

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 / 橋台背面土圧データ	3
1.4 杭配置及び杭長	4
1.4.1 杭配置	4
1.4.2 杭長	4
1.5 詳細設定	4
1.6 荷重ケース (許容応力度法)	7
1.7 深礎基礎データ	8
1.7.1 地盤条件	8
1.7.2 隣接基礎条件	9
1.7.3 その他荷重	9
1.7.4 杭配筋	9
1.7.5 周面摩擦力度	10
1.8 フレームデータ	11
1.8.1 格点座標	11
1.8.2 杭頭格点接合	12
1.8.3 荷重データ (許容応力度法)	13
1.9 杭頭接合計算	15
2章 地盤の諸条件	16
2.1 地盤反力係数	16
2.2 支点ばね	18
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	20
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	21
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	22
2.6 周面摩擦力度の上限値	24
3章 許容応力度法	25
3.1 計算結果一覧	25
3.2 弾塑性解析結果	26
3.2.1 杭体断面力	26
3.2.2 杭体変位	30
3.2.3 地盤反力	32
3.2.4 地盤ばね値	34
3.3 フレーム解析結果	36
3.3.1 支点反力	36
3.3.2 格点変位	38
3.3.3 部材断面力	40

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

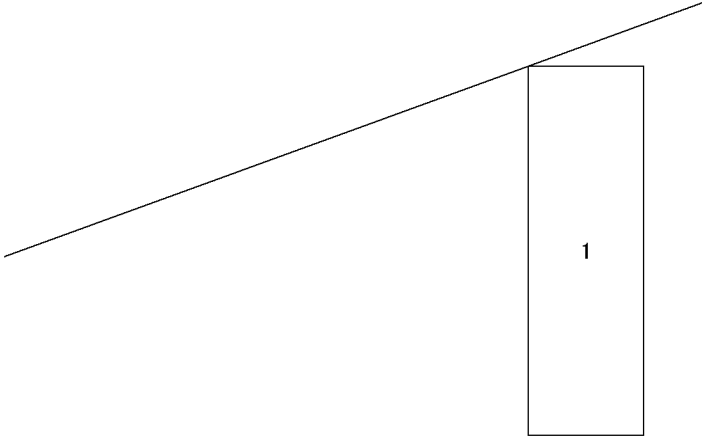
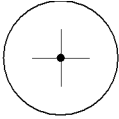
1.2 基本データ

保存ファイル名：Kyoudai

工事名：杭配置が2×1列からなる単列橋台深礎（杭1本を取り出し）。

(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	橋台基礎			
(6)杭周面摩擦の考慮	考慮する（XY）			
(6)混合土留め	用いない			
(7)杭径（公称径）	D =	2.500 m		
杭径（設計径）	D _s =	2.500 m		
(8)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		
(9)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		
(10)解析方向	[設計方向1]			
(11)荷重載荷方向	面内解析			
(12)設計水平震度（レベル1地震時）	k _H =	0.20	-X(-Z)方向	
(13)フーチングタイプ	フーチングあり			
(14)底版荷重の取扱い	作用格点に載荷			
(15)底版荷重を自動生成	行わない			
(16)許容応力度法				
底版照査	行わない			
杭頭接合計算	行わない			
(17)レベル2地震時				
底版照査	行わない			
(18)上部構造慣性力の取扱い	W _u と設計水平震度より算出			

構造図



1.3 構造寸法 / 橋台背面土圧データ

1. 構造寸法

段差方向 : 方向1(+)

底版寸法

段差方向全幅 : 7.500 m

段差直角方向全幅 : 7.500 m

底版全高 : 2.500 m

底版上面寸法(段数 1) (単位:m)

H1
2.500

Bo
7.500

底版下面寸法(段数1) (単位:m)

H1
2.500

Bo
7.500

豎壁寸法

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

2. 橋台背面土圧データ

土圧作用方向 : 方向1(+)

背面データ

裏込め土高 H : 10.000 m

上載荷重 q(常時) : 10.000 kN/m²

上載荷重 q(地震時) : 0.000 kN/m²

裏込め土単位重量 s : 20.00 kN/m³

裏込め土水平震度 kh : 0.20

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
	杭全長	L(m) 8.100

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(別入力)
- (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 考慮しない
- (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(押し込み)	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_0 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)
常時の浮上り時の判定 | 1本単位で判定
NG判定とする |
| (15)鉄筋区間ごとの杭体応力度照査、1/2Mmax位置の応力度照査 | 鉄筋区間ごとの応力度を照査する |
| (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 | 杭頭位置と各杭 S_{max} 位置と各鉄筋区間ごとの S_{max} 位置 |
| (22)せん断耐力計算時の軸力 | 照査位置での軸力を用いる |
| (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)Cs算定用の許容塑性率 | 入力値 $\mu_a = 3.00$ |
| (26)レベル2地震時における基礎天端の許容変位
水平変位 = 9999 mm
回転変位 = 0.020 rad | |
| (27)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]

- | | |
|---|--|
| (28)杭底面の許容鉛直支持力度 q_a の低減係数 | 内部計算 |
| (29)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 0.5 ~ 1.0間の補正 | 根入れ比 < 1 の場合は道示IV表-解10.3.2を用いる
行う |
| (31)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]

- | | |
|---|------------------------|
| (32)塑性化後のせん断定数の取扱い
硬岩の粘着力 C_{res}
せん断抵抗角 ϕ' の上限値 | $1/3 \times C$
制限なし |
| (33)塑性化抵抗力の載荷範囲 | 全ての範囲 |
| (34)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 |
| (35)すべり角の検索範囲 | 45 ~ 135度 |
| (36)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 |
| (37) R_0 の適用方法 | R_q と同じ判定を行う |
| (38)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 -]

- | | |
|------------------------|----------------------------------|
| (39)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 |
| (40)M - 算定時の杭の軸力の取扱い | 入力する |
| (41)M - 関係の自動調整 | 行わない |

[底版]

- | | |
|--|---------------------------|
| (42)鉄筋の取扱い(許容応力度法) | 単鉄筋 |
| (43)鉄筋の取扱い(レベル2地震時) | 単鉄筋 |
| (44)端部杭の有効幅の広がり(レベル2地震時) | 端部または $1 \cdot D$ |
| (45)底版骨組みモデルの底版部材剛性の取扱い | 計算直角方向の「底版幅 / 杭列数」で部材幅を算出 |
| (46)底版剛性評価に用いる K_v の取扱い | 周面摩擦力の鉛直成分を含める |
| (47)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 |
| (48)底版段差部の取扱い | 照査位置に追加しない |
| (49)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] : 常時
 荷重状態 : 常時
 安全率 : 常時
 応力度 : 常時
 底面せん断 : 常時
 許容変位 $a = 15$ (mm)
 許容応力度 $c_a = 7.20$ (N/mm²)
 $s_a = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $s_a = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $s_a' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $a_1 = 0.20$ (N/mm²)
 $a_2 = 1.53$ (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

荷重ケース [2] : 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	杭頭からの距離 Z (m)	層の傾斜角 (度)
1	0.000	20.0

設計地盤面の折れ点：なし

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	45	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

杭底面と地盤との摩擦係数 $\tan(\delta) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_b = 0 \text{ kN/m}^2$

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	6.000	0.000	0.000	6.000	----	片側が影響する

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 = 8.000 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	12.5	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

1.7.5 周面摩擦力度

杭番号 1

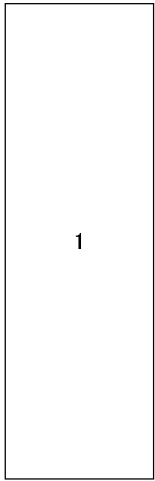
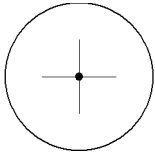
No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	摩擦角 (度)	粘着力 C(kN/m ²)
1	8.000	砂質土	45	20.00	30.0	110

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) : 2
- ・ 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

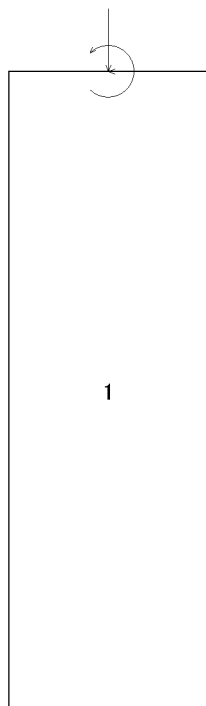
- ・作用格点 : 1
- ・豎壁基部格点 : 1
- ・土圧格点 : 1

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	8.000	1

1.8.3 荷重データ (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 常時

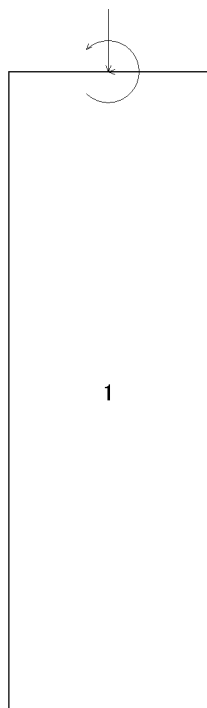


・ 格点集中荷重

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	-860.00	-4800.00	2000.00

荷重合計 $P_x = -860.00 \text{ kN}$ $P_y = -4800.00 \text{ kN}$

荷重ケース [2] : 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	-3000.00	-10000.00	5000.00

荷重合計 $P_x = -3000.00$ kN $P_y = -10000.00$ 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 $L_o = s_a / (4 \cdot \sigma_a)$

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_{Ho} (kN/m^3)	k_H (kN/m^3)
1	933333	149475

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

$$k_{Ho} = 1 / 0.3 \cdot \cdot E_o$$

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_{Ho} ; 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_o ; 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
 $1 /$ を 4.759mと仮定すると、

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

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

$$= 3.449\text{m}$$

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

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

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)

・杭周面の水平方向せん断地盤反力係数

$$k_{SHD} = 0.6 \times k_H$$

ここに,

k_{SHD} ; 杭周面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

・杭周面の鉛直方向せん断地盤反力係数

$$k_{SVB} = 0.3 \times k_H$$

$$k_{SVD} = 0.3 \times k_H$$

ここに,

k_{SVB} ; 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{SVD} ; 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

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

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

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

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

ただし、水平地盤での k_H は隣接杭の影響を考慮し、次式にて求める

$$k_H = \mu \cdot k_{H0}$$

ここに、

μ ; 水平方向地盤反力係数の低減係数

$$\mu = 1 / (10 \cdot (\frac{P}{D} + 5)) = 0.740$$

D ; 深礎基礎の杭幅 = 2.500 m

P ; 隣接基礎との中心間隔 = 6.000 m

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 $\mu = l / D$	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
0.500	1	1.374	0.5495	68799	68799
1.000	1	2.747	1.0990	78788	78788
1.500	1	4.121	1.6485	84632	84632
2.000	1	5.495	2.1980	88778	88778
2.500	1	6.869	2.7475	91993	91993
3.000	1	8.242	3.2970	94621	94621
3.500	1	9.616	3.8465	96842	96842
4.000	1	10.990	4.3960	98767	98767
4.500	1	12.364	4.9455	100464	100464
5.000	1	13.737	5.4950	101983	101982
5.500	1	15.111	6.0444	103356	103356
6.000	1	16.485	6.5939	104610	104610

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)
6.500	1	17.859	7.1434	105764	105764
7.000	1	19.232	7.6929	106832	106832
7.500	1	20.606	8.2424	107826	107826
8.000	1	21.980	8.7919	108756	54378

・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(= $\cdot D^2 / 4 = 4.909E+000m^2$)

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

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

$$q_{a0} = 1/n \cdot (q_{d0} \cdot q_{dB} - q_{d2} \cdot D_f) + q_{d2} \cdot D_f$$

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)

q_{dB} ; 斜面の影響による低減係数(= 0.867)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_{d0} ; 極限支持力度(= 7479.2kN/m²)

$$q_{d0} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N + q_{d2} \cdot D_f \cdot N_q$$

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)

q_{d2} ; 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(= 8.000m)

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)

q_{ca} ; 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_{d0} (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	q_{ca} (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	7479	2267	5850	784	784
2 地震時	2.0	7479	3321	8775	1176	1176

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 常時	1.5	0	4.9087	2996.11	0.6000	1797.66	1198.44
2 地震時	1.2	0	4.9087	6813.10	0.6000	4087.86	3406.55

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	68.0	40.0	9.42	2.169	347.69	347.69
1.000	66.0	40.0	40.25	4.917	852.35	852.35
1.500	66.0	40.0	101.07	8.528	1521.19	1521.19
2.000	66.0	40.0	197.94	12.744	2337.93	2337.93
2.500	66.0	40.0	335.09	17.346	3272.55	3272.55
3.000	66.0	40.0	516.04	22.332	4329.67	4329.67
3.500	66.0	40.0	744.29	27.702	5514.10	5514.10
4.000	66.0	40.0	1023.35	33.456	6830.68	6830.68
4.500	66.0	40.0	1356.72	39.593	8284.23	8284.23
5.000	65.0	40.0	1691.21	44.938	9878.91	9878.91
5.500	65.0	40.0	2128.63	51.652	11618.71	11618.71
6.000	65.0	40.0	2628.59	58.737	13509.33	13509.33
6.500	65.0	40.0	3194.42	66.192	15555.57	15555.57
7.000	65.0	40.0	3829.50	74.017	17762.24	17762.24
7.500	65.0	40.0	4537.18	82.213	20134.12	20134.12
8.000	65.0	40.0	5320.82	90.779	22676.00	22676.00

2.6 周面摩擦力度の上限値

杭番号 1

・杭周面摩擦力度の上限値

$$f_u = f / m$$

ここに、

f_u ; 杭周面摩擦力度の上限値 (kN/m²)

f ; 砂質土 $f = \min[5N_s, (C+p_o \cdot \tan \phi)]$ 200 (kN/m²)

; 粘性土 $f = (C+p_o \cdot \tan \phi)$ 150 (kN/m²)

; 軟岩 $f = (C+p_o \cdot \tan \phi)$ 300 (kN/m²)

; 硬岩

弾性領域 $f = C+p_o \cdot \tan \phi$ 1500 (kN/m²)

塑性化領域 $f = C_{res}+p_o \cdot \tan \phi_{res}$ 150 (kN/m²)

ただし、 $0 < C_{res} \leq 1/3C$ 、 $\phi_{res} = 2/3\phi$

m ; 上限値決定のための補正係数

	常 時	レベル1 地震時	レベル2 地震時
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

基本値f一覧表

深さ (m)	周面摩擦力度の基本値 f (kN/m ²)	
	砂質土 粘性土 軟岩 硬岩 (弾性領域)	硬岩 (塑性化領域)
0.000	110.00	-----
0.500	112.89	-----
1.000	115.77	-----
1.500	118.66	-----
2.000	121.55	-----
2.500	124.43	-----
3.000	127.32	-----
3.500	130.21	-----
4.000	133.09	-----
4.500	135.98	-----
5.000	138.87	-----
5.500	141.75	-----
6.000	144.64	-----
6.500	147.53	-----
7.000	150.41	-----
7.500	153.30	-----
8.000	156.19	-----

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	2	
水平変位		mm		-1.5	-6.4	
	a	mm		15.0	25.0	
	判定			OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²		644	1638	
	qa	kN/m ²		784	1176	
	判定			OK	NG	
せん断抵抗	H	kN		131.0	733.8	
	Ha	kN		1198.4	3406.6	
	判定			OK	OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm ²	2.6	9.3	
		ca	N/mm ²	7.2	10.8	
		判定			OK	OK
		s	N/mm ²	15.6	136.3	
		sa	N/mm ²	160.0	300.0	
		判定			OK	OK
	せん断照査	s'	N/mm ²	-36.4	-125.6	
		sa'	N/mm ²	200.0	300.0	
		判定			OK	OK
		m	N/mm ²	0.18	0.64	
		ac	N/mm ²	0.32	0.46	
		a2	N/mm ²	1.53	2.29	
Aw	cm ²	7.742	7.742			
Awreq	cm ²	0.000	2.231			
判定			OK	OK		
判定			OK	NG		

3.2 弾塑性解析結果

3.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

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	-2000.00	-860.00	-4800.00
101	0.500	-2401.03	-668.85	-4784.87
102	1.000	-2697.82	-452.22	-4692.57
103	1.500	-2853.24	-184.91	-4596.41
104	2.000	-2882.73	48.11	-4496.40
105	2.500	-2805.13	242.48	-4392.55
106	3.000	-2640.25	397.48	-4284.84
107	3.500	-2407.66	514.09	-4173.29
108	4.000	-2126.16	594.11	-4057.89
109	4.500	-1813.55	639.61	-3938.64
110	5.000	-1486.55	652.69	-3815.54
111	5.500	-1160.86	635.23	-3688.59
112	6.000	-851.32	588.79	-3557.79
113	6.500	-572.07	514.55	-3423.14
114	7.000	-336.77	413.28	-3284.65
115	7.500	-158.78	285.39	-3142.30
116	8.000	-51.38	214.81	-3100.23

水平変位

$$= -1.5 \quad 15.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 2996.11/4.909 + (51.38/1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 644 \quad 784 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 280230 \times 0.467 \times 10^{-3}$$

$$= 130.96 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 2882.73 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=2.000 \text{ m})$$

$$N = 4496.40 \text{ kN}$$

$$c = 2.6 \quad 7.2 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 15.6 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -36.4 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 860.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 4800.00 \text{ kN} \quad M = 2000.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.18 \quad 0.32 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.18 \quad 1.53 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

$$b = 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad pt = 0.406 \%$$

$$Ce = 0.832, \quad Cpt = 1.106, \quad CN = 1.750, \quad a1 = 0.20, \quad ac = 0.32, \quad a2 = 1.53$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 1441.60 kN · m (Z=5.069 m)

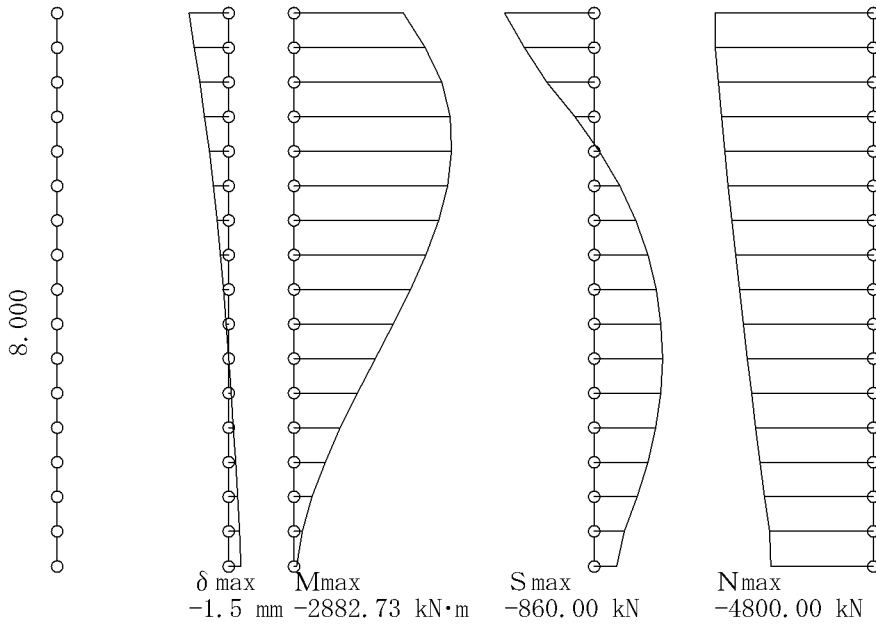
N = 3798.02 kN

c = 1.5 7.2 N/mm²

s = 0.3 160.0 N/mm²

s' = -21.1 200.0 N/mm²

荷重ケース 1 杭番号 1



荷重ケース 2 : 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	-5000.00	-3000.00	-10000.00
101	0.500	-6456.54	-2723.53	-9947.25
102	1.000	-7703.91	-2263.33	-9778.72
103	1.500	-8699.34	-1715.79	-9604.42
104	2.000	-9401.21	-1089.05	-9424.34
105	2.500	-9773.65	-398.12	-9238.49
106	3.000	-9784.01	359.31	-9046.87
107	3.500	-9546.48	844.61	-8849.47
108	4.000	-8939.40	1521.93	-8646.30
109	4.500	-8024.55	2079.69	-8437.36
110	5.000	-6859.72	2483.83	-8222.65
111	5.500	-5540.72	2676.60	-8002.16
112	6.000	-4183.12	2645.21	-7775.89
113	6.500	-2895.52	2401.77	-7543.86
114	7.000	-1781.35	1967.29	-7306.05
115	7.500	-928.23	1397.83	-7062.46
116	8.000	-383.51	1089.43	-6969.29

水平変位

$$= -6.4 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 6813.10 / 4.909 + (383.51 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 1638 > 1176 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times 1.309 \times 10^{-3}$$

$$= 733.84 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 9784.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.000 \text{ m})$$

$$N = 9046.87 \text{ kN}$$

$$c = 9.3 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 136.3 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -125.6 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 3000.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 10000.00 \text{ kN} \quad M = 5000.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.64 > 0.46 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.64 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

$$\text{必要斜引張鉄筋量 } A_w = 2.231 \quad 7.742 \text{ cm}^2$$

$$b = 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad p_t = 0.406 \%$$

$$C_e = 0.832, \quad C_{pt} = 1.106, \quad C_N = 1.625, \quad a_1 = 0.31, \quad a_c = 0.46, \quad a_2 = 2.29$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 4891.79 kN·m (Z=5.739 m)

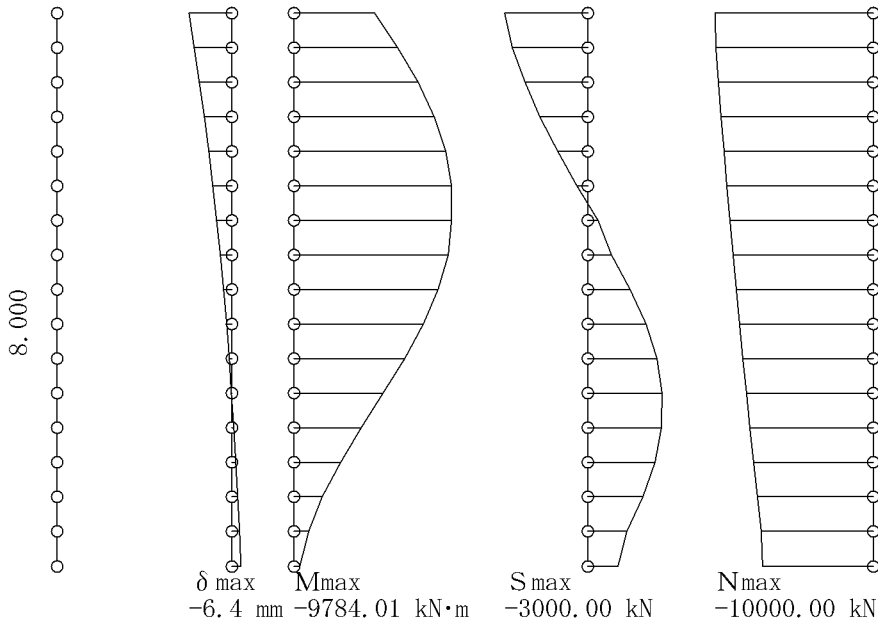
N = 7894.00 kN

c = 4.5 10.8 N/mm²

s = 24.3 300.0 N/mm²

s' = -62.0 300.0 N/mm²

荷重ケース 2 杭番号 1



3.2.2 杭体変位

荷重ケース 1 : 常時

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	-1.499	-3.469	0.435
101	0.500	-1.287	-3.450	0.412
102	1.000	-1.087	-3.430	0.386
103	1.500	-0.902	-3.411	0.357
104	2.000	-0.731	-3.393	0.327
105	2.500	-0.575	-3.375	0.297
106	3.000	-0.434	-3.357	0.269
107	3.500	-0.306	-3.340	0.242
108	4.000	-0.191	-3.323	0.219
109	4.500	-0.087	-3.307	0.198
110	5.000	0.008	-3.291	0.181
111	5.500	0.095	-3.276	0.167
112	6.000	0.175	-3.261	0.157
113	6.500	0.252	-3.247	0.149
114	7.000	0.325	-3.233	0.144
115	7.500	0.397	-3.220	0.142
116	8.000	0.467	-3.207	0.141

荷重ケース 2 : 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	-6.358	-4.207	1.603
101	0.500	-5.571	-4.166	1.543
102	1.000	-4.818	-4.126	1.469
103	1.500	-4.104	-4.086	1.384
104	2.000	-3.436	-4.047	1.289
105	2.500	-2.816	-4.009	1.189
106	3.000	-2.247	-3.972	1.087
107	3.500	-1.729	-3.936	0.986
108	4.000	-1.261	-3.900	0.889
109	4.500	-0.839	-3.865	0.801
110	5.000	-0.458	-3.831	0.723
111	5.500	-0.113	-3.798	0.659
112	6.000	0.203	-3.766	0.608
113	6.500	0.497	-3.735	0.571
114	7.000	0.776	-3.704	0.547
115	7.500	1.045	-3.675	0.532
116	8.000	1.309	-3.647	0.526

3.2.3 地盤反力

荷重ケース 1 : 常時

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	73.33	0.00	36.67
101	0.500	0.00	75.26*	75.26	37.63*	37.63
102	1.000	128.52	77.11	77.18	38.59*	38.59
103	1.500	114.49	68.69	79.11	39.55*	39.55
104	2.000	97.34	58.41	81.03	40.52*	40.52
105	2.500	79.35	47.61	82.96	41.48*	41.48
106	3.000	61.56	36.93	84.88	42.44*	42.44
107	3.500	44.46	26.67	86.80	43.40*	43.40
108	4.000	28.28	16.97	88.73	44.36*	44.36
109	4.500	13.08	7.85	90.65	45.33*	45.33
110	5.000	-1.19	-0.72	92.58	46.29*	46.29
111	5.500	-14.68	-8.81	94.50	47.25*	47.25
112	6.000	-27.54	-16.52	96.43	48.21*	48.21
113	6.500	-39.95	-23.97	98.35	49.18*	49.18
114	7.000	-52.11	-31.26	100.28	50.14*	50.14
115	7.500	-64.16	-38.50	102.20	51.10*	51.10
116	8.000	-38.12	-45.74	104.13	52.06*	52.06

底面反力

R_x : -130.96 kNR_y : 2996.11 kNR_M : -51.38 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 130.96 kN

H_a : 1198.44 kNH = 130.96 kN ≤ H_a = 1198.44 kN OK

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

荷重ケース 2 : 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	100.00	0.00	55.00
101	0.500	0.00	102.62*	102.62	56.44*	56.44
102	1.000	0.00	105.25*	105.25	57.89*	57.89
103	1.500	0.00	107.87*	107.87	59.33*	59.33
104	2.000	0.00	110.50*	110.50	60.77*	60.77
105	2.500	0.00	113.12*	113.12	62.22*	62.22
106	3.000	0.00	115.75*	115.75	63.66*	63.66
107	3.500	502.37	118.37*	118.37	65.10*	65.10
108	4.000	373.54	120.99*	120.99	66.55*	66.55
109	4.500	252.74	123.62*	123.62	67.99*	67.99
110	5.000	140.14	84.09	126.24	69.43*	69.43
111	5.500	35.10	21.06	128.87	70.88*	70.88
112	6.000	-63.64	-38.18	131.49	72.32*	72.32
113	6.500	-157.66	-94.60	134.12	73.76*	73.76
114	7.000	-248.63	-136.74*	136.74	75.21*	75.21
115	7.500	-338.07	-139.36*	139.36	76.65*	76.65
116	8.000	-213.60	-141.99*	141.99	78.09*	78.09

底面反力

R_x : -733.84 kNR_y : 6813.10 kNR_M : -383.51 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 733.84 kN

H_a : 3406.55 kNH = 733.84 kN ≤ H_a = 3406.55 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 : 常時

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	118182	141818	0
103	1.500	126948	152338	0
104	2.000	133167	159800	0
105	2.500	137990	165587	0
106	3.000	141932	170318	0
107	3.500	145263	174316	0
108	4.000	148151	177781	0
109	4.500	150696	180835	0
110	5.000	152973	183568	0
111	5.500	155034	186041	0
112	6.000	156915	188298	0
113	6.500	158646	190375	0
114	7.000	160248	192298	0
115	7.500	161739	194087	0
116	8.000	81567	97880	0

底面ばね

 K_V : 934098 kN/m K_R : 364882 kN・m/rad K_S : 280230 kN/m

底面ばね条件

有効断面

 d_v : 2.500 m A_v : 4.909 m²

荷重ケース 2 : 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	0	0	0
105	2.500	0	0	0
106	3.000	0	0	0
107	3.500	290526	0	0
108	4.000	296301	0	0
109	4.500	301392	0	0
110	5.000	305946	367135	0
111	5.500	310068	372082	0
112	6.000	313830	376596	0
113	6.500	317292	380750	0
114	7.000	320496	0	0
115	7.500	323478	0	0
116	8.000	163134	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 : 常時

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	282.74	154.36	0.00
103	251.87	158.21	0.00
104	214.16	162.06	0.00
105	174.58	165.91	0.00
106	135.42	169.76	0.00
107	97.81	173.61	0.00
108	62.22	177.46	0.00
109	28.79	181.31	0.00
110	-2.63	185.16	0.00
111	-32.29	189.01	0.00
112	-60.58	192.85	0.00
113	-87.90	196.70	0.00
114	-114.64	200.55	0.00
115	-141.15	204.40	0.00
116	-214.81	3100.23	-51.38

$R_x = 593.59$ (kN) 、 $R_y = 5611.60$ (kN)

荷重ケース 2 : 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	0.00	0.00	0.00
105	0.00	0.00	0.00
106	0.00	0.00	0.00
107	739.11	260.41	0.00
108	615.53	266.19	0.00
109	499.97	271.96	0.00
110	308.31	277.73	0.00
111	77.22	283.51	0.00
112	-140.01	289.28	0.00
113	-346.86	295.06	0.00
114	-522.11	300.83	0.00
115	-616.80	306.60	0.00
116	-1089.43	6969.29	-383.51

$R_x = -475.06$ (kN) 、 $R_y = 9520.87$ (kN)

3.3.2 格点变位

荷重ケース 1 : 常時

格点 番号	水平变位 x (mm)	鉛直变位 y (mm)	回转变位 (mrad)
1	-1.49908	-3.46939	0.43519
101	-1.28706	-3.44971	0.41219
102	-1.08748	-3.43039	0.38560
103	-0.90185	-3.41147	0.35665
104	-0.73099	-3.39294	0.32674
105	-0.57507	-3.37483	0.29707
106	-0.43370	-3.35715	0.26867
107	-0.30605	-3.33991	0.24235
108	-0.19091	-3.32314	0.21870
109	-0.08683	-3.30684	0.19816
110	0.00780	-3.29104	0.18095
111	0.09468	-3.27575	0.16714
112	0.17550	-3.26099	0.15665
113	0.25184	-3.24676	0.14922
114	0.32517	-3.23309	0.14448
115	0.39669	-3.22000	0.14190
116	0.46731	-3.20749	0.14080

荷重ケース 2 : 地震時

格点 番号	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回轉變位 (mrad)
1	-6.35835	-4.20659	1.60299
101	-5.57118	-4.16572	1.54316
102	-4.81754	-4.12553	1.46920
103	-4.10393	-4.08604	1.38351
104	-3.43551	-4.04727	1.28894
105	-2.81593	-4.00924	1.18873
106	-2.24712	-3.97199	1.08651
107	-1.72917	-3.93552	0.98570
108	-1.26069	-3.89987	0.88929
109	-0.83856	-3.86507	0.80082
110	-0.45806	-3.83112	0.72319
111	-0.11321	-3.79806	0.65852
112	0.20279	-3.76591	0.60781
113	0.49690	-3.73470	0.57089
114	0.77577	-3.70444	0.54650
115	1.04512	-3.67516	0.53237
116	1.30936	-3.64689	0.52553

3.3.3 部材断面力

荷重ケース 1 : 常時

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	-2000.00	-860.00	-4800.00
	j	0.500	-2401.03	-744.10	-4860.13
101(101-102)	i	0.000	-2401.03	-593.59	-4709.62
	j	0.500	-2697.82	-593.59	-4769.75
102(102-103)	i	0.000	-2697.82	-310.84	-4615.38
	j	0.500	-2853.24	-310.84	-4675.52
103(103-104)	i	0.000	-2853.24	-58.97	-4517.30
	j	0.500	-2882.73	-58.97	-4577.43
104(104-105)	i	0.000	-2882.73	155.19	-4415.37
	j	0.500	-2805.13	155.19	-4475.50
105(105-106)	i	0.000	-2805.13	329.76	-4309.59
	j	0.500	-2640.25	329.76	-4369.72
106(106-107)	i	0.000	-2640.25	465.19	-4199.96
	j	0.500	-2407.66	465.19	-4260.10
107(107-108)	i	0.000	-2407.66	563.00	-4086.49
	j	0.500	-2126.16	563.00	-4146.62
108(108-109)	i	0.000	-2126.16	625.22	-3969.16
	j	0.500	-1813.55	625.22	-4029.29
109(109-110)	i	0.000	-1813.55	654.00	-3847.98
	j	0.500	-1486.55	654.00	-3908.12
110(110-111)	i	0.000	-1486.55	651.38	-3722.96
	j	0.500	-1160.86	651.38	-3783.09
111(111-112)	i	0.000	-1160.86	619.08	-3594.08
	j	0.500	-851.32	619.08	-3654.22
112(112-113)	i	0.000	-851.32	558.50	-3461.36
	j	0.500	-572.07	558.50	-3521.49
113(113-114)	i	0.000	-572.07	470.60	-3324.79
	j	0.500	-336.77	470.60	-3384.92
114(114-115)	i	0.000	-336.77	355.96	-3184.37
	j	0.500	-158.78	355.96	-3244.50
115(115-116)	i	0.000	-158.78	214.81	-3040.10
	j	0.500	-51.38	214.81	-3100.23

荷重ケース 2 : 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	-5000.00	-3000.00	-10000.00
		0.500	-6456.54	-2826.15	-10060.13
101(101-102)	j	0.000	-6456.54	-2620.91	-9834.36
		0.500	-7703.91	-2368.58	-9894.49
102(102-103)	i	0.000	-7703.91	-2158.08	-9662.94
		0.500	-8699.34	-1823.66	-9723.08
103(103-104)	j	0.000	-8699.34	-1607.91	-9485.76
		0.500	-9401.21	-1199.54	-9545.89
104(104-105)	i	0.000	-9401.21	-978.55	-9302.79
		0.500	-9773.65	-511.24	-9362.93
105(105-106)	j	0.000	-9773.65	-285.00	-9114.06
		0.500	-9784.01	243.56	-9174.19
106(106-107)	i	0.000	-9784.01	475.06	-8919.55
		0.500	-9546.48	475.06	-8979.68
107(107-108)	j	0.000	-9546.48	1214.17	-8719.27
		0.500	-8939.40	1214.17	-8779.40
108(108-109)	i	0.000	-8939.40	1829.70	-8513.21
		0.500	-8024.55	1829.70	-8573.34
109(109-110)	j	0.000	-8024.55	2329.67	-8301.38
		0.500	-6859.72	2329.67	-8361.51
110(110-111)	i	0.000	-6859.72	2637.99	-8083.78
		0.500	-5540.72	2637.99	-8143.91
111(111-112)	j	0.000	-5540.72	2715.21	-7860.40
		0.500	-4183.12	2715.21	-7920.53
112(112-113)	i	0.000	-4183.12	2575.20	-7631.25
		0.500	-2895.52	2575.20	-7691.38
113(113-114)	j	0.000	-2895.52	2228.34	-7396.33
		0.500	-1781.35	2228.34	-7456.46
114(114-115)	i	0.000	-1781.35	1706.23	-7155.63
		0.500	-928.23	1706.23	-7215.76
115(115-116)	j	0.000	-928.23	1089.43	-6909.16
		0.500	-383.51	1089.43	-6969.29