

6章 設計計算例

6.1 新設橋脚基礎の基礎杭

6.1.1 概要

図-6.1.1 に示すような新設の橋梁基礎に STMP タイプⅡ を適用させるものとする。施工条件として用地境界等が近接する狭隘場所と仮定し、また、基礎杭には比較的大きな支持力が必要となるため、基礎杭工法として STMP タイプⅡ を選定するものとした。

設計は、「日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編」Ⅲ に準じて行うものとする。なお、ここではフーチングや橋脚躯体の設計については省略することとする。

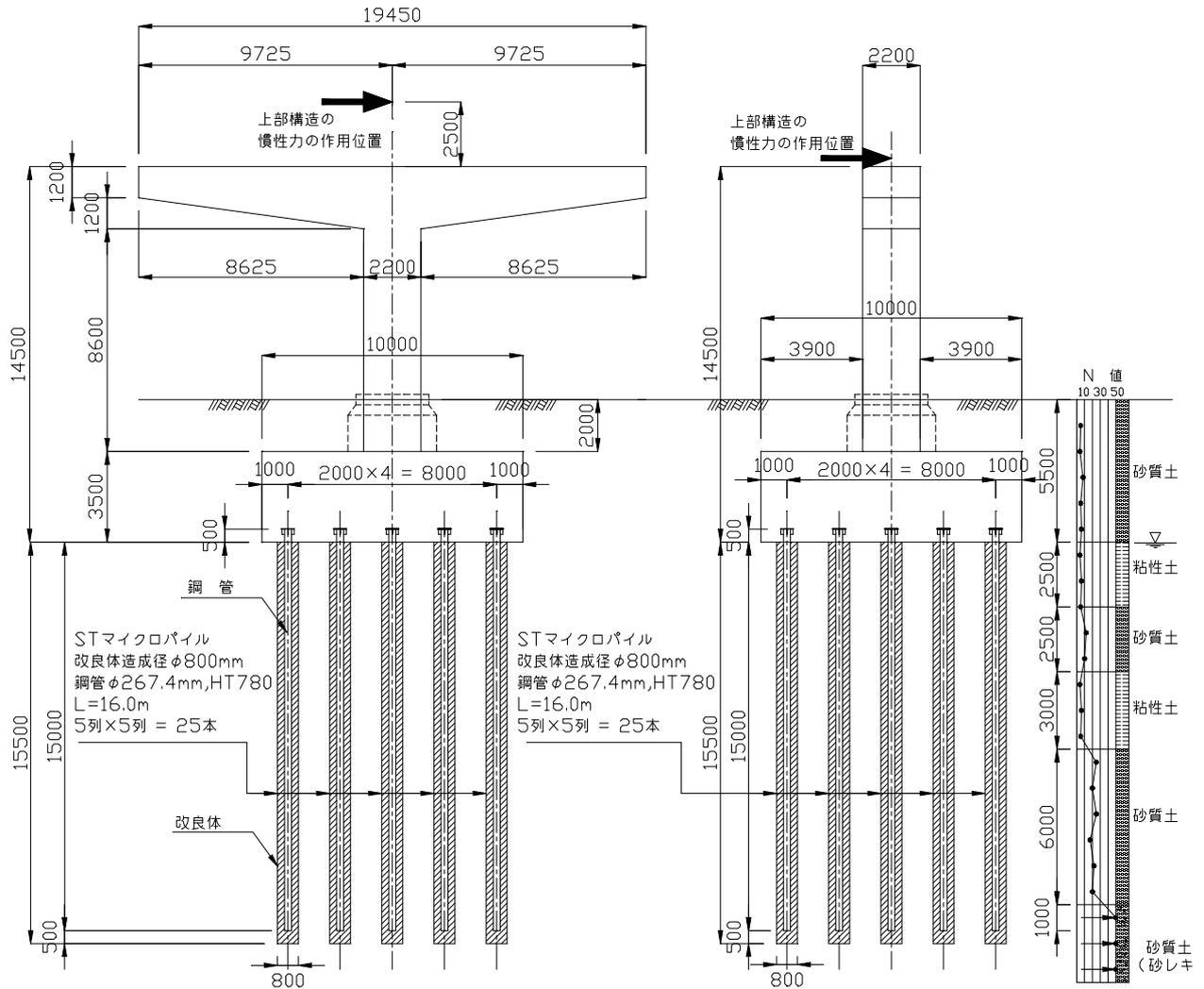


図-6.1.1 橋脚基礎（STMP タイプⅡによる杭基礎形式）構造一般図

表-6.1.1 地盤条件

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 C (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 (kN/m ²)	
						γ_s	γ_s'
第1層	粘性土	2.5	5	30	0	17	8
第2層	砂質土	2.5	10	0	27	17	8
第3層	粘性土	3.0	5	30	0	17	8
第4層	砂質土	6.0	20	0	30	19	10
第5層	砂質土	1.0	50	0	40	18	10

6.1.2 設計条件

(1) 下部構造

橋脚形式：鋼製 T 型橋脚

基礎形式：STMP タイプ II による杭基礎形式

重要度の区分：B 種の橋

地域区分：A 地域

耐震設計上の地盤種別：II 種地盤

(2) 地盤条件

図-6.1.1、表-6.1.1 に示す。橋に影響を与える液状化は生じない。

(3) 杭基礎諸元

表-6.1.2 に STMP タイプ II による杭基礎の諸元を示す。

表-6.1.2 杭諸元一覧

基礎杭工法	ST マイクロパイル工法 タイプ II	
杭 長	L=16.0m (鋼管長 15.5m)	
杭 本 数	25 本	
改良体	改良体造成径	改良体造成径 $D_c = 800\text{mm}$
	改良体強度	砂質土 $q_u = 4\text{N/mm}^2$, 粘性土 $q_u = 2\text{N/mm}^2$, 支持層 (砂礫) $q_u = 10\text{N/mm}^2$
鋼 管	鋼管諸元 ※	機械構造用高張力鋼管 HT780, 鋼管径 $D_s = 267.4\text{mm}$, 肉厚 $t = 12.0\text{mm}$
	節 加 工	ビード溶接による節突起加工 節加工間隔 $p = 200\text{mm}$, 節高さ $h = 2.5\text{mm}$
	鋼管設計定数 (腐食しろ 1mm 考慮)	弾性係数 $E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 断面積 $A = 8.791 \times 10^{-3} \text{m}^2$, 断面係数 $Z = 5.369 \times 10^{-4} \text{m}^3$, 断面 2 次モーメント $I = 7.125 \times 10^{-5} \text{m}^4$, 曲げ剛性 $EI = 14,251 \text{kN} \cdot \text{m}^2$
グラウト	グラウト強度	設計基準強度 30N/mm^2
	削 孔 径	グラウト体の外径 $D_g = 294\text{mm}$
杭頭結合方法	支圧板方式による杭頭固定結合	

6.1.3 常時・レベル 1 地震時の設計

(1) 基本条件

1) 設計外力

表-6.1.3 にフーチング底面における設計外力を示す。

表-6.1.3 フーチング底面における設計外力

		鉛直荷重 V_o (kN)	水平荷重 H_o (kN)	モーメント M_o (kN・m)
常 時		28,321	0	0
レベル 1 地震時 (震度法)	橋軸方向 ($k_h = 0.25$)	24,821	5,116	43,436
	橋軸直角方向 ($k_h = 0.23$)	24,821	4,734	45,859

2) 許容応力度

表-6.1.4 に許容応力度の一覧を示す。

表-6.1.4 各許容応力度

大 別	応力度の種類	単位	許容応力度		備 考
			常時	地震時 (震度法)	
フーチング コンクリート ($\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$)	許容支圧応力度 σ_{ca}	N/mm ²	12	18	$0.5\sigma_{ck}$
	許容押抜きせん断応力度 τ_a	N/mm ²	0.9		地震時の割増なし
鋼 管 (機械構造用 高張力鋼管 HT780)	許容引張応力度	N/mm ²	355	530	表-2.6.1
	許容圧縮応力度	N/mm ²	355	530	
	許容せん断応力度	N/mm ²	200	300	

(2) 許容支持力の算定

1) 極限押込み支持力の推定

①極限押込み支持力 R_u の推定

地盤から決まる単杭の極限押込み支持力は、式 (6.1.1) によって推定する。

$$R_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} + q_d \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (6.1.1)$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力 (kN)

U_c : 改良体の周長 (m) = $D_c \times \pi$ (D_c : 改良体造成径 (m)) = $0.8 \times \pi = 2.513\text{m}$

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

ただし、杭頭から $1/\beta$ 範囲は周面摩擦抵抗を無視することとし、第1層目の層厚 L_1 は $2.5\text{m} - 1.6\text{m} = 0.9\text{m}$ とする(常時の $1/\beta = 1.528\text{m}$ 、地震時の $1/\beta = 1.285\text{m}$ より、周面摩擦抵抗を無視する範囲を簡便に 1.6m と統一した)。

τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

ここに、 砂質土 $\tau_{ci} = 5N$ (≤ 200)

粘性土 $\tau_{ci} = C$ または $10N$ (≤ 150)

q_d : 改良体先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

ここに、支持層が砂礫地盤であるため $q_d = 2,500 \text{ kN/m}^2$ とする。

A_c : 改良体先端面積 (m²) = $\pi D_c^2 / 4 = 0.8^2 \times \pi / 4 = 0.503\text{m}^2$

D_c : 改良体造成径 (m) = 0.8m

表-6.1.5 に周面摩擦力の推定表を示す。

表-6.1.5 周面摩擦力の推定表

	土質	層厚 L_i (m)	平均 N 値 \bar{N}	周面摩擦力度 τ_{gi} (kN/m ²)	$l_i \tau_{gi}$ (kN/m)	U_c (m)	$U_c l_i \tau_{gi}$ (kN)
1 層目	粘性土	0.9	5	50	45	2.513	113
2 層目	砂質土	2.5	10	50	125	2.513	314
3 層目	粘性土	3.0	5	50	150	2.513	377
4 層目	砂質土	6.0	20	100	600	2.513	1,508
5 層目	砂質土	1.0	50	200	200	2.513	503
	計	13.4					2,815

したがって、杭の極限押し込み支持力 R_u は、以下のように推定される。

$$R_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} + q_d \cdot A_c = 2,815 + 2,500 \times 0.503 = 4072 \text{ kN}$$

②極限押し込み支持力に対する杭各部の耐力照査

a. 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

$$R_{FU} = \sum \tau_{fi} \times L_i \times U_s \quad \dots\dots\dots (6.1.2)$$

ここに、

R_{FU} : 節突起付き鋼管の付着耐力 (kN)

τ_{fi} : 各層の鋼管の最大付着応力度 (kN/m²)

$$\tau_{fi} = \left(274.94 \frac{h}{p} + 9.0683 \right) \times \sqrt{q_u} \quad \dots\dots\dots \text{表 (解 3.3.4) 参照}$$

h : 節加工 (ビード溶接) 高さ (m) = 0.0025m

p : 節加工間隔 (m) = 0.2m

q_{ui} : 各層の改良体の設計基準強度 (kN/m²)

L_i : 各層の層厚 (m)

U_s : 鋼管の周長 (m) = $D_s \times \pi = 0.2674 \times \pi = 0.840 \text{ m}$

D_s : 鋼管径 (m) = 0.2674m

表-6.1.6 に節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} の計算結果を示す。

表-6.1.6 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体設計基 準強度 q_{ui} (kN/m ²)	鋼管の最大付 着応力度 τ_{fi} (kN/m ²)	鋼管の周長 U_s (m)	$\tau_{fi} L_i U_s$ (kN)
1層目	粘性土	0.9	2,000	559	0.840	423
2層目	砂質土	2.5	4,000	791	0.840	1,661
3層目	粘性土	3.0	2,000	559	0.840	1,409
4層目	砂質土	6.0	4,000	791	0.840	3,987
5層目	砂質土	1.0	10,000	1,251	0.840	1,051
	計	13.4				8,530

したがって、節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} は、8,530kN と推定される。

b. グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

$$R_{GU} = \sum \tau_{gi} \times L_i \times U_g \quad \dots\dots\dots (6.13.)$$

ここに、

R_{GU} : グラウトと改良体間のせん断耐力 (kN)

τ_{gi} : 各層の改良体の最大せん断強度 (kN/m²)

$$\tau_{gi} = 1/8 \times q_{ui} \quad \dots\dots\dots (6.14.)$$

q_{ui} : 各層の改良体の設計基準強度 (kN/m²)

L_i : 各層の層長 (m)

U_g : グラウトの周長 (m) = $D_g \times \pi = 0.294 \times \pi = 0.924m$

D_g : グラウト体外径 (改良体削孔径) (m) = 0.294m

表-6.1.7 にグラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} の計算結果を示す。

表-6.1.7 グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体設計基 準強度 q_{ui} (kN/m ²)	改良体の最大 せん断強度 τ_{gi} (kN/m ²)	グラウトの 周長 U_g (m)	$\tau_{gi} L_i U_g$ (kN)
1層目	粘性土	0.9	2,000	250	0.924	208
2層目	砂質土	2.5	4,000	500	0.924	1,155
3層目	粘性土	3.0	2,000	250	0.924	693
4層目	砂質土	6.0	4,000	500	0.924	2,771
5層目	砂質土	1.0	10,000	1,250	0.924	1,155
	計	13.4				5,982

したがって、グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} は、6,205kN と推定される。

c. 極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査

極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果を表-6.1.8 に示す。杭各部の耐力は極限押し込み支持力を上回る結果となっている。

表-6.1.8 極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果

項 目	単 位	値	適 用
地盤から決まる極限押し込み支持力 R_u	kN	4,072	
節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}	kN	8,530	$R_{FU} > R_u$
グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}	kN	5,982	$R_{GU} > R_u$

2) 極限引き抜き支持力の推定

地盤から決まる単杭の極限引き抜き支持力は、式 (6.1.5) によって推定する。

$$P_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} \dots\dots\dots (6.1.5)$$

P_u : 地盤から決まる杭の極限引き抜き支持力 (kN)

U_c : 改良体の周長 (m) = $0.8 \times \pi = 2.513\text{m}$

D_c : 改良体造成径 (m) = 0.8m

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

地盤から決まる極限引き抜き支持力は、周面摩擦抵抗の合計であり、表-6.1.5 より 2,815kN と推定される。

3) 許容支持力の算定

①許容押し込み支持力 R_a の算定

許容押し込み支持力は、式 (6.1.6) によって算定する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad \dots\dots\dots (6.1.6)$$

ここに、

- R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 3, レベル1地震時 : 2)
- γ : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 (支持力推定式による場合 1.0)
- R_u : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 (kN) = 4,072kN

許容押し込み支持力 R_a を表-6.1.9 に示す。

表-6.1.9 許容押し込み支持力 R_a

	極限支持力 R_u (kN)	安全率 n	補正係数 γ	許容押し込み支持力 R_a (kN)
常時	4,072	3	1.0	1,357
レベル1地震時 (震度法)		2		2,036

②許容引き抜き支持力 P_a の算定

許容引き抜き支持力は、式 (6.1.7) によって算定する。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \dots\dots\dots (6.1.7)$$

ここに、

- P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引き抜き力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 6, レベル1地震時 : 3)
- P_u : 地盤から決まる杭の極限引き抜き支持力 (kN) = 2,815kN
- W : 杭の有効重量 (kN) = 88kN

許容引き抜き支持力 P_a を表-6.1.10 に示す。

表-6.1.10 許容引き抜き支持力 P_a

	極限支持力 P_u (kN)	杭の有効重量 W (kN)	安全率 n	許容引き抜き支持力 P_a (kN)
常時	2,815	88	6	557
レベル1地震時 (震度法)		88	3	1,026

(3) 水平方向地盤反力係数 k_H の算定

水平方向地盤反力係数は以下のように算出する。

$$k_H = k_{Ho} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (6.1.8)$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

$$k_{Ho} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad (kN/m^3)$$

E_o : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m^2)で、ここでは、N 値から推定する。

$$E_o = 2,800N = 2,800 \times 5 = 14,000 \text{ kN/m}^2 \quad (1/\beta \text{ 範囲の平均 N 値 } 5)$$

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、N 値から変形係数 E_o を推定するため、常時 1、地震時 2 とする。

B_H : 荷重作用方向に直交する杭の換算載荷幅(m)で、 $\sqrt{D' / \beta}$ とする。

D' : 拡径した改良体に期待する杭の水平地盤抵抗幅 (水平抵抗に関する計算上の杭径) (m)
 で、表-解 3.4.2 より $D' = 0.500m$ とする。

$1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ(m)

$$\beta : \text{杭の特性値 } \sqrt[4]{\frac{k_H D'}{4EI}} \quad (m^{-1})$$

EI : 鋼管の曲げ剛性で、 $15,037(kN \cdot m^2)$

数回の収束計算によって求めた水平方向地盤反力係数を表-6.1.11 に示す。

表-6.1.11 水平方向地盤反力係数

	E_o (kN/m^2)	α	D' (m)	EI ($kN \cdot m^2$)	B_H (m)	β (m^{-1})	$1/\beta$ (m)	k_H (kN/m^3)
常時	14,000	1	0.500	14,251	0.874	0.655	1.528	20,927
地震時	14,000	2	0.500	14,251	0.874	0.778	1.285	41,855

(4) 杭のバネ定数

1) 軸方向バネ定数 K_v の推定

軸方向バネ定数は、式 (6.1.9) によって推定する。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L} \dots\dots\dots (6.1.9)$$

ここに、

- K_v : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)
- A_p : 鋼管の有効断面積 8.791×10^{-3} (m²)
- E_p : 鋼管のヤング係数 2.0×10^8 (kN/m²)
- L : 鋼管の根入れ長 15.0 (m)
- a : 以下により算出する (式 (解 3.5.2))。

$$a = 0.0165(L/D) + 0.0704 = 0.0165 \times 56.1 + 0.0704 = 0.996$$

L : 鋼管の根入れ長 15.0 (m), D : 鋼管径 0.2674 (m)

したがって、 $K_v = 0.996 \times \frac{8.791 \times 10^{-3} \times 2.0 \times 10^8}{15.0} = 116,748$ (kN/m) となる。

2) 軸直角方向バネ定数の算定

杭の軸直角方向バネ定数 $K_1 \sim K_4$ は、表-6.1.12 のように算出した。なお、ここでは常時には水平・モーメント荷重が作用しないため、レベル1地震時 (震度法) のバネ定数のみを算出している。

表-6.1.12 軸直角方向バネ定数 (レベル1地震時)

軸直角方向バネ		算出式	EI (kN・m ²)	β (m ⁻¹)	バネ値
区分	単位				
K_1	KN/m	$4EI \beta^3$	14,251	0.778	26,885
K_2	kN/rad	$2EI \beta^2$	14,251	0.778	17,269
K_3	kN・m/m	$2EI \beta^2$	14,251	0.778	17,269
K_4	kN・m/rad	$2EI \beta$	14,251	0.778	22,186

(5) 杭頭反力および変位の計算

杭頭反力および変位は、変位法によって計算する。変位法による計算は、図-6.1.2 に示すようにフーチング下面の中心を原点0とし、外力 H_o, V_o, M_o を作用させたときの底版の変位 $\delta_x, \delta_y, \alpha$ を求める。

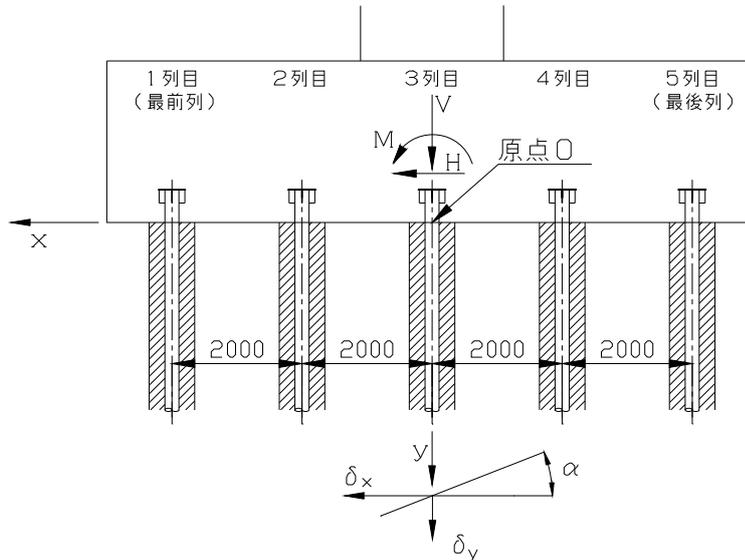


図-6.1.2 変位法による計算座標

このとき、原点の変位は、次の三元連立方程式を解いて求められる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx}\delta_x + A_{xy}\delta_y + A_{x\alpha}\alpha &= H_o \\ A_{yx}\delta_x + A_{yy}\delta_y + A_{y\alpha}\alpha &= V_o \\ A_{\alpha x}\delta_x + A_{\alpha y}\delta_y + A_{\alpha\alpha}\alpha &= M_o \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1.10)$$

フーチングの底面が水平なため、各係数は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} &= \sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_V \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} &= A_{yx} = \sum (K_V - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i \\ A_{x\alpha} &= A_{\alpha x} = \sum \{ (K_V - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \} \\ A_{yy} &= \sum (K_V \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) \\ A_{y\alpha} &= A_{\alpha y} = \sum \{ (K_V \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \} \\ A_{\alpha\alpha} &= \sum \{ (K_V \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1.11)$$

ここに、

- H_o : フーチングの底面より上に作用する水平荷重 (kN)
- V_o : フーチングの底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)
- M_o : 原点0まわりの外力のモーメント (kN.m)
- δ_x : 原点0の水平変位 (m)
- δ_y : 原点0の鉛直変位 (m)
- α : フーチングの回転角 (rad)
- x_i : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- θ_i : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

以上の計算の結果、求められたフーチングの原点における変位 ($\delta_x, \delta_y, \alpha$) により、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni} 、杭軸直角方向力 P_{Hi} 、およびモーメント M_{ii} は次式で求まる。

$$\left. \begin{aligned} P_{Ni} &= K_V \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \delta_{xi}' - K_2 \alpha \\ M_{ii} &= -K_3 \delta_{xi}' + K_4 \alpha \\ \delta_{xi}' &= \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha x_i) \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha x_i) \cos \theta_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1.12)$$

ここに、

- δ_{xi}' : i 番目の杭の杭頭の軸直角方向変位 (m)
- δ_{yi}' : i 番目の杭の杭頭の軸方向変位 (m)
- K_V : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)
- K_1, K_2, K_3, K_4 : 杭の軸直角方向バネ定数
- x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)
- θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)
- P_{Ni} : i 番目の杭の杭軸方向力 (kN)
- P_{Hi} : i 番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
- M_{ii} : i 番目の杭の杭頭に作用する外力としてのモーメント (kN.m)

1) 各係数

表-6.1.13 に変位法に用いる各係数の計算結果を示す。

表-6.1.13 各係数の計算結果

	単位	レベル1 地震時 (橋軸方向、橋軸直角方向)
A_{xx}	kN/m	672,127
A_{xy}, A_{yx}	kN/m	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	kN/rad	-431,737
A_{yy}	kN/m	2,918,696
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	kN/rad	0
$A_{\alpha\alpha}$	kN・m/rad	23,904,216

2) 各杭頭反力および変位の計算結果

変位法によって算出した最前列、最後列の杭頭反力および変位の計算結果を表-6.1.14 に示す。

表-6.1.14 杭頭反力および変位の計算結果

着目点	変位、反力	単位	常 時	レベル1 地震時	
				橋軸方向	橋軸直角
0点 (底版中心) の変位	水平変位 δ_x	mm	—	8.88	8.37
	鉛直変位 δ_y	mm	9.70	8.50	8.50
	回転角 α	rad	—	0.001978	0.002070
1列目 (最前列)	鉛直反力 P_{Ni}	kN/本	1,133	1,916	1,959
	水平反力 P_{Hi}	kN/本	—	205	189
	モーメント M_{ti}	kN・m/本	—	-110	-99
	水平変位 δ_x	mm	—	8.88	8.37
	鉛直変位 δ_y	mm	9.70	16.41	16.78
5列目 (最後列)	鉛直反力 P_{Ni}	kN/本	1,133	69	26
	水平反力 P_{Hi}	kN/本	—	205	189
	モーメント M_{ti}	kN・m/本	—	-110	-99
	水平変位 δ_x	mm	—	8.88	8.37
	鉛直変位 δ_y	mm	9.70	0.59	0.23

(6) 杭基礎の安定照査

杭基礎の許容支持力および許容水平変位量の照査結果を表-6.1.15 に示す。各杭頭反力は許容支持力以下であり、水平変位も許容水平変位量 (15mm) を満足する結果が得られている。

表-6.1.15 杭基礎の安定照査結果

項 目	記号	単位	常 時	レベル1 地震時	
				橋軸方向	橋軸直角
軸方向押込み力	P_N	kN	1,133	1,916	1,959
軸方向許容押込み支持力	R_a	kN	1,357	2,036	2,036
判 定			$P_N < R_a$ O.K	$P_N < R_a$ O.K	$P_N < R_a$ O.K
軸方向引抜き力	P_N	kN	—	発生しない	発生しない
軸方向許容引抜き支持力	P_a	kN	—	1,026	1,026
判 定			—	$P_N < P_a$ O.K	$P_N < P_a$ O.K
設計地盤面での水平変位	δ_x	mm	—	8.9	8.4
許容水平変位量	δ_a	mm	—	15.0	15.0
判 定			—	$\delta_x < \delta_a$ O.K	$\delta_x < \delta_a$ O.K

(7) 杭体の設計

1) 杭各部の断面力の算定方法

軸直角方向力、杭頭モーメントによって発生する杭体各部の曲げモーメントおよびせん断力は、杭体を弾性床上のはりとして求める。

常時、レベル1地震時とも $\beta l > 3$ (常時 : 9.7, 地震時 : 11.5) のため、以下に示す半無限長の杭として杭各部の変位、曲げモーメント、せん断力を算出する。なお、杭体の設計用曲げモーメントは杭頭剛結合の場合と杭頭ヒンジ結合と考えた場合とを比較して大きい方を用いるものとする。

①杭頭剛結合の場合 (半無限長杭, 土中に埋込まれた杭 ($h=0$))

$$\begin{aligned} \text{杭各部の変位 } y \text{ (m)} \quad y &= \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta h_o) \cos \beta x - \beta h_o \sin \beta x] \\ \text{杭各部の曲げモーメント } M \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M &= -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h_o \cos \beta x + (1 + \beta h_o) \sin \beta x] \\ \text{杭各部のせん断力 } S \text{ (kN)} \quad S &= -He^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h_o) \sin \beta x] \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.1.13)$$

ここに、

- H : 杭軸直角方向力 (kN)
- M_t : 杭頭の外力としてのモーメント (kN・m)
- β : 杭の特性値 (m^{-1})
- x : 杭頭からの深度 (m)
- $h_o = M_t/h$ (m)

②杭頭ヒンジ結合の場合 (半無限長杭, 土中に埋込まれた杭 ($h=0$))

$$\begin{aligned} \text{杭各部の変位 } y \text{ (m)} \quad y &= \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x \\ \text{杭各部の曲げモーメント } M \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M &= -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ \text{杭各部のせん断力 } S \text{ (kN)} \quad S &= -He^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.1.14)$$

ここに、

- H : 杭軸直角方向力 (kN)
- M_t : 杭頭の外力としてのモーメント (kN・m)
- β : 杭の特性値 (m^{-1})
- x : 杭頭からの深度 (m)
- $h_o = M_t/h$ (m)

2) 杭各部の曲げモーメント・変位分布

①レベル1地震時（橋軸方向）

レベル1地震時（橋軸方向）における杭各部の曲げモーメント・変位分布を図-6.1.3に示す。

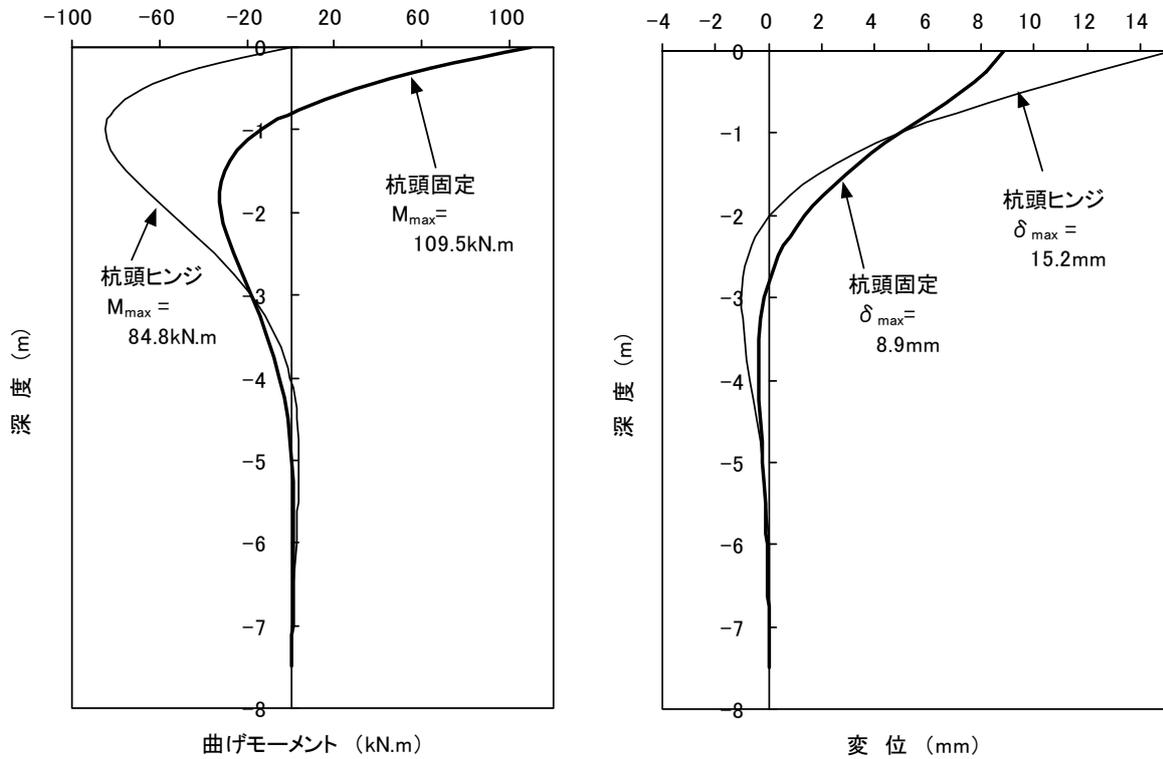


図-6.1.3 レベル1地震時（橋軸方向）のモーメントおよび変位分布

②レベル1地震時（橋軸直角方向）

レベル1地震時（橋軸直角方向）における杭各部の曲げモーメント・変位分布を図-6.1.4に示す。

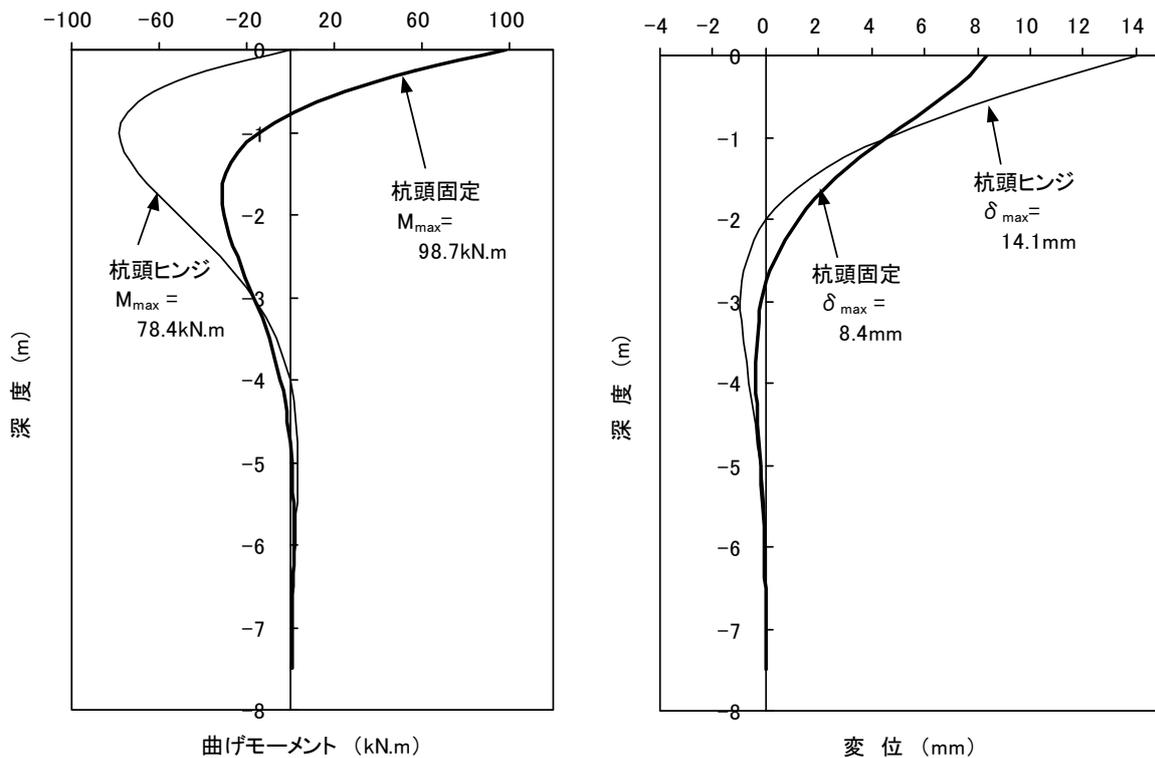


図-6.1.4 レベル1地震時（橋軸直角方向）のモーメントおよび変位分布

(8) 杭体（鋼管）の応力度照査

1) 応力度の照査方法

① 曲げ応力度の照査

杭体に作用する軸力および曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は式 (6.1.15) により算出し、鋼管の許容応力度内であることを照査する。

$$\sigma = \frac{P_N}{A} \pm \frac{M}{Z} \dots\dots\dots (6.1.15)$$

ここに、

- σ : 杭体に生じる曲げ応力度 (kN/m²)
- P_N : 杭の軸方向力 (kN)
- A : 鋼管の有効断面積 8.791×10⁻³ (m²)
- M : 曲げモーメント (kN・m) (杭頭ヒンジと比較して値の大きい杭頭固定の結果を用いる)
- Z : 鋼管の有効断面係数 5.369×10⁻⁴ (m³)

② せん断応力度の照査

せん断応力度の照査は、道路橋示方書IVを参照し照査するものとする。

2) 応力度の照査結果

曲げ応力度の照査結果を表-6.1.16 に、せん断応力度の照査結果を表-6.1.17 に示す。

表-6.1.16 鋼管の曲げ応力度の照査

	杭 列	軸力 P_N (kN)	モーメント M (kN・m)	照査側	発生応力度 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	判 定
レベル1 地震時 橋軸 方向	最前列 (1列目)	1,916	110	圧縮側	422	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	14	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
	最後列 (5列目)	69	110	圧縮側	212	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	-196	-530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
レベル1 地震時 橋軸 直角	最前列 (1列目)	1,959	99	圧縮側	407	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	39	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
	最後列 (5列目)	26	99	圧縮側	187	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	-181	-530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K

表-6.1.17 鋼管のせん断応力度の照査

	せん断力 S (kN)	有効断面積 A (m ²)	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_a (N/mm ²)	判 定
レベル1地震時(橋軸方向)	205	8.791×10 ⁻³	23	300	$\tau < \tau_a$ O.K
レベル1地震時(橋軸直角)	189	8.791×10 ⁻³	21	300	$\tau < \tau_a$ O.K

(9) 杭頭結合部の設計

杭頭結合部の概要を図-6.1.5 に示す。

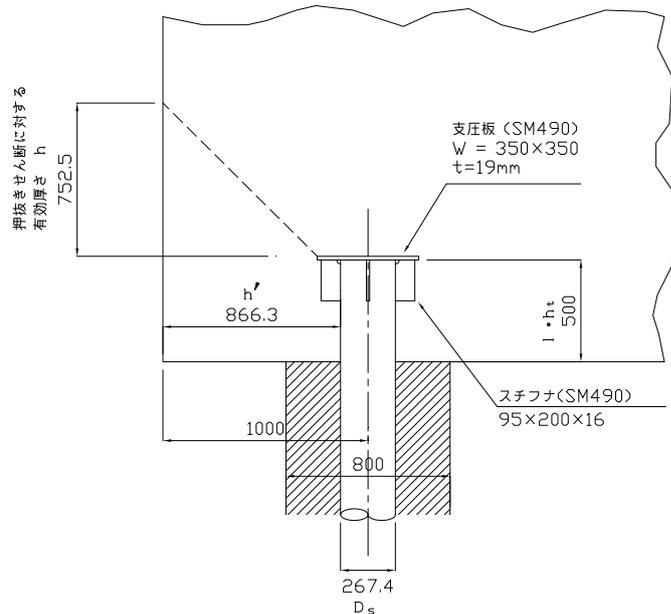


図-6.1.5 杭頭結合部の概要

1) 押込み力に対する照査

① フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{W^2} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.1.16)$$

ここに、

- σ_{cv} : 垂直支圧応力度 (kN/m^2)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m^2)
- P_c : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)

i) 常時

$$\sigma_{cv} = \frac{1,133}{0.35 \times 0.35} = 9249 kN/m^2 = 9.2 N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (12 N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時

$$\text{橋軸方向 } \sigma_{cv} = \frac{1916}{0.35 \times 0.35} = 15643 kN/m^2 = 15.6 N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18 N/mm^2)$$

$$\text{橋軸直角 } \sigma_{cv} = \frac{1959}{0.35 \times 0.35} = 15995 kN/m^2 = 16.0 N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18 N/mm^2)$$

② フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{4(W+h)h} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.1.17)$$

ここに、

- τ_v : 垂直方向の押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- P : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するコンクリートの有効厚さ (m)

i) 常時

$$\tau_v = \frac{1133}{4(0.35 + 0.753)0.753} = 341kN/m^2 = 0.34N/mm^2 \leq \tau_a (0.9N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時

橋軸方向 $\tau_v = \frac{1916}{4(0.35 + 0.753)0.753} = 577kN/m^2 = 0.58N/mm^2 \leq \tau_a (0.9N/mm^2)$

橋軸直角 $\tau_v = \frac{1959}{4(0.35 + 0.753)0.753} = 590kN/m^2 = 0.59N/mm^2 \leq \tau_a (0.9N/mm^2)$

2) 水平力および曲げモーメントに対する照査

①フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D_s l} + \frac{6M}{D_s l^2} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.1.18)$$

ここに、

- σ_{ch} : 水平支圧応力度 (kN/m^2)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m^2)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- M : 曲げモーメント ($kN.m$)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングコンクリートへの埋込み長 (m)

i) レベル1地震時 (橋軸方向)

$$\sigma_{ch} = \frac{205}{0.2674 \times 0.5} + \frac{6 \times 110}{0.2674 \times 0.5^2} = 11358kN/m^2 = 11.4N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時 (橋軸直角)

$$\sigma_{ch} = \frac{189}{0.2674 \times 0.5} + \frac{6 \times 99}{0.2674 \times 0.5^2} = 10271kN/m^2 = 10.3N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18N/mm^2)$$

②フーチングコンクリートの水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D_s + 2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.1.19)$$

ここに、

- τ_h : 水平方向の押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- h' : 水平方向の押抜きせん断に抵抗するコンクリートの有効厚さ (m)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングコンクリートへの埋込み長 (m)

i) レベル1地震時(橋軸方向)

$$\tau_h = \frac{205}{0.8663(2 \times 0.5 + 0.2674 + 2 \times 0.8663)} = 79kN/m^2 = 0.08N/mm^2 \leq \tau_a(0.9N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時(橋軸直角)

$$\tau_h = \frac{189}{0.8663(2 \times 0.5 + 0.2674 + 2 \times 0.8663)} = 73kN/m^2 = 0.07N/mm^2 \leq \tau_a(0.9N/mm^2)$$

3) 支圧板の設計

支圧板の単位幅あたりに生じる曲げモーメントを簡便に鋼管縁からの片持ち梁として算定し、支圧板の必要厚さを求める。支圧板に生じる単位幅当たりの最大曲げモーメントは次式により求める。

$$M_{max} = \frac{1}{2} \left(\frac{W - D_s}{2} \right)^2 p \dots\dots\dots (6.1.20)$$

ここに、

- M_{max} : 支圧板の最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)
- W : 支圧板の幅 0.35(m)
- D_s : 鋼管の外径 0.2674(m)
- p : 支圧板単位幅あたりに発生する分布荷重 (kN/m)

計算の結果、常時の M_{max} は 7.89kN.m、レベル1地震時は橋軸方向で 13.34kN.m、橋軸直角で 13.64kN.m となる。

次に、支圧板の必要厚さを次式により求める。

$$\text{支圧板必要厚さ } t = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_a}} \times 6 \dots\dots\dots (6.1.21)$$

ここに、

- σ_a : 支圧板 (SM490) の許容曲げ応力度
 常時 : 185000kN/m²、レベル1地震時 : 277500kN/m²

・ 常時の支圧板必要厚さ $t \quad \sqrt{\frac{7.89}{185000}} \times 6 \times 1000 = 16.0mm$

・ レベル1地震時（橋軸方向）の支圧板必要厚さ $t \quad \sqrt{\frac{13.34}{277500}} \times 6 \times 1000 = 17.0mm$

・ レベル1地震時（橋軸直角）の支圧板必要厚さ $t \quad \sqrt{\frac{13.64}{277500}} \times 6 \times 1000 = 17.2mm$

したがって、支圧板の厚さは **19mm** とする。

(10) 鋼管加工例

図-6.1.6 に鋼管加工例、杭頭詳細図を示す。

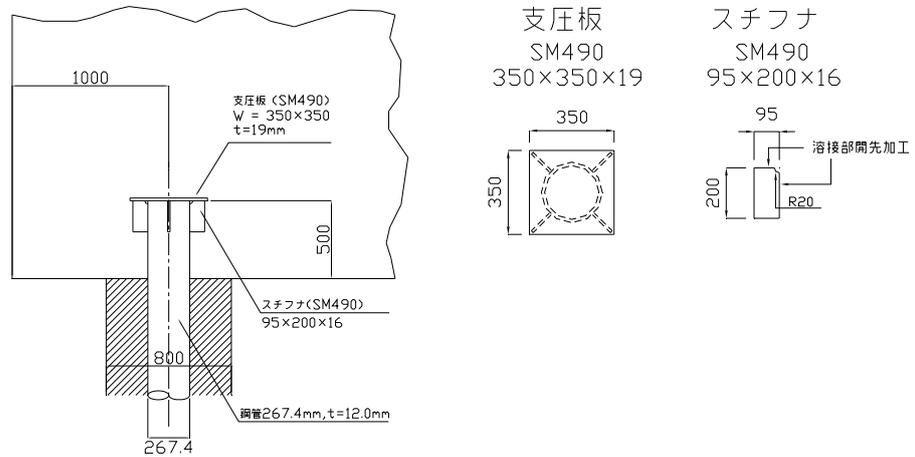
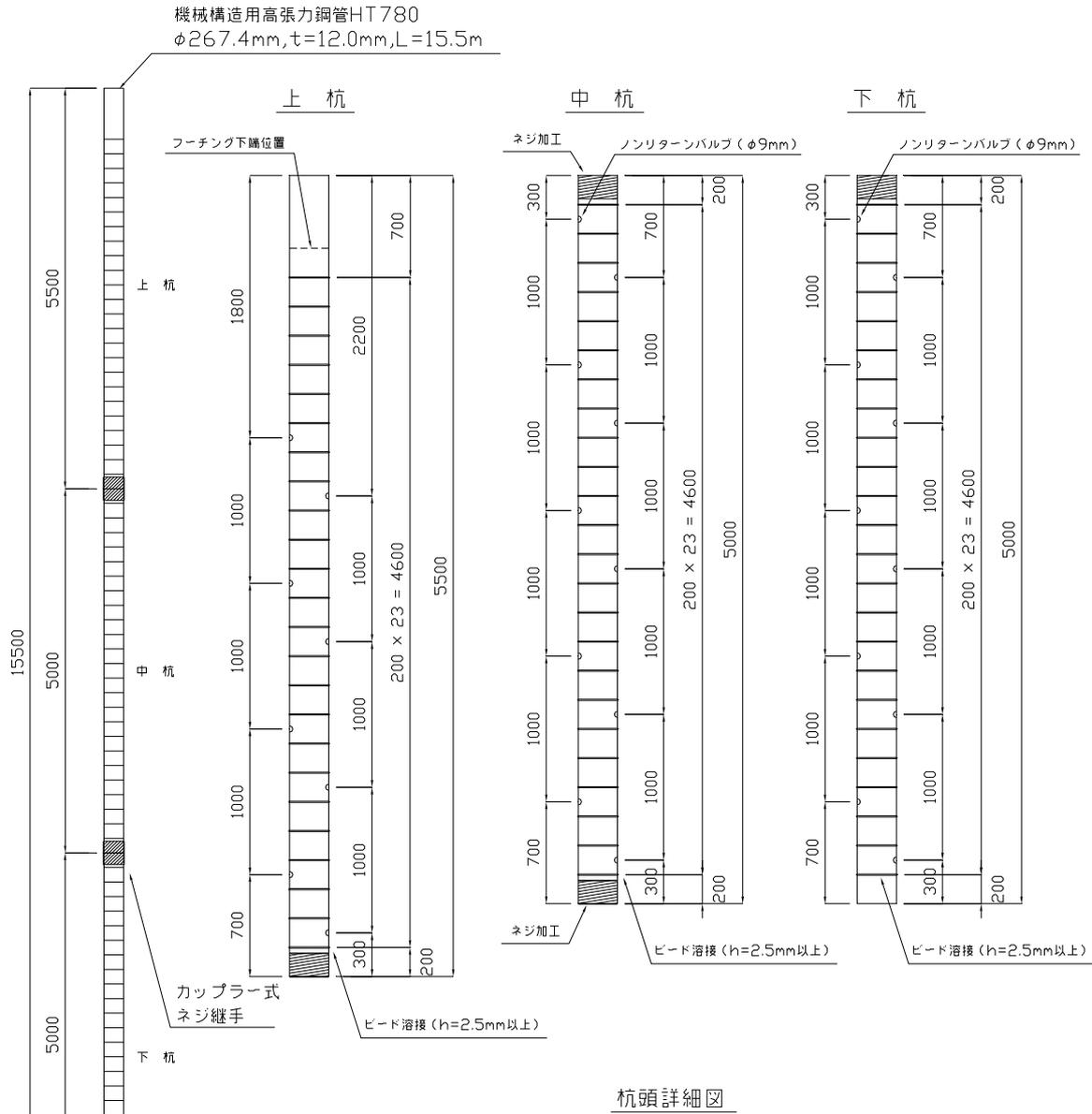


図-6.1.6 鋼管加工例

6.1.4 レベル2地震時の設計

(1) 概要

STMP タイプⅡにより構成される杭基礎の耐震設計（レベル2地震時）を道路橋示方書¹⁾の地震時保有水平耐力法に準じて行う。基礎に死荷重、および、橋脚の保有水平耐力により決定された設計水平震度に相当する地震時慣性力が作用した場合、基礎の降伏に達しないこと、基礎に生じる断面力および基礎の変位を照査するものとする。なお、本設計計算例では、地震時に橋に影響を与える液状化は発生しないこととする。

(2) 設計照査に用いる荷重

地震時保有水平耐力法の設計照査に用いるフーチング底面での作用外力を表-6.1.18に示す。

表-6.1.18 地震時保有水平耐力法におけるフーチング底面での設計外力

	設計水平震度	鉛直荷重 V_o (kN)	水平荷重 H_o (kN)	モーメント M_o (kN・m)
橋軸方向	$k_{hp}=0.76$ $k_{hG}=0.70$	24,821	15,025	131,104
橋軸直角方向	$k_{hp}=0.66$ $k_{hG}=0.70$	24,821	13,933	132,203

(3) 解析モデル

杭基礎は、フーチングを剛体とし杭頭がフーチングに連結されたラーメン構造としてモデル化する。解析は図-6.1.7に示すように各抵抗特性の非線形性を考慮した2次元フレーム解析で行う。

2) 押し込み支持力の上限值 P_{NU}

押し込み支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力、鋼管耐力の最小値とする。

$$P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) \quad \dots\dots\dots (6.1.22)$$

ここに、

P_{NU} : 押し込み支持力の上限值 (kN)

R_U : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 (kN)

R_{PU} : 杭体 (鋼管) の耐力 (kN)

①地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 R_U

$$R_U = 4,072 \text{ kN} \quad (6.1.3(2) 1) \text{ ①より}$$

②杭体 (鋼管) の耐力 R_{PU}

$$R_{PU} = \sigma_y \times A_s = 690 \times 8.791 \times 10^3 \times 10^{-3} = 6,066 \text{ kN}$$

以上より、 $P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) = 4,072 \text{ kN}$ となる。

3) 引抜き支持力の上限值 P_{TU}

引抜き支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力に杭の有効重量を加えた値と鋼管耐力のうち、最小値として求める。

$$P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) \quad \dots\dots\dots (6.1.23)$$

ここに、

P_{TU} : 引抜き支持力の上限值 (kN)

P_U : 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 (kN)

W : 杭の有効重量 (kN) = 88kN

P_{PU} : 杭体 (鋼管) の耐力 (kN) = $R_{PU} = 6,066 \text{ kN}$

$$P_U = 2,815 \text{ kN} \quad (6.1.3 (2) 2) \text{ より}$$

$$P_U + W = 2,815 + 88 = 2,903 \text{ kN}$$

以上より、 $P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) = 2,903 \text{ kN}$ となる。

(5) 杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 K_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有する弾塑性型としてモデル化する。なお、実際のフレーム解析において各節点に設定するバネは、これら k_{HE} 、 P_{HU} に杭径、要素長を乗じる必要があるが、杭径としては改良体の水平地盤抵抗幅 D' (水平抵抗に関する設計上の杭径) を用いることに注意しなければならない。

1) 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 K_{HE}

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \dots\dots\dots (6.1.24)$$

ここに、

k_{HE} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数 (= 2/3)

α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数 (= 1.5)

k_H : 地震時 (震度法) の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

各層における地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数を表-6.1.19 に示す。

表-6.1.19 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

	地盤の種類	層厚 (m)	地震時 (震度法) の水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	補正係数 $\eta_k \alpha_k$	地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m ³)
第1層	粘性土	2.50	41,855	1.0	41,855
第2層	砂質土	2.50	83,709	1.0	83,709
第3層	粘性土	3.00	41,855	1.0	41,855
第4層	砂質土	6.00	167,418	1.0	167,418
第5層	砂質土	1.00	418,546	1.0	418,546

2) 水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p P_U \quad \dots\dots\dots (6.1.25)$$

ここに、

P_{HU} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $\eta_p = 1.0$

砂質地盤 $\eta_p \alpha_p = \text{荷重載荷直角方向の杭中心間隔} / \text{改良体の水平地盤抵抗幅 } D'$
(ただし、 $\leq \alpha_p$)

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $\alpha_p = 1.5$ 、砂質地盤 $\alpha_p = 3.0$

P_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²) で、道路橋示方書に準じクーロン土圧による受働土圧係数を用いて求める。

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭については、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を最前列の値の 1/2 とする。

各深度における水平地盤反力度の上限値を表-6.1.20 に示す。

表-6.1.20 地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限值

	地盤種類	層厚 (m)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 P_U (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限值 (kN/m ²)		
									$\eta_p \alpha_p$	P_{HU}	
										1列目	2列目以降
第1層	粘性土	2.50	30	0	0.0	8	1.000	153.50 173.50	1.50	230.3 260.3	230.3 260.3
第2層	砂質土	2.50	0	27	-4.5	8	3.035	344.52 405.22	3.00	1033.6 1215.7	516.8 707.9
第3層	粘性土	3.00	30	0	0.0	8	1.000	193.50 217.50	1.50	230.3 260.3	230.3 260.3
第4層	砂質土	6.00	0	30	-5.0	10	3.505	552.06 762.34	3.00	1656.2 2287.0	828.1 1143.5
第5層	砂質土	1.00	0	40	-6.7	10	5.996	1304.13 1364.09	3.00	3912.4 4092.3	1956.2 2046.2

注) フーチング底面の土被りは 5.5m である。

(6) 杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係

STMP タイプ II の杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係は、鋼管のみを考慮し、道路橋示方書の鋼管杭に準じて全塑性モーメント M_p を上限とする弾塑性型とする。全塑性モーメント M_p および勾配変化点 Y' の曲率 ϕ_p は 4.2.4 により求める。ここで、杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係は、死荷重が作用したときの杭頭反力を軸力として算出した。

表-6.1.21 に STMP タイプ II の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係を示す。

表-6.1.21 杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係

鋼種	鋼管径 (mm)	肉厚 (mm)	軸力 $P_N = 24,821\text{kN}/25\text{本} = 993\text{kN}/\text{本}$			
			降伏時		全塑性時	
			ϕ_y (1/m)	M_y (kN.m)	$\phi_{y'}$ (1/m)	M_p (kN.m)
機械構造用高張力鋼管 HT780	267.4	11.0	2.071×10^{-2}	309.9	3.177×10^{-2}	475.4

注) 肉厚は腐食しろ 1mm を考慮した板厚を示す。

(7) フーチング前面地盤の水平抵抗特性

本設計計算例は、フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また良質であるものとして、フーチング前面地盤の水平抵抗を考慮する。フーチング前面地盤の水平抵抗特性は、水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限值 P_{HU} を有する弾塑性型としてモデル化する。ここで、フーチング前面地盤の N 値としては、原地盤の条件より $N=7$ とした。

1) フーチング前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_{HE}

フーチング前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_{HE} は、道路橋示方書IVに準じて算出する。

$$k_{HE} = \alpha_k k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (6.1.26)$$

$$= 9,974 \text{ kN} / \text{m}^3$$

ここに、

k_{HO} : 水平方向地盤反力係数 $k_{HO} = 93,333 \text{ kN} / \text{m}^3$

B_H : フーチング前面の換算載荷幅

$$B_H = B_e = 10 \text{ m} \quad (\text{ただし、} B_H \leq \sqrt{B_e L_e} = \sqrt{10 \times 3.5} = 5.916 \text{ m})$$

したがって、 $B_H = 5.916 \text{ m}$ となる。

B_e : フーチング有効前面幅で、 $B_e = 10.0 \text{ m}$

L_e : フーチングの有効根入れ長で、 $L_e = 3.5 \text{ m}$

α_k : k_H の推定に用いる補正係数で、 $\alpha_k = 1.0$

2) フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を、道路橋示方書IVに準じて算出する。

$$P_{HU} = \alpha_p P_{EP} \dots\dots\dots (6.1.27)$$

ここに、

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、次式により求める。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

z : 地盤面からの深さ (m)

B_e : フーチング有効前面幅 (m)

P_{EP} : 深さ z における地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

フーチング前面地盤のせん断抵抗角を $\phi = 23^\circ$ 、単位体積重量を $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ とした。

表-6.1.22 にフーチング前面地盤の水平地盤反力度上限値 P_{HU} の計算結果を示す。

表-6.1.22 フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

	水平方向 地盤反力 係数 k_{HE} (kN/m ³)	受働土圧 係 数 K_{EP}	フーチン グの前面 有効幅 B_e (m)	地盤面 からの 深さ z (m)	受働土圧 強度 P_{EP} (kN/m ²)	水平地盤 反力度の 上限値の 割増し係 数 α_p	水平地盤反力 度の上限値 P_{HU} (kN/m ²)
フーチング 上面	9,974	2.528	10.00	2.0	85.96	1.100	94.56
フーチング 下面				5.5	236.40	1.275	301.41

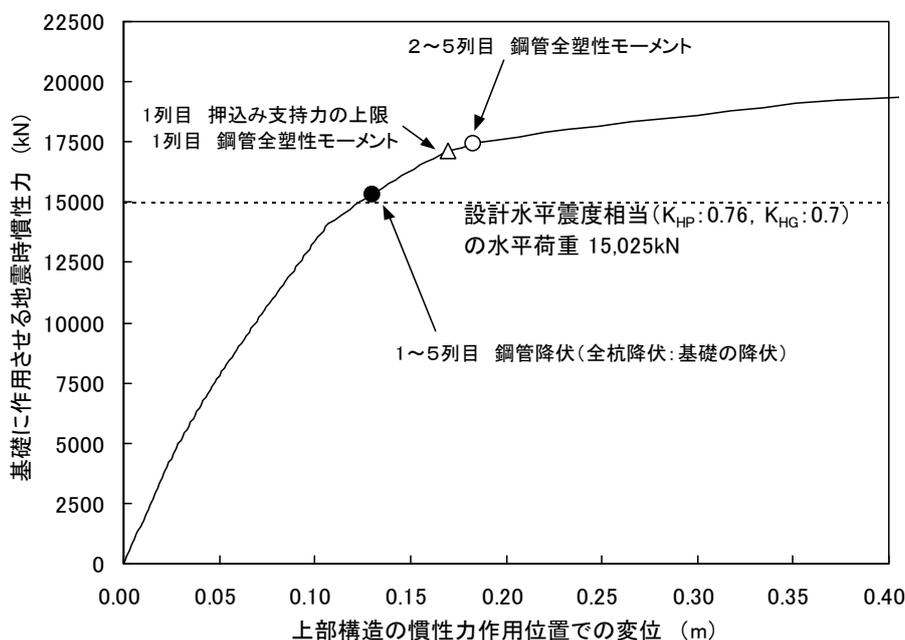
(8) 橋軸方向に対する安全性の判定

非線形解析により得られた地震時慣性力と上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係を図-6.1.8 に示す。また、上部構造および橋脚躯体に設計水平震度 $k_{hp}=0.76$ 、フーチングに設計水平震度 $k_{hg}=0.70$ に相当する慣性力 (表-6.1.18) を作用させた場合に基礎に生じる断面力、杭頭反力、基礎の変位などを表-6.1.23 に示す。

表-6.1.23 によれば、杭体は降伏しておらず、また、各杭の杭頭反力は押込み支持力の上限値に達していない。したがって、基礎の設計に考慮する荷重に対して基礎は降伏しないと判定される。

杭頭における水平変位 δ_{FO} およびフーチングの回転角 α_{FO} はいずれも基礎の制限値の目安以下となっている。

以上より、杭基礎の安全性の判定を満足する。



	基礎に作用させる慣性力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
1	15,025	41.0	0.005691	0.124	設計水平荷重に達する (杭基礎は降伏に達していない)
2	15,175	43.2	0.005759	0.127	1~5列目 (杭全列) 杭頭部 鋼管の降伏に達した (基礎の降伏)
3	17,128	73.6	0.006649	0.170	1列目 (最前列) 押込み支持力の上限値に達した
4	17,128	73.6	0.006649	0.170	1列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した
5	17,429	81.1	0.006979	0.182	2,3,4,5列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した

図-6.1.8 基礎に作用させる慣性力～上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係 (橋軸方向)

表-6. 1. 23 杭基礎の安全性の判定 (橋軸方向)

			1 列目	2 列目	3 列目	4 列目	5 列目	
基礎 の 耐力 の 照査	最大曲げ モーメント	M	kN・m	302.8	302.8	302.8	302.8	302.8
	降伏曲げ モーメント	M_y	kN・m	309.9	309.9	309.9	309.9	309.9
	判 定	—	—	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$
				杭体は降伏しない OK				
	杭頭の 鉛直反力	P_N	kN	3,651	2,322	993	-336	-1,665
	支持力の 上限値	P_{NU} P_{TU}	kN	4,072	4,072	4,072	-2,903	-2,903
	判 定	—	—	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{TU}$	$P_N \leq P_{TU}$
支持力の上限値に達しない OK								
基礎 の変位 の 照査	杭頭における 水平変位	δ_{FO}	m	0.041				
	水平変位の 制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400				
	判 定	—	—	$\delta_{FO} \leq \delta_{FOa}$ OK				
	フーチングの 回転角	α_{FO}	rad	0.006				
	回転角の 制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025				
	判 定	—	—	$\alpha_{FO} \leq \alpha_{FOa}$ OK				

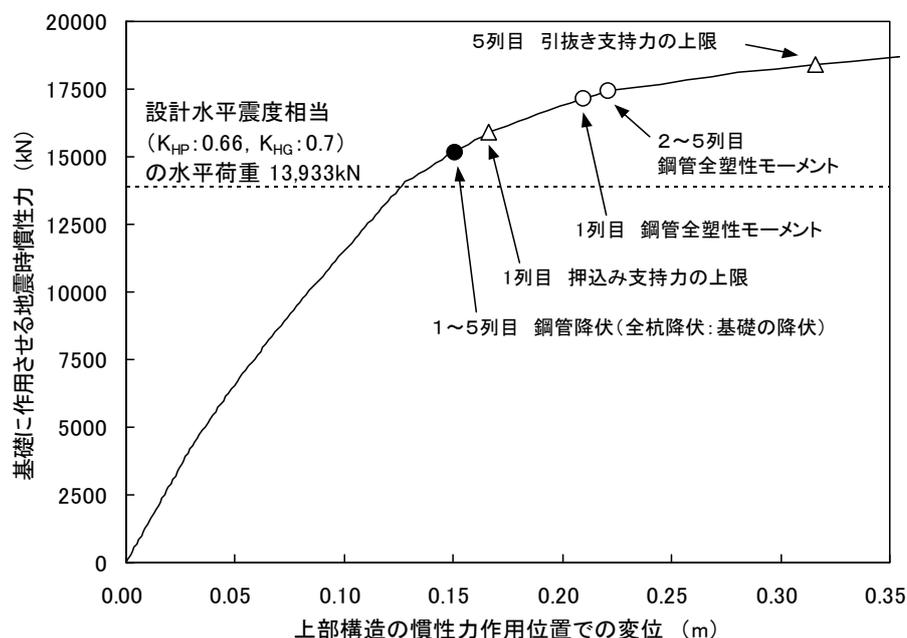
(9) 橋軸直角方向に対する安全性の判定

非線形解析により得られた地震時慣性力と上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係を図-6.1.9 に示す。また、上部構造および橋脚躯体に設計水平震度 $k_{hp}=0.66$ 、フーチングに設計水平震度 $k_{hg}=0.70$ に相当する慣性力 (表-6.1.18) を作用させた場合に基礎に生じる断面力、杭頭反力、基礎の変位などを表-6.1.24 に示す。

表-6.1.24 によれば、杭体は降伏しておらず、また、各杭の杭頭反力は押し込み支持力の上限值に達していない。したがって、基礎の設計に考慮する荷重に対して基礎は降伏しないと判定される。

杭頭における水平変位 δ_{FO} およびフーチングの回転角 α_{FO} はいずれも基礎の制限値の目安以下となっている。

以上より、杭基礎の安全性の判定を満足する。



	基礎に作用させる慣性力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
1	13,933	30.2	0.00566	0.126	設計水平荷重に達する (杭基礎は降伏に達していない)
2	15,187	44.3	0.00626	0.151	1~5 列目 (杭全列) 杭頭部 鋼管の降伏に達した (基礎の降伏)
4	15,884	53.9	0.00660	0.166	1 列目 (最前列) 押し込み支持力の上限值 (基礎の降伏)
5	17,138	76.2	0.00782	0.209	1 列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した
6	17,416	83.2	0.00810	0.221	2,3,4,5 列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した
7	18,531	178.9	0.00901	0.332	5 列目 (最後列) 引抜き支持力の上限值に達した

図-6.1.9 基礎に作用させる慣性力～上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係 (橋軸直角方向)

表-6.1.24 杭基礎の安全性の判定（橋軸直角方向）

			1 列目	2 列目	3 列目	4 列目	5 列目	
基礎 の 耐力 の 照 査	最大曲げ モーメント	M	kN・m	229.5	229.5	229.5	229.5	229.5
	降伏曲げ モーメント	M_y	kN・m	309.9	309.9	309.9	309.9	309.9
	判 定	—	—	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$
				杭体は降伏しない OK				
	杭頭の 鉛直反力	P_N	kN	3,636	2,314	993	-329	-1,650
	押込み支持力 の上限値	P_{NU} P_{TU}	kN	4,072	4,072	4,072	-2,903	-2,903
	判 定	—	—	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{TU}$	$P_N \leq P_{TU}$
支持力の上限値に達しない OK								
基礎 の 変 位 の 照 査	杭頭における 水平変位	δ_{FO}	m	0.030				
	水平変位の 制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400				
	判 定	—	—	$\delta_{FO} \leq \delta_{FOa}$ OK				
	フーチングの 回転角	α_{FO}	rad	0.006				
	回転角の 制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025				
	判 定	—	—	$\alpha_{FO} \leq \alpha_{FOa}$ OK				

[参考文献]

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，1996.

6.2 既設橋梁基礎の耐震補強

6.2.1 概要

ST マイクロパイルによる既設橋梁基礎の耐震補強について、設計計算例を示すものである。既設基礎のモデルは、「日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」¹⁾を引用した。

なお、本既設基礎の周辺地盤は地震時に液状化が発生するが、ここでは、ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計モデルを示すこと主な目的としているため、非液状化時を対象とした場合に必要な杭諸元、レベル1およびレベル2地震時に対する詳細な設計モデル、照査結果等を主に示すこととした。液状化時に必要な杭諸元や照査結果については、報告書²⁾を参照されたい。

6.2.2 既設基礎の設計条件

(1) 構造条件

本設計計算例で対象とする既設の鉄筋コンクリート橋脚の設計条件を以下に示す。

1) 適用基準

- ・鋼道路橋示方書；昭和 39 年 6 月 (社) 日本道路協会
- ・道路橋下部構造設計指針杭基礎の設計編；昭和 39 年 3 月 (社) 日本道路協会

2) 重要度の区分等

重要度の区分：B種の橋

地域区分：A地域

設計水平震度： $k_h = 0.25$ (レベル1地震時)

3) 上部工構造

形式：単純鋼 I げた橋

支間長：26.0m

幅員：全幅員 11.0m

支持条件：可動

支承の種類：支承板支承 (鋼製)

4) 下部構造 (図-6.2.1～図-6.2.2 参照)

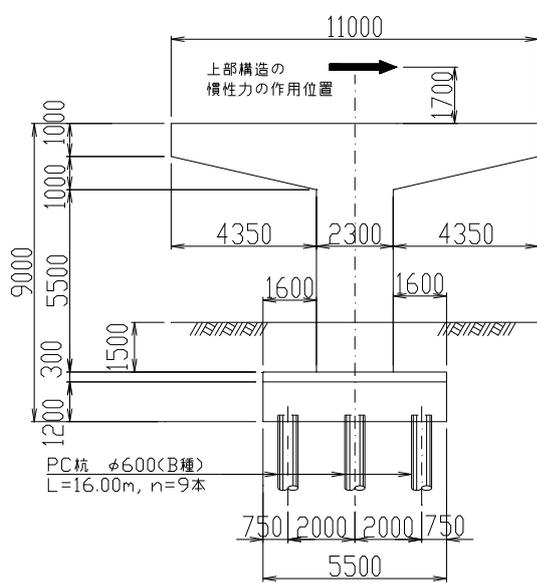
橋脚：単柱式橋脚 (T 形橋脚)、矩形断面 2.30m×1.70m

基礎：打込み PC 杭 $\phi 600$ mm

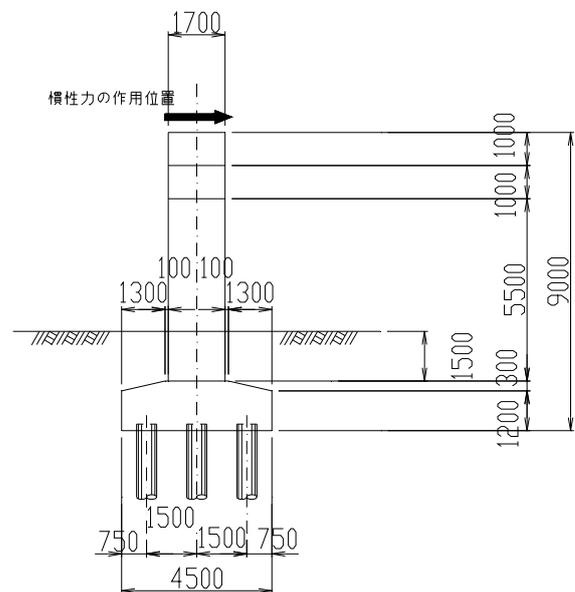
使用材料：表-6.2.1 に示す。

表-6.2.1 既設基礎の使用材料

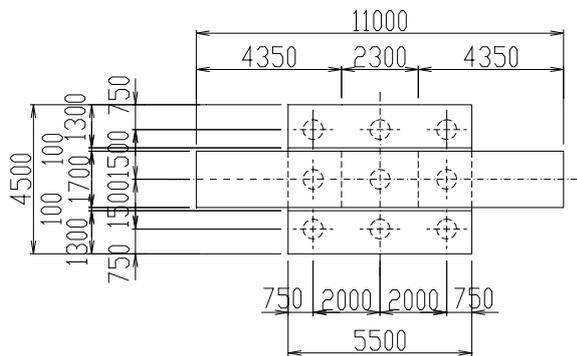
部 材	コンクリート	鉄 筋
橋 脚	$\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$	SD295
フーチング	$\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$	
杭	PC 杭 B 種 ($\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$) 中詰めコンクリート ($\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$)	



(a) 正面図

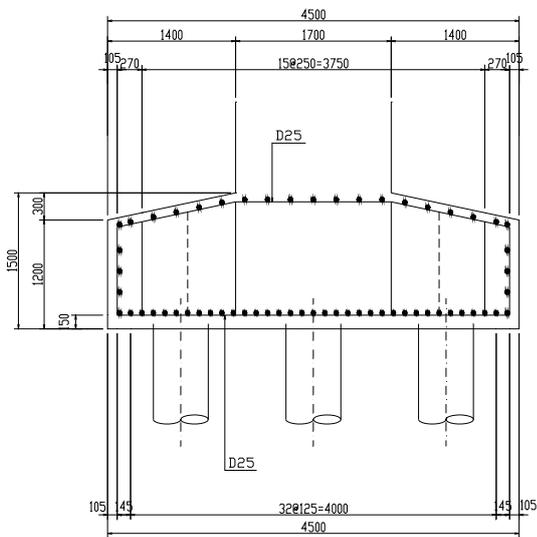


(b) 側面図

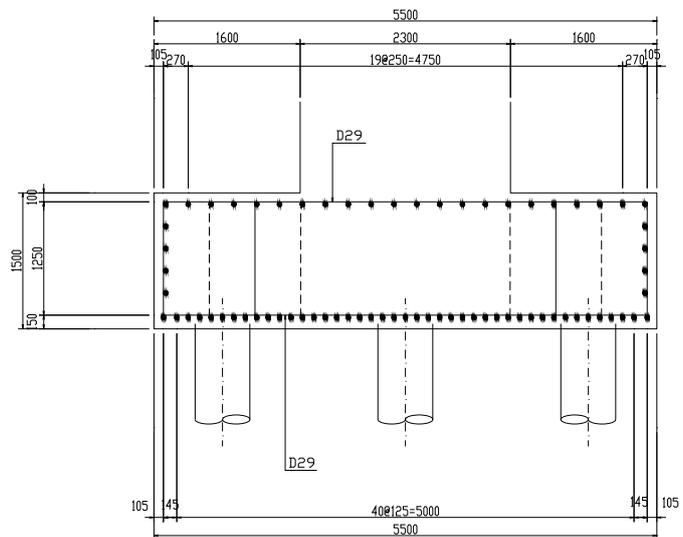


(c) 平面図

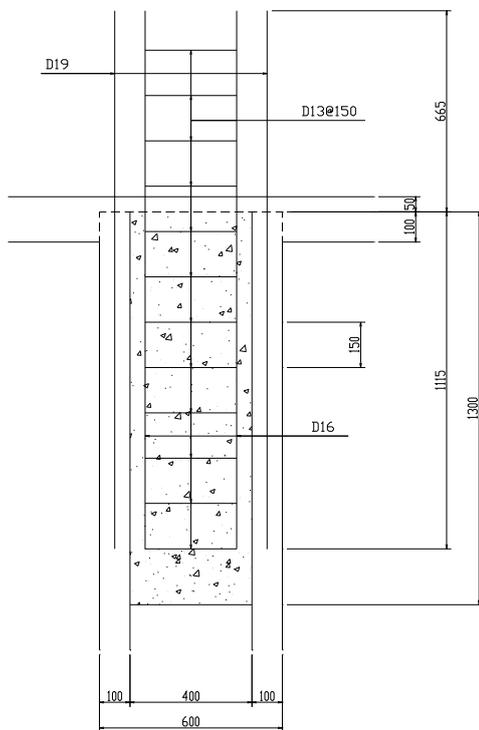
図-6.2.1 設計対象とする既設橋梁基礎



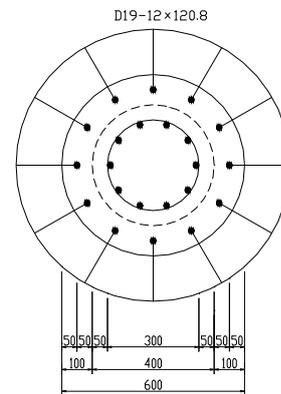
(a) フーチング側面鉄筋配置



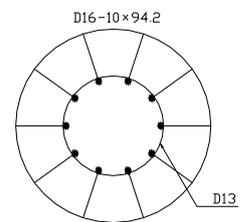
(b) フーチング正面鉄筋配置



(c) 杭頭補強



(d) 杭頭鉄筋配置



(e) 中詰めコンクリート補強配筋

図-6.2.2 既設基礎の配筋状態

(2) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：Ⅱ種地盤

土質柱状図：図-6.2.3に示す。

地盤条件：表-6.2.2に示す。

なお、本設計計算例では、非液状化時のみの計算例を示す。

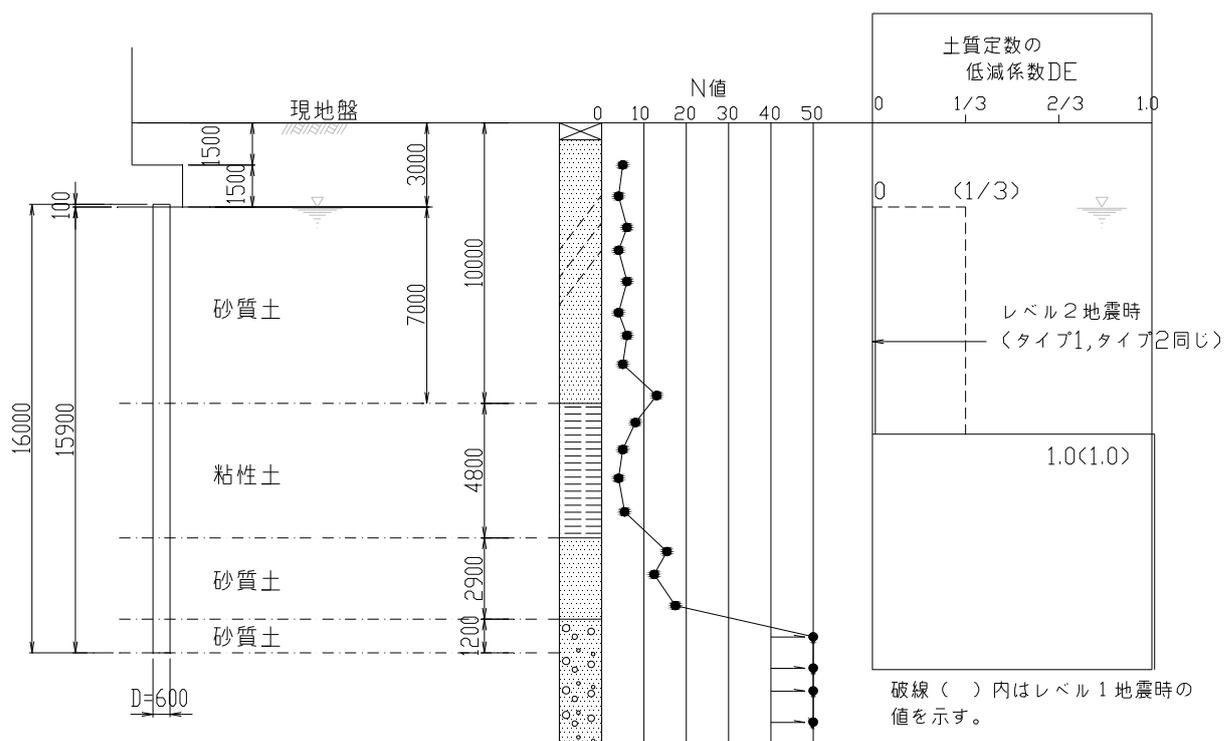


図-6.2.3 土質柱状図

表-6.2.2 地盤条件

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 (kN/m ³)		地盤変形係数 E_0 (kN/m ²) ※
						γ_s	γ_s'	
第1層	砂質土	10.0	5	0	23	18	9	14,000
第2層	粘性土	4.8	5	30	0	17	8	14,000
第3層	砂質土	2.9	15	0	30	18	9	42,000
第4層	砂質土	1.2	50	0	40	19	10	140,000

※ 常時の値

6.2.3 既設基礎のレベル2地震時の照査

(1) 設計条件

レベル2地震時の橋脚の曲げ耐力、設計水平震度を表-6.2.3に示す。

表-6.2.3 レベル2地震時の設計条件

		記号	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期		T	s	0.56	0.58
レベル2地震動の設計水平震度	タイプI	k_{hc}	—	0.85	0.85
	タイプII	k_{hc}	—	1.75	1.75
上部構造物重量		W_U	kN	3,283	3,283
橋脚躯体重量		W_P	kN	1,264	1,264
等価重量		W	kN	3,915	3,915
橋脚の終局水平耐力 (タイプII)		P_u	kN	2,960	3,205
橋脚基部の曲げ耐力照査	タイプI	作用力	$k_{he} \cdot W$	kN	2,195
		地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,960
	タイプII	作用力	$k_{he} \cdot W$	kN	2,626
		地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,960
基礎の照査に用いる設計水平震度		$k_{hp} = c_{dF} P_u / W$	—	0.83	0.90

レベル2地震時の照査に用いるフーチング底面中心における作用外力を表-6.2.4、表-6.2.5に示す。

表-6.2.4 レベル2地震時のフーチング底面における作用外力 (橋軸方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_{hp}	0.83	2,725	9.00	24,524
橋脚躯体 W_P	1,288	k_{hp}	0.83	1,069	6.53	6,980
フーチング W_F	875	k_{hg}	0.70	612	0.71	435
上載土砂 W_S	601	—	—	—	—	—
合計	6,047	—	—	4,406	—	31,938

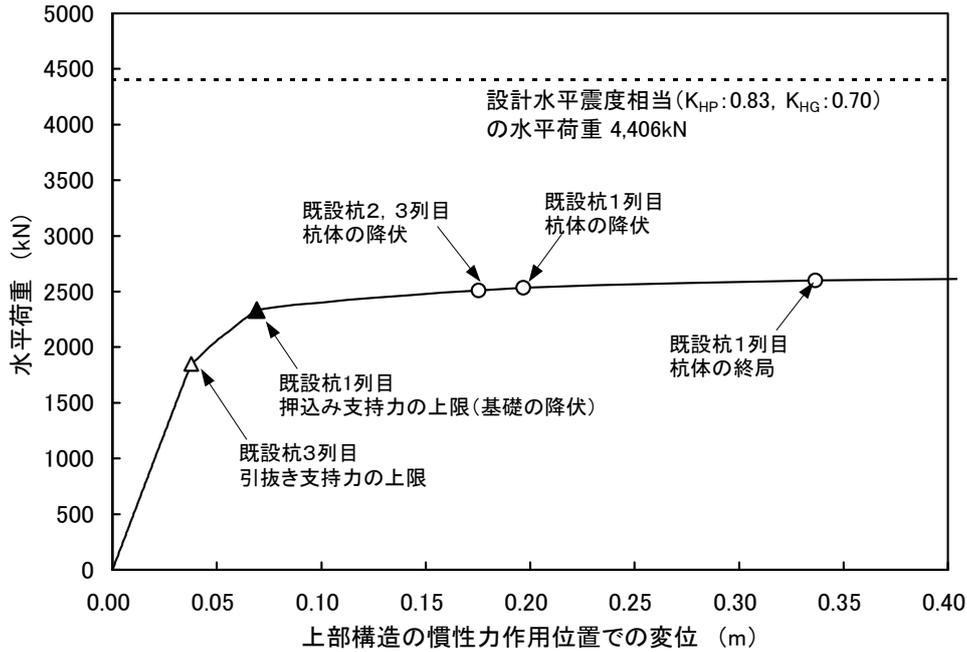
表-6.2.5 レベル2地震時のフーチング底面における作用外力 (橋軸直角方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_{hp}	0.90	2,955	10.70	31,615
橋脚躯体 W_P	1,288	k_{hp}	0.90	1,159	6.53	7,568
フーチング W_F	875	k_{hg}	0.70	612	0.71	435
上載土砂 W_S	601	—	—	—	—	—
合計	6,047	—	—	4,726	—	39,618

(2) レベル2地震時の照査結果

レベル2地震時（非液状化時）の既設基礎の照査結果は、図-6.2.4～図-6.2.5 に示すとおりである。橋軸方向、橋軸直角方向とも、設計水平地震度（ k_{hp}, k_{hg} ）に相当する水平荷重が作用する前に基礎の降伏に達しており、基礎の水平耐力が不足している。

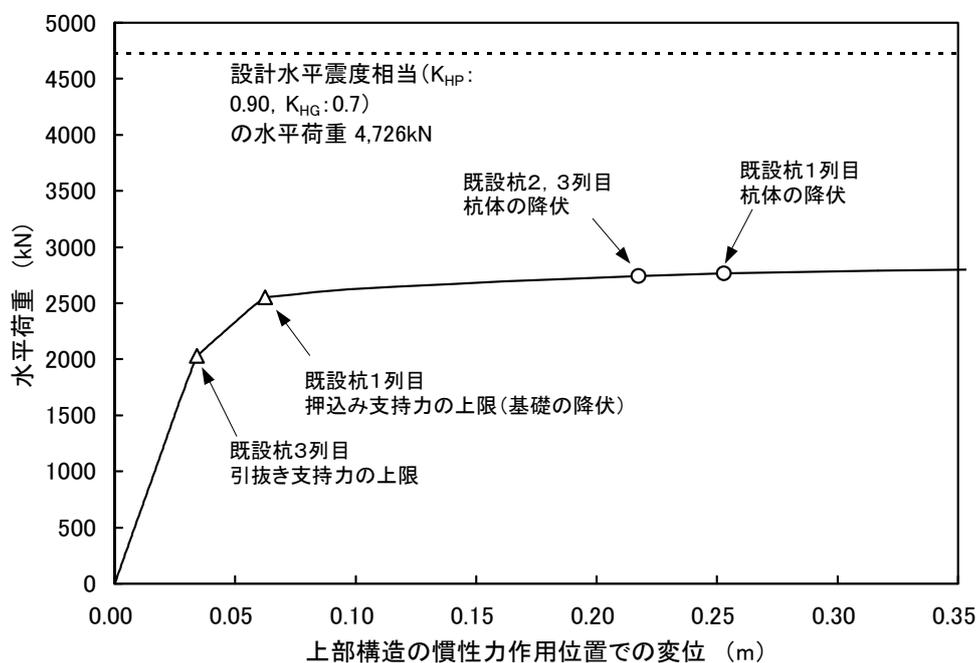
1) 橋軸方向



水平震度	水平荷重 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.376	1,850	8.6	0.003241	0.038	既設杭3列目（最後列） 引抜き支持力の上限值に達した
0.475	2,335	14.3	0.006071	0.069	既設杭1列目（最前列） 押込み支持力の上限值(基礎の降伏)
0.510	2,511	30.8	0.016043	0.175	既設杭2,3列目 杭体の降伏に達した
0.515	2,533	34.1	0.018078	0.197	既設杭1列目（最前列） 杭体の降伏に達した
0.528	2,599	55.9	0.031201	0.337	既設杭1列目（最前列） 杭体の終局に達した
0.533	2,622	74.8	0.042249	0.455	既設杭2,3列目 杭体の終局に達した

図-6.2.4 慣性力～上部構造慣性力作用位置での水平変位関係（橋軸方向）

2) 橋軸直角方向



水平震度	水平荷重 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.413	2,032	8.1	0.002425	0.034	既設杭3列目 (最後列) 引抜き支持力の上限值に達した
0.519	2,552	13.3	0.004584	0.062	既設杭1列目 (最前列) 押込み支持力の上限值 (基礎の降伏)
0.557	2,741	37.7	0.016797	0.217	既設杭2,3列目 杭体の降伏に達した
0.562	2,765	43.3	0.019592	0.253	既設杭1列目 (最前列) 杭体の降伏に達した
0.576	2,835	85.5	0.040205	0.516	既設杭1列目 (最前列) 杭体の終局に達した
0.581	2,859	118.9	0.056487	0.723	既設杭2,3列目 杭体の終局に達した

図-6.2.5 慣性力～上部構造慣性力作用位置での水平変位関係 (橋軸直角方向)

6.2.4 既設基礎の補強設計

(1) 補強方法

既設基礎の補強概要を図-6.2.6 に示す。既設基礎の周囲に ST マイクロパイルを増し杭として打設し、増しフーチングによって既設基礎と一体化させ、基礎の水平耐力を増加させるものである。本計算例では、空頭制限が約 4.5m (橋脚梁直下) であるが、小型のベースマシンによって施工が可能である。表-6.2.6 に ST マイクロパイルの杭諸元を示す。

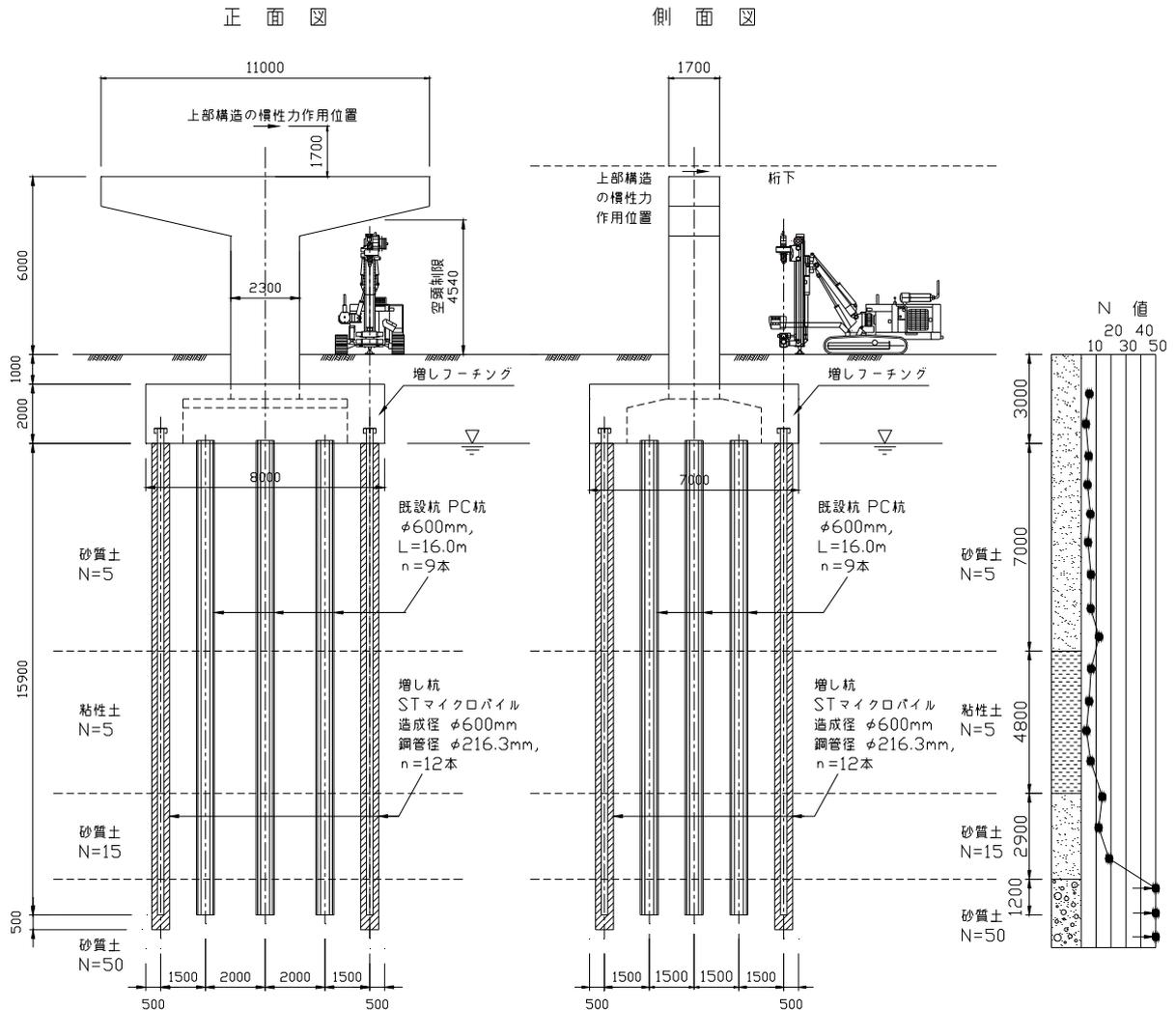


図-6.2.6 ST マイクロパイルによる既設基礎の補強概要図 (非液状化時)

表-6.2.6 ST マイクロパイルの諸元

項目	内容	
杭諸元	杭長 $L = 16.9\text{m}$, 杭本数 $n = 12$ 本、支圧板による杭頭結合	
改良体	改良体造成径	改良体造成径 $D_c = 600\text{mm}$
	改良体強度	砂質土 $q_u = 4\text{N/mm}^2$, 粘性土 $q_u = 2\text{N/mm}^2$, 支持層 $q_u = 10\text{N/mm}^2$
鋼管	鋼管諸元	高張力鋼管 STKT590, 鋼管径 $D_s = 216.3\text{mm}$, 肉厚 $t = 12.0\text{mm}$
	節加工	節突起加工間隔 $p = 200\text{mm}$, 節加工高さ $h = 2.5\text{mm}$
グラウト	グラウト強度 $\sigma_{gk} = 30\text{N/mm}^2$, グラウト体の外径 $D_g = 239\text{mm}$	

(2) 補強設計の主な仮定条件

1) ST マイクロパイルの配置

本計算例においては、用地境界等の制約はないものとし、既設杭と ST マイクロパイルの杭中心間隔はそれぞれの杭径（改良体造成径 D_c 600mm）の 2.5 倍の杭間隔をとるものとした。また、それぞれの杭間隔は杭径の 2.5 倍の間隔を確保しているため、群杭の影響（レベル 1 地震時における水平方向地盤反力係数の低減や群杭としての支持力照査）は無視するものとした。

2) 増しフーチング

本計算例においては、フーチング土被りに対する制約はないものとし、上面増厚とした。

3) 荷重分担

本計算例においては、既設杭は健全なものとして荷重分担を設定する。ここでは、フーチング底面に作用する荷重のうち、地震によって生じる水平力およびモーメントは既設杭と ST マイクロパイルが分担し、鉛直荷重については荷重の載荷順序を考慮して次のように設定した（図-6.2.7 参照）。

- ・既設構造死荷重 V_D （上部構造重量 V_1 、橋脚重量 V_2 、既設フーチング重量 V_3 ）は既設杭が負担する。
- ・補強によって増加する死荷重 ΔV_D （増しフーチング重量 V_4 、上載土砂重量 V_5 ）は、既設杭と ST マイクロパイルの軸方向バネ定数 K_V の比率で分担する。

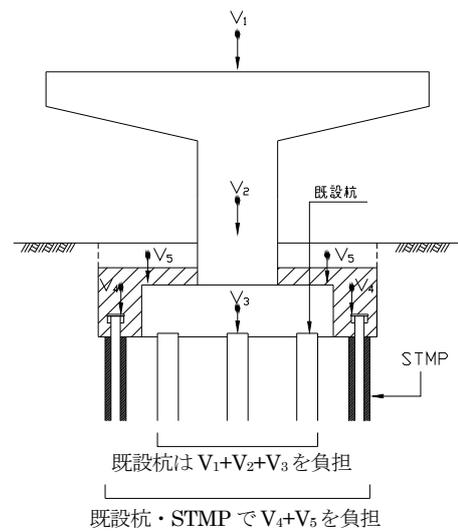


図-6.2.7 鉛直死荷重の荷重分担

4) レベル 2 地震時の計算手法

補強基礎の平面図を図-6.2.8 に示す。本計算例においては、既設杭径（600mm）と ST マイクロパイルの改良体水平地盤抵抗幅 D' （350mm）の比が 1.7 であり、レベル 2 地震時における水平地盤反力度の上限値の比率に関しては、道示 IV に基づいて設定することとした。

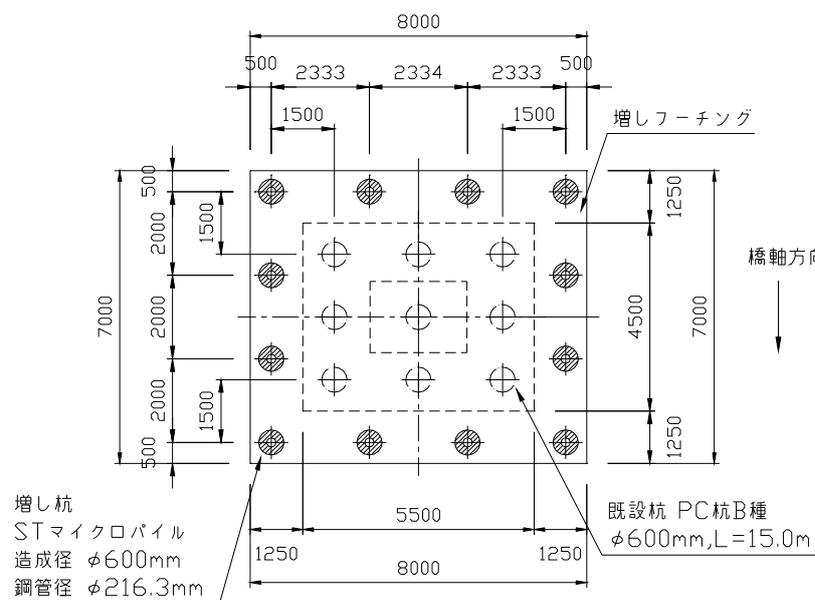


図-6.2.8 補強基礎の杭配置図

(3) 解析モデル

1) 構造解析モデル

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の構造解析モデルは、レベル1地震時、レベル2地震時とも、図-6.2.9に示すようにフーチングを剛体として杭~ラーメンモデルを用いた。

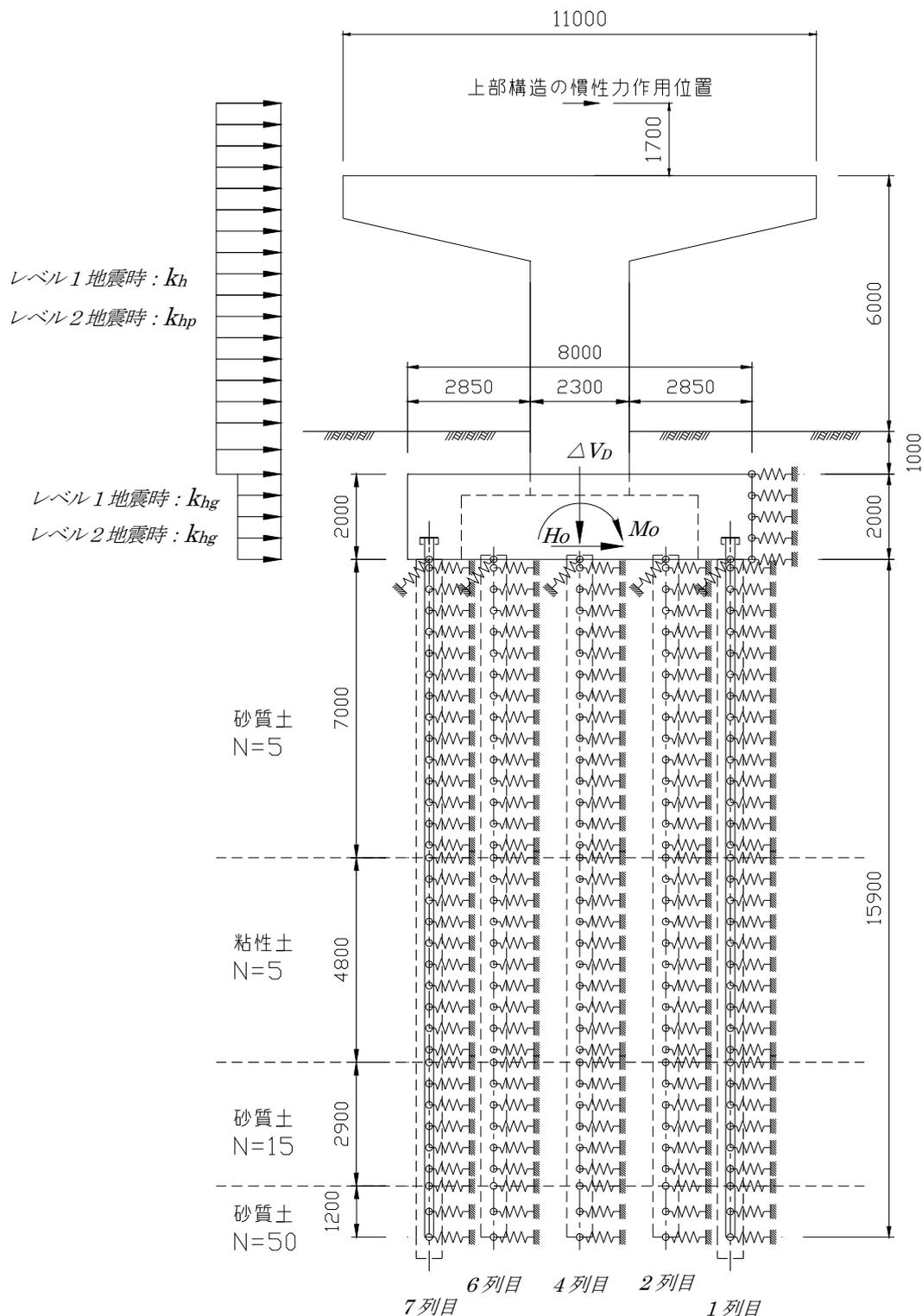


図-6.2.9 ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデル

2) フーチングの剛体判定

構造解析においてはフーチングを剛体として取り扱うが、フーチングの剛体判定は、道示IVを準用し、以下のように検討した。

$$\beta \lambda \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (6.2.1)$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k_p}{Eh^3}} \quad \dots\dots\dots (6.2.2)$$

k_p : 換算地盤反力係数 (kN/m³) で式 (6.2.3) により求める。

E : フーチングコンクリートのヤング係数 (kN/m²)

h : フーチングの厚さ (m)

$$k_p = \frac{\sum Kv_1 + \sum Kv_2}{DB} \quad \dots\dots\dots (6.2.3)$$

Kv_1 : 既設杭 1 本の軸方向バネ定数 (kN/m)

Kv_2 : ST マイクロパイル 1 本の軸方向バネ定数 (kN/m)

D : フーチングの幅 (m)

B : フーチングの奥行き (m)

$$k_p = \frac{309,940 \times 9 + 113,410 \times 12}{8.0 \times 7.0} = 74,114 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \times 74,114}{2.35 \times 10^7 \times 2.0^3}} = 0.185 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\lambda = 2.85 \text{ (m)}$$

$$\beta \lambda = 0.185 \times 2.85 = 0.528 \leq 1.0$$

以上により、フーチングは剛体として判定される。

(4) 補強基礎のレベル1地震時の照査

1) 作用荷重

フーチング底面における作用荷重を表-6.2.7 (橋軸方向)、表-6.2.8 (橋軸直角方向) に示す。

表-6.2.7 補強基礎のフーチング底面における作用外力 (レベル1地震時：橋軸方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.25	821	9.00	7,387
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.25	310	6.72	2,081
フーチング W_F	2,800	k_{hg}	0.25	700	1.00	700
上載土砂 W_S	938	—	—	—	—	—
合計	8,260	—	—	1,830	—	10,168

表-6.2.8 補強基礎のフーチング底面における作用外力 (レベル1地震時：橋軸直角方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.25	821	10.70	8,782
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.25	310	6.72	2,081
フーチング W_F	2,800	k_{hg}	0.25	700	0.71	700
上載土砂 W_S	938	—	—	—	—	—
合計	8,260	—	—	1,830	—	11,563

荷重分担を考慮した作用外力の集計を表-6.2.9 に示す。実際の構造解析においては、既設杭および ST マイクロパイルが共同で負担する荷重 ($\Delta V_D, H_0, M_0$) をフーチング底面に作用させて各杭の杭頭反力等を算出し、既設構造死荷重 V_D による既設杭の杭頭反力を別途求めておいて、合算して既設杭の杭頭反力を算出している。

表-6.2.9 補強基礎のフーチング底面における作用外力の集計 (レベル1地震時)

		橋軸方向	橋軸直角方向
既設杭のみで負担する鉛直荷重 V_D (kN)		5,446	5,446
既設杭および ST マイクロパイルで負担する作用荷重	鉛直荷重 ΔV_D (kN)	2,814	2,814
	水平荷重 H_0 (kN)	1,830	1,830
	曲げモーメント M_0 (kN・m)	10,168	11,563

注) $V_0 = V_D + \Delta V_D$

V_D : 既設構造の死荷重 (上部構造重量+橋脚重量+既設フーチング重量)

ΔV_D : 増しフーチング重量と上載土砂による鉛直荷重の増分

2) 既設杭の設計定数

①既設杭の諸元

既設 PC 杭の諸元を表-6.2.10 に示す。

表-6.2.10 既設 PC 杭の諸元

杭	種	打込み PC 杭 $\phi 600$ (B 種)	
杭	長	16.0m	
杭	本数	9 本	
杭	径	0.6m (コンクリート厚 0.1m)	
杭 体	コンクリート設計基準強度 σ_{ck}	50N/mm ²	
	PC 鋼線	$\phi 9$ mm, 26 本 $A_p = 1,654$ mm ²	
	有効プレストレス σ_{ce}	8.1 N/mm ²	
	スパイラル筋	$\phi 4$ mm, etc 110mm	
	杭体内補強鉄筋	D19 : 12 本 (SD295)	
	中詰めコンクリート設計基準強度 σ_{ck}	21N/mm ²	フーチング底面~1.2m 区間
	中詰め補強鉄筋	D16 : 10 本 (SD295)	
設計定数	換算断面積 A_e	0.157 m ²	
	換算断面係数 Z_e	1.7985×10^{-2} m ³	
	換算断面 2 次モーメント I_e	5.3955×10^{-3} m ⁴	

②許容応力度

既設 PC 杭の杭体の許容応力度を表-6.2.11 に示す。

表-6.2.11 既設 PC 杭の各許容応力度

照査位置	許容応力度の種類	記号	単位	常 時	レベル 1 地震時
杭頭部	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	17	25
	鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180	270
地中部	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	17	25
	コンクリートの許容曲げ引張応力度	σ_{ca}'	N/mm ²	—	5

注) PC 杭のコンクリートの各許容応力度は、参考資料¹⁾により設定した。

③許容支持力

既設 PC 杭の軸方向許容支持力を表-6.2.12 に示す。

表-6.2.12 既設 PC 杭の軸方向許容支持力

		記号	単位	常 時	レベル 1 地震時
許容押し込み 支持力	地盤から決まる杭の極限支持力	R_u	kN	2,829	
	安全率	n		3	2
	許容支持力	R_a	kN	931	1,396
許容引抜き 支持力	地盤から決まる杭の極限支持力	P_u	kN	794	
	安全率	n		6	3
	許容支持力	P_a	kN	169	302

④水平方向地盤反力係数

既設 PC 杭の水平方向地盤反力係数を表-6.2.13 に示す。

表-6.2.13 既設 PC 杭の水平方向地盤反力係数

層番号	土 質	層厚 (m)	水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	
			常 時	レベル 1 地震時
第 1 層	砂質土	7.0	15,320	30,630
第 2 層	粘性土	4.8	15,320	30,630
第 3 層	砂質土	2.9	45,950	91,900
第 4 層	砂質土	1.2	153,170	306,340

⑤軸方向バネ定数

既設 PC 杭の軸方向バネ定数を表-6.2.14 に示す。

表-6.2.14 既設 PC 杭の軸方向バネ定数

	常 時	地震時
軸方向バネ定数 K_V (kN/m)	309,940	309,940

3) ST マイクロパイルの設計定数

①ST マイクロパイルの諸元

ST マイクロパイルの諸元を表-6.2.15 に示す。

表-6.2.15 ST マイクロパイルの諸元

杭	長	L=16.9m (鋼管根入れ長 15.9m)
杭	本数	12本
改良体	改良体造成径	改良体造成径 $D_c = 600\text{mm}$
	改良体強度	砂質土 $q_u = 4\text{N/mm}^2$, 粘性土 $q_u = 2\text{N/mm}^2$, 支持層 $q_u = 10\text{N/mm}^2$
鋼管	鋼管諸元	高張力鋼管 STKT590, 鋼管径 $D_s = 216.3\text{mm}$, 肉厚 $t = 12.0\text{mm}$
	節加工	ビード溶接による節突起加工 節加工間隔 $p = 200\text{mm}$, 節高さ $h = 2.5\text{mm}$
	鋼管設計定数 (腐食しろ 1mm 考慮)	ヤング係数 $E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 断面積 $A = 7.026 \times 10^{-3} \text{m}^2$, 断面係数 $Z = 3.397 \times 10^{-4} \text{m}^3$, 断面2次モーメント $I = 3.640 \times 10^{-5} \text{m}^4$, 曲げ剛性 $EI = 7,281 \text{kN} \cdot \text{m}^2$
グラウト	グラウト強度	設計基準強度 30N/mm^2
	削孔径	グラウト体の外径 $D_g = 254\text{mm}$
杭頭結合方法		支圧板方式による杭頭固定結合

②許容応力度

ST マイクロパイルの杭体の許容応力度を表-6.2.16 に示す。

表-6.2.16 ST マイクロパイルの杭体の許容応力度

大別	応力度の種類	単位	許容応力度		備考
			常時	レベル1 地震時	
鋼管 (高張力鋼管 STKT590)	許容引張応力度	N/mm^2	255	380	第II部 表-4.3.1 参照
	許容圧縮応力度	N/mm^2	255	380	
	許容せん断応力度	N/mm^2	145	215	

③ST マイクロパイルの許容支持力の算定

a. 極限押込み支持力の推定

● 極限押込み支持力 R_u の推定

地盤から決まる杭の極限押込み支持力は、式 (6.2.4) によって推定する。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} \quad \dots\dots\dots (6.2.4)$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力 (kN)

q_d : 改良体先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

ここに、支持層が砂礫地盤であるため $q_d = 2,500$ kN/m² とする。

A_c : 改良体先端面積 (m²) = $\pi D_c^2 / 4 = 0.6^2 \times \pi / 4 = 0.283$ m²

D_c : 改良体造成径 (m) = 0.6m

U_c : 改良体の周長 (m) = $0.6 \times \pi = 1.885$ m

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

ただし、杭頭から $1/\beta$ 範囲は周面摩擦抵抗を無視することとし、第1層目の層厚 L_1 は $7.0\text{m} - 1.5\text{m} = 5.5\text{m}$ とする (常時の $1/\beta = 1.350\text{m}$ 、地震時の $1/\beta = 1.135\text{m}$ より、周面摩擦抵抗を無視する範囲を簡便に 1.5m と統一した)。

τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

ここに、砂質土 $\tau_{ci} = 5N$ (≤ 200)

粘性土 $\tau_{ci} = C$ または $10N$ (≤ 150)

表-6.2.17 に周面摩擦力の推定表を示す。

表-6.2.17 周面摩擦力の推定表

	土質	層厚 L_i (m)	平均 N 値 \bar{N}	周面摩擦力度 τ_{ci} (kN/m ²)	$L_i \tau_{ci}$ (kN/m)	U_c (m)	$U_c L_i \tau_{ci}$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	5	25	138	1.885	259
2層目	粘性土	4.8	5	30	144	1.885	271
3層目	砂質土	2.9	15	75	218	1.885	410
4層目	砂質土	1.2	50	200	240	1.885	452
	計	14.4					1,393

したがって、杭の極限押込み支持力 R_u は、以下のように推定される。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} = 2,500 \text{ kN/m}^2 \times 0.283 \text{ m}^2 + 1,393 \text{ kN} = 2,100 \text{ kN}$$

●極限押し込み支持力に対する杭各部の耐力照査

杭頭に作用する軸方向荷重に対して鋼管と改良体が一体化抵抗するよう、極限押し込み支持力に対する杭各部の耐力照査（節突起付き鋼管の付着耐力、グラウトと改良体間のせん断耐力）を行う。

i)節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

$$R_{FU} = \sum \tau_{fi} \times L_i \times U_s \quad \dots\dots\dots (6.2.5)$$

ここに、

R_{FU} : 節突起付き鋼管の付着耐力 (kN)

U_s : 鋼管の周長 (m) = $D_s \times \pi = 0.2163 \times \pi = 0.680\text{m}$

D_s : 鋼管径 (m) = 0.2163m

L_i : 周面摩擦抵抗を考慮する層厚 (m)

τ_{fi} : 各層の鋼管の最大付着応力度 (kN/m²)

$$\tau_{fi} = \left(275 \frac{h}{p} + 9 \right) \times \sqrt{q_{ui}} \quad \dots\dots\dots (6.2.6)$$

h : 節突起高さ (m) = 0.0025m

p : 節加工間隔 (m) = 0.2m

q_{ui} : 各層の改良体の一軸圧縮強度 (kN/m²)

表-6.2.18 に節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} の計算結果を示す。

表-6.2.18 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体一軸圧縮強度 q_{ui} (kN/m ²)	鋼管の最大付着応力度 τ_{fi} (kN/m ²)	鋼管の周長 U_s (m)	$\tau_{fi} L_i U_s$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	4,000	787	0.680	2,943
2層目	粘性土	4.8	2,000	556	0.680	1,815
3層目	砂質土	2.9	4,000	787	0.680	1,552
4層目	砂質土	1.2	10,000	1,244	0.680	1,015
	計	14.4				7,325

したがって、節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} は、7,325kN と推定される。

ii) グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

$$R_{GU} = U_g \sum L_i \tau_{gi} \quad \dots\dots\dots (6.2.7)$$

ここに、

R_{GU} : グラウトと改良体間のせん断耐力 (kN)

U_g : グラウト体の周長 (m) = $D_g \times \pi = 0.239 \times \pi = 0.751\text{m}$

D_g : グラウト体外径 (改良体削孔径) (m) = 0.239m

L_i : 周面摩擦抵抗を考慮する層厚 (m)

τ_{gi} : 各層でのグラウトと改良体間の最大せん断強度 (kN/m²)

$$\tau_{gi} = 1/8 \times q_{ui} \quad \dots\dots\dots (6.2.8)$$

q_{ui} : 各層の改良体の一軸圧縮強度 (kN/m²)

表-6.2.19 にグラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} の計算結果を示す。

表-6.2.19 グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体一軸圧縮強度 q_{ui} (kN/m ²)	改良体の最大せん断強度 τ_{gi} (kN/m ²)	グラウトの周長 U_g (m)	$\tau_{gi} L_i U_g$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	4,000	500	0.751	2,065
2層目	粘性土	4.8	2,000	250	0.751	901
3層目	砂質土	2.9	4,000	500	0.751	1,089
4層目	砂質土	1.2	10,000	1,250	0.751	1,126
	計	14.4				5,181

したがって、グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} は、5,507kN と推定される。

iii) 極限押込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査

極限押込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果を表-6.2.20 に示す。杭各部の耐力は極限押込み支持力を上回る結果となっている。

表-6.2.20 極限押込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果

項目	単位	値	適用
地盤から決まる極限押込み支持力 R_u	kN	2,100	
節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}	kN	7,325	$R_{FU} > R_u$
グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}	kN	5,181	$R_{GU} > R_u$

b. 極限引抜き支持力の推定

地盤から決まる杭の極限引抜き支持力は、式 (6.2.9) によって推定する。

$$P_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} \dots\dots\dots (6.2.9)$$

- P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 (kN)
- U_c : 改良体の周長 (m) = $0.6 \times \pi = 1.885\text{m}$
- D_c : 改良体造成径 (m) = 0.6m
- L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

地盤から決まる極限引抜き支持力は、周面摩擦抵抗の合計であり、表-6.2.17 より 1,393kN と推定される。

c. 許容支持力の算定

● 許容押し込み支持力 R_a の算定

許容押し込み支持力は、式 (6.2.10) によって算定する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \dots\dots\dots (6.2.10)$$

ここに、

- R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 3, レベル1地震時 : 2)
- γ : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 (支持力推定式のため 1.0)
- R_u : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 (kN) = 2,100kN

ST マイクロパイルの許容押し込み支持力 R_a を表-6.2.21 に示す。

表-6.2.21 ST マイクロパイルの許容押し込み支持力 R_a

	極限支持力 R_u (kN)	安全率 n	補正係数 γ	許容押し込み支持力 R_a (kN)
常時	2,100	3	1.0	700
レベル1地震時		2		1,050

●許容引抜き支持力 P_a の算定

許容引抜き支持力は、式 (6.2.11) によって算定する。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \dots\dots\dots (6.2.11)$$

ここに、

- P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 6, レベル1地震時 : 3)
- P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 (kN) = 1,393kN
- W : 杭の有効重量 (kN) = 48kN

ST マイクロパイルの許容引抜き支持力 P_a を表-6.2.22 に示す。

表-6.2.22 ST マイクロパイルの許容引抜き支持力 P_a

	極限支持力 P_u (kN)	杭の有効重量 W (kN)	安全率 n	許容引抜き支持力 P_a (kN)
常時	1,393	48	6	280
レベル1地震時		48	3	512

d. 水平方向地盤反力係数 k_H の算定

水平方向地盤反力係数は以下のように算出する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (6.2.12)$$

ここに、

- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ (kN/m³)
- E_0 : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²) で、ここでは、N 値から推定する。
- α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、N 値から変形係数 E_0 を推定するため、常時 1、地震時 2 とする。
- B_H : 荷重作用方向に直交する杭の換算載荷幅 (m) で、 $\sqrt{D' / \beta}$ とする。
- D' : 拡径した改良体に期待する杭の水平地盤抵抗幅 (水平抵抗に関する計算上の杭径) (m) で、表-解 3.8.3 より $D' = 0.350\text{m}$ とする。
- $1 / \beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m)
- β : 杭の特性値 $\sqrt[4]{\frac{k_H D'}{4EI}}$ (m⁻¹)
- EI : 鋼管の曲げ剛性で、7,281 (kN・m²)

ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を表-6.2.23 に示す。

表-6.2.23 ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数

層番号	土質	層厚 (m)	水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	
			常時	地震時
第1層	砂質土	7.0	50,118	100,236
第2層	粘性土	4.8	50,118	100,236
第3層	砂質土	2.9	150,353	300,706
第4層	砂質土	1.2	501,176	1,002,352

e.ST マイクロパイルの軸方向バネ定数 K_V の推定

軸方向バネ定数は、式 (6.2.13) によって推定する。

$$K_V = a \frac{AE}{L} \dots\dots\dots (6.2.13)$$

ここに、

K_V : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)

A : 鋼管の有効断面積 7.026×10^{-3} (m²)

E : 鋼管のヤング係数 2.0×10^8 (kN/m²)

L : 鋼管の根入れ長 15.9 (m)

a : 以下により算出する (式 (解 3.5.2))。

$$a = 0.0165(L/D_s) + 0.0704 = 0.0165 \times 73.5 + 0.0704 = 1.283$$

L : 鋼管の根入れ長 15.9 (m), D_s : 鋼管径 0.2163 (m)

したがって、 $K_V = 1.283 \times \frac{7.026 \times 10^{-3} \times 2.0 \times 10^8}{15.9} = 113,410$ (kN/m) となる。

4) レベル1地震時の照査結果

①安定照査結果

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎のレベル1地震時の安定照査結果を表-6.2.24 に示す。
既設杭およびST マイクロパイルに発生する杭頭反力および水平変位は、各許容値以内である。

表-6.2.24 レベル1地震時の補強基礎の安定照査結果

項 目	記号	単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
			既設杭	STMP	既設杭	STMP
軸方向押込み力 *1	P_N	kN	619 + 605 =1,224	378	624 + 605 =1,229	344
軸方向許容押込み支持力	R_a	kN	1,396	1,050	1,396	1,050
判 定			$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK
軸方向引抜き力	P_N	kN	-199 + 605 = 406	-224	-205 + 605 = 400	-190
軸方向許容引抜き支持力	P_a	kN	-302	-512	-302	-512
判 定			$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq P_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq P_a$ OK
設計地盤面での水平変位	δ	mm	3.7		3.4	
許容水平変位 *2	δ_a	mm	15.0		15.0	
判 定			$\delta \leq \delta_a$ OK		$\delta \leq \delta_a$ OK	
フーチングの回転角	α	rad	0.0009		0.0007	

*1 既設杭の杭頭反力は、杭～ラーメンモデルで算出された値に、既設構造死荷重による杭頭反力(5,446kN÷9本 = 605kN/本)を加えたものである。

*2 既設PC杭、ST マイクロパイルとも許容水平変位は15mmであり、補強した杭基礎の許容水平変位は15mmとした。

②杭体の応力度照査結果

a. 杭体の曲げモーメント分布

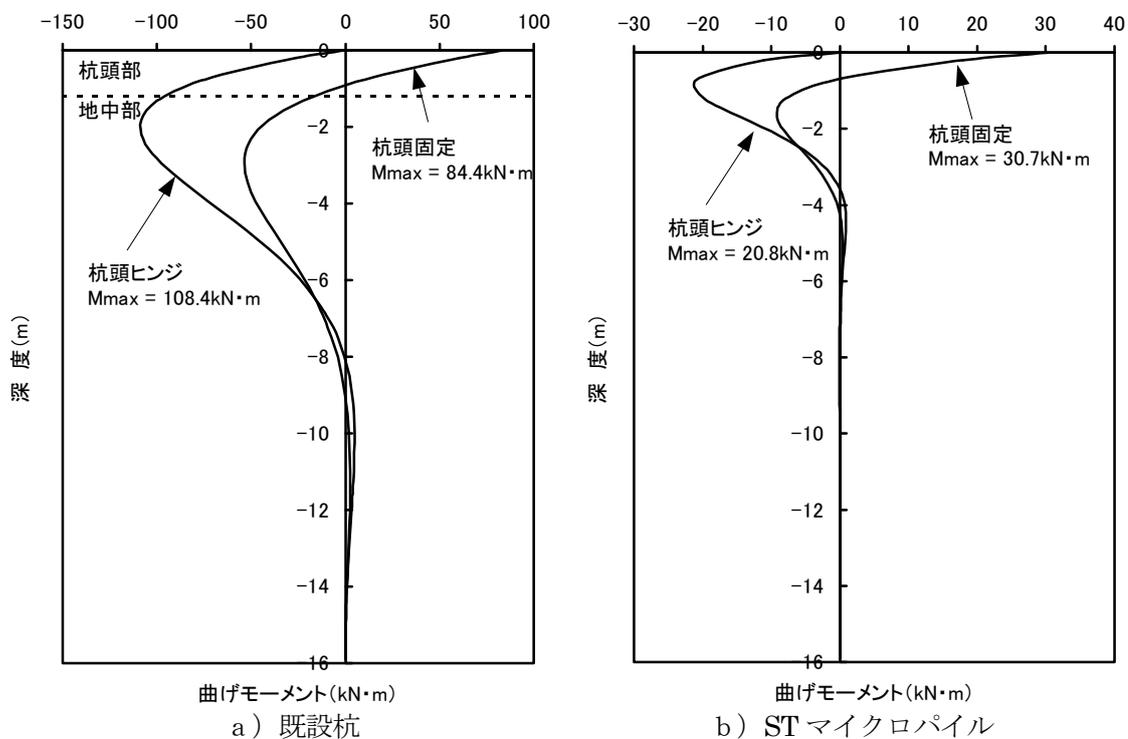


図-6.2.10 曲げモーメント分布図 (橋軸方向)

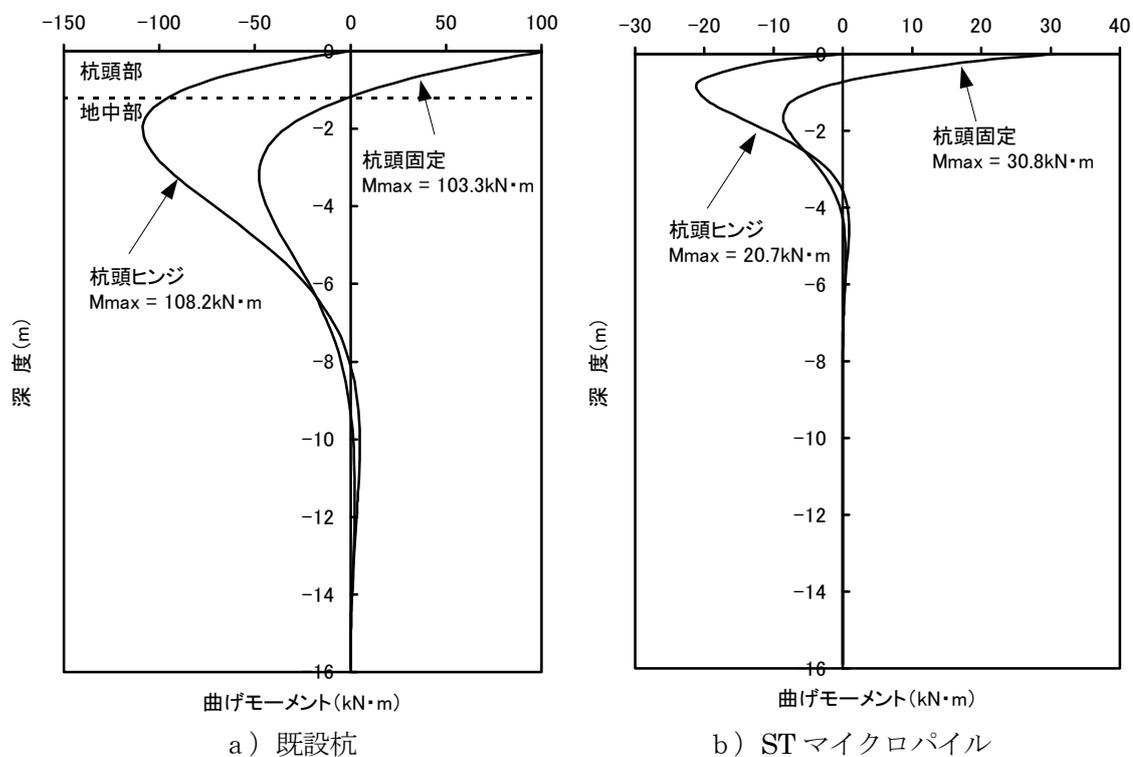


図-6.2.11 曲げモーメント分布図 (橋軸直角方向)

b.既設杭の応力度照査

既設杭の杭体の応力度照査結果を表-6.2.25 に示す。杭体（杭頭部および地中部）に発生する応力度は、許容応力度以内である。

表-6. 2. 25 レベル1地震時の既設杭の杭体応力度照査結果

		橋軸方向	橋軸直角方向	
杭頭部	曲げモーメント M (kN・m)	84.4	103.3	
	応力度	コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	6.4	7.1
		鉄筋の引張応力度 σ_s (N/mm ²)	44	69
	許容応力度	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	25	25
		鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	270	270
判定	OK	OK		
地中部	曲げモーメント M (kN・m)	108.4	108.2	
	有効プレストレス σ_{ce} (N/mm ²)	8.1	8.1	
	応力度	コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	21.9	21.9
		コンクリートの曲げ引張応力度 σ_c' (N/mm ²)	—	—
	許容応力度	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	25	25
		コンクリートの許容曲げ引張応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	5	5
	判定	OK	OK	

*1 杭頭部は鉄筋コンクリート断面として照査を行った

*2 曲げモーメントは、杭頭部は杭頭固定、地中部は杭頭ヒンジの値を用いた

c.ST マイクロパイルの応力度照査

ST マイクロパイルの杭体の応力度照査結果を表-6.2.26 に示す。杭体に発生する応力度は、鋼管の許容応力度以内である。

表-6. 2. 26 レベル1地震時の ST マイクロパイルの杭体応力度照査結果

	杭頭反力 N (kN)	モーメント M (kN・m)	応力度 σ_s (N/mm ²)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	判定
橋軸方向	378	30.7	144	380	OK
	-224	30.7	-122	-380	OK
橋軸直角方向	344	30.8	140	380	OK
	-190	30.8	-118	-380	OK

※ モーメントは杭頭ヒンジと比べて大きい杭頭固定の値を用いた

③ST マイクロパイルの杭頭結合部の照査

杭頭結合部の概要を図-6.2.12 に示す。

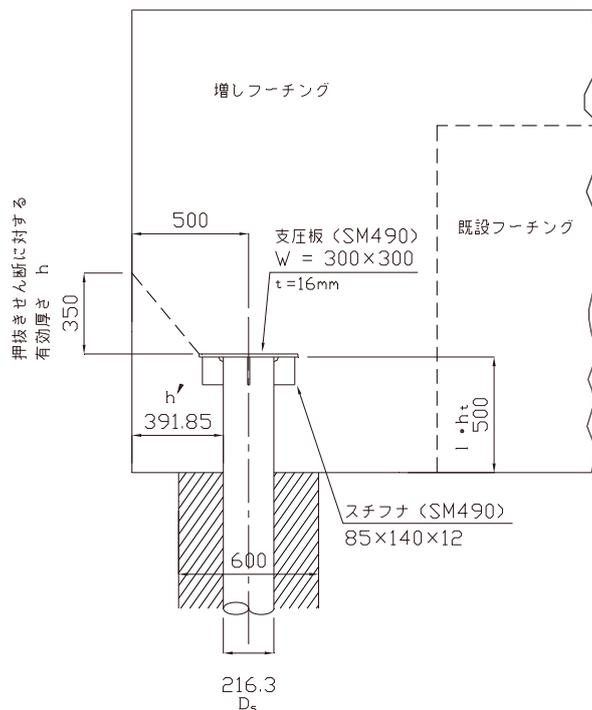


図-6.2.12 杭頭結合部の概要

●押込み力に対する照査

i. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{W^2} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.2.14)$$

ここに、

- σ_{cv} : 垂直支圧応力度 (kN/m²)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m²)
- P_c : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)

・橋軸方向

$$\sigma_{cv} = \frac{378}{0.30 \times 0.30} = 4,200 \text{ kN/m}^2 = 4.2 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8 \text{ N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{cv} = \frac{344}{0.30 \times 0.30} = 3,822 \text{ kN/m}^2 = 3.8 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8 \text{ N/mm}^2)$$

ii. フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P_c}{4(W+h)h} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.2.15)$$

ここに、

- τ_v : 垂直方向の押抜きせん断応力度 (kN/m²)
- τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (kN/m²)
- P_c : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ (m)
(有効厚さは、ここでは安全側に支圧板から 45° の範囲をとることとした。)

・橋軸方向

$$\tau_v = \frac{378}{4(0.30+0.35)0.35} = 415\text{kN/m}^2 = 0.42\text{N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\tau_v = \frac{344}{4(0.30+0.35)0.35} = 378\text{kN/m}^2 = 0.38\text{N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85\text{N/mm}^2)$$

●引抜き力に対する照査

i. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{tv} = \frac{P_t}{W^2 - \pi D_s^2 / 4} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.2.16)$$

ここに、

- σ_{tv} : 垂直支圧応力度 (kN/m²)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m²)
- P_t : 軸方向引抜き力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- D_s : 鋼管径 (m)

・橋軸方向

$$\sigma_{tv} = \frac{224}{0.3^2 - \pi 0.2163^2 / 4} = 4,206\text{kN/m}^2 = 4.2\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} (15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{tv} = \frac{190}{0.3^2 - \pi 0.2163^2 / 4} = 3,568\text{kN/m}^2 = 3.6\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} (15.8\text{N/mm}^2)$$

ii. フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度の照査

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{4(W + h_t) h_t} \leq \tau_{at} = \tau_a \quad \dots\dots\dots (6.2.17)$$

ここに、

- τ_{vt} : 垂直方向の引抜きせん断応力度 (kN/m²)
- τ_{at} : コンクリートの許容引抜きせん断応力度 (kN/m²) (= τ_a)
- P_t : 軸方向引抜き力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- h_t : 垂直方向の引抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ (m)

・ 橋軸方向

$$\tau_{vt} = \frac{224}{4(0.3 + 0.5)0.5} = 140\text{kN/m}^2 = 0.14\text{N/mm}^2 \leq \tau_{at} = \tau_a \quad (0.85\text{N/mm}^2)$$

・ 橋軸直角方向

$$\tau_{vt} = \frac{190}{4(0.3 + 0.5)0.5} = 119\text{kN/m}^2 = 0.12\text{N/mm}^2 \leq \tau_{at} = \tau_a \quad (0.85\text{N/mm}^2)$$

● 水平力および曲げモーメントに対する照査

i. フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D_s l} + \frac{6M}{D_s l^2} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (6.2.18)$$

ここに、

- σ_{ch} : 水平支圧応力度 (kN/m²)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m²)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- M : 曲げモーメント (kN・m)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングへの埋込み長 (m)

・ 橋軸方向

$$\sigma_{ch} = \frac{63.5}{0.2163 \times 0.5} + \frac{6 \times 30.7}{0.2163 \times 0.5^2} = 3994\text{kN/m}^2 = 4.0\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8\text{N/mm}^2)$$

・ 橋軸直角方向

$$\sigma_{ch} = \frac{61.3}{0.2163 \times 0.5} + \frac{6 \times 30.8}{0.2163 \times 0.5^2} = 3984\text{kN/m}^2 = 4.0\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8\text{N/mm}^2)$$

ii. フーチングコンクリートの水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D_s + 2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.2.19)$$

ここに、

- τ_h : 水平方向の押し抜きせん断応力度 (kN/m²)
- τ_a : コンクリートの許容押し抜きせん断応力度 (kN/m²)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ (m)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングへの埋込み長さ (m)

・ 橋軸方向

$$\tau_h = \frac{63.5}{0.3919(2 \times 0.5 + 0.2163 + 2 \times 0.3919)} = 81 \text{ kN/m}^2 = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85 \text{ N/mm}^2)$$

・ 橋軸直角方向

$$\tau_h = \frac{61.3}{0.3919(2 \times 0.5 + 0.2163 + 2 \times 0.3919)} = 78 \text{ kN/m}^2 = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85 \text{ N/mm}^2)$$

iv) 支圧板の設計

支圧板およびスチフナの諸元は、ここでは、極限支持力に相当する杭頭反力が作用したときに必要な諸元とし、表・解 3.8.3 により設定した。

支圧板の必要厚さは、支圧板の単位幅あたりに生じる曲げモーメントを簡便に鋼管縁からの片持ち梁として算定して検討する。支圧板に生じる単位幅当たりの最大曲げモーメントは次式により求める。

$$M_{max} = \frac{1}{2} \left(\frac{W - D_s}{2} \right)^2 p \dots\dots\dots (6.2.20)$$

ここに、

- M_{max} : 支圧板の最大曲げモーメント (kN・m)
- W : 支圧板の幅 (m) = 0.30m
- D_s : 鋼管の外径 (m) = 0.2163m
- p : 支圧板単位幅あたりに発生する分布荷重 (kN/m)

計算の結果、支圧板に生じる最大曲げモーメント M_{max} は、レベル 1 地震時の橋軸方向で 3.678kN.m、橋軸直角で 3.347kN.m である。

次に、支圧板の必要厚さを次式により求める。

$$\text{支圧板必要厚さ } t = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_a} \times 6} \dots\dots\dots (6.2.21)$$

ここに、

σ_a : 支圧板 (SM490) の許容曲げ応力度 レベル1 地震時 277,500kN/m²

・ 橋軸方向の支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{3.678}{277500} \times 6 \times 1000} = 8.9 \text{ mm}$

・ 橋軸直角方向の支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{3.347}{277500} \times 6 \times 1000} = 8.5 \text{ mm}$

したがって、支圧板の厚さは 16mm で安全である。

(5) 補強基礎のレベル2地震時の照査

1) 作用荷重

フーチング底面における作用荷重を表-6.2.27 (橋軸方向)、表-6.2.28 (橋軸直角方向) に示す。

表-6.2.27 補強基礎のフーチング底面における作用外力 (レベル2地震時：橋軸方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.83	2,725	9.00	24,524
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.83	1,028	6.72	6,909
フーチング W_F	2,800	k_h	0.70	1,960	1.00	1,960
上載土砂 W_S	938	—	—	—	—	—
合計	8,260	—	—	5,713	—	33,393

表-6.2.28 補強基礎のフーチング底面における作用外力 (レベル2地震時：橋軸直角方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.90	2,955	10.70	31,615
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.90	1,115	6.72	7,491
フーチング W_F	2,800	k_h	0.70	1,960	0.71	1,960
上載土砂 W_S	938	—	—	—	—	—
合計	8,260	—	—	6,030	—	41,067

荷重分担を考慮した作用外力の集計を表-6.2.29 に示す。実際の構造解析においては、既設杭と ST マイクロパイルが共同で負担する荷重 ($\Delta V_D, H_0, M_0$) をフーチング底面に作用させて各杭の杭頭反力等を算出し、既設構造死荷重 V_D による既設杭の杭頭反力を別途求めておいて、合算して既設杭の杭頭反力を算出している。

表-6.2.29 補強基礎のフーチング底面における作用外力の集計 (レベル2地震時)

	橋軸方向	橋軸直角方向
既設杭のみで負担する鉛直荷重 V_D (kN)	5,446	5,446
既設杭および ST マイクロパイルで負担する作用荷重	鉛直荷重 ΔV_D (kN)	2,814
	水平荷重 H_0 (kN)	5,713
	曲げモーメント M_0 (kN・m)	33,393
	41,067	

注) $V_0 = V_D + \Delta V_D$

V_D : 既設構造の死荷重 (上部構造重量+橋脚重量+既設フーチング重量)

ΔV_D : 増しフーチング重量と上載土砂による鉛直荷重の増分

2) 設計定数

①杭の軸方向抵抗特性

既設杭およびSTマイクロパイルの軸方向抵抗特性は、軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、支持力の上限値 P_{NU} , P_{TU} を有する弾塑性型としてモデル化する。

a 既設杭の軸方向抵抗特性

i) 既設杭の軸方向バネ定数 K_{VE}

$$K_{VE} = 309,940 \text{ (kN/m)}$$

ii) 既設杭の支持力の上限値

既設杭の支持力の上限値を表-6.2.30に示す。既設杭には既設構造死荷重による軸方向圧縮力 ($\Delta P_N = V_D / \text{既設杭本数}$) として作用していることから、実際の解析においては補正を行った値を上限値として用いる。

表-6.2.30 既設杭の支持力の上限値

項 目	値
既設構造死荷重による軸方向圧縮力 ΔP_N (kN)	$5,446 / 9 = 605$
押し込み支持力の上限値 P_{NU} (kN) ※非線形解析に用いる値	$2,829 - 605 = 2,224$
引抜き支持力の上限値 P_{TU} (kN) ※非線形解析に用いる値	$831 + 605 = 1,436$

b. STマイクロパイルの軸方向抵抗特性

i) STマイクロパイルの軸方向バネ定数 K_{VE}

$$K_{VE} = 113,410 \text{ (kN/m)}$$

ii) STマイクロパイルの押し込み支持力の上限値 P_{NU}

押し込み支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力、鋼管耐力の最小値とする。

$$P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) \dots\dots\dots (6.2.22)$$

ここに、

P_{NU} : 押し込み支持力の上限値 (kN)

R_U : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 (kN)

R_{PU} : 杭体 (鋼管) の耐力 (kN)

●地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 R_U

$$R_U = 2,100\text{kN}$$

●杭体 (鋼管) の耐力 R_{PU}

$$R_{PU} = \sigma_y \times A_s = 440 \times 7.026 \times 10^{-3} \times 10^3 = 3,091\text{kN}$$

以上より、 $P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) = 2,100\text{kN}$ となる。

iii) ST マイクロパイルの引抜き支持力の上限值 P_{TU}

引抜き支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力に杭の有効重量を加えた値と、鋼管耐力のうち、最小値として求める。

$$P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) \quad \dots\dots\dots (6.2.23)$$

ここに、

P_{TU} : 引抜き支持力の上限值 (kN)

P_U : 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 (kN)

W : 杭の有効重量 (kN) = 48kN

P_{PU} : 杭体 (鋼管) の耐力 (kN) = $R_{PU} = 3,091\text{kN}$

$$P_U = 1,393\text{kN}$$

$$P_U + W = 1,393 + 48 = 1,441 \text{ kN}$$

以上より、 $P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) = 1,441 \text{ kN}$ となる。

②杭の軸直角方向抵抗特性

既設杭および ST マイクロパイルの軸直角方向抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限值 p_{HU} を有する弾塑性型としてモデル化する。なお、実際のフレーム解析において各節点に設定するバネは、これら k_{HE} , p_{HU} に杭径、要素長を乗じる必要があるが、ST マイクロパイルの場合、杭径としては改良体の水平地盤抵抗幅 D' (水平抵抗に関する設計上の杭径) を用いることに注意しなければならない。

i) 水平方向地盤反力係数 k_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} は、次のように求める。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \dots\dots\dots (6.2.24)$$

ここに、

k_{HE} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数 (= 2/3)

α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数 (= 1.5)

k_H : 地震時の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

●既設杭の水平方向地盤反力係数 k_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いる既設杭の水平方向地盤反力係数を表-6.2.31 に示す。

表-6.2.31 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

	地盤の種類	層厚 (m)	地震時の水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	補正係数 $\eta_k \alpha_k$	地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m ³)
第1層	砂質土	7.0	30,620	2/3 × 1.5 = 1.0	30,620
第2層	粘性土	4.8	30,620	2/3 × 1.5 = 1.0	30,620
第3層	砂質土	2.9	91,900	2/3 × 1.5 = 1.0	91,900
第4層	砂質土	1.2	306,340	2/3 × 1.5 = 1.0	306,340

●ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数 K_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いる ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を表-6.2.32 に示す。

表-6.2.32 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

	地盤の種類	層厚 (m)	地震時の水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	補正係数 $\eta_k \alpha_k$	地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m ³)
第1層	砂質土	7.0	100,236	$2/3 \times 1.5 = 1.0$	100,236
第2層	粘性土	4.8	100,236	$2/3 \times 1.5 = 1.0$	100,236
第3層	砂質土	2.9	300,706	$2/3 \times 1.5 = 1.0$	300,706
第4層	砂質土	1.2	1,002,352	$2/3 \times 1.5 = 1.0$	1,002,352

ii) 水平地盤反力度の上限値 p_{HU}

地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限値 p_{HU} は、次のように求める。

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \dots\dots\dots (6.2.25)$$

ここに、

p_{HU} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $\eta_p = 1.0$

砂質地盤 $\eta_p \alpha_p =$ 荷重載荷直角方向の杭中心間隔 / 杭径 (ただし、 $\leq \alpha_p$)
(ST マイクロパイルの場合、杭径は改良体の水平地盤抵抗幅 D' とする)

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $\alpha_p = 1.5$ 、砂質地盤 $\alpha_p = 3.0$

p_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

水平地盤反力度の上限値の比率に関しては、既設杭径と ST マイクロパイルの改良体水平地盤抵抗幅 D' (350mm) の比が 1.7 であり、レベル 2 地震時における水平地盤反力度の上限値に関しては、道示 IV に基づいて設定することとした。

・橋軸方向

- 1 列目 (最前列) ST マイクロパイル $2,333 \div 350 = 3.0$ (上限値)
- 2,4,6 列目 既設杭 $2,000 \div 600 = 3.0$ (上限値)
- 3,5 列目 ST マイクロパイル $1,500 \div 350 = 3.0$ (上限値)
- 6 列目 (最後列) ST マイクロパイル $2,333 \div 350 = 3.0$ (上限値)

・橋軸直角方向

- 1 列目 (最前列) ST マイクロパイル $2000 \div 350 = 3.0$ (上限値)
- 2,4,6 列目 既設杭 $1500 \div 600 = 2.5$
- 3,5 列目 ST マイクロパイル $1,500 \div 350 = 3.0$ (上限値)
- 6 列目 (最後列) ST マイクロパイル $2,000 \div 350 = 3.0$ (上限値)

表-6.2.33 既設杭の水平地盤反力度の上限值

	地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ' (kN/m ³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 p_u (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限值					
									橋軸方向			橋軸直角方向		
									$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m ²)		$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m ²)	
										—	2,4,6 列		—	2,4,6 列
第1層	砂質土	7.0	0	23	-3.8	9	2.528	136.51 295.78	3.0	409.53 887.34	204.77 443.67	2.5	341.28 739.45	170.64 369.73
第2層	粘性土	4.8	30	0	0.0	8	1.000	177.00 215.40	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10
第3層	砂質土	2.9	0	30	-5.0	9	3.505	544.68 625.99	3.0	1634.04 1877.97	817.02 938.99	2.5	1361.70 1564.98	680.85 782.49
第4層	砂質土	1.2	0	40	-6.7	10	5.996	1070.89 1142.84	3.0	3212.67 3428.52	1606.34 1714.26	2.5	2677.23 2857.10	1338.61 1428.55

表-6.2.34 ST マイクロパイルの水平地盤反力度の上限值

	地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ' (kN/m ³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 p_u (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限值					
									橋軸方向			橋軸直角方向		
									$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m ²)		$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m ²)	
										1 列目	3,5,7 列		1 列目	3,5,7 列
第1層	砂質土	7.0	0	23	-3.8	9	2.528	136.51 295.78	3.0	409.53 887.34	204.77 443.67	3.0	409.53 887.34	204.77 443.67
第2層	粘性土	4.8	30	0	0.0	8	1.000	177.00 215.40	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10
第3層	砂質土	2.9	0	30	-5.0	9	3.505	544.68 625.99	3.0	1634.04 1877.97	817.02 938.99	3.0	1634.04 1877.97	817.02 938.99
第4層	砂質土	1.2	0	40	-6.7	10	5.996	1070.89 1142.84	3.0	3212.67 3428.52	1606.34 1714.26	3.0	3212.67 3428.52	1606.34 1714.26

③杭体の曲げモーメント M ～曲率 ϕ 関係

a. M ～ ϕ 算出方法

既設 PC 杭の M ～ ϕ 関係は道示IVのコンクリート系の杭を準用してトリリニア型、ST マイクロパイルの M ～ ϕ 関係は道示IVの鋼管杭に基づいてバイリニア型としてモデル化する。

既設 PC 杭の M ～ ϕ 関係の計算に用いる軸力は、道示IVのコンクリート系の杭に準じ、杭群図心位置から押込み側の杭では死荷重が作用したときの杭頭反力とし、引抜き側では軸力を 0 とする。また、ST マイクロパイルの M ～ ϕ 関係の計算に用いる軸力は、道示IVの鋼管杭に準じ、死荷重が作用したときの杭頭反力とした。

ここで、各杭の死荷重分担の計算方法は以下のように行った。

$$N_1 = (V_D + \Delta V_{D1}) / n_1$$

$$N_2 = \Delta V_{D2} / n_2$$

$$\Delta V_{D1} = \Delta V_D \times \frac{\sum K_{VE1}}{\sum K_{VE1} + \sum K_{VE2}}$$

$$\Delta V_{D2} = \Delta V_D \times \frac{\sum K_{VE2}}{\sum K_{VE1} + \sum K_{VE2}}$$

ここに、

N_1 : 既設杭の軸力 (kN/本)

N_2 : ST マイクロパイルの軸力 (kN/本)

n_1 : 既設杭本数 (本)

n_2 : ST マイクロパイル本数 (本)

V_D : 既設構造の死荷重 (kN) (上部構造重量+橋脚重量+既設フーチング重量)

ΔV_D : 増しフーチング重量とフーチング上載土砂による鉛直荷重の増分 (kN)

K_{VE1} : 既設杭 n_1 本分の軸方向バネ定数 (kN/m)

K_{VE2} : ST マイクロパイル n_2 本分の軸方向バネ定数 (kN/m)

$$\Delta V_{D1} = 2,814 \times \frac{9 \times 309,940}{9 \times 309,940 + 12 \times 113,407}$$

$$= 1,891 \text{ (kN)}$$

$$\Delta V_{D2} = 2,814 \times \frac{12 \times 113,407}{9 \times 309,940 + 12 \times 113,407}$$

$$= 923 \text{ (kN)}$$

$$N_1 = (5,446 + 1,891) / 9$$

$$= 815 \text{ (kN/本)}$$

$$N_2 = 923 / 12$$

$$= 77 \text{ (kN/本)}$$

b. 既設杭および ST マイクロパイルの M ～ ϕ 関係

既設杭および ST マイクロパイルの M ～ ϕ 関係を表-6.2.32～6.2.33 に示す。ST マイクロパイルの M ～ ϕ 算定式は、4.2.4 によるものとした。

表-6.2.35 既設杭の曲げモーメント～曲率関係

鋼材		換算断面面積 注2) (m ²)	換算断面2次モーメント 注2) (m ⁴)	軸力 = 0kN/本						軸力 = 7,337kN/9本 = 815kN/本					
PC鋼線	スパイラル鉄筋 注1)			ひび割れ時		降伏時		終局時		ひび割れ時		降伏時		終局時	
				M_c (kN・m)	ϕ_c (1/m)	M_y (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_u (kN・m)	ϕ_u (1/m)	M_c (kN・m)	ϕ_c (1/m)	M_y (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_u (kN・m)	ϕ_u (1/m)
φ9 26本	φ4 ctc 110	0.157	0.0054	208	1.025 ×10 ⁻³	374	5.902 ×10 ⁻³	469	1.973 ×10 ⁻²	299	1.474 ×10 ⁻³	534	6.619 ×10 ⁻³	610	1.408 ×10 ⁻²

注1) スパイラル鉄筋の降伏強度は $\sigma_{sy}=300$ (kN/m²) とする。

注2) 換算断面面積および換算断面2次モーメントはPC鋼材も考慮した値である。

表-6.2.36 STマイクロパイルの曲げモーメント～曲率関係

鋼種 注1)	鋼管公称径 D_s (mm)	板厚 t 注2) (mm)	断面積 A (m ²)	断面係数 Z_e (m ³)	全塑性断面係数 Z_p (m ³)	軸力 = 923kN/12本 = 77kN/本			
						降伏時		全塑性時	
						M_y (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_p (kN・m)	ϕ_y' (1/m)
STKT 590	216.3	11.0	7.026× 10 ⁻³	3.397× 10 ⁻⁴	4.551× 10 ⁻⁴	146	2.002×10 ⁻²	200	2.748×10 ⁻²

注1) 鋼管の降伏強度は $\sigma_{sy}=440$ N/mm²である。

注2) 鋼管の板厚は腐食しろとして1mm考慮した値である。

④フーチング前面地盤の水平抵抗特性

フーチング周辺の埋戻しは十分締め固めるものとし、非液状化時においては、フーチング前面地盤の水平抵抗特性を考慮するものとする。

道示IVに準じて算定したフーチング前面地盤の水平抵抗特性を表-6.2.37に示す。

表-6.2.37 フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 p_{HU}

		水平方向 地盤反力 係数 k_{HE} (kN/m^3)	受働土 圧係数 K_{EP}	フーチン グの前面 有効幅 B_e (m)	地盤面 からの 深さ z (m)	受働土圧 強度 p_{EP} (kN/m^2)	水平地盤 反力度の 上限値の 割増し係 数 α_p	水平地盤 反力度の 上限値 p_{HU} (kN/m^2)
橋軸方向	フーチング 上面	13,376	2.528	8.0	1.0	45.51	1.063	48.35
	フーチング 下面				3.0	136.53	1.188	162.13
橋軸直角 方向	フーチング 上面	14,063	2.528	7.0	1.0	45.51	1.071	48.76
	フーチング 下面				3.0	136.53	1.214	165.78

⑤既設 PC 杭のせん断耐力

既設 PC 杭のせん断耐力の算定方法は、ここでは参考資料 1)に準じるものとする。中詰めコンクリート補強部および無補強部のせん断耐力を表-6.2.38に示す。

表-6.2.38 既設 PC 杭の 1 本当たりのせん断耐力

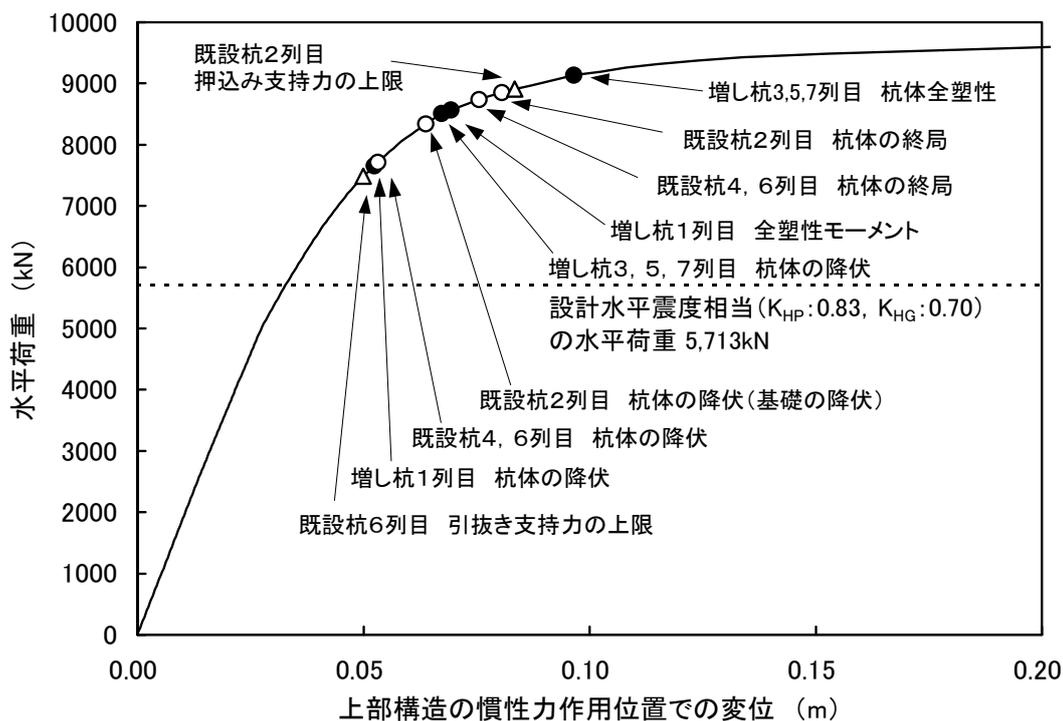
項 目		記号	単位	値
中詰めコンクリート 補強部 (フーチング底面～ 1.2m 区間)	杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力	Sc	kN	100
	杭本体内部スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	Ss	kN	30
	中詰めコンクリートの負担するせん断耐力	Hca	kN	62
	中詰め補強帯鉄筋が負担するせん断耐力	Has	kN	132
	合 計			324
無補強部 (フーチング底面 から $Z=1.2\text{m}$ 以深)	杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力	Sc	kN	121
	杭本体内部スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	Ss	kN	30
	合 計			151

(3) レベル2地震時の照査結果

橋軸方向および橋軸直角方向の照査結果を図-6.2.13～6.2.14、表-6.2.39～6.2.40に示す。

慣性力～上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係によれば、全ての既設杭が杭体の降伏に達した時点で水平変位が急増しており、全ての既設杭が降伏したときが補強した杭基礎の降伏と判定できる。水平変位が急増したとき（全ての既設杭が降伏）の水平荷重は、設計水平震度に相当する照査荷重を上回っており、補強した杭基礎はレベル2地震に対して安全と判断できる。

なお、本計算例では、照査荷重に対して基礎の降伏には余裕があるが、既設杭のせん断耐力の照査でSTマイクロパイルの杭本数が決まっている。



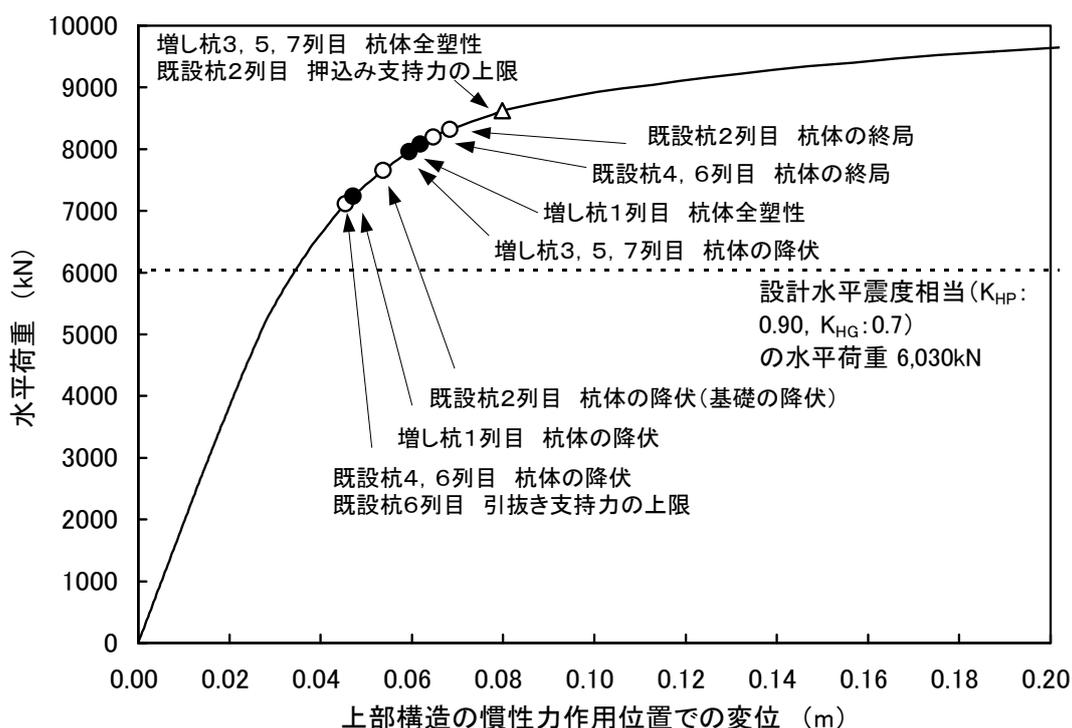
水平震度	水平荷重 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.830	5,713	10	0.00258	0.033	設計水平荷重に達する (杭基礎は降伏に達していない)
—	7,484	18	0.00357	0.050	既設杭6列目 引抜き支持力の上限值に達した
—	7,656	19	0.00370	0.052	増し杭1列目 (最前列) 杭体の降伏に達した
—	7,713	20	0.00375	0.053	既設杭4,6列目 杭体の降伏に達した
—	8,341	26	0.00421	0.064	既設杭2列目 杭体の降伏に達した (全ての既設杭降伏) : 基礎の降伏
—	8,513	28	0.00434	0.067	増し杭3,5,7列目 杭体の降伏に達した
—	8,513	28	0.00434	0.067	増し杭7列目 (最後列) 引抜き支持力の上限值に達した
—	8,570	29	0.00447	0.069	増し杭1列目 (最前列) 杭体の全塑性モーメントに達した
—	8,741	32	0.00479	0.076	既設杭4,6列目 杭体の終局に達した
—	8,855	36	0.00500	0.081	既設杭2列目 杭体の終局に達した
—	8,913	38	0.00510	0.083	既設杭2列目 押込み支持力の上限值に達した

図-6.2.13 レベル2地震時の慣性力～上部構造の慣性力作用位置の水平変位 (橋軸方向)

表-6.2.39 レベル2地震時に対する照査結果（橋軸方向）

				既設杭 (PC杭φ600mm:9本)			増し杭 (ST マイクロパイル) (鋼管径 216.3mm, 造成径 600mm : 12本)				
				2列目	4列目	6列目	1列目	3列目	5列目	7列目	
基礎 の 耐 力 の 照 査	最大曲げモーメント	M	kN・m/本	171	171	171	76	64	64	64	
	降伏曲げモーメント	M_y	kN・m/本	534	534	374	146	146	146	146	
	判定	-	-	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK
				杭体は降伏しない			杭体は降伏しない				
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN/本	1,409	210	-990	960	369	-216	-806	
	支持力の上限值	P_{NU}	kN/本	2,224 (-1,436) *			2,100 (-1,441) *				
	判定	-	-	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK
支持力の上限值に達しない				支持力の上限值に達しない							
変 位	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.010							
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.003							
部 材 の 照 査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2,482			1,553			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2,916			-			
		判定		-	$S \leq P_S$ OK			-			
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	835			-			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1,359			-			
		判定		-	$S \leq P_S$ OK			-			

※ () 内は引抜き支持力の上限值を示す



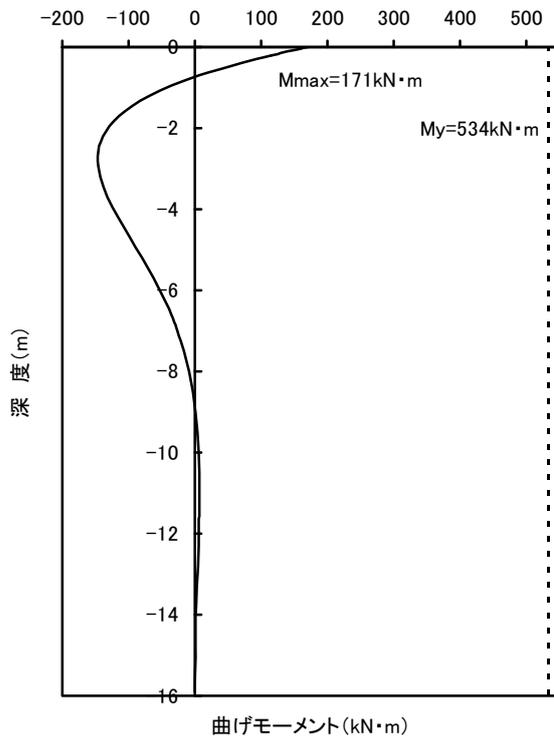
水平震度	水平荷重 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.900	6,030	11	0.00220	0.034	設計水平荷重に達する (杭基礎は降伏に達していない)
—	7,115	17	0.00266	0.045	既設杭 6 列目 引抜き支持力の上限值に達した
—	7,115	17	0.00266	0.045	既設杭 4,6 列目 杭体の降伏に達した
—	7,236	18	0.00273	0.047	増し杭 1 列目 (最前列) 杭体の降伏に達した
—	7,778	23	0.00305	0.056	既設杭 2 列目 杭体の降伏に達した (全ての既設杭降伏) : 基礎の降伏
—	7,959	26	0.00315	0.059	増し杭 3,5,7 列目 杭体の降伏に達した
—	8,080	27	0.00322	0.062	増し杭 1 列目 (最前列) 杭体の全塑性モーメントに達した
—	8,200	30	0.00329	0.065	既設杭 4,6 列目 杭体の終局に達した
—	8,261	31	0.00333	0.066	既設杭 2 列目 杭体の終局に達した
—	8,622	42	0.00352	0.080	既設杭 3,5,7 列目 杭体の全塑性モーメントに達した

図-6.2.14 レベル2地震時の慣性力～上部構造の慣性力作用位置の水平変位 (橋軸直角方向)

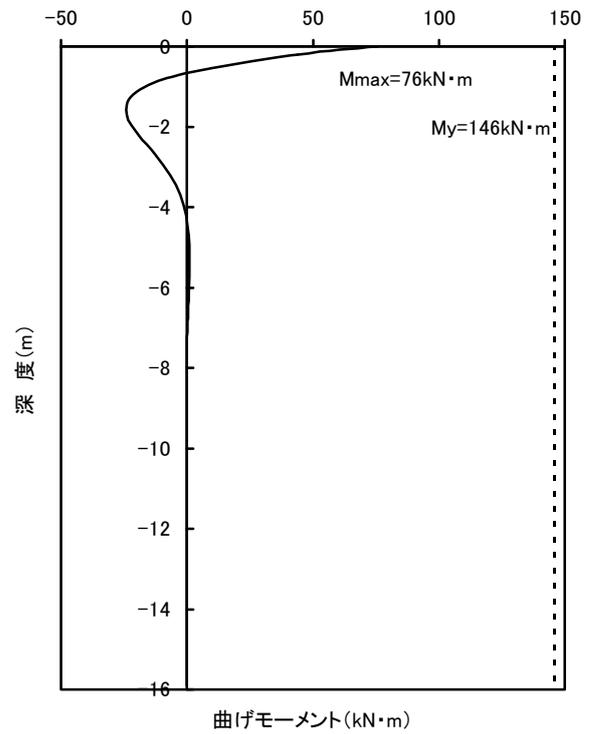
表-6.2.40 レベル2地震時に対する照査結果（橋軸直角方向）

				既設杭 (PC杭φ600mm:9本)			増し杭 (ST マイクロパイル) (鋼管径 216.3mm, 造成径 600mm : 12本)				
				2列目	4列目	6列目	1列目	3列目	5列目	7列目	
基礎 の 耐 力 の 照 査	最大曲げモーメント	M	kN・m/本	293	269	269	95	80	80	80	
	降伏曲げモーメント	M_y	kN・m/本	534	534	374	146	146	146	146	
	判定	-	-	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK
				杭体は降伏しない			杭体は降伏しない				
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN/本	1,572	210	-1,152	955	368	-214	-800	
	支持力の上限值	P_{NU}	kN/本	2,224 (-1,436) *			2,100 (-1,441) *				
	判定	-	-	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK	$P_N \leq P_{NU}$ OK
支持力の上限值に達しない				支持力の上限值に達しない							
変 位	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.011							
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.002							
部 材 の 照 査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2,767			1,746			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2,916			-			
		判定		-	$S \leq P_S$ OK			-			
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1,271			-			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1,359			-			
		判定		-	$S \leq P_S$ OK			-			

※ () 内は引抜き支持力の上限值を示す

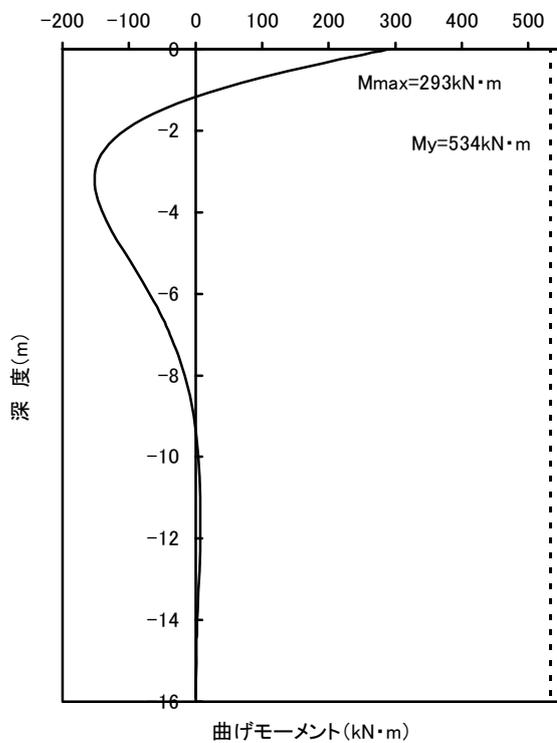


a) 既設杭

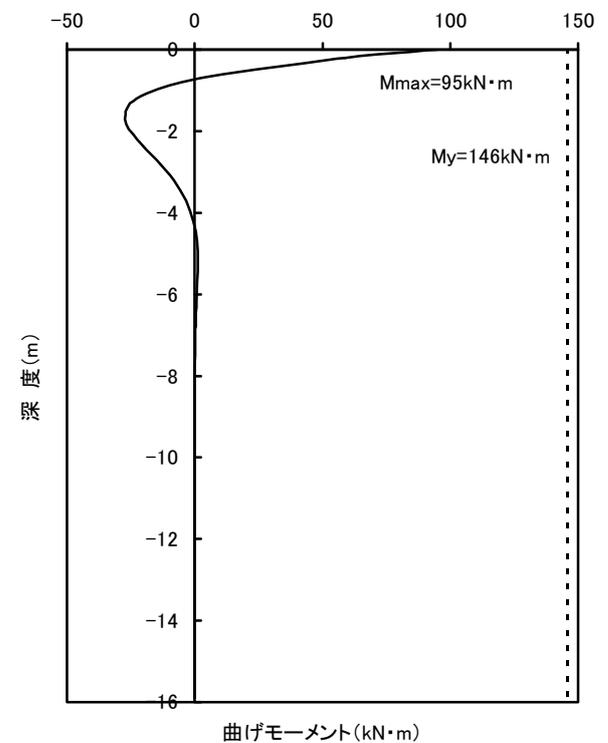


b) ST マイクロパイル

図-6.2.15 レベル2地震時（設計水平震度時）の曲げモーメント分布（橋軸方向）



a) 既設杭



b) ST マイクロパイル

図-6.2.16 レベル2地震時（設計水平震度時）の曲げモーメント分布（橋軸直角方向）

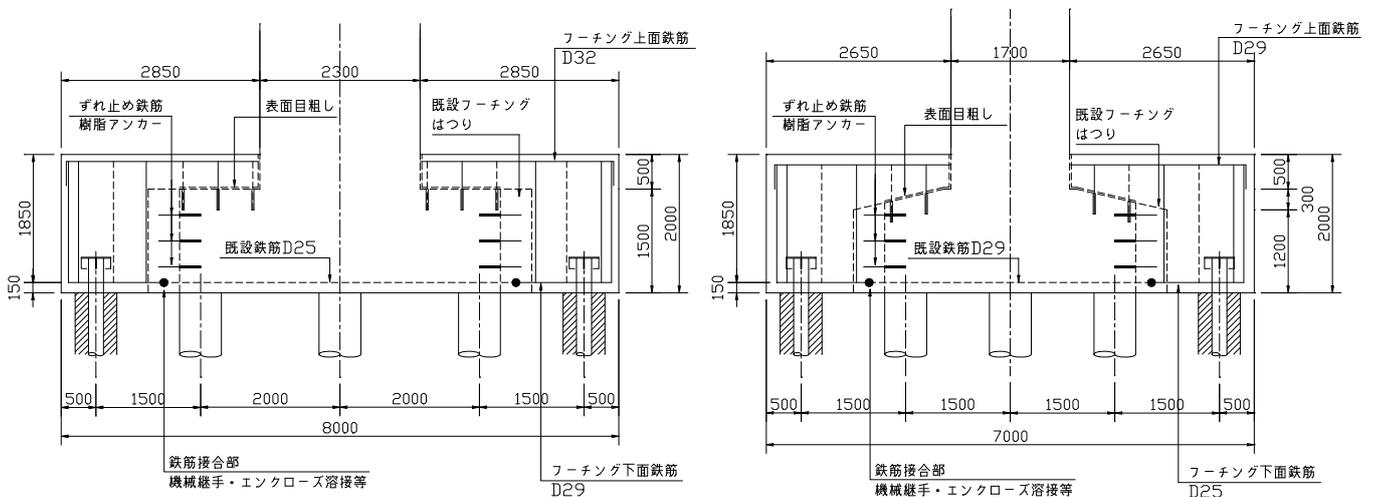
6.3 フーチングの補強設計

6.3.1 増しフーチングの構造

本計算例での増しフーチングの構造は、フーチング土被りに対する制約はないものと仮定し、図-6.3.1のような上面増し厚とする。また、増しフーチングに用いる材料は、既設部材の応力度に制限されることから、本計算例では表-6.3.1に示すように、既設フーチングと同一の材料とした。

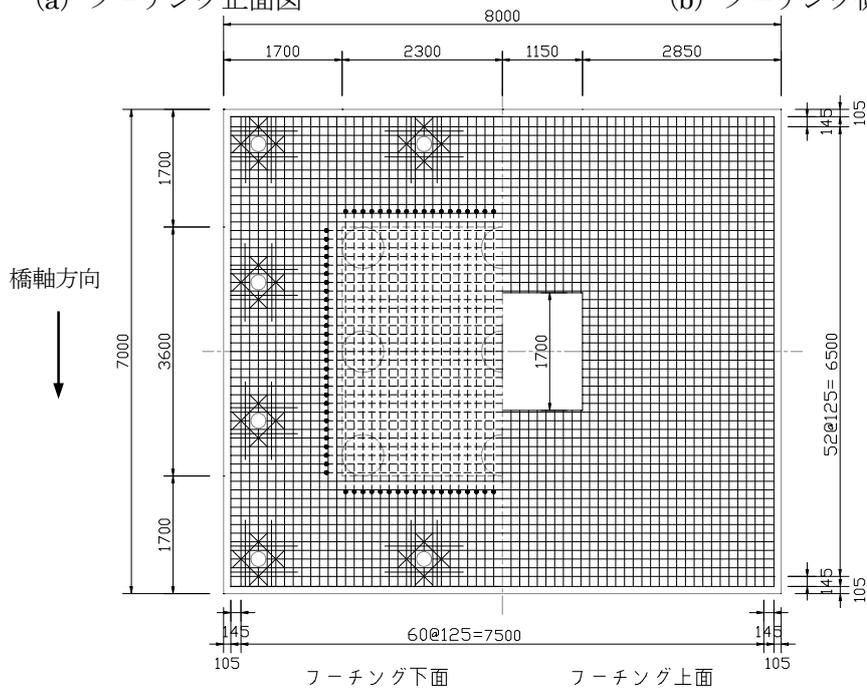
既設フーチングと増しフーチングの一体化に関しては、本計算例では次のように仮定する。

- ・フーチング下面における既設鉄筋との接続は、既設フーチングをはつり既設鉄筋を露出させた後、新設鉄筋と機械式継手やエンクローズ溶接によって接合するものとする。
- ・既設フーチングと増しフーチングとの一体化に関しては、ずれ止め鉄筋の設置、コンクリート表面のチップング目粗しによって一体化させるものとする。



(a) フーチング正面図

(b) フーチング側面図



(c) フーチング平面図

図-6.3.1 フーチングの構造

表-6.3.1 増しフーチングに用いる材料

材 料	規 格
コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$
鉄 筋	SD295, 降伏点 $\sigma_{sy} = 295 \text{ N/mm}^2$

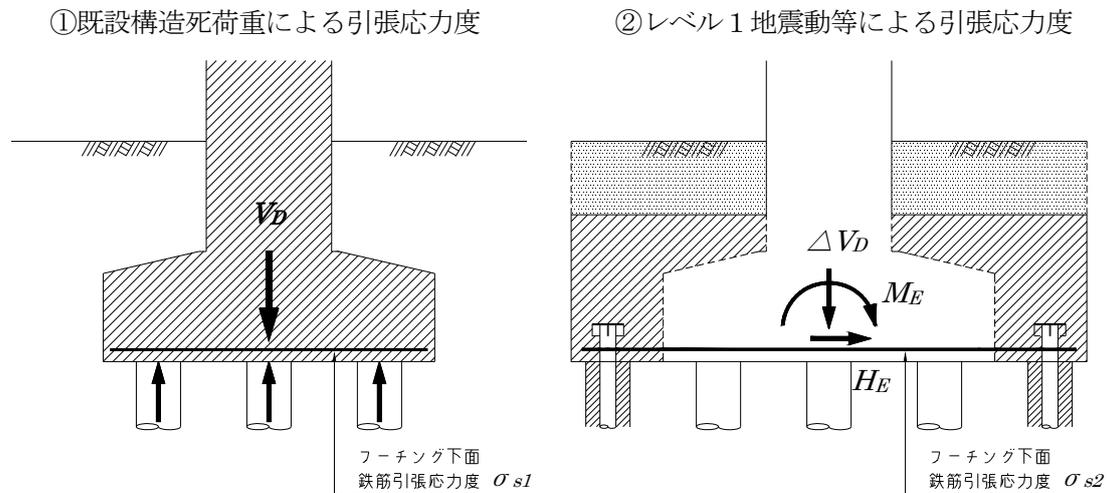
6.3.2 レベル1地震時の照査

(1) レベル1地震時の曲げモーメントに対する照査

1) 設計の考え方

曲げモーメントに対する抵抗断面は、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で作用外力に対して抵抗させるものとする。

一方、既設フーチングには補強前の死荷重および杭頭反力によって応力が発生しており、補強後もそのまま残留することが考えられる。そこで、参考資料 1) に準じ、レベル1地震時におけるフーチングの応力度照査では、図-5.2.1 に示すように、①既設構造死荷重（上部構造・橋脚・既設フーチングの自重）による引張応力度 σ_{s1} 、②増しフーチング・上載土砂の自重とレベル1地震動によって生じる引張応力度 σ_{s2} をそれぞれ求め、合計が許容応力度以内となることを照査する。



V_D : 既設構造死荷重（上部構造・橋脚・既設フーチングの自重）(kN)

ΔV_D : 増しフーチングおよび上載土砂自重 (kN)

H_E : レベル1地震動による水平力 (kN)

M_E : レベル1地震動による曲げモーメント (kN・m)

$$\sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq \sigma_{sa}$$

図-6.3.2 レベル1地震時におけるフーチングの応力度照査手順

2) 補強前の死荷重状態における曲げモーメントと応力度

補強前の死荷重状態において生じるフーチング曲げモーメントとフーチング下面の応力度計算結果を表-6.3.2に示す。

表-6.3.2 補強前死荷重による応力度計算結果

		死荷重時		
		橋軸方向 (下側引張)	橋軸直角方向 (下側引張)	
フーチング 曲げモーメント	上載土砂 (kN・m)	—	—	
	フーチング (kN・m)	-172	-218	
	杭頭の鉛直反力 (kN・m)	1,185	1,549	
	曲げモーメント合計 (kN・m)	1,013	1,331	
応力度計算	部材寸法	有効幅 b (m)	5.00	4.40
		高さ h (m)	1.50	1.50
		かぶり d_o (m)	0.15	0.15
		有効高 d (m)	1.35	1.35
	鉄筋量	D25@125		D29@125
	曲げ応力度	σ_c (N/mm ²)	1.0	1.3
σ_s (N/mm ²)		41	49	

3) 補強後のレベル1地震動によるフーチング曲げモーメントと応力度

①レベル1地震時の杭頭反力

レベル1地震時の杭頭反力作用位置を図-6.3.3、杭頭反力の集計を表-6.3.3に示す。

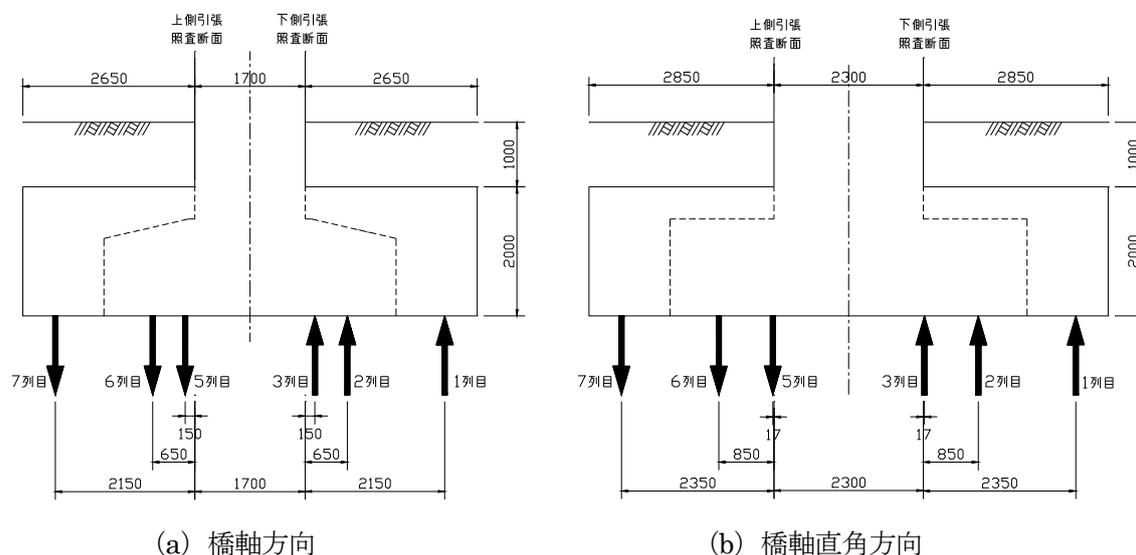


図-6.3.3 杭頭反力作用位置

表-6.3.3 レベル1地震時の杭頭反力の集計

		フーチング下側引張			フーチング上側引張		
		1列目	2列目	3列目	5列目	6列目	7列目
		STMP	既設杭	STMP	STMP	既設杭	STMP
橋軸方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	$378 \times 4 = 1,512$	$619 \times 3 = 1,856^{**}$	$177 \times 2 = 353$	$-23 \times 2 = -46$	$-199 \times 3 = -596^{**}$	$-224 \times 4 = -894$
橋軸直角	杭頭の鉛直反力 (kN)	$344 \times 4 = 1,377$	$624 \times 3 = 1,873^{**}$	$166 \times 2 = 331$	$-12 \times 2 = -23$	$-205 \times 3 = -613^{**}$	$-190 \times 4 = -759$

※ 既設杭の杭頭反力は、既設構造の死荷重による反力を考慮しない値である

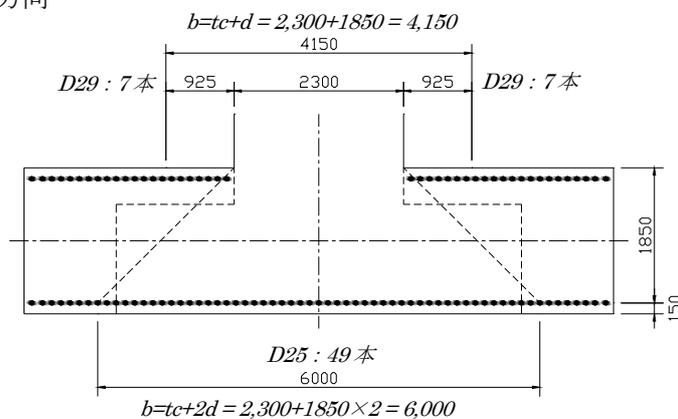
②フーチングに作用する曲げモーメントと応力度

レベル1地震動によってフーチング照査断面に作用する曲げモーメント、応力度計算結果を表-6.3.4、図-6.3.4に示す。

表-6.3.4 レベル1地震動による応力度計算結果

		橋軸方向		橋軸直角方向		
		フーチング 下側引張	フーチング 上側引張	フーチング 下側引張	フーチング 上側引張	
曲げ モーメ ント	上載土砂 (kN・m)	-506	-506	-512	-512	
	増しフーチング (kN・m)	-1,148	-1,148	-1,087	-1,087	
	杭頭の鉛直反力 (kN・m)	4,510	-2,316	4,834	-2,305	
	曲げモーメント合計 (kN・m)	2,856	-3,971	3,236	-3,903	
応力度 計算	部材寸法	有効幅 b (m)	6.00	4.15	5.40	3.55
		高さ h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
		かぶり d_o (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
		有効高 d (m)	1.85	1.85	1.85	1.85
	鉄筋量		D25 : 49本 (2482830mm ²)	D29 : 14本 (899360mm ²)	D29 : 43本 (2762320mm ²)	D32 : 14本 (1111880mm ²)
	曲げ応力度	σ_c (N/mm ²)	1.3	3.5	1.5	3.4
σ_s (N/mm ²)		67	253	69	203	

(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

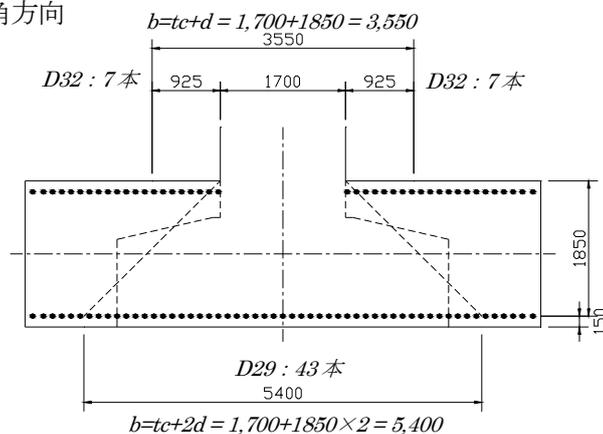


図-6.3.4 レベル1地震時における有効幅、鉄筋配置量

4) レベル1地震時の曲げモーメントに対する照査結果

レベル1地震時の曲げモーメントに対するフーチングの照査結果を表-6.3.5 に示す。

表-6.3.5 レベル1地震時の曲げモーメントに対するフーチングの照査結果

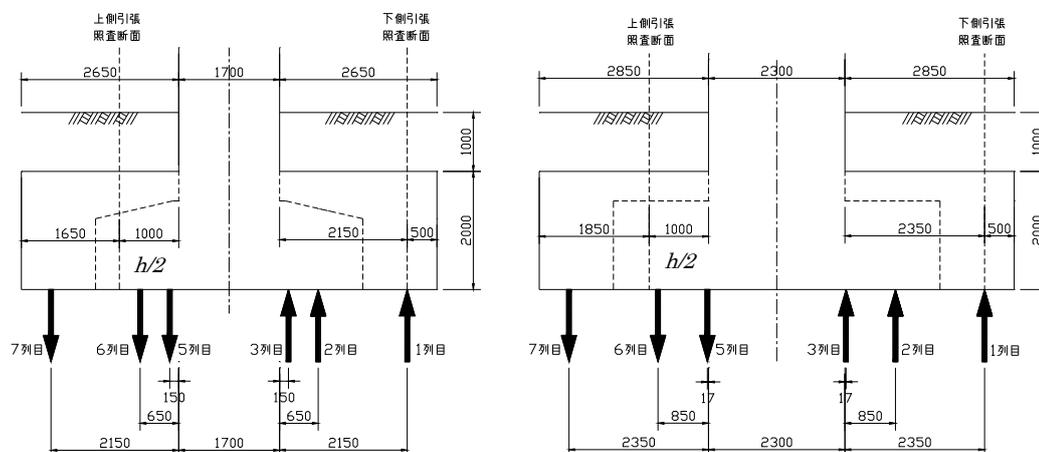
		補強前死荷重 による応力度	補強後レベル1地 震動による応力度	合計	照査	
橋 軸 方 向	フーチング 下側引張	σ_c (N/mm ²)	1.0	1.3	2.3	$\leq \sigma_{ca}$ (10.5N/mm ²)OK
		σ_s (N/mm ²)	41	67	108	$\leq \sigma_{sa}$ (270N/mm ²) OK
	フーチング 上側引張	σ_c (N/mm ²)	—	3.5	3.5	$\leq \sigma_{ca}$ (10.5N/mm ²)OK
		σ_s (N/mm ²)	—	253	253	$\leq \sigma_{sa}$ (270N/mm ²) OK
橋 軸 直 角	フーチング 下側引張	σ_c (N/mm ²)	1.3	1.5	2.8	$\leq \sigma_{ca}$ (10.5N/mm ²)OK
		σ_s (N/mm ²)	49	69	118	$\leq \sigma_{sa}$ (270N/mm ²) OK
	フーチング 上側引張	σ_c (N/mm ²)	—	3.4	3.4	$\leq \sigma_{ca}$ (10.5N/mm ²)OK
		σ_s (N/mm ²)	—	203	203	$\leq \sigma_{sa}$ (270N/mm ²) OK

(2) レベル1地震時のせん断力に対する照査

フーチングのせん断力に対する照査は、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

1) 照査位置および照査断面におけるせん断力

せん断力に対する照査断面を図-6.3.5 に、レベル1地震時のせん断力を表-6.3.6 に示す。



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

図-6.3.5 フーチングのせん断力に対する照査断面

表-6.3.6 レベル1地震時のフーチングに作用するせん断力

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
上載土砂 (kN)	-72	-238	-63	-233
フーチング (kN)	-200	-660	-175	-648
杭頭の鉛直反力 (kN)	1,512	-894	1,377	-759
合計 (kN)	1,240	1,792	1,139	-1,640

2) レベル1地震時のせん断力に対する照査結果

レベル1地震時のフーチングのせん断力に対する照査結果を表-6.3.7に示す。コンクリートに発生する平均せん断応力度は、コンクリートのみで負担する許容せん断応力度以下である。

表-6.3.7 レベル1地震時のフーチングのせん断力に対する照査

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
せん断力 S (kN)		1,240	1,792	1,139	1,640
部材寸法	幅 b (m)	8.00	8.00	7.00	7.00
	高さ h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	有効高さ d (m)	1.85	1.85	1.85	1.85
平均せん断応力度 τ_m (N/mm ²)		0.08	0.12	0.09	0.13
軸方向鉄筋比 pt (%)		0.216	0.095	0.273	0.135
コンクリートのみで負担する許容せん断応力度	C_e	0.873	0.873	0.873	0.873
	C_{pt}	0.916	0.665	0.927	0.770
	a (m) 注1)	2.15	3.00	2.35	3.50
	C_{dc}	3.514	2.280	3.190	1.790
	τ_{a1} (N/mm ²)	0.33	0.33	0.33	0.33
	τ_{ac} (N/mm ²) 注2)	0.93	0.44	0.85	0.40
判定		$\tau_m \leq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leq \tau_{ac}$ OK

注1) 橋軸方向(上側引張) $a = 2.150 + (1.70/2) = 3.00$

橋軸直角方向(上側引張) $a = 2.350 + (2.30/2) = 3.50$

注2) $\tau_{ac} = C_e C_{pt} C_{dc} \tau_{a1}$

6.3.3 レベル2地震時の照査

(1) レベル2地震時の曲げモーメントに対する照査

鉛直死荷重による既設フーチングの応力度は比較的小さいことから、参考資料 Ⅱに準じ、レベル2地震時に対する曲げモーメントの照査は、既設構造死荷重を含めた全荷重に対する曲げ耐力照査を行うこととした。また、フーチングの曲げ耐力は、レベル1地震時と同様に、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

1) レベル2地震時の杭頭反力

レベル2地震時の杭頭反力作用位置を図-6.3.6、杭頭反力の集計を表-6.3.8に示す。

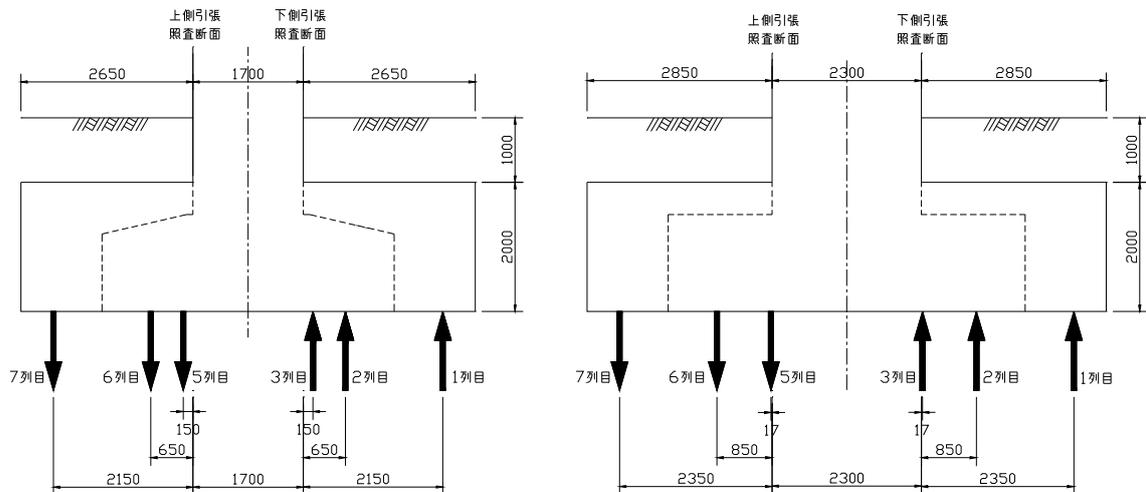


図-6.3.6 杭頭反力作用位置

表-6.3.8 レベル2地震時の杭頭反力の集計

		フーチング下側引張			フーチング上側引張		
		1列目	2列目	3列目	5列目	6列目	7列目
		STMP	既設杭	STMP	STMP	既設杭	STMP
橋軸 方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	960×4= 3,840	2014×3= 6,042 ※	369×2= 738	-216×2= -432	-385×3= -1,155 ※	-806×4= -3,224
	杭頭の水平反力 (kN)	159×4= 637	276×3= 827	115×2= 229	115×2= 229	276×3= 827	115×4= 458
	杭頭のモーメント (kN・m)	76×4= 303	171×3= 514	64×2= 129	64×2= 129	171×3= 514	64×4= 257
橋軸 直角 方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	955×4= 3,819	2177×3= 6,531 ※	368×2= 735	-214×2= -428	-547×3= -1,642 ※	-800×4= -3,200
	杭頭の水平反力 (kN)	181×4= 724	312×3= 936	128×2= 255	128×2= 255	305×3= 915	128×4= 511
	杭頭のモーメント (kN・m)	95×4= 380	293×3= 878	80×2= 159	80×2= 159	269×3= 806	80×4= 319

※ 既設杭の杭頭鉛直反力は、既設構造による死荷重 (5,446÷9 = 605kN/本) を加えた値である

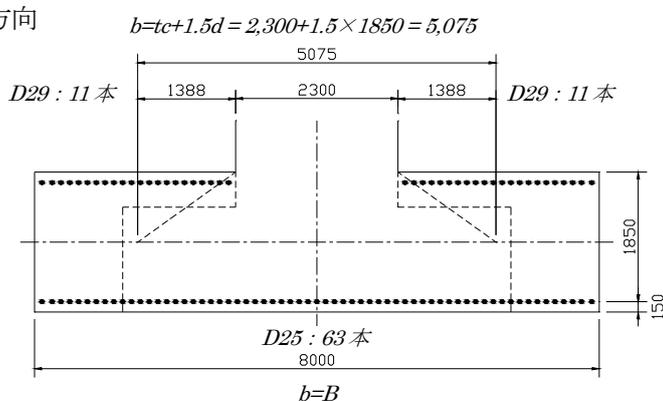
2) フーチングに作用する曲げモーメントと曲げ耐力の照査

レベル2地震動によってフーチング照査断面に作用する曲げモーメント、曲げ耐力の照査結果を表-6.3.9、図-6.3.7に示す。

表-6.3.9 レベル2地震時の曲げモーメントに対する照査結果

		橋軸方向		橋軸直角方向		
		フーチング 下側引張	フーチング 上側引張	フーチング 下側引張	フーチング 上側引張	
曲げ モーメ ント	上載土砂 (kN・m)	-506	-506	-512	-512	
	増しフーチング (kN・m)	-1,405	-1,405	-1,421	-1,421	
	杭頭の鉛直反力 (kN・m)	12,294	-7,747	14,538	-8,923	
	杭頭の水平反力 (kN・m)	-1,693	1,514	-1,915	1,681	
	杭頭の曲げモーメント (kN・m)	-946	900	-1,418	1,284	
	曲げモーメント合計 (kN・m)	7,744	-7,244	9,273	-7,891	
曲げ 耐力の 照査	部材寸法	有効幅 b (m)	8.00	5.08	7.00	4.48
		高さ h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
		かぶり d_o (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
		有効高 d (m)	1.85	1.85	1.85	1.85
	鉄筋量		D25 : 63本 (3192210mm ²)	D29 : 22本 (1413280mm ²)	D29 : 55本 (3533200mm ²)	D32 : 22本 (1747240mm ²)
	降伏曲げ モーメント	M_y (kN.m)	16,225	7,266	17,803	8,888
		判定	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK
1/2鉄筋釣合量 $1/2Asb$ (mm ²)		25,335,000	16,088,000	22,168,000	14,187,000	

(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

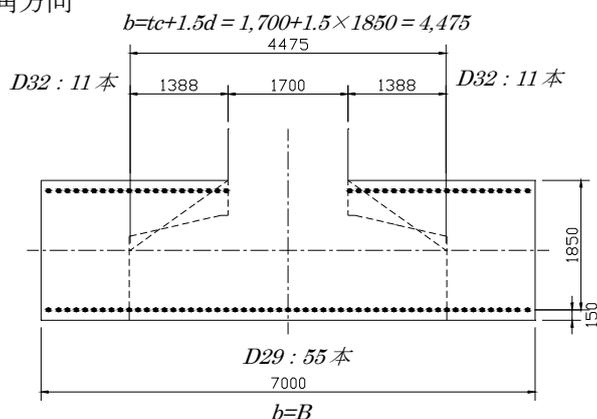


図-6.3.7 レベル2地震時における有効幅、鉄筋配置量

(2) レベル2地震時のせん断力に対する照査

レベル2地震時のフーチングのせん断力に対する照査は、曲げモーメントに対する照査と同様に、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

1) 梁としてのせん断力に対する照査

①照査位置および照査断面におけるせん断力

せん断力に対する照査断面を図-6.3.8 に、レベル2地震時のせん断力を表-6.3.10 に示す。

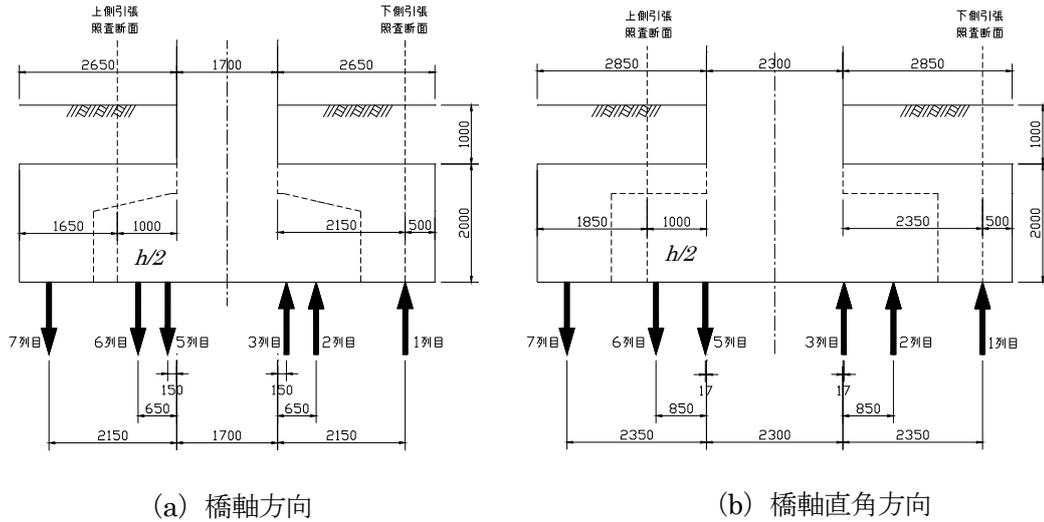


図-6.3.8 フーチングのせん断力に対する照査断面

表-6.3.10 レベル2地震時のフーチングに作用するせん断力

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
上載土砂	(kN)	-72	-238	-63	-233
フーチング	(kN)	-200	-660	-175	-648
杭頭の鉛直反力	(kN)	3,840	-3,224	3,819	-3,200
合計	(kN)	3,568	-4,122	3,581	-4,081

②レベル2地震時のせん断力に対する照査結果

レベル2地震時のフーチングのせん断力に対する照査結果を表-6.3.11 に示す。フーチングに作用するせん断力は、コンクリートのみで負担するせん断耐力以下である。

表-6.3.11 レベル2地震時のフーチングのせん断力に対する照査

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
せん断力 S (kN)		3,568	4,122	3,581	4,081
部材寸法	幅 b (m)	8.00	8.00	7.00	7.00
	高さ h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	有効高さ d (m)	1.85	1.85	1.85	1.85
軸方向鉄筋比 pt (%)		0.216	0.095	0.273	0.135
コンクリート のみで負担す るせん断耐力	C_e	0.873	0.873	0.873	0.873
	C_{pt}	0.916	0.665	0.927	0.770
	a (m) 注1)	2.15	3.00	2.35	3.50
	C_{dc}	3.514	2.280	3.190	1.790
	τ_c (N/mm ²)	0.33	0.33	0.33	0.33
	S_c (kN) 注2)	13,716	6,461	11,026	5,139
判 定		$S \leq P_s (S_c)$ OK			

注1) 橋軸方向 (上側引張) $a = 2.150 + (1.70/2) = 3.00$

橋軸直角方向 (上側引張) $a = 2.350 + (2.30/2) = 3.50$

注2) $S_c = C_e C_{pt} C_{dc} \tau_c b d$

2) 版としてのせん断力に対する照査

図-6.3.9 に示すように、せん断照査断面と柱前面の間に杭が存在するため、道示IVに準じ、版としてのせん断力の照査は省略する。

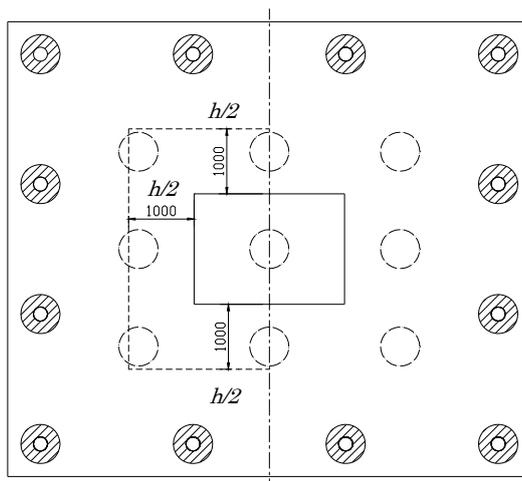


図-6.3.9 版としてのせん断照査断面