位体積重量

$$= 19.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧係数

$$K_a = 0.297$$

換算土圧高さ

$$q / \gamma = 0.526 \text{ (m)}$$

h = 壁高 + 換算土圧高さ

$$= 0.75 + 0.526$$

$$= 1.276 \text{ (m)}$$

$$P_a = 1/2 K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

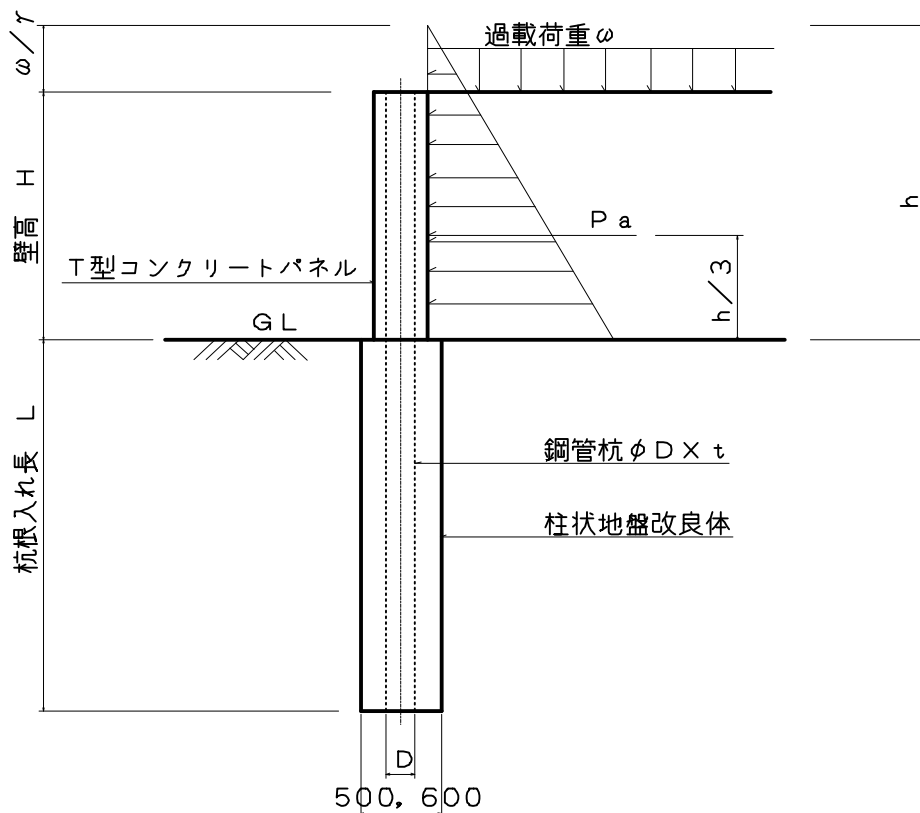
$$= 1/2 \times 0.297 \times 19.0 \times 1.3^2$$

$$= 4.601 \text{ (kN/m)}$$

作用幅2.0mあたり(パネル幅あたり)

$$P = P_a \times B$$

$$= 9.202 \text{ (kN)}$$



3 水平方向地盤反力係数

3.1 柱状地盤改良体

1) 水平方向地盤反力係数

$$kh = kh_0 (BH/0.30)^{(-3/4)}$$

ここに、

kh_0 : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数

$$kh_0 = 1/0.30 \quad E_0$$

BH: 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(cm)

: 基礎の特性値

$$= (kh \cdot D / (4EI))^{(1/4)}$$

E: 弾性係数 $180Fc$ (kN/m²)

$$E = 180 \times 800 = 144,000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

I: 断面二次モーメント(m⁴)

$$I = \pi / 64 D^4 = 6.362 \times 10^{-3} \quad (\text{m}^4)$$

$$\text{改良体径} = 0.6 \quad (\text{m})$$

$$E_0 = 2800 \text{ N} = 8400 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$kh_0 = 28000 \quad (\text{kN/m}^3)$$

2) 特性値

$$= \sqrt[4]{kh \cdot D / (4EI)}$$

$$= \sqrt[4]{14,947 \times 0.6 / (4 \times 144,000 \times 0.00636)}^{(1/4)}$$

$$= 0.01251 \quad (\text{cm}^{-1})$$

$$1/ = 79.95 \quad (\text{cm})$$

$$= 0.80 \quad (\text{m})$$

3) 必需根入長

$$3.0/ = 239.85 \quad (\text{cm})$$

$$= 2.40 \quad (\text{m})$$

よって、根入れ長を240(cm)以上とし、半無限長の杭として計算する。

$$BH = (B/)$$

$$= (0.6/0.01251)^{(1/2)}$$

$$= 0.6926 \quad (\text{m})$$

$$kh = kh_0 (BH/0.30)^{(-3/4)}$$

$$= 28,000.00 \times (0.693/0.30)^{(-3/4)}$$

$$= 14,947 \quad (\text{kN/m}^3)$$

3.2 鋼管

1) 水平方向地盤反力係数

$$kh = kh_0(BH/0.30)^{(-3/4)}$$

ここに、

kh_0 : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数

$$kh_0 = 1/0.30 \quad E_0$$

BH: 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(cm)

: 基礎の特性値

$$= (kh \cdot D / (4EI))^{(1/4)}$$

E: 弾性係数 (kN/m²)

$$E = 2.00E+08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

I: 断面二次モーメント(m⁴)

$$I_1 = \pi / 64 (D^4 - d^4) = 2.1261E-05 \quad (\text{m}^4) \quad (\text{鋼管})$$

$$\text{鋼管径} = 216.3 \quad (\text{mm}) = 0.216 \quad (\text{m})$$

$$\text{肉厚} = 5.8 \quad (\text{mm}) = 0.0058 \quad (\text{m})$$

$$I_2 = 0.00E+00 \quad (\text{m}^4) \quad (\text{H鋼})$$

$$\text{合成断面 } I = I_1 + I_2 = 0.0000213 + 0.0000000$$

$$= 2.13E-05 \quad (\text{m}^4)$$

$$E_0 = 2800N = 84000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(Nは軟岩級として30とする)

$$kh_0 = 2800 \quad (\text{kN/m}^3)$$

2) 特性値

$$= \sqrt[4]{kh \cdot D / (4EI)}$$

$$= \sqrt[4]{(222,107 \times 0.216 / (4 \times 2.00e+08 \times 0.0000213))^{(1/4)}}$$

$$= 0.01296$$

$$1/ = 77.14 \quad (\text{cm})$$

$$= 0.77 \quad (\text{m})$$

3) 必用根入長

$$3.0/ = 231.41 \quad (\text{cm})$$

$$= 2.31 \quad (\text{m})$$

よって、根入れ長を231(cm)以上とし、半無限長の杭として計算する。

$$BH = (B/)$$

$$= (0.22/0.01296)^{(1/2)}$$

$$= 40.847 \quad (\text{cm})$$

$$kh = kh_0(BH/0.30)^{(-3/4)}$$

$$= 2,800 \times (40.847/0.30)^{(-3/4)}$$

$$= 222,107 \quad (\text{kN/m}^3)$$

4 設計根入れ長

根入れ長は、柱状地盤改良体と鋼管の長い値を設計根入れ長さとする。

1) 柱状地盤改良体

$$3.0 / \quad = 239.85 \text{ (cm)} = 2.40 \text{ (m)}$$

2) 鋼管

$$3.0 / \quad = 231.41 \text{ (cm)} = 2.31 \text{ (m)}$$

よって、

$$2.40 > 2.31 \quad 2.40 \text{ の方が大きい。}$$

以上の値より、安全を考慮して、設計根入れ長はL= 3.000 (m)とする。

5 変位量の算定

5.1 擁壁の天端変位

鋼管の変位量として計算する

$$\begin{aligned} H &= 0.750 \quad (\text{m}) \\ h_0 &= 0.750/3 \\ &= 0.250 \quad (\text{m}) \\ &= 1.29640 \quad (\text{m}^{-1}) \\ EI &= 2.00\text{e}+08 \times 0.0000213 \\ &= 4.25\text{E}+03 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

地表面変位量 $_1$

$$\begin{aligned} _1 &= (1 + h_0)/(2EI)^3 \cdot P \\ &= (1 + 1.29640 \times 25.0)/(2 \times 4.25\text{e}+03 \times 1.29640^3) \times 9202.3 \\ &= 0.001 \quad (\text{m}) \\ &= 0.066 \quad (\text{cm}) \end{aligned}$$

パネル中の鋼管の片持ち梁としてのたわみ量 $_2$

$$\begin{aligned} _2 &= P \cdot h_0^2(3H - h_0)/6EI \\ &= 9 \times 0.25^2(3 \times 0.8 - 0.25)/6/4.25\text{e}+03 \\ &= 0.0000 \quad (\text{m}) \\ &= 0.005 \quad (\text{cm}) \end{aligned}$$

鋼管の天端斜角

$$\begin{aligned} &= (1 + h_0)^2/(2EI)^2 \cdot P \\ &= (1 + 1.29640 \times 0.3)^2/(2 \times 4.25\text{e}+03 \times 1.29640^2) \times 9.2 \\ &= 0.00113 \quad (\text{rad}) \end{aligned}$$

天端傾斜角 による鋼管のたわみ量 $_3$

$$\begin{aligned} _3 &= H \cdot \tan \\ &= 75.000 \times \tan(0.00113) \\ &= 0.0008 \quad (\text{m}) \\ &= 0.085 \quad (\text{cm}) \end{aligned}$$

よって、鋼管天端変位 は $= _1 + _2 + _3$ なので

$$\begin{aligned} &= _1 + _2 + _3 \\ &= 0.066 + 0.005 + 0.085 \\ &= 0.155 < 5.0(\text{cm}) = a \end{aligned}$$

5.2 改良体の変位と評価

なお、杭の設計基準変位量は杭径の1%以内と規定されている(道路橋示方書 下部構造編)。

改良地盤中に鋼管を設置する他の工法においても、基準変位量は改良体外形の1%以内と規定されていることが多い。

本工法でも同様に、基準変位量を改良体外形の1%としたとき、改良体径D=60(cm)なので、 $D/100 = 0.60(\text{cm}) > _1 = 0.066 \quad (\text{cm})$ となり、基準値以下と算定される。

これより改良体は水平力に対し、変位量から見て安全であると評価できる。

6 changの理論による土留鋼管の地中部での最大曲げモーメント

地中部 l_m 点の曲げモーメント

$$M_{\max} = -H/2 \{(1+2h_0)^2 + 1\}^{(1/2)} \exp(-l_m)$$

最大曲げモーメントが生じる位置

$$l_m = 1 / \tan^{-1}\{1/(1+2h_0)\}$$

鋼管頭突出

6.1 改良体

$$\begin{aligned} &= 0.01251 \quad (\text{cm}^{-1}) \\ &= 1.251 \quad (\text{m}^{-1}) \\ l_m &= 1 / \tan^{-1}\{1/(1+2h_0)\} \\ &= 1 / 1.251 \times \tan^{-1}\{1/(1+2 \times 1.251 \times 0.250)\} \\ &= 0.441 \quad (\text{m}) \\ M_{\max} &= -H/2 \{(1+2h_0)^2 + 1\}^{(1/2)} \exp(-l_m) \\ &= -9.202 / (2 \times 1.251) \times \{(1+2 \times 1.251 \times 0.250)^2 + 1\}^{(1/2)} \times \exp(-1.251 \times 0.441) \\ &= -4.044 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

6.2 鋼管

$$\begin{aligned} &= 0.01296 \quad (\text{cm}^{-1}) \\ &= 1.296 \quad (\text{m}^{-1}) \\ l_m &= 0.421 \quad (\text{m}) \\ M_{\max} &= -3.966 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

7 鋼管の応力度計算

地中部に働く曲げモーメントは鋼管が受け持つものとする。

鋼管形状

$$\begin{aligned} &= 216.3 \quad (\text{mm}) \\ t &= 5.8 \quad (\text{mm}) \end{aligned}$$

断面長

鋼管	肉厚 t(mm)	断面係数 Z
=216.30(mm)	4.5	155
	5.8	197
	8.2	269
=190.70(mm)	5.3	139
=165.20(mm)	4.5	88.9
	5.0	97.8
	7.1	134
	9.3	168
	11.0	193

挿入H鋼の断面係数

$$Z = 0$$

$$M = -4.044 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Z = 197 + 0 = 197$$

$$= 20571.6 < 140000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

8 土留板の計算

8.1 土圧

土圧は $H = 3.00$ (m) 試行くさび土圧の土圧を考える。
 $PH = K a (H + q /) = 19.900$ (kN/m)

8.2 断面力

a) 断面力としては土圧力が片持板としての土留板に作用するものとする。
 曲げモーメント

$$M = l^2 / 2$$

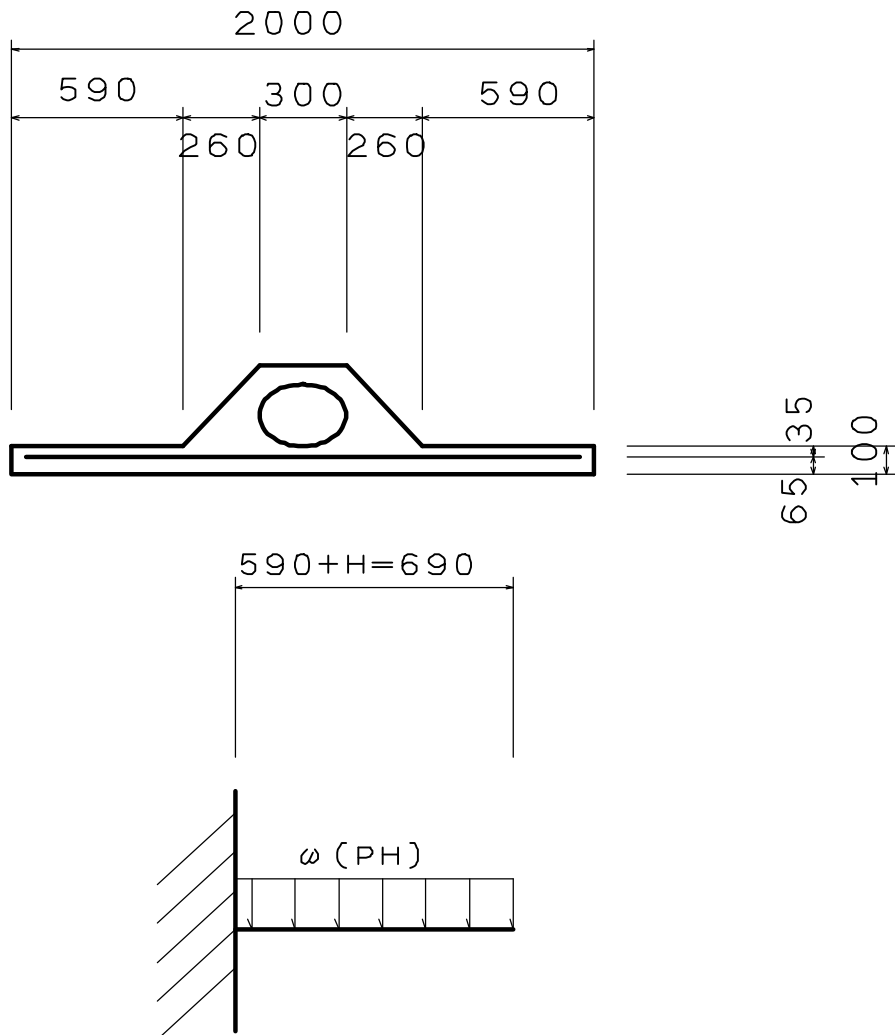
ここで、 $l = 0.69$ (m)

$$M = l^2 / 2 = 4.737 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$= 4737.195 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

b) 剪断力

$$S = l = 13.731 \text{ (kN)}$$



8.3 応力度計算結果

矩形断面	記号	単位	土留板
断面幅	B	cm	1.000
断面高	H	cm	0.100
鉄筋量	As	cm ²	10.13600
曲げモーメント	M	N・mm	4737.195
軸力	N	N	0
剪断力	S	N	13.731
コンクリート許容応力	ca	N/mm ²	10
鉄筋許容応力	sa	N/mm ²	180
許容剪断力	a	N/mm ²	0.45
コンクリート応力	c	N/mm ²	5.48
鉄筋応力	s	N/mm ²	85.94
剪断応力		N/mm ²	0.20

鉄筋配置表

段数	有効高さ d(m)	鉄筋径 D	本数 n(本)	鉄筋量 As(cm ²)
1	0.065	13	8	10.136
As				10.136

以上のように、壁高をH=3.0(m)と仮定したときでも、パネルは耐えることができる。

地盤の支持力の検討

パネルの重量は柱状地盤改良体により地盤に伝播され地盤は柱状地盤改良体周面の周面摩擦力のみで支持するものとする。
柱状地盤改良体の重量は無視できるものとする。
柱状地盤改良体の支持力(周面摩擦力)は下式により求められる。

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot (U \cdot L \cdot f)$$

ここで

Ra: 長期許容支持力(kN)

: 極限支持力推定法による安全率の補正係数

ここでは = 1.0

n: 安全率 ここではn= 4.0 (摩擦杭と考える)

U: 柱状地盤改良体の周長(m) ここではU= 1.88 (m)

L: 周面摩擦力を考慮する層厚(m)

ここでは全長を考慮して U= 3.0 (m)

f: 周面摩擦力を考慮する層の最大摩擦力度(kN/m²)

場所打ち杭の推定式の値であるf= 10.0 N式を用いる

ここでは f= 30.0 (kN/m²)

よって、

$$\begin{aligned} Ra &= \frac{1}{n} \cdot (U \cdot L \cdot f) \\ &= 1.0 / 4.0 \times 1.885 \times 3.0 \times 30.00 \\ &= 42.41 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

なお、柱状地盤改良体 1 本あたりにかかるパネルの重量は

$$W = H \times (\text{パネルの単位高さ重量})$$

$$= 0.75 \times 7.436$$

$$= 5.58 \quad (\text{kN})$$

以上のように、柱状地盤改良体の支持力はパネル重量より
よって、パネル重量を柱状地盤改良体は支持することが

大きい。
できる。