

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

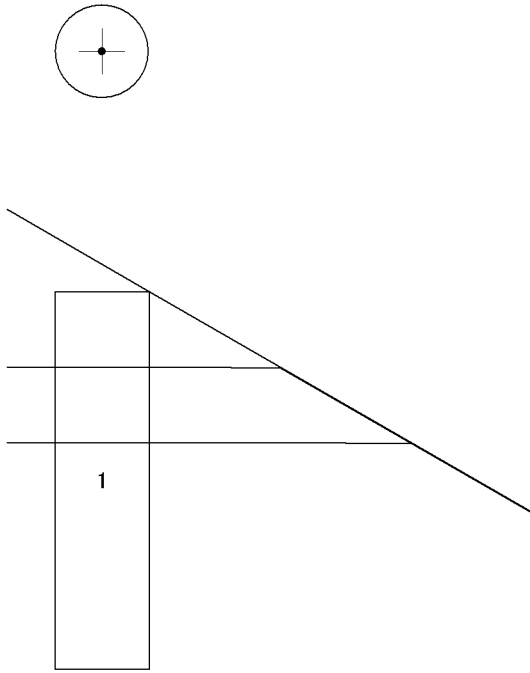
1.2 基本データ

保存ファイル名 : 0resen2

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	100.000	-57.735	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	-2.000	3.464	-2.000	103.464	-59.735	0.000	0.000
3	0.000	-4.000	6.928	-4.000	106.928	-61.735	0.000	0.000

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 $\tan(\phi_s) = 0.6000$
 杭底面と地盤との間の粘着力 $C_s = 0$ 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

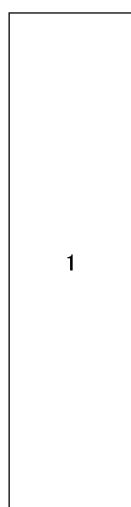
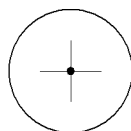
中間帯鉄筋の呼び名D	0
中間帯鉄筋の本数 n (本)	0
中間帯鉄筋の断面積A _w ' (cm ²)	0.000

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

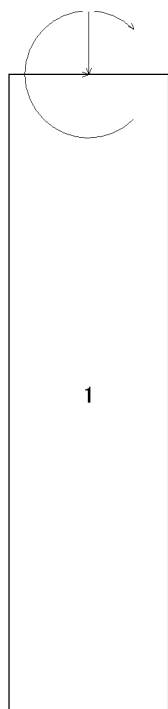
- ・作用格点 : 1
- ・柱基部格点 : 1
- ・土圧格点 : 1

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/m³)

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/m³)

E_0 ; 地盤の変形係数(kN/m²)

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

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

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

$$= 3.449\text{m}$$

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

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

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

・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	_____	_____	_____	0
	2	_____	_____	_____	
	3	_____	_____	_____	
0.500	1	0.866	0.3464	0	0
	2	_____	_____	_____	
	3	_____	_____	_____	
1.000	1	1.732	0.6928	97484	121855
	2	_____	_____	_____	
	3	_____	_____	_____	
1.500	1	2.598	1.0392	105381	131726
	2	_____	_____	_____	
	3	_____	_____	_____	
2.000	1	_____	_____	_____	138728
	2	3.464	1.3856	110983	
	3	_____	_____	_____	
2.500	1	_____	_____	_____	144160
	2	4.330	1.7320	115328	
	3	_____	_____	_____	
3.000	1	_____	_____	_____	148599
	2	5.196	2.0784	118879	
	3	_____	_____	_____	
3.500	1	_____	_____	_____	152351
	2	6.062	2.4248	121881	
	3	_____	_____	_____	
4.000	1	_____	_____	_____	155602
	2	_____	_____	_____	
	3	6.928	2.7712	124481	

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	_____	_____	_____	158469
	2	_____	_____	_____	
	3	7.794	3.1176	126775	
5.000	1	_____	_____	_____	161034
	2	_____	_____	_____	
	3	8.660	3.4640	128827	
5.500	1	_____	_____	_____	163354
	2	_____	_____	_____	
	3	9.526	3.8104	130683	
6.000	1	_____	_____	_____	165472
	2	_____	_____	_____	
	3	10.392	4.1568	132378	
6.500	1	_____	_____	_____	167421
	2	_____	_____	_____	
	3	11.258	4.5033	133937	
7.000	1	_____	_____	_____	169225
	2	_____	_____	_____	
	3	12.124	4.8497	135380	
7.500	1	_____	_____	_____	170904
	2	_____	_____	_____	
	3	12.990	5.1961	136723	
8.000	1	_____	_____	_____	172475
	2	_____	_____	_____	
	3	13.856	5.5425	137980	
8.500	1	_____	_____	_____	173951
	2	_____	_____	_____	
	3	14.722	5.8889	139161	
9.000	1	_____	_____	_____	175343
	2	_____	_____	_____	
	3	15.588	6.2353	140274	
9.500	1	_____	_____	_____	176659
	2	_____	_____	_____	
	3	16.454	6.5817	141327	
10.000	1	_____	_____	_____	88954
	2	_____	_____	_____	
	3	17.320	6.9281	142326	

・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(= 0.733)

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	3112	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

ϕ_{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)

α_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 ϕ_{res}	$\phi_{res} =$	$\phi_{res} = 2/3 \cdot$

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	73.0	40.0	8.02	1.774	256.44	256.44
1.000	72.0	40.0	34.93	4.053	615.80	615.80
1.500	71.0	40.0	84.54	6.789	1083.05	1083.05
2.000	71.0	40.0	164.21	10.157	1663.75	1663.75
2.500	70.0	40.0	270.96	13.768	2363.43	2363.43
3.000	70.0	40.0	420.42	18.131	3188.06	3188.06
3.500	70.0	40.0	613.39	23.029	4144.03	4144.03
4.000	69.0	40.0	831.20	27.815	5237.07	5237.07
4.500	69.0	40.0	1117.65	33.637	6472.03	6472.03
5.000	69.0	40.0	1460.88	39.979	7855.98	7855.98
5.500	69.0	40.0	1865.76	46.842	9394.91	9394.91
6.000	69.0	40.0	2337.14	54.227	11094.85	11094.85
6.500	69.0	40.0	2879.90	62.132	12961.79	12961.79
7.000	69.0	40.0	3498.89	70.559	15001.74	15001.74
7.500	69.0	40.0	4198.98	79.506	17220.70	17220.70
8.000	69.0	40.0	4985.04	88.975	19624.69	19624.69
8.500	69.0	40.0	5861.92	98.964	22219.71	22219.71
9.000	69.0	40.0	6834.50	109.474	25011.76	25011.76
9.500	69.0	40.0	7907.63	120.506	28006.86	28006.86
10.000	69.0	40.0	9086.18	132.058	31211.01	31211.01

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	1.2	
	a	mm	25.0	
	判定		OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	459	
	qa	kN/m ²	1320	
	判定		OK	
せん断抵抗力	H	kN	86.5	
	Ha	kN	1101.3	
	判定		OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm ²	2.6
		ca	N/mm ²	10.8
		判定		OK
		s	N/mm ²	59.0
		sa	N/mm ²	300.0
		判定		OK
	せん断照査	s'	N/mm ²	-34.5
		sa'	N/mm ²	300.0
		判定		OK
		m	N/mm ²	0.22
		ac	N/mm ²	0.38
		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	1467.94	871.78	-1060.13
102	1.000	1858.91	692.10	-1120.26
103	1.500	2146.56	458.47	-1180.40
104	2.000	2375.80	335.41	-1240.53
105	2.500	2481.97	109.82	-1300.66
106	3.000	2485.62	-75.12	-1360.79
107	3.500	2406.85	-221.12	-1420.92
108	4.000	2264.49	-331.21	-1481.06
109	4.500	2075.64	-409.09	-1541.19
110	5.000	1855.41	-458.71	-1601.32
111	5.500	1616.93	-484.01	-1661.45
112	6.000	1371.40	-488.68	-1721.58
113	6.500	1128.25	-476.06	-1781.72
114	7.000	895.34	-449.05	-1841.85
115	7.500	679.20	-410.04	-1901.98
116	8.000	485.29	-360.97	-1962.11
117	8.500	318.23	-303.26	-2022.24
118	9.000	182.04	-237.92	-2082.38
119	9.500	80.32	-165.56	-2142.51
120	10.000	16.48	-127.68	-2202.64

水平変位

$$= 1.2 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 2202.64/4.909 + (16.48/1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 459 \quad 1320 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times -0.154 \times 10^{-3}$$

$$= 86.50 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 2481.97 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=2.500 \text{ m})$$

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

$$c = 2.6 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 59.0 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -34.5 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

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

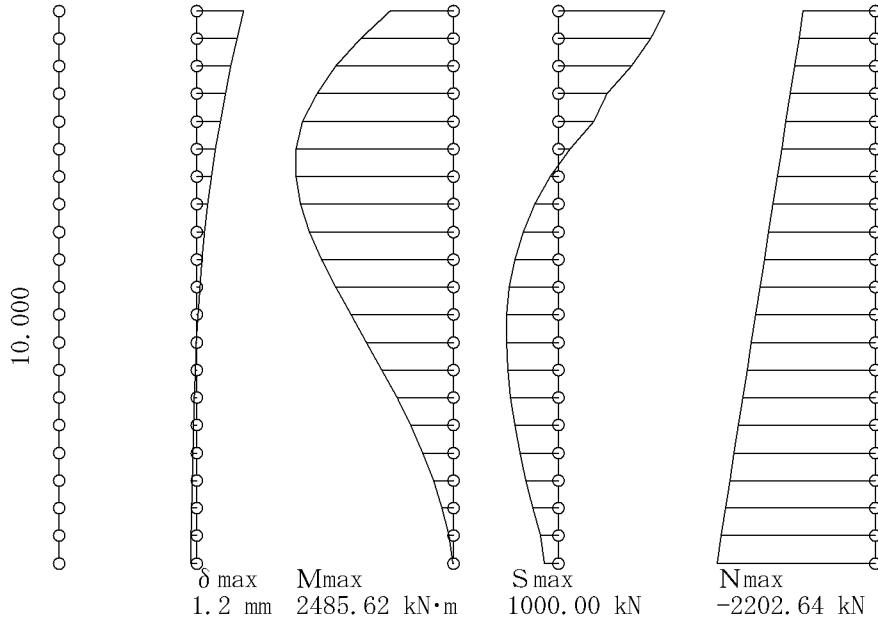
$$m = 0.22 \quad 0.38 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

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

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

$$Ce = 0.835, \quad Cpt = 1.118, \quad CN = 1.306, \quad a_1 = 0.31, \quad ac = 0.38, \quad a_2 = 2.29$$

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	1.170	-1.310	-0.322
101	0.500	1.012	-1.305	-0.309
102	1.000	0.862	-1.301	-0.292
103	1.500	0.721	-1.296	-0.271
104	2.000	0.591	-1.291	-0.247
105	2.500	0.474	-1.286	-0.222
106	3.000	0.370	-1.281	-0.196
107	3.500	0.278	-1.275	-0.170
108	4.000	0.199	-1.269	-0.146
109	4.500	0.132	-1.263	-0.123
110	5.000	0.076	-1.257	-0.103
111	5.500	0.029	-1.250	-0.085
112	6.000	-0.010	-1.243	-0.069
113	6.500	-0.041	-1.236	-0.056
114	7.000	-0.066	-1.228	-0.046
115	7.500	-0.087	-1.221	-0.037
116	8.000	-0.104	-1.213	-0.031
117	8.500	-0.118	-1.205	-0.027
118	9.000	-0.131	-1.196	-0.024
119	9.500	-0.143	-1.188	-0.023
120	10.000	-0.154	-1.179	-0.023

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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	246.13	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	205.06	0.00	0.00	0.00	0.00
106	3.000	164.83	0.00	0.00	0.00	0.00
107	3.500	127.17	0.00	0.00	0.00	0.00
108	4.000	93.00	0.00	0.00	0.00	0.00
109	4.500	62.75	0.00	0.00	0.00	0.00
110	5.000	36.50	0.00	0.00	0.00	0.00
111	5.500	14.10	0.00	0.00	0.00	0.00
112	6.000	-4.76	0.00	0.00	0.00	0.00
113	6.500	-20.48	0.00	0.00	0.00	0.00
114	7.000	-33.55	0.00	0.00	0.00	0.00
115	7.500	-44.46	0.00	0.00	0.00	0.00
116	8.000	-53.69	0.00	0.00	0.00	0.00
117	8.500	-61.72	0.00	0.00	0.00	0.00
118	9.000	-68.96	0.00	0.00	0.00	0.00
119	9.500	-75.75	0.00	0.00	0.00	0.00
120	10.000	-41.18	0.00	0.00	0.00	0.00

底面反力

R_x : 86.50 kN

R_y : 2202.64 kN

R_M : 16.48 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 86.50 kN

H_a : 1101.32 kN

H = 86.50 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	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	416184	0	0
105	2.500	432480	0	0
106	3.000	445797	0	0
107	3.500	457053	0	0
108	4.000	466806	0	0
109	4.500	475407	0	0
110	5.000	483102	0	0
111	5.500	490062	0	0
112	6.000	496416	0	0
113	6.500	502263	0	0
114	7.000	507675	0	0
115	7.500	512712	0	0
116	8.000	517425	0	0
117	8.500	521853	0	0
118	9.000	526029	0	0
119	9.500	529977	0	0
120	10.000	266862	0	0

底面ばね

K_V : 1868196 kN/mK_R : 729764 kN・m/radK_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 mA_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	0.00	0.00	0.00
103	0.00	0.00	0.00
104	-246.13	0.00	0.00
105	-205.06	0.00	0.00
106	-164.83	0.00	0.00
107	-127.17	0.00	0.00
108	-93.00	0.00	0.00
109	-62.75	0.00	0.00
110	-36.50	0.00	0.00
111	-14.10	0.00	0.00
112	4.76	0.00	0.00
113	20.48	0.00	0.00
114	33.55	0.00	0.00
115	44.46	0.00	0.00
116	53.69	0.00	0.00
117	61.72	0.00	0.00
118	68.96	0.00	0.00
119	75.75	0.00	0.00
120	127.68	2202.64	16.48

$R_x = -458.47$ (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	1.16995	-1.30951	-0.32201
101	1.01198	-1.30531	-0.30908
102	0.86163	-1.30087	-0.29165
103	0.72092	-1.29618	-0.27066
104	0.59139	-1.29125	-0.24708
105	0.47414	-1.28607	-0.22174
106	0.36974	-1.28065	-0.19583
107	0.27824	-1.27498	-0.17032
108	0.19923	-1.26907	-0.14596
109	0.13199	-1.26292	-0.12332
110	0.07555	-1.25651	-0.10282
111	0.02877	-1.24987	-0.08471
112	-0.00958	-1.24298	-0.06913
113	-0.04078	-1.23584	-0.05609
114	-0.06609	-1.22846	-0.04554
115	-0.08671	-1.22083	-0.03733
116	-0.10377	-1.21296	-0.03125
117	-0.11828	-1.20484	-0.02706
118	-0.13110	-1.19648	-0.02445
119	-0.14294	-1.18787	-0.02309
120	-0.15433	-1.17902	-0.02258

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	1467.94	871.78	-1060.13
101(101-102)	j	0.000	1467.94	871.78	-1060.13
		0.500	1858.91	692.10	-1120.26
102(102-103)	i	0.000	1858.91	692.10	-1120.26
		0.500	2146.56	458.47	-1180.40
103(103-104)	j	0.000	2146.56	458.47	-1180.40
		0.500	2375.80	458.47	-1240.53
104(104-105)	i	0.000	2375.80	212.35	-1240.53
		0.500	2481.97	212.35	-1300.66
105(105-106)	j	0.000	2481.97	7.29	-1300.66
		0.500	2485.62	7.29	-1360.79
106(106-107)	i	0.000	2485.62	-157.54	-1360.79
		0.500	2406.85	-157.54	-1420.92
107(107-108)	j	0.000	2406.85	-284.71	-1420.92
		0.500	2264.49	-284.71	-1481.06
108(108-109)	i	0.000	2264.49	-377.71	-1481.06
		0.500	2075.64	-377.71	-1541.19
109(109-110)	j	0.000	2075.64	-440.46	-1541.19
		0.500	1855.41	-440.46	-1601.32
110(110-111)	i	0.000	1855.41	-476.96	-1601.32
		0.500	1616.93	-476.96	-1661.45
111(111-112)	j	0.000	1616.93	-491.06	-1661.45
		0.500	1371.40	-491.06	-1721.58
112(112-113)	i	0.000	1371.40	-486.30	-1721.58
		0.500	1128.25	-486.30	-1781.72
113(113-114)	j	0.000	1128.25	-465.82	-1781.72
		0.500	895.34	-465.82	-1841.85
114(114-115)	i	0.000	895.34	-432.27	-1841.85
		0.500	679.20	-432.27	-1901.98
115(115-116)	j	0.000	679.20	-387.81	-1901.98
		0.500	485.29	-387.81	-1962.11
116(116-117)	i	0.000	485.29	-334.12	-1962.11
		0.500	318.23	-334.12	-2022.24
117(117-118)	j	0.000	318.23	-272.40	-2022.24
		0.500	182.04	-272.40	-2082.38
118(118-119)	i	0.000	182.04	-203.43	-2082.38
		0.500	80.32	-203.43	-2142.51
119(119-120)	j	0.000	80.32	-127.68	-2142.51
		0.500	16.48	-127.68	-2202.64