

表紙

目次

1章 設計条件	1
1.1 適用基準	1
1.2 基本データ	1
1.3 構造寸法	3
1.4 杭配置及び杭長	3
1.4.1 杭配置	3
1.4.2 杭長	3
1.5 詳細設定	3
1.6 荷重ケース（許容応力度法）	6
1.7 深礎基礎データ	6
1.7.1 地盤条件	6
1.7.2 隣接基礎条件	7
1.7.3 その他荷重	7
1.7.4 杭配筋	7
1.8 フレームデータ	8
1.8.1 格点座標	8
1.8.2 杭頭格点接合	9
1.8.3 荷重データ（許容応力度法）	10
1.9 杭頭接合計算	11
2章 地盤の諸条件	12
2.1 地盤反力係数	12
2.2 支点ばね	14
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	17
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	18
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	19
3章 許容応力度法	21
3.1 計算結果一覧	21
3.2 弾塑性解析結果	22
3.2.1 杭体断面力	22
3.2.2 杭体変位	24
3.2.3 地盤反力	25
3.2.4 地盤ばね値	26
3.3 フレーム解析結果	27
3.3.1 支点反力	27
3.3.2 格点変位	28
3.3.3 部材断面力	29

1章 設計条件

1.1 適用基準

道路橋示方書IV下部構造編（平成24年3月）	日本道路協会
道路橋示方書V耐震設計編（平成24年3月）	日本道路協会
設計要領第二集（平成24年7月）	東日本 / 中日本 / 西日本高速道路株式会社
杭基礎設計便覧（平成19年1月）	日本道路協会

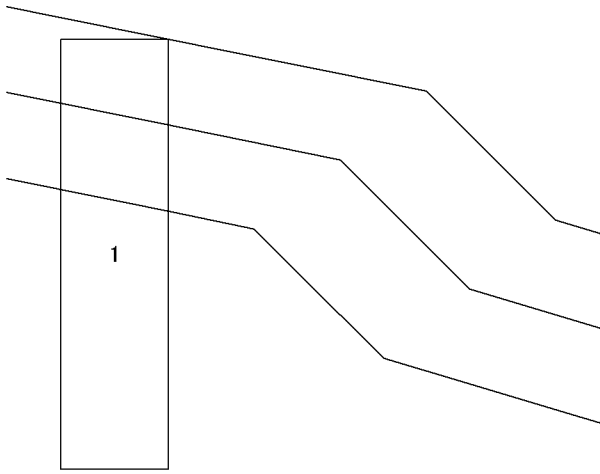
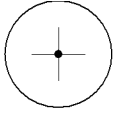
1.2 基本データ

保存ファイル名 : 0resen1

工事名 :

(1)設計方向1	杭列数	1 列	入力対象杭列	A 列
(2)設計方向2	杭列数	1 列	入力対象杭列	1 列
(3)杭形状	円形			
(4)適用基準	NEXCO設計要領			
(5)対象構造物	橋脚基礎			
(6)杭周面摩擦の考慮	考慮しない			
(6)杭径（公称径）	D	=	2.500	m
杭径（設計径）	D _s	=	2.450	m
(7)使用材料（深礎杭）				
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck}	=	24	N/mm ²
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）		=	SD345	
（せん断補強筋）		=	SD345	
単位体積重量	γ _c	=	24.50	kN/m ³
(8)使用材料（フーチング）				
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck}	=	24	N/mm ²
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）		=	SD345	
（せん断補強筋）		=	SD345	
単位体積重量	γ _c	=	24.50	kN/m ³
(9)解析方向	[設計方向 1]			
(10)荷重載荷方向	面内解析			
(11)設計水平震度（レベル1地震時）	k _H	=	0.20	
(12)フーチングタイプ	フーチングなし			
(13)底版荷重の取扱い	作用格点に載荷			
(14)底版荷重を自動生成	行わない			

構造図



1.3 構造寸法

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 2.000 m

B= 2.000 m

中心位置 X= 0.000 m

Y= 0.000 m

1.4 杭配置及び杭長

1.4.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

			1列
1行	杭全長	L(m)	10.000

1.5 詳細設定

[モデル化]

- (1) 水平ばね格点間隔 0.50 m
- (2) 周面摩擦力度の取扱い 内部計算
- (3) 底面ばねの取扱い 許容応力度法 有効断面
レベル2 地震時 有効断面
- (4) 底面に引抜力が生じた場合の底面ばね 0とする
- (5) 底面せん断ばねの鉛直ばねに対する比 = 0.3000
- (6) 大口径深礎における底面の連成ばね 考慮する
- (7) 面外解析時の杭軸周りの回転拘束条件 固定
- (8) 許容応力度法照査時の地盤の取扱い 塑性化させる

[補正係数]

(9)水平方向地盤反力係数の補正係数

常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$

レベル2地震時 $k = 1.5$

(10)同じ層に水平かぶりがある場合 最も杭前面に近い位置

(11)安全率または補正係数

		常 時	レベル1 地震時	レベル2 地震時
許容鉛直地盤反力度の安全率n		3.0	2.0	1.0
底面せん断抵抗力の安全率n		1.5	1.2	----
水平支持力の上限值決定のための補正係数m		3.0	2.0	1.0
塑性化領域の抵抗力上限値決定のための補正係数m		3.0	2.0	1.0
周面摩擦力度の上限值 の補正係数m	水平方向	1.5	1.1	1.0
	鉛直方向（押込み）	3.0	2.0	1.0
	鉛直方向（引抜き）	6.0	4.0	1.0

[許容応力度法]

- (12)水平支持力 R_q 算出時の杭幅の取扱い 周面摩擦の取扱いによらず杭幅を1.0Dとする
- (13)水平地盤の受働土圧の取扱い 考慮しない
- (14)底面せん断抵抗の取扱い（許容応力度法） 1本単位で判定
常時の浮上り時の判定 NG 判定とする
- (15)鉄筋区間ごとの杭体応力度照査、1/2Mmax位置の応力照査 鉄筋区間ごとの応力度を照査しない
- (16)せん断照査時の軸力による割増（許容応力度法） 考慮する
- (17)コンクリートの許容応力度の低減 杭径D<5mの場合のみ許容応力度に0.9を乗じる

[レベル2]

- (18)杭の押込み支持力算定式 $P_{Nu} = q_a \times A'$ (有効断面)
- (19)押込み支持力の降伏判定 考慮する(全杭列を対象とする)
- (20)塑性化領域60%、底面浮上り率60%の降伏判定（大口径深礎 - 単杭）
降伏判定に含めない
- (21)せん断耐力の照査位置 杭頭位置
- (22)せん断耐力計算時の軸力
- (23)終局後の杭体曲げ剛性の取り方 内部計算
- (24)レベル2地震時照査の降伏 許容しない
- (25)レベル2地震時における基礎天端の許容変位
水平変位 = 400 mm
回転変位 = 0.025 rad
- (26)降伏剛性に対する2次剛性 考慮しない (r=0)

[底面地盤反力]

- (27)杭底面の許容鉛直支持力度 q_a の低減係数 β 内部計算
- (28)根入れ比 $D_f/D < 1$ の場合の基礎底面の岩盤上限値 根入れ比<1の場合は道示IV表-解10.3.2を用いる
根入れ比 0.5~1.0間の補正 行う
- (30)岩盤の場合の式(11.4.1)による極限支持力度 q_d との比較 q_d と比較を行う

[地盤の塑性化]

- (31) 塑性化後のせん断定数の取扱い
 硬岩の粘着力 C_{res} $1/3 \times C$
 せん断抵抗角 ϕ' の上限値 制限なし
- (32) 塑性化抵抗力の載荷範囲 全ての範囲
- (33) 塑性化による強度低下地盤が生じた場合の再計算 行わない
- (34) すべり角の検索範囲 45 ~ 90度
- (35) 硬岩の塑性化後抵抗力と比較する受働土圧算定に用いる土質定数
 塑性化前の土質定数を用いる
- (36) R_o の適用方法 R_q と同じ判定を行う
- (37) 抵抗力算定式の土塊分が負値の場合の取扱い 0として算を行う

[M -]

- (38) M - 計算時の c_k の低減 杭径 $D < 5m$ の場合のみ c_k に0.9を乗じる
- (39) M - 算定時の杭の軸力の取扱い 入力する
- (40) M - 関係の自動調整 行わない

[底板]

- (41) 鉄筋の取扱い(許容応力度法) 単鉄筋
- (42) 鉄筋の取扱い(レベル2地震時) 単鉄筋
- (43) 端部杭の有効幅の広がり取扱い(レベル2地震時) 端部または $1 \cdot D$
- (44) 底板骨組みモデルの底板部材剛性の取扱い 計算直角方向の「底板幅 / 杭列数」で部材幅を算出
- (45) 底板剛性評価に用いる K_v の取扱い 周面摩擦力の鉛直成分を含める
- (46) レベル2地震時の押抜きせん断照査の取扱い 常に照査を行う
- (47) 底板段差部の取扱い 照査位置に追加しない
- (48) 照査位置の曲げモーメントの符号が異なる場合の取扱い(骨組み解析のみ)
 絶対値の最大値で照査を行う

1.6 荷重ケース (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 地震時
 荷重状態 : 地震時
 安全率 : 地震時
 応力度 : 地震時
 底面せん断 : 暴風・地震
 許容変位 $a = 25$ (mm)
 許容応力度 $c_a = 10.80$ (N/mm²)
 $s_a = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $s_a = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $s_a' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $a_1 = 0.31$ (N/mm²)
 $a_2 = 2.29$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	0.00	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.7 深礎基礎データ

1.7.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	X1 (m)	Y1 (m)	X2 (m)	Y2 (m)	X3 (m)	Y3 (m)	X4 (m)	Y4 (m)
1	0.000	0.000	6.000	-1.200	9.000	-4.200	59.000	-19.200
2	0.000	-2.000	4.000	-2.800	7.000	-5.800	57.000	-20.800
3	0.000	-4.000	2.000	-4.400	5.000	-7.400	55.000	-22.400

層 No	地盤種別	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 C (kN/m ²)	変形係数 E_o (kN/m ²)
1	土砂	砂質土	100	20.00	30.0	110	280000
2	土砂	砂質土	100	20.00	30.0	110	280000
3	土砂	砂質土	100	20.00	30.0	110	280000

すべり角 : 内部計算
 ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度
 杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\delta) = 0.6000$
 杭底面と地盤との間の粘着力 $C_b = 0$ kN/m²
 土質 : 砂

1.7.2 隣接基礎条件

杭番号 No	地盤反力係数の低減用		水平支持力計算用			横方向隣接杭の 影響
	中心間隔		中心間隔			
	P ₁ (m)	P ₂ (m)	P ₁ (m)	P ₂ (m)		
1	0.000	0.000	0.000	----	----	影響なし

1.7.3 その他荷重

受働土圧の計算に上載荷重を考慮しない

杭番号 No	上載荷重 q(kN/m ²)
1	0.00

ここに、

P₁ ; 上側の土圧強度

P₂ ; 下側の土圧強度

d₁ ; 載荷位置 (杭頭から土圧分布始点位置までの距離)

d₂ ; 載荷長 (土圧分布作用高さ)

1.7.4 杭配筋

かぶり、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 10.000 m

主鉄筋

段	かぶり d(cm)	鉄筋径 呼名D	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	10.0	32	48	147.3	381.216

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	22
帯鉄筋の本数	n (本)	1
横拘束筋の断面積	A _n (cm ²)	3.871
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	225.0

中間帯鉄筋

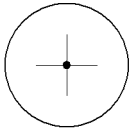
中間帯鉄筋の呼び名D	0
中間帯鉄筋の本数 n (本)	0
中間帯鉄筋の断面積A _w ' (cm ²)	0.000

1.8 フレームデータ

1.8.1 格点座標

- ・ 格 点 数 : 1
- ・ 部 材 数 : 0
- ・ 荷重ケース数 (許容応力度法) : 1
- ・ 荷重組合せケース数 (許容応力度法) : 0

構造図



格点座標

格点 番号	X 座 標 (m)	Y 座 標 (m)
1	0.0000	0.0000

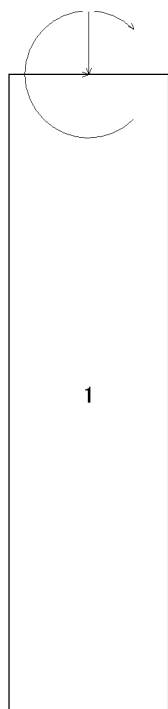
- ・作用格点 : 1
- ・柱基部格点 : 1
- ・土圧格点 : 1

1.8.2 杭頭格点接合

杭 番 号	杭径 (m)	杭長 (m)	杭頭を接合するフレーム格点
1	2.500	10.000	1

1.8.3 荷重データ (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 地震時



・ 格点集中荷重

荷 重 名 称	格点番号	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
	1	1000.00	-1000.00	-1000.00

荷重合計 $P_x = 1000.00$ kN $P_y = -1000.00$ kN

1.9 杭頭接合計算

杭番号	垂直有効厚さ h(mm)
1	1000

仮想鉄筋コンクリート断面直径 $D_o = 2700$

定着長の計算式 $L_o = s_a / (4 \cdot o_a) \cdot$

2章 地盤の諸条件

2.1 地盤反力係数

杭番号 1

- ・地盤反力係数は、常時の場合の基本値です。
- ・地震時は、内部で常時の2倍とします。
- ・水平方向地盤反力係数は、内部で補正係数 k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$

レベル2地震時 $k = 1.5$

- ・水平方向地盤反力係数

層番号 i	k_{H0} (kN/m^3)	k_H (kN/m^3)
1	933333	149473
2	933333	149473
3	933333	149473

$$k_H = k_{H0} \cdot (B_H / 0.3)^{(-3/4)}$$

$$k_{H0} = 1 / 0.3 \cdot \cdot E_0$$

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_{H0} ; 直径0.3mの剛体円板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(kN/m^3)

E_0 ; 地盤の変形係数(kN/m^2)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 3.449m)は、以下のように算出する
 $1/\beta$ を 4.759mと仮定すると、

$$k_{H0}' = \frac{\sum k_{H0i} \cdot l_i}{1/\beta} = 933333 \text{ kN}/\text{m}^3$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \leq \sqrt{D \cdot L_0}$$

$$= 3.449\text{m}$$

$$k_H = k_{H0}' \cdot (B_H/0.3)^{(-3/4)}$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.2101\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 4.759\text{m}$$

ただし、 $D = 2.500\text{m}$ 、 $E = 2.500 \times 10^7 \text{kN}/\text{m}^2$ 、 $I = \cdot D^4 / 64 = 1.9175\text{m}^4$

・底面の鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = 190293 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{v0} (B_v / 0.3)^{-3/4}$$

$$k_{v0} = 1 / 0.3 \cdot \cdot E_0$$

ここに,

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{v0} ; 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_v ; 基礎の換算載荷幅 (m)

ただし, ここでは $B_v = D$ (深礎基礎の直径) とした時の値である.

・ E_0 ; 地盤の変形係数 (kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

$$k_s = 57088 \text{ kN/m}^3$$

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

k_s ; 水平方向せん断ばね定数 (kN/m^3)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

; 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね定数の比 (= 0.3000)

2.2 支点ばね

杭番号 1

- ・ばね値は、常時の場合の基本値です。
- ・地震時は、内部で常時の2倍とします。
- ・水平ばね値は、内部で補正係数 k を乗じます。
 常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$
 レベル2地震時 $k = 1.5$

・水平ばね

斜面の水平方向地盤反力係数は、水平地盤での k_H を次式にて補正して求める

$$k_H' = 0 \quad (0 < H < 0.5)$$

$$k_H' = (0.3 \cdot \log_{10} H + 0.7) \cdot k_H \quad (0.5 < H < 10)$$

$$k_H' = k_H \quad (H > 10)$$

水平ばね値は、次式で求める

$$K_H = k_H' \cdot D_e \cdot L$$

ここに、

K_H ; 水平ばね値

k_H' ; 斜面の水平方向地盤反力係数

D_e ; 深礎杭径 (杭周面摩擦を考慮する場合は $0.8 \times D$)

L ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $H = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ²)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2 3	_____	_____	_____	0
0.500	1 2 3	2.500 _____ _____	1.0000 _____ _____	104631 _____ _____	130789
1.000	1 2 3	5.000 _____ _____	2.0000 _____ _____	118130 _____ _____	147662
1.500	1 2 3	6.300 _____ _____	2.5200 _____ _____	122631 _____ _____	153288
2.000	1 2 3	6.800 _____ _____	2.7200 _____ _____	124118 _____ _____	155148
2.500	1 2 3	7.300 2.500 _____	2.9200 1.0000 _____	125500 104631 _____	156875
3.000	1 2 3	7.800 4.200 _____	3.1200 1.6800 _____	126790 114735 _____	158488
3.500	1 2 3	8.300 4.700 _____	3.3200 1.8800 _____	128000 116925 _____	160000
4.000	1 2 3	8.800 5.200 _____	3.5200 2.0800 _____	129139 118894 _____	161424

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l (m)	水平かぶり係数 $\mu = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
4.500	1	10.000	4.0000	131629	164536
	2	5.700	2.2800	120682	
	3	2.100	0.8400	101236	
5.000	1	11.667	4.6667	134631	168288
	2	6.200	2.4800	122319	
	3	2.600	1.0400	105395	
5.500	1	13.333	5.3333	137231	171539
	2	6.700	2.6800	123830	
	3	3.100	1.2400	108820	
6.000	1	15.000	6.0000	139525	174406
	2	7.667	3.0667	126454	
	3	3.600	1.4400	111732	
6.500	1	16.667	6.6667	141577	176971
	2	9.333	3.7333	130285	
	3	4.100	1.6400	114265	
7.000	1	18.333	7.3333	143433	179291
	2	11.000	4.4000	133485	
	3	4.600	1.8400	116506	
7.500	1	20.000	8.0000	145128	181409
	2	12.667	5.0667	136232	
	3	5.333	2.1333	119387	
8.000	1	21.667	8.6667	146686	183358
	2	14.333	5.7333	138640	
	3	7.000	2.8000	124683	
8.500	1	23.333	9.3333	148130	185162
	2	16.000	6.4000	140782	
	3	8.667	3.4667	128842	
9.000	1	25.000	10.0000	149473	186841
	2	17.667	7.0667	142712	
	3	10.333	4.1333	132267	
9.500	1	26.667	10.6667	149473	186841
	2	19.333	7.7333	144467	
	3	12.000	4.8000	135179	
10.000	1	28.333	11.3333	149473	93421
	2	21.000	8.4000	146078	
	3	13.667	5.4667	137712	

・底面鉛直ばね

$$K_v = 934098 \text{ kN/m}$$

$$K_v = k_v \cdot A$$

ここに,

K_v ; 鉛直ばね値(kN/m)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

A ; 基礎底面の面積(= $\cdot D^2 / 4 = 4.909E+000m^2$)

・底面回転ばね

$$K_R = 364882 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$K_R = k_v \cdot I$$

ここに,

K_R ; 底面回転ばね値(kN・m/rad)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

I ; 基礎底面の断面2次モーメント(= $\cdot D^4 / 64 = 1.917E+000m^4$)

・底面せん断ばね

$$K_s = 280230 \text{ kN/m}$$

$$K_s = k_s \cdot A$$

ここに,

K_s ; せん断ばね値(kN/m)

k_s ; 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

A ; 基礎底面の面積(= $\cdot D^2 / 4 = 4.909E+000\text{m}^2$)

上記の底面鉛直ばね, 底面回転ばね, 底面せん断ばねは, 全断面有効とした場合の値です.
底面ばねの取り扱い条件を無視, または有効断面としたときのばね値は, 計算結果の底面
ばねを参照して下さい.

2.3 底面の許容鉛直地盤反力度

杭番号 1

・底面の許容鉛直地盤反力度

$$q_a = q_{a0} \cdot \min(c_a, q_{max})$$

$$q_{a0} = 1/n \cdot (b \cdot q_d - \gamma_2 \cdot D_f) + \gamma_2 \cdot D_f$$

ここに,

q_a ; 許容鉛直支持力度(kN/m²)

q_{a0} ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m²)

b ; 斜面の影響による低減係数(= 0.911)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 8215.2kN/m²)

$$q_d = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 110.0kN/m²)

γ_1 ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m³)

γ_2 ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m³)

D ; 深礎底面の直径(= 2.500m)

D_f ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 10.000m)

N_c ; 支持力係数(= 30.1)

N ; 支持力係数(= 15.0)

N_q ; 支持力係数(= 18.4)

c_a ; 深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(kN/m²)

q_{max} ; 許容鉛直支持力度の上限値(kN/m²)

ニューマチックケーソンの式を適用

$$q_{max} = 48 \cdot D_f + 400 \text{ (砂)}$$

[常時・レベル1地震時]

荷重ケース	n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	c_a (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 地震時	2.0	8215	3841	8775	1320	1320

q_a は深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(または設計基準強度)及び許容鉛直支持力度の上限値を超えないものとします。

2.4 底面地盤のせん断抵抗力

杭番号 1

$$H_a = H_u / n$$

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \delta$$

ここに,

H_a ;安全率を考慮した基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

n ;安全率

H_u ;基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_b ;基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²)

A_e ;基礎底面の有効載荷面積(m²)

V ;基礎底面に作用する鉛直力(kN)

δ ;基礎底面と地盤との間の摩擦角(°)

荷重ケース	n	c_b (kN/m ²)	A_e (m ²)	V (kN)	$\tan \delta$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 地震時	1.2	0	4.9087	2202.64	0.6000	1321.58	1101.32

2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値

杭番号 1

・許容水平支持力

$$R_{qa} = R_q / n$$

$$R_q = \frac{W \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi}$$

ここに、

- R_{qa} ; 許容水平支持力(kN)
- R_q ; 極限水平支持力(kN)
- n ; 安全率
- W ; すべり面より上の地盤の重量(kN)
- A ; すべり面の面積(m²)
- ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)
- ; 地盤の内部摩擦角(度)
- C ; 地盤の粘着力(kN/m²)

・塑性化領域の抵抗力

$$R_{ou} = R_o / n$$

$$R_o = \frac{W_o \cdot (\cos \alpha_o + \sin \alpha_o \cdot \tan \phi_{res}) + C_{res} \cdot A}{\sin \alpha_o - \cos \alpha_o \cdot \tan \phi_{res}}$$

ここに、

- R_{ou} ; 塑性化領域の抵抗力の上限値(kN)
 - R_o ; 塑性化領域の極限抵抗力(kN)
 - W_o ; 塑性化領域の岩盤重量(kN) = W
 - $_{res}$; 塑性化領域と弾性領域のすべり摩擦角(度)
 - C_{res} ; 塑性化領域と弾性領域の粘着力(kN/m²)
 - o ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度) =
- 塑性化後のせん断定数

	土砂～軟岩 (CL)	硬岩 (CM以上)
粘着力 C_{res}	$C_{res} = C$	0 C_{res} 1/3C
摩擦角 $_{res}$	$_{res} =$	$_{res} = 2/3 \cdot$

硬岩の粘着力 C_{res} 1/3×C

レベル2地震時で用いる R_{qa} , R_{ou} は、レベル2地震時の安全率nを用いて内部算定します。

・水平支持力、塑性化抵抗力一覧表

基本値は、安全率を考慮しない値です。

R_q と R_o は、常時、レベル1地震時、レベル2地震時に応じて、内部で安全率 n で除します。

	常時	レベル1 地震時	レベル2 地震時
水平支持力 R_q の安全率	3.0	2.0	1.0
塑性化領域の抵抗力 R_o の安全率	3.0	2.0	1.0

すべり土塊から算出される極限水平支持力

前面 深さZ (m)	すべり 角 (度)	ひろが り角 (度)	地盤重量 W (kN)	すべり面の 面積A (m^2)	R_q 基本値 (kN)	R_o 基本値 (kN)
0.000	0.0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00
0.500	63.0	40.0	10.37	2.502	453.61	453.61
1.000	62.0	40.0	46.00	5.880	1130.64	1130.64
1.500	61.0	40.0	112.51	10.022	2040.91	2040.91
2.000	60.0	40.0	214.16	14.833	3197.01	3197.01
2.500	60.0	40.0	368.03	20.856	4610.98	4610.98
3.000	59.0	40.0	555.68	26.951	6298.20	6298.20
3.500	59.0	40.0	818.66	34.559	8267.55	8267.55
4.000	74.0	40.0	2174.18	60.259	10515.14	10515.14
4.500	75.0	40.0	2882.07	67.366	11957.75	11957.75
5.000	76.0	40.0	3682.11	75.052	13494.94	13494.94
5.500	76.0	40.0	4442.95	81.822	15126.22	15126.22
6.000	77.0	40.0	5430.60	90.557	16859.62	16859.62
6.500	75.0	40.0	5994.59	94.496	18725.25	18725.25
7.000	72.0	40.0	6396.26	96.996	20912.86	20912.86
7.500	70.0	40.0	6978.83	101.639	23380.16	23380.16
8.000	67.0	40.0	7386.15	104.364	26321.83	26321.83
8.500	65.0	40.0	7984.47	110.439	29745.37	29745.37
9.000	64.0	40.0	8814.69	120.641	33620.42	33620.42
9.500	64.0	40.0	9964.61	135.379	37836.05	37836.05
10.000	63.0	40.0	10931.19	145.989	42367.40	42367.40

3章 許容応力度法

3.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1		
水平変位		mm	0.9	
	a	mm	25.0	
	判定		OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	454	
	qa	kN/m ²	1320	
	判定		OK	
せん断抵抗力	H	kN	61.7	
	Ha	kN	1101.3	
	判定		OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm ²	2.3
		ca	N/mm ²	10.8
		判定		OK
		s	N/mm ²	49.3
		sa	N/mm ²	300.0
		判定		OK
	せん断照査	s'	N/mm ²	-30.8
		sa'	N/mm ²	300.0
		判定		OK
		m	N/mm ²	0.22
		ac	N/mm ²	0.38
せん断照査	a2	N/mm ²	2.29	
	Aw	cm ²	7.742	
	Awreq	cm ²	0.000	
	判定		OK	
判定			OK	

3.2 弾塑性解析結果

3.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	1000.00	1000.00	-1000.00
101	0.500	1443.30	773.19	-1060.13
102	1.000	1829.90	630.71	-1120.26
103	1.500	2074.01	366.73	-1180.40
104	2.000	2196.63	146.50	-1240.53
105	2.500	2220.51	-30.24	-1300.66
106	3.000	2166.39	-167.73	-1360.79
107	3.500	2052.79	-270.46	-1420.92
108	4.000	1895.93	-342.97	-1481.06
109	4.500	1709.82	-389.84	-1541.19
110	5.000	1506.09	-415.22	-1601.32
111	5.500	1294.59	-422.48	-1661.45
112	6.000	1083.61	-414.66	-1721.58
113	6.500	879.93	-394.53	-1781.72
114	7.000	689.08	-364.49	-1841.85
115	7.500	515.44	-326.56	-1901.98
116	8.000	362.52	-282.31	-1962.11
117	8.500	233.14	-232.93	-2022.24
118	9.000	129.60	-179.24	-2082.38
119	9.500	53.89	-122.01	-2142.51
120	10.000	7.59	-92.61	-2202.64

水平変位

$$= 0.9 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

$$q_{\max} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$

$$= 2202.64 / 4.909 + (7.59 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 454 \quad 1320 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times -0.110 \times 10^{-3}$$

$$= 61.74 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 2220.51 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=2.500 \text{ m})$$

$$N = 1300.66 \text{ kN}$$

$$c = 2.3 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 49.3 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -30.8 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 1000.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 1000.00 \text{ kN} \quad M = 1000.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

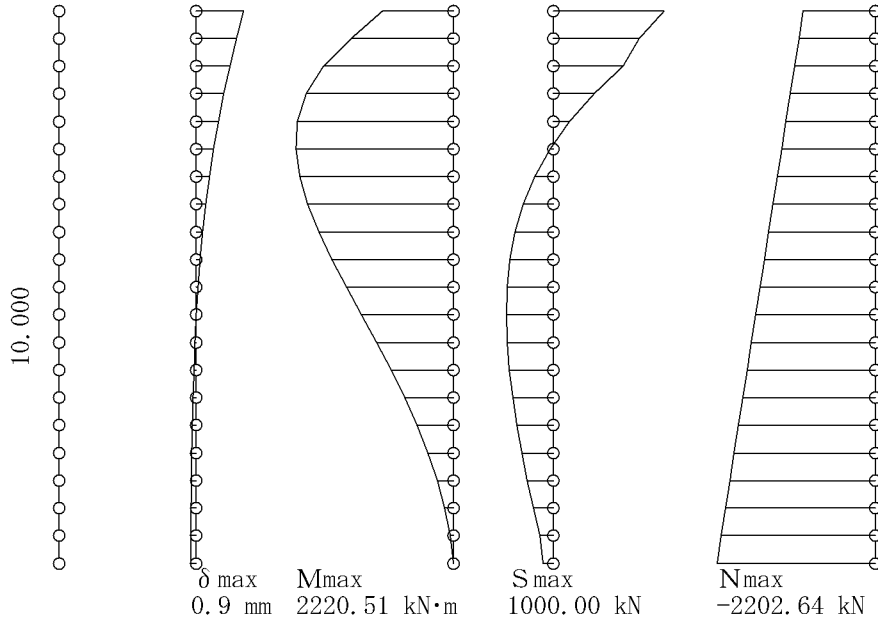
$$m = 0.22 \quad 0.38 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.22 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

$$b = 2171.3 \text{ mm}, \quad d = 2098.5 \text{ mm}, \quad pt = 0.418 \%$$

$$Ce = 0.835, \quad Cpt = 1.118, \quad CN = 1.306, \quad a1 = 0.31, \quad ac = 0.38, \quad a2 = 2.29$$

荷重ケース 1 杭番号 1



3.2.2 杭体変位

荷重ケース 1 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 x(mm)	鉛 直 変 位 y(mm)	回 転 変 位 (mrad)
1	0.000	0.899	-1.310	-0.270
101	0.500	0.768	-1.305	-0.257
102	1.000	0.643	-1.301	-0.240
103	1.500	0.528	-1.296	-0.219
104	2.000	0.424	-1.291	-0.197
105	2.500	0.331	-1.286	-0.174
106	3.000	0.250	-1.281	-0.151
107	3.500	0.180	-1.275	-0.129
108	4.000	0.121	-1.269	-0.109
109	4.500	0.071	-1.263	-0.090
110	5.000	0.031	-1.257	-0.073
111	5.500	-0.002	-1.250	-0.058
112	6.000	-0.028	-1.243	-0.046
113	6.500	-0.048	-1.236	-0.036
114	7.000	-0.064	-1.228	-0.028
115	7.500	-0.076	-1.221	-0.021
116	8.000	-0.086	-1.213	-0.017
117	8.500	-0.093	-1.205	-0.014
118	9.000	-0.099	-1.196	-0.012
119	9.500	-0.105	-1.188	-0.011
120	10.000	-0.110	-1.179	-0.010

3.2.3 地盤反力

荷重ケース 1 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平反力 RH(kN)	水平せん断地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直せん断地盤反力度 (kN/m ²)	
			q _x	q _{xu}	q _y	q _{yu}
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	284.96	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	243.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	197.47	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	156.01	0.00	0.00	0.00	0.00
106	3.000	118.97	0.00	0.00	0.00	0.00
107	3.500	86.50	0.00	0.00	0.00	0.00
108	4.000	58.52	0.00	0.00	0.00	0.00
109	4.500	35.22	0.00	0.00	0.00	0.00
110	5.000	15.53	0.00	0.00	0.00	0.00
111	5.500	-1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
112	6.000	-14.63	0.00	0.00	0.00	0.00
113	6.500	-25.64	0.00	0.00	0.00	0.00
114	7.000	-34.43	0.00	0.00	0.00	0.00
115	7.500	-41.44	0.00	0.00	0.00	0.00
116	8.000	-47.06	0.00	0.00	0.00	0.00
117	8.500	-51.69	0.00	0.00	0.00	0.00
118	9.000	-55.68	0.00	0.00	0.00	0.00
119	9.500	-58.80	0.00	0.00	0.00	0.00
120	10.000	-30.87	0.00	0.00	0.00	0.00

底面反力

R_x : 61.74 kN

R_y : 2202.64 kN

R_M : 7.59 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 61.74 kN

H_a : 1101.32 kN

H = 61.74 kN ≤ H_a = 1101.32 kN OK

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

3.2.4 地盤ばね値

荷重ケース 1 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
1	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	442986	0	0
103	1.500	459864	0	0
104	2.000	465444	0	0
105	2.500	470625	0	0
106	3.000	475464	0	0
107	3.500	480000	0	0
108	4.000	484272	0	0
109	4.500	493608	0	0
110	5.000	504864	0	0
111	5.500	514617	0	0
112	6.000	523218	0	0
113	6.500	530913	0	0
114	7.000	537873	0	0
115	7.500	544227	0	0
116	8.000	550074	0	0
117	8.500	555486	0	0
118	9.000	560523	0	0
119	9.500	560523	0	0
120	10.000	280263	0	0

底面ばね

 K_V : 1868196 kN/m K_R : 729764 kN・m/rad K_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

 d_v : 2.500 m A_v : 4.909 m²

3.3 フレーム解析結果

3.3.1 支点反力

荷重ケース 1 : 地震時

支点 番号	水平反力 R_x (kN)	鉛直反力 R_y (kN)	回転反力 R_u (kN.m)
1	0.00	0.00	0.00
101	0.00	0.00	0.00
102	-284.96	0.00	0.00
103	-243.00	0.00	0.00
104	-197.47	0.00	0.00
105	-156.01	0.00	0.00
106	-118.97	0.00	0.00
107	-86.50	0.00	0.00
108	-58.52	0.00	0.00
109	-35.22	0.00	0.00
110	-15.53	0.00	0.00
111	1.01	0.00	0.00
112	14.63	0.00	0.00
113	25.64	0.00	0.00
114	34.43	0.00	0.00
115	41.44	0.00	0.00
116	47.06	0.00	0.00
117	51.69	0.00	0.00
118	55.68	0.00	0.00
119	58.80	0.00	0.00
120	92.61	2202.64	7.59

$R_x = -773.19$ (kN) 、 $R_y = 2202.64$ (kN)

3.3.2 格点变位

荷重ケース 1 : 地震時

格点 番号	水平变位 x (mm)	鉛直变位 y (mm)	回转变位 (mrad)
1	0.89933	-1.30951	-0.26960
101	0.76755	-1.30531	-0.25676
102	0.64327	-1.30087	-0.23969
103	0.52841	-1.29618	-0.21933
104	0.42426	-1.29125	-0.19706
105	0.33149	-1.28607	-0.17402
106	0.25022	-1.28065	-0.15114
107	0.18020	-1.27498	-0.12914
108	0.12085	-1.26907	-0.10854
109	0.07136	-1.26292	-0.08974
110	0.03077	-1.25651	-0.07297
111	-0.00197	-1.24987	-0.05836
112	-0.02796	-1.24298	-0.04596
113	-0.04829	-1.23584	-0.03572
114	-0.06402	-1.22846	-0.02754
115	-0.07614	-1.22083	-0.02125
116	-0.08556	-1.21296	-0.01667
117	-0.09306	-1.20484	-0.01357
118	-0.09933	-1.19648	-0.01168
119	-0.10489	-1.18787	-0.01072
120	-0.11015	-1.17902	-0.01040

3.3.3 部材断面力

荷重ケース 1 : 地震時

部材	着目	i端からの距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
100(1-101)	i	0.000	1000.00	1000.00	-1000.00
		0.500	1443.30	773.19	-1060.13
101(101-102)	j	0.000	1443.30	773.19	-1060.13
		0.500	1829.90	773.19	-1120.26
102(102-103)	j	0.000	1829.90	488.23	-1120.26
		0.500	2074.01	488.23	-1180.40
103(103-104)	j	0.000	2074.01	245.24	-1180.40
		0.500	2196.63	245.24	-1240.53
104(104-105)	j	0.000	2196.63	47.76	-1240.53
		0.500	2220.51	47.76	-1300.66
105(105-106)	j	0.000	2220.51	-108.24	-1300.66
		0.500	2166.39	-108.24	-1360.79
106(106-107)	j	0.000	2166.39	-227.21	-1360.79
		0.500	2052.79	-227.21	-1420.92
107(107-108)	j	0.000	2052.79	-313.71	-1420.92
		0.500	1895.93	-313.71	-1481.06
108(108-109)	j	0.000	1895.93	-372.23	-1481.06
		0.500	1709.82	-372.23	-1541.19
109(109-110)	j	0.000	1709.82	-407.45	-1541.19
		0.500	1506.09	-407.45	-1601.32
110(110-111)	j	0.000	1506.09	-422.99	-1601.32
		0.500	1294.59	-422.99	-1661.45
111(111-112)	j	0.000	1294.59	-421.98	-1661.45
		0.500	1083.61	-421.98	-1721.58
112(112-113)	j	0.000	1083.61	-407.35	-1721.58
		0.500	879.93	-407.35	-1781.72
113(113-114)	j	0.000	879.93	-381.71	-1781.72
		0.500	689.08	-381.71	-1841.85
114(114-115)	j	0.000	689.08	-347.28	-1841.85
		0.500	515.44	-347.28	-1901.98
115(115-116)	j	0.000	515.44	-305.84	-1901.98
		0.500	362.52	-305.84	-1962.11
116(116-117)	j	0.000	362.52	-258.77	-1962.11
		0.500	233.14	-258.77	-2022.24
117(117-118)	j	0.000	233.14	-207.08	-2022.24
		0.500	129.60	-207.08	-2082.38
118(118-119)	j	0.000	129.60	-151.40	-2082.38
		0.500	53.89	-151.40	-2142.51
119(119-120)	j	0.000	53.89	-92.61	-2142.51
		0.500	7.59	-92.61	-2202.64