

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	7
1.7.1 地盤条件	7
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 材質	12
1.8.4 断面諸値	12
1.8.5 部材	12
1.8.6 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	20
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	24
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	26
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	28
2.6 周面摩擦力度の上限値	32
3章 許容応力度法	34
3.1 計算結果一覧	34
3.2 弾塑性解析結果	36
3.2.1 杭体断面力	36
3.2.2 杭体変位	44
3.2.3 地盤反力	48
3.2.4 地盤ばね値	52
3.3 フレーム解析結果	56
3.3.1 支点反力	56
3.3.2 格点変位	58
3.3.3 部材断面力	60

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

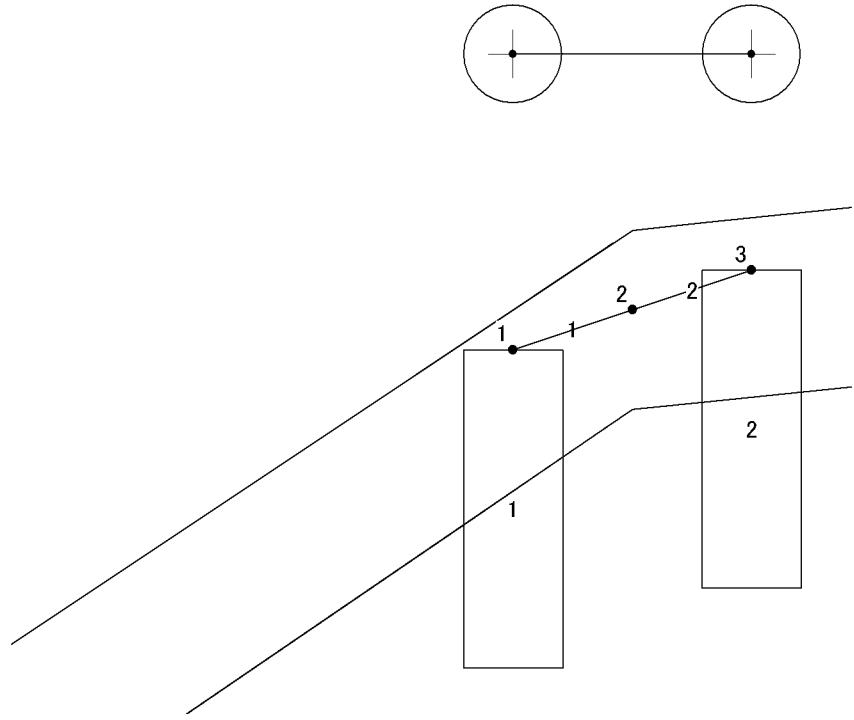
1.2 基本データ

保存ファイル名：一括地層入力

工事名：フーチング式深礎基礎、道路橋の耐震設計に関する資料p8-6より。

(1)設計方向1	杭列数	2 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}	=	21	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
	[設計方向 1]			
(10)解析方向	面内解析			
(11)荷重載荷方向	-X(-Z)方向			
(12)設計水平震度 (レベル1地震時)	k _H	=	0.20	
(13)フーチングタイプ	フーチングなし			
(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			

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	-3.000
2	3.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

		1列	2列
1行	杭全長 L(m)	8.000	8.000

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(別入力) |
| (3) 底面ばねの取扱い | 許容応力度法 |
| | レベル2 地震時 |
| (4) 底面に引抜力が生じた場合の底面ばね | 有効断面 |
| (5) 底面せん断ばねの鉛直ばねに対する比 | 有効断面 |
| (6) 大口径深礎における底面の連成ばね | 0とする |
| (7) 面外解析時の杭軸周りの回転拘束条件 | $\lambda = 0.3000$ |
| (8) 許容応力度法照査時の地盤の取扱い | 考慮しない |
| | 固定 |
| | 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 $\alpha_k = 1.5$

レベル2地震時 $\alpha_k = 1.5$

(10)同じ層に水平かばりが複数ある場合 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
	鉛直方向（押込み）	3.0	2.0
	鉛直方向（引抜き）	6.0	4.0
		1.0	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 周面摩擦を考慮する場合は杭幅を0.8D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 α_a 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Cres | 1/3 × 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 ~ 135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)Roの適用方法 | Rq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 - ϕ]

- | | |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| (38)M - ϕ 計算時の σ_{ck} の低減 | 杭径によらず σ_{ck} を低減しない |
| (39)M - ϕ 算定時の杭の軸力の取扱い | 入力する |
| (40)M - ϕ 関係の自動調整 | 行わない |

[底版]

- | | |
|--|---------------------------|
| (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 |
| (45)底版剛性評価に用いるKv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)底版段差部の取扱い | 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] : 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 $\delta_a = 25$ (mm)

許容応力度 $\sigma_{ca} = 7.20$ (N/mm²)

$\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)

$\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)

$\sigma_{sa}' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)

$\tau_{a1} = 0.20$ (N/mm²)

$\tau_{a2} = 1.53$ (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 $\delta_a = 25$ (mm)

許容応力度 $\sigma_{ca} = 10.80$ (N/mm²)

$\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)

$\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)

$\sigma_{sa}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)

$\tau_{a1} = 0.31$ (N/mm²)

$\tau_{a2} = 2.29$ (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	0.167	-25.750	-17.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	-4.404	-25.750	-22.000	0.000	0.000	0.000	0.000

層 No	地盤 種別	土質	N 値	単位重量 γ (kN/m^3)	内 部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m^2)	変形係数 αE_o (kN/m^2)
1	土砂	砂質土	45	20.00	30.0	110	280000
2	土砂	砂質土	100	20.00	30.0	110	280000

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 直接入力 $\beta = 40.0$ 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 $C_s = 0 \text{ kN}/\text{m}^2$

土質 : 砂

杭番号 2

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	1.175	-1.750	1.000	-31.750	-19.000	0.000	0.000
2	0.000	-3.325	-1.750	-3.500	-31.750	-24.000	0.000	0.000

層 No	地盤 種別	土質	N 値	単位重量 γ (kN/m^3)	内 部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m^2)	変形係数 αE_o (kN/m^2)
1	土砂	砂質土	45	20.00	30.0	110	280000
2	土砂	砂質土	100	20.00	30.0	110	280000

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 直接入力 $\beta = 40.0$ 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 $C_s = 0 \text{ kN}/\text{m}^2$

土質 : 砂

地形データ

層-No	X (m)	Y (m)
1- 1	10.000	3.000
1- 2	0.000	2.000
1- 3	-30.000	-18.000

層-No	X (m)	Y (m)
2- 1	10.000	-1.500
2- 2	0.000	-2.500
2- 3	-30.000	-23.000

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			
	中 心 間 隔		中 心 間 隔			横方向隣接杭の 影響
	P ₁ (m)	P ₂ (m)	P ₁ (m)	P ₂ (m)		
1	6.000	6.000	0.000	6.000	----	片側が影響する
2	6.000	6.000	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
2	0.00

ここに、

P_1 ; 上側の土圧強度

P_2 ; 下側の土圧強度

d_1 ; 載荷位置（杭頭から土圧分布始点位置までの距離）

d_2 ; 載荷長（土圧分布作用高さ）

1.7.4 杭配筋

かぶりとは、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 呼び名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_h (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

杭番号 2

・ 区間長 $L_1 = 8.000 \text{ m}$

主鉄筋

段	かぶり d(cm)	鉄筋径 呼び名D	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 $A_s(\text{cm}^2)$
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	$A_n(\text{cm}^2)$	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 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	摩擦角 $\phi (\text{度})$	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$
1	8.000	砂質土	45	20.00	30.0	110

杭番号 2

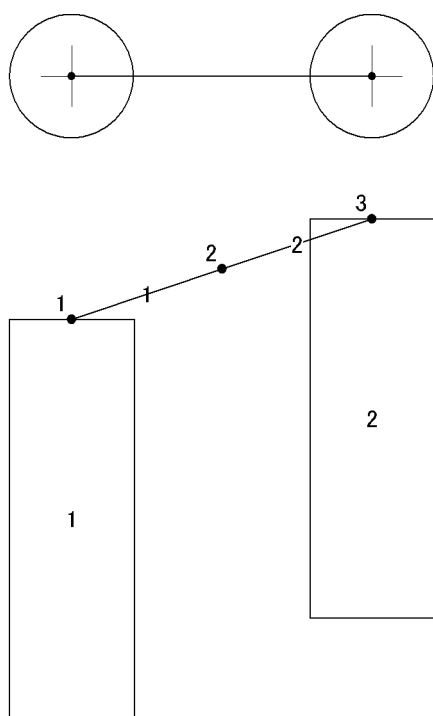
No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	摩擦角 $\phi (\text{度})$	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$
1	8.000	砂質土	45	20.00	30.0	110

1.8 フレームデータ

1.8.1 格点座標

- ・ 格 点 数 : 3
- ・ 部 材 数 : 2
- ・ 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	-3.0000	-1.0000
2	0.0000	0.0000
3	3.0000	1.0000

- ・作用格点 : 2
- ・柱基部格点 : 2
- ・土圧格点 : 2

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
2	2.500	8.000	3

1.8.3 材質

材質 番号	ヤ ン グ 係 数 E(kN/m ²)	線 膨 張 係 数 α (/)
1	2.500E+7	0.000E+0
2	2.500E+7	0.000E+0
3	2.500E+7	0.000E+0
4	2.500E+7	0.000E+0
5	2.500E+7	0.000E+0
6	2.500E+7	0.000E+0
7	2.500E+7	0.000E+0
8	2.500E+7	0.000E+0

1.8.4 断面諸値

■ 断面諸値

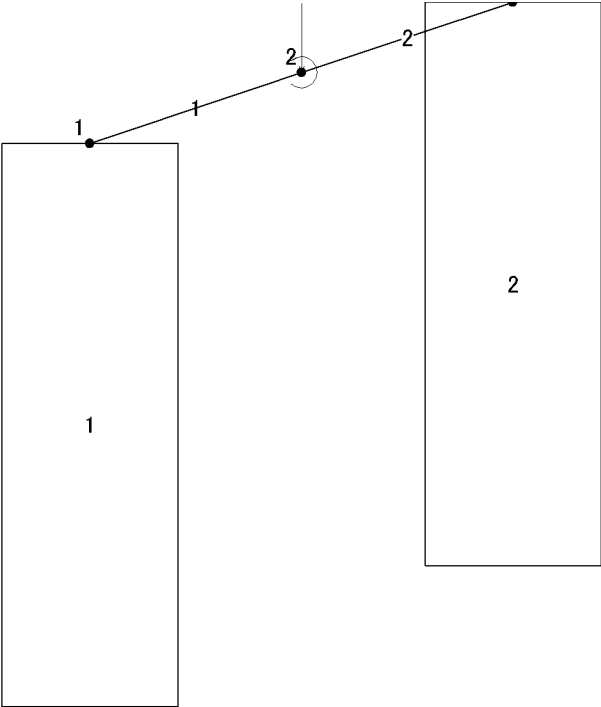
断面 番号	断 面 積 A(m ²)	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	1.0000000E+5	1.0000000E+5

1.8.5 部材

部材 番号	格点番号 i - j	部 材 長 (m)	断面 番号	材質 番号	材端条件 i - j
1	1 - 2	3.1623	1	1	剛結 - 剛結
2	2 - 3	3.1623	1	1	剛結 - 剛結

1.8.6 荷重データ（許容応力度法）

荷重ケース [1] : 常時

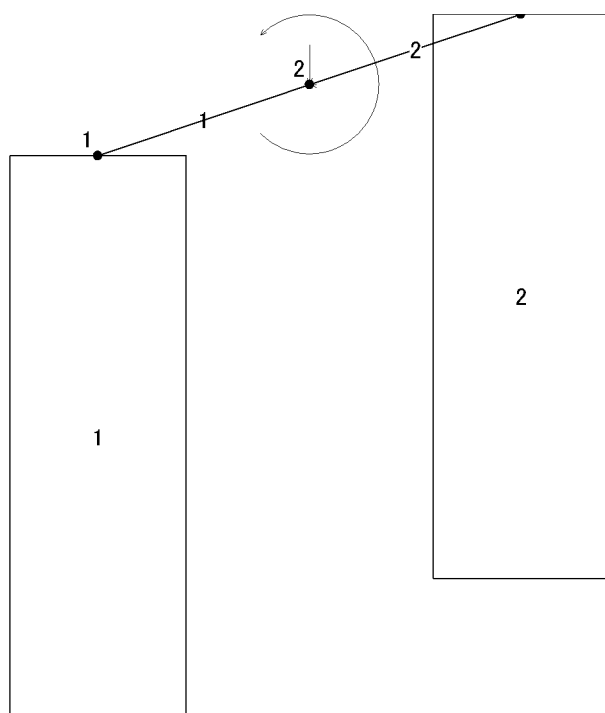


・ 格点集中荷重

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)
	2	0.00	-12797.68	3025.35

荷重合計 $\Sigma P_x = 0.00 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = -12797.68 \text{ kN}$

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)
	2	-2073.12	-11522.81	19959.96

荷重合計 $\Sigma P_x = -2073.12 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = -11522.81 \text{ kN}$

1.9 杭頭接合計算

杭番号	垂直有効厚さ h(mm)
1	1000
2	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 $L_o = \sigma_{sa} / (4 \tau_{oa}) \cdot \phi$

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 α_k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $\alpha_k = 1.5$

レベル2地震時 $\alpha_k = 1.5$

- ・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	149475
2	933333	149475

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

$$k_{H0} = 1 / 0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$$

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)

$\alpha \cdot E_o$; 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 / β を 4.759mと仮定すると、

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

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

$$= 3.449\text{m}$$

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

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

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

・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

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.

$\alpha \cdot E_0$; 地盤の変形係数(kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

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)

λ ; 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)

杭番号 2

- ・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 α_k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $\alpha_k = 1.5$

レベル2地震時 $\alpha_k = 1.5$

- ・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	149475
2	933333	149475

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

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

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)

$\alpha \cdot E_0$; 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 / β 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、 $D = 2.500\text{m}$ 、 $E = 2.500 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、 $I = \pi \cdot D^4 / 64 = 1.9175\text{m}^4$

・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

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.

$\alpha \cdot E_0$; 地盤の変形係数(kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

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)

λ ; 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 α_k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $\alpha_k = 1.5$

レベル2地震時 $\alpha_k = 1.5$

- ・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

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

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

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

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

$$\mu = 1 / 6 \cdot \sqrt{\left\{ \left(\frac{P1}{D1} + 1 \right) \cdot \left(\frac{P2}{D2} + 1 \right) \right\}} = 0.567$$

D1 ; 深礎基礎の杭幅(計算方向) = 2.500 m

D2 ; 深礎基礎の杭幅(計算直角方向) = 2.500 m

P1 ; 隣接基礎との中心間隔(計算方向) = 6.000 m

P2 ; 隣接基礎との中心間隔(計算直角方向) = 6.000 m

水平ばね値は、次式で求める

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

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 $0.8 \times D$)

ΔL ; 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 $\alpha_H = l / D$	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	0.250	0.1002	0	0
0.500	1 2	1.000	0.4002	0	0
1.000	1 2	1.750	0.7002	55358	55358
1.500	1 2	2.500	1.0002	59294	59294
2.000	1 2	3.250	1.3002	62189	62188
2.500	1 2	4.000	1.6002	64480	64480
3.000	1 2	4.750	1.9002	66376	66376

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 $\alpha_H = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
3.500	1 2	5.500	2.2002	67994	67994
4.000	1 2	6.250	2.5002	69404	69404
4.500	1 2	7.000 0.140	2.8001 0.0562	70655 0	70655
5.000	1 2	7.750 0.872	3.1001 0.3489	71778 0	71778
5.500	1 2	8.500 1.604	3.4001 0.6416	72797 54393	72797
6.000	1 2	9.250 2.336	3.7001 0.9342	73731 58541	73730
6.500	1 2	10.000 3.067	4.0001 1.2269	74591 61549	74591
7.000	1 2	10.750 3.799	4.3001 1.5196	75389 63910	75389
7.500	1 2	11.500 4.531	4.6001 1.8123	76133 65853	76133
8.000	1 2	12.250 5.262	4.9001 2.1050	76830 67506	38415

・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(= $\pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

・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(= $\pi \cdot D^4 / 64 = 1.917\text{E}+000\text{m}^4$)

・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(= $\pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

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。

杭番号 2

- ・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 α_k を乗じます。
常時、暴風時、レベル1地震時 $\alpha_k = 1.5$
レベル2地震時 $\alpha_k = 1.5$

・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

$$\begin{aligned} k_H' &= 0 & (0 < \alpha_H < 0.5) \\ k_H' &= (0.3 \cdot \log_{10} \alpha_H + 0.7) \cdot k_H & (0.5 < \alpha_H < 10) \\ k_H' &= k_H & (\alpha_H > 10) \end{aligned}$$

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

$$\mu = 1 / 6 \cdot \sqrt{\left\{ \left(\frac{P1}{D1} + 1 \right) \cdot \left(\frac{P2}{D2} + 1 \right) \right\}} = 0.567$$

D1 ; 深礎基礎の杭幅(計算方向) = 2.500 m

D2 ; 深礎基礎の杭幅(計算直角方向) = 2.500 m

P1 ; 隣接基礎との中心間隔(計算方向) = 6.000 m

P2 ; 隣接基礎との中心間隔(計算直角方向) = 6.000 m

水平ばね値は、次式で求める

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

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 $0.8 \times D$)

ΔL ; 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 $\alpha_H = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2	3.250	1.3000	62187	31094
0.500	1 2	4.000	1.6000	64479	64478
1.000	1 2	4.750	1.9000	66375	66375
1.500	1 2	5.500	2.2000	67993	67993
2.000	1 2	6.250	2.5000	69404	69404
2.500	1 2	7.000	2.8000	70654	70654
3.000	1 2	7.750	3.1000	71778	71778
3.500	1 2	8.500 1.750	3.4000 0.7000	72797 55356	72797

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 $\alpha_H = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
4.000	1	9.250	3.7000	73730	73730
	2	2.482	0.9927	59211	
4.500	1	10.000	4.0000	74590	74590
	2	3.213	1.2854	62062	
5.000	1	10.750	4.3000	75389	75388
	2	3.945	1.5780	64326	
5.500	1	11.500	4.6000	76133	76133
	2	4.677	1.8707	66204	
6.000	1	12.250	4.9000	76830	76830
	2	5.409	2.1634	67808	
6.500	1	13.000	5.2000	77486	77486
	2	6.140	2.4561	69208	
7.000	1	13.750	5.5000	78105	78105
	2	6.872	2.7488	70451	
7.500	1	14.500	5.8000	78691	78691
	2	7.604	3.0415	71567	
8.000	1	15.250	6.1000	79248	39624
	2	8.335	3.3341	72581	

・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(= $\pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

・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(= $\pi \cdot D^4 / 64 = 1.917\text{E}+000\text{m}^4$)

・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(= $\pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

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

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

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

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)

α_B ; 斜面の影響による低減係数(= 0.684)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 7540.7kN/m²)

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

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(= 8.167m)

N_c ; 支持力係数(= 30.1)

N_γ ; 支持力係数(= 15.0)

N_q ; 支持力係数(= 18.4)

σ_{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_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	σ_{ca} (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	7541	1828	5850	792	792
2 地震時	2.0	7541	2661	8775	1188	1188

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。

杭番号 2

・底面の許容鉛直地盤反力度

$$q_a = q_{ao} \quad \min(\sigma_{ca}, q_{max})$$

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

ここに,

q_a ; 許容鉛直支持力度(kN/m²)

q_{ao} ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m²)

α_B ; 斜面の影響による低減係数(= 0.684)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 7911.6kN/m²)

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

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(= 9.175m)

N_c ; 支持力係数(= 30.1)

N_γ ; 支持力係数(= 15.0)

N_q ; 支持力係数(= 18.4)

σ_{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_d (kN/m ²)	q_{ao} (kN/m ²)	σ_{ca} (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	7912	1927	5850	840	840
2 地震時	2.0	7912	2798	8775	1261	1261

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

$$H_a = H_u / n$$

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

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)

φ_b ; 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)	$\tan \varphi_b$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 常時	1.5	0	4.9087	4839.41	0.6000	2903.65	1935.76
2 地震時	1.2	0	4.9087	5051.49	0.6000	3030.89	2525.74

杭番号 2

荷重ケース	n	C_s (kN/m ²)	A_s (m ²)	V (kN)	$\tan \phi_s$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 常時	1.5	0	4.9087	4264.30	0.6000	2558.58	1705.72
2 地震時	1.2	0	4.9087	1288.04	0.6000	772.83	644.02

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)

α ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)

ϕ ; 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) = α

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}	$\phi_{res} = \phi$	$\phi_{res} = 2/3 \cdot \phi$

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 α (度)	ひろが り角 β (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	76.0	40.0	0.64	0.405	54.31	54.31
0.500	74.0	40.0	11.23	1.900	272.19	272.19
1.000	73.0	40.0	37.84	3.831	575.76	575.76
1.500	73.0	40.0	85.81	6.282	969.46	969.46
2.000	72.0	40.0	155.59	9.026	1457.82	1457.82
2.500	73.0	40.0	263.36	12.539	2033.95	2033.95
3.000	73.0	40.0	400.14	16.105	2678.72	2678.72
3.500	73.0	40.0	572.17	19.914	3395.18	3395.18
4.000	73.0	40.0	781.78	23.965	4185.84	4185.84
4.500	73.0	40.0	1031.30	28.259	5053.16	5053.16
5.000	73.0	40.0	1323.04	32.795	5999.65	5999.65
5.500	73.0	40.0	1659.31	37.574	7027.78	7027.78
6.000	73.0	40.0	2042.45	42.595	8140.06	8140.06
6.500	73.0	40.0	2474.77	47.859	9338.95	9338.95
7.000	73.0	40.0	2958.59	53.366	10626.96	10626.96
7.500	73.0	40.0	3496.23	59.115	12006.56	12006.56
8.000	73.0	40.0	4090.00	65.107	13480.26	13480.26

杭番号 2

・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)
 α ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)
 ϕ ; 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) = α
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}	$\phi_{res} = \phi$	$\phi_{res} = 2/3 \cdot \phi$

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 α (度)	ひろが り角 β (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	71.0	40.0	99.07	8.844	1398.15	1398.15
0.500	72.0	40.0	204.08	12.282	1975.20	1975.20
1.000	72.0	40.0	337.33	15.779	2621.01	2621.01
1.500	73.0	40.0	519.58	19.912	3338.48	3338.48
2.000	73.0	40.0	729.17	23.963	4129.09	4129.09
2.500	73.0	40.0	978.67	28.256	4996.39	4996.39
3.000	73.0	40.0	1270.38	32.793	5942.84	5942.84
3.500	73.0	40.0	1606.63	37.571	6970.94	6970.94
4.000	73.0	40.0	1989.75	42.593	8083.18	8083.18
4.500	73.0	40.0	2422.04	47.857	9282.04	9282.04
5.000	73.0	40.0	2905.83	53.363	10570.01	10570.01
5.500	73.0	40.0	3443.44	59.112	11949.58	11949.58
6.000	73.0	40.0	4037.20	65.104	13423.25	13423.25
6.500	73.0	40.0	4689.41	71.339	14993.48	14993.48
7.000	73.0	40.0	5402.40	77.816	16662.78	16662.78
7.500	73.0	40.0	6178.49	84.535	18433.64	18433.64
8.000	73.0	40.0	7020.00	91.497	20308.53	20308.53

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 $f = \min[5N, (C+p_o \cdot \tan \varphi)]$ 200 (kN/m²)

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

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

; 硬岩

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

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

ただし、0 C_{res} 1/3C、 $\varphi_{res}=2/3\varphi$

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	110.96	-----
0.500	113.85	-----
1.000	116.74	-----
1.500	119.62	-----
2.000	122.51	-----
2.500	125.40	-----
3.000	128.28	-----
3.500	131.17	-----
4.000	134.06	-----
4.500	136.94	-----
5.000	139.83	-----
5.500	142.72	-----
6.000	145.61	-----
6.500	148.49	-----
7.000	151.38	-----
7.500	154.27	-----
8.000	157.15	-----

杭番号 2

・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 $f = \min[5N, (C+p_o \cdot \tan \varphi)]$ 200 (kN/m²)

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

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

; 硬岩

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

塑性化領域 $f = C_{res}+p_o \cdot \tan \varphi_{res}$ 150 (kN/m²)
ただし、0 C_{res} 1/3C、 $\varphi_{res}=2/3\varphi$
 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	116.78	-----
0.500	119.67	-----
1.000	122.56	-----
1.500	125.44	-----
2.000	128.33	-----
2.500	131.22	-----
3.000	134.10	-----
3.500	136.99	-----
4.000	139.88	-----
4.500	142.76	-----
5.000	145.65	-----
5.500	148.54	-----
6.000	151.42	-----
6.500	154.31	-----
7.000	157.20	-----
7.500	160.09	-----
8.000	162.97	-----

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	δ	mm	-0.2	-0.8	
	δ a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	988	1042	
	qa	kN/m ²	792	1188	
	判定		NG	OK	
せん断抵抗力	H	kN	31.7	131.8	
	Ha	kN	1935.8	2525.7	
	判定		OK	OK	
杭体応力度	曲げ照査	σ c	N/mm ²	2.0	4.0
		σ ca	N/mm ²	7.2	10.8
		判定		OK	OK
		σ s	N/mm ²	-7.0	14.9
		σ sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
		σ s'	N/mm ²	-28.6	-56.4
		σ sa'	N/mm ²	200.0	300.0
		判定		OK	OK
	せん断照査	τ m	N/mm ²	0.05	0.17
		τ ac	N/mm ²	0.37	0.54
		τ a2	N/mm ²	1.53	2.29
		Aw	cm ²	7.742	7.742
		Awreq	cm ²	0.000	0.000
		判定		OK	OK
	判定			NG	OK

杭番号 2

荷重ケース			1	2	
水平変位	δ	mm	-0.4	-1.6	
	δ a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	879	327	
	qa	kN/m ²	840	1261	
	判定		NG	OK	
せん断抵抗力	H	kN	37.1	203.3	
	Ha	kN	1705.7	644.0	
	判定		OK	OK	
杭体応力度	曲げ照査	σ c	N/mm ²	1.4	2.5
		σ ca	N/mm ²	7.2	10.8
		判定		OK	OK
		σ s	N/mm ²	-12.1	32.0
		σ sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
		σ s'	N/mm ²	-21.2	-33.4
		σ sa'	N/mm ²	200.0	300.0
		判定		OK	OK
	せん断照査	τ m	N/mm ²	0.04	0.47
		τ ac	N/mm ²	0.37	0.57
		τ a2	N/mm ²	1.53	2.29
		Aw	cm ²	7.742	7.742
		Awreq	cm ²	0.000	0.000
		判定		OK	OK
	判定			NG	OK

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	-1462.29	218.87	-6511.43
101	0.500	-1352.86	218.87	-6571.56
102	1.000	-1243.42	226.21	-6553.87
103	1.500	-1126.65	237.81	-6456.42
104	2.000	-1005.61	243.38	-6355.13
105	2.500	-883.27	243.30	-6249.99
106	3.000	-762.32	238.18	-6141.00
107	3.500	-645.09	228.72	-6028.16
108	4.000	-533.60	215.55	-5911.48
109	4.500	-429.54	199.29	-5790.94
110	5.000	-334.31	180.46	-5666.55
111	5.500	-249.08	159.48	-5538.32
112	6.000	-174.82	136.71	-5406.23
113	6.500	-112.37	112.40	-5270.30
114	7.000	-62.43	86.73	-5130.52
115	7.500	-25.64	59.81	-4986.89
116	8.000	-2.62	46.05	-4944.18

水平変位

$$\delta = -0.2 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= N / A' + (M' / I') \cdot (D / 2 - e) \\ &= 4839.41 / 4.909 + (2.62 / 1.9175) \cdot (2.500 / 2 - 0.000) \\ &= 988 > 792 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

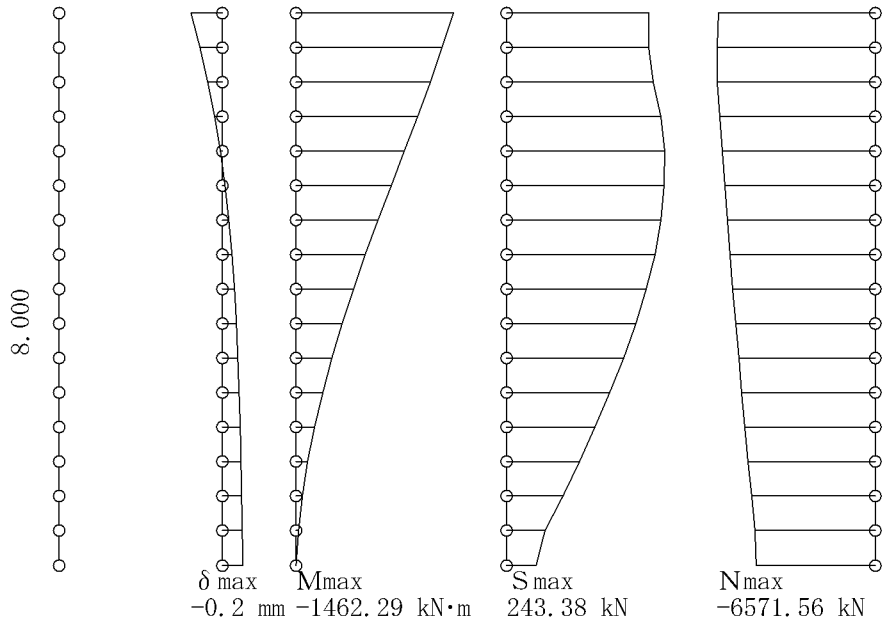
底面せん断力

$$\begin{aligned} S_B &= K_S \times \delta_B \\ &= 280230 \times 0.113 \times 10^{-3} \\ &= 31.71 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{\sigma \max} &= 1462.29 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \\ N &= 6511.43 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 2.0 \quad 7.2 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -7.0 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -28.6 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{\max} &= 243.38 \text{ kN} \quad (Z=2.000 \text{ m}) \quad N = 6355.13 \text{ kN} \quad M = 1005.61 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \tau_m &= 0.05 \quad 0.37 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_m &= 0.05 \quad 1.53 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad pt = 0.406 \% \\ Ce &= 0.832, \quad Cpt = 1.106, \quad CN = 2.000, \quad \tau_{a1} = 0.20, \quad \tau_{ac} = 0.37, \quad \tau_{a2} = 1.53 \end{aligned}$$

荷重ケース 1 杭番号 1



杭番号 2

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)
3	0.000	-449.81	-197.03	-6208.40
201	0.500	-548.32	-161.14	-6188.75
202	1.000	-610.95	-93.78	-6087.40
203	1.500	-642.10	-35.32	-5982.19
204	2.000	-646.27	14.24	-5873.14
205	2.500	-627.87	55.11	-5760.24
206	3.000	-591.17	87.63	-5643.49
207	3.500	-540.24	112.22	-5522.89
208	4.000	-478.95	129.31	-5398.45
209	4.500	-410.93	139.34	-5270.15
210	5.000	-339.61	142.69	-5138.01
211	5.500	-268.24	139.72	-5002.01
212	6.000	-199.89	130.69	-4862.17
213	6.500	-137.55	115.81	-4718.48
214	7.000	-84.08	95.23	-4570.93
215	7.500	-42.32	69.00	-4419.54
216	8.000	-15.08	54.48	-4372.95

水平変位

$$\delta = -0.4 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= N / A' + (M' / I') \cdot (D / 2 - e) \\
 &= 4264.30 / 4.909 + (15.08 / 1.9175) \cdot (2.500 / 2 - 0.000) \\
 &= 879 > 840 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

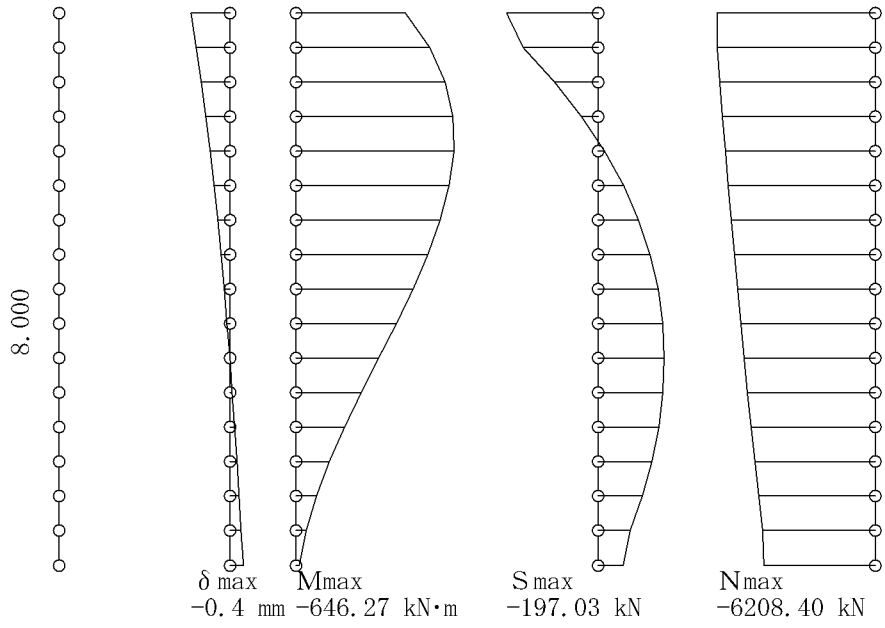
底面せん断力

$$\begin{aligned}
 S_B &= K_s \times \delta_B \\
 &= 280230 \times 0.133 \times 10^{-3} \\
 &= 37.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned}
 M_{\sigma \max} &= 610.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=1.000 \text{ m}) \\
 N &= 6087.40 \text{ kN} \\
 \sigma_c &= 1.4 \quad 7.2 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_s &= -12.1 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_s' &= -21.2 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2 \\
 S_{\max} &= 197.03 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 6208.40 \text{ kN} \quad M = 449.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \tau_m &= 0.04 \quad 0.37 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\
 \tau_m &= 0.04 \quad 1.53 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\
 b &= 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad \rho_t = 0.406 \% \\
 C_e &= 0.832, \quad C_{pt} = 1.106, \quad C_N = 2.000, \quad \tau_{a1} = 0.20, \quad \tau_{ac} = 0.37, \quad \tau_{a2} = 1.53
 \end{aligned}$$

荷重ケース 1 杭番号 2



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	-4353.82	254.42	-8040.57
101	0.500	-4226.61	254.42	-8100.70
102	1.000	-4099.40	346.86	-8044.10
103	1.500	-3879.74	511.45	-7867.87
104	2.000	-3587.95	635.19	-7685.86
105	2.500	-3244.55	719.33	-7498.09
106	3.000	-2868.62	767.48	-7304.54
107	3.500	-2477.07	784.12	-7105.21
108	4.000	-2084.50	773.87	-6900.12
109	4.500	-1703.20	741.11	-6689.24
110	5.000	-1343.39	689.76	-6472.60
111	5.500	-1013.45	623.10	-6250.18
112	6.000	-720.29	543.80	-6021.99
113	6.500	-469.64	453.87	-5788.02
114	7.000	-266.42	354.71	-5548.29
115	7.500	-114.93	247.22	-5302.77
116	8.000	-19.20	191.46	-5208.64

水平変位

$$\delta = -0.8 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

$$\text{浮き上がりを生じない基礎底面幅 } d = 2.500 \text{ m}$$

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

$$= 5051.49 / 4.909 + (19.20 / 1.9175) \cdot (2.500 / 2 - 0.000)$$

$$= 1042 \quad 1188 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_S \times \delta_B$$

$$= 560459 \times 0.235 \times 10^{-3}$$

$$= 131.83 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\sigma \max} = 4353.82 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m})$$

$$N = 8040.57 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 4.0 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 14.9 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s' = -56.4 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 784.12 \text{ kN} \quad (Z=3.500 \text{ m}) \quad N = 7105.21 \text{ kN} \quad M = 2477.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

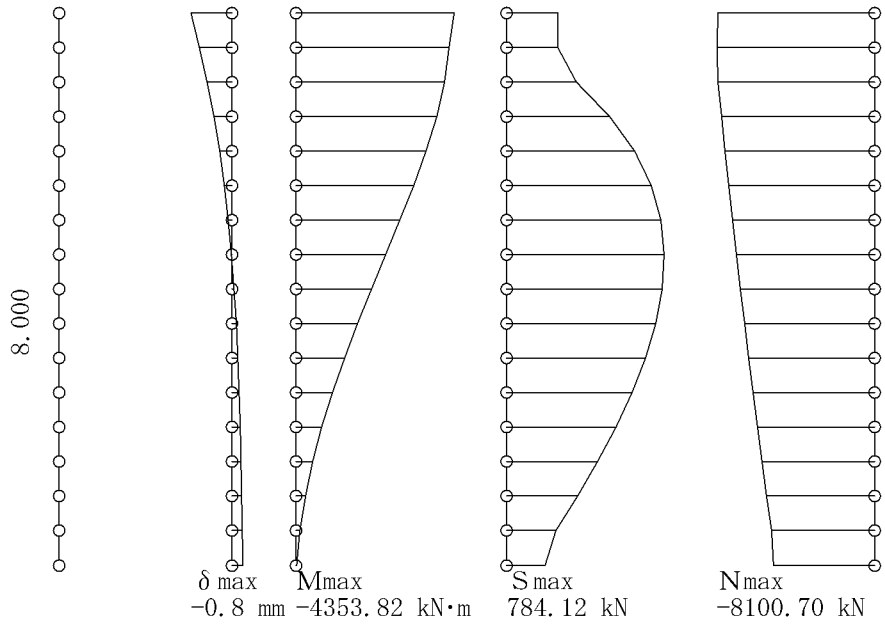
$$\tau_m = 0.17 \quad 0.54 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$

$$\tau_m = 0.17 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

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

$$C_e = 0.832, \quad C_{pt} = 1.106, \quad C_N = 1.896, \quad \tau_{a1} = 0.31, \quad \tau_{ac} = 0.54, \quad \tau_{a2} = 2.29$$

荷重ケース 2 杭番号 1



杭番号 2

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)
3	0.000	650.82	-2221.37	-3387.63
201	0.500	-459.87	-1975.18	-3351.28
202	1.000	-1324.36	-1495.10	-3217.21
203	1.500	-1954.97	-1040.46	-3081.10
204	2.000	-2364.83	-619.89	-2943.66
205	2.500	-2574.86	-254.34	-2805.41
206	3.000	-2619.17	44.61	-2666.73
207	3.500	-2530.25	280.56	-2527.89
208	4.000	-2338.61	457.71	-2389.07
209	4.500	-2072.54	580.44	-2250.42
210	5.000	-1758.16	653.00	-2112.02
211	5.500	-1419.54	679.21	-1973.92
212	6.000	-1078.96	662.27	-1836.15
213	6.500	-757.27	604.74	-1698.71
214	7.000	-474.22	508.42	-1561.57
215	7.500	-248.84	374.42	-1424.70
216	8.000	-99.79	298.10	-1386.39

水平変位

$$\delta = -1.6 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 1288.04 / 4.909 + (-1758.16 / 1.9175) \cdot (2.500 / 2 - 0.000)$$

$$= 327 \quad 1261 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times \delta_B$$

$$= 560459 \times 0.363 \times 10^{-3}$$

$$= 203.26 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\sigma \max} = 2619.17 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.000 \text{ m})$$

$$N = 2666.73 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 2.5 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 32.0 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s' = -33.4 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 2221.37 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 3387.63 \text{ kN} \quad M = 650.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

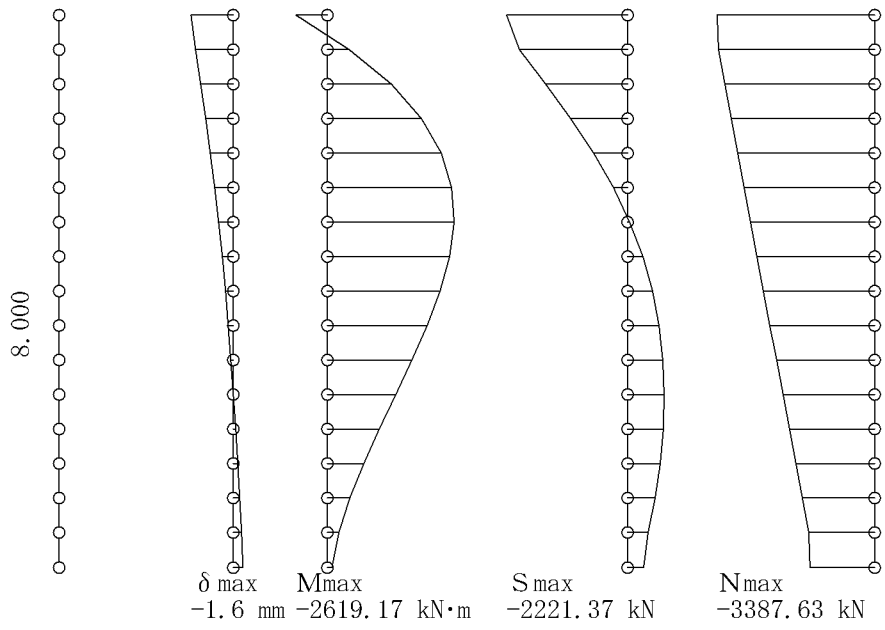
$$\tau_m = 0.47 \quad 0.57 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$

$$\tau_m = 0.47 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

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

$$C_e = 0.832, \quad C_{pt} = 1.106, \quad C_N = 2.000, \quad \tau_{a1} = 0.31, \quad \tau_{ac} = 0.57, \quad \tau_{a2} = 2.29$$

荷重ケース 2 杭番号 2



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 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
1	0.000	-0.174	-5.563	0.108
101	0.500	-0.124	-5.536	0.093
102	1.000	-0.080	-5.509	0.080
103	1.500	-0.044	-5.483	0.067
104	2.000	-0.013	-5.457	0.056
105	2.500	0.013	-5.431	0.047
106	3.000	0.034	-5.406	0.038
107	3.500	0.051	-5.381	0.031
108	4.000	0.065	-5.357	0.024
109	4.500	0.076	-5.333	0.019
110	5.000	0.084	-5.310	0.015
111	5.500	0.091	-5.287	0.012
112	6.000	0.097	-5.264	0.010
113	6.500	0.102	-5.243	0.009
114	7.000	0.106	-5.221	0.008
115	7.500	0.110	-5.201	0.007
116	8.000	0.113	-5.181	0.007

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
3	0.000	-0.390	-4.914	0.108
201	0.500	-0.337	-4.889	0.103
202	1.000	-0.287	-4.864	0.097
203	1.500	-0.241	-4.839	0.090
204	2.000	-0.197	-4.815	0.084
205	2.500	-0.157	-4.792	0.077
206	3.000	-0.120	-4.768	0.071
207	3.500	-0.086	-4.746	0.065
208	4.000	-0.055	-4.723	0.059
209	4.500	-0.027	-4.702	0.055
210	5.000	0.000	-4.680	0.051
211	5.500	0.024	-4.660	0.048
212	6.000	0.047	-4.640	0.045
213	6.500	0.069	-4.620	0.043
214	7.000	0.091	-4.601	0.042
215	7.500	0.112	-4.583	0.042
216	8.000	0.133	-4.565	0.041

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 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_v (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
1	0.000	-0.845	-3.149	0.384
101	0.500	-0.665	-3.116	0.339
102	1.000	-0.506	-3.083	0.296
103	1.500	-0.369	-3.050	0.254
104	2.000	-0.251	-3.019	0.215
105	2.500	-0.153	-2.988	0.180
106	3.000	-0.071	-2.958	0.148
107	3.500	-0.005	-2.928	0.120
108	4.000	0.049	-2.900	0.096
109	4.500	0.092	-2.872	0.076
110	5.000	0.126	-2.845	0.060
111	5.500	0.153	-2.819	0.048
112	6.000	0.175	-2.794	0.039
113	6.500	0.193	-2.770	0.033
114	7.000	0.208	-2.747	0.029
115	7.500	0.222	-2.725	0.027
116	8.000	0.235	-2.704	0.026

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
3	0.000	-1.613	-0.845	0.384
201	0.500	-1.421	-0.831	0.385
202	1.000	-1.230	-0.818	0.376
203	1.500	-1.046	-0.805	0.359
204	2.000	-0.872	-0.793	0.336
205	2.500	-0.711	-0.781	0.310
206	3.000	-0.562	-0.770	0.283
207	3.500	-0.428	-0.759	0.256
208	4.000	-0.306	-0.749	0.231
209	4.500	-0.196	-0.740	0.208
210	5.000	-0.097	-0.731	0.188
211	5.500	-0.008	-0.723	0.171
212	6.000	0.074	-0.715	0.158
213	6.500	0.151	-0.708	0.149
214	7.000	0.224	-0.701	0.142
215	7.500	0.294	-0.695	0.139
216	8.000	0.363	-0.689	0.137

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	73.98	0.00	36.99
101	0.500	0.00	0.00	75.90	0.00	37.95
102	1.000	6.67	4.00	77.83	38.91*	38.91
103	1.500	3.88	2.33	79.75	39.87*	39.87
104	2.000	1.18	0.71	81.67	40.84*	40.84
105	2.500	-1.26	-0.75	83.60	41.80*	41.80
106	3.000	-3.39	-2.03	85.52	42.76*	42.76
107	3.500	-5.22	-3.13	87.45	43.72*	43.72
108	4.000	-6.75	-4.05	89.37	44.69*	44.69
109	4.500	-8.03	-4.82	91.30	45.65*	45.65
110	5.000	-9.09	-5.46	93.22	46.61*	46.61
111	5.500	-9.98	-5.99	95.15	47.57*	47.57
112	6.000	-10.73	-6.44	97.07	48.54*	48.54
113	6.500	-11.38	-6.83	98.99	49.50*	49.50
114	7.000	-11.96	-7.18	100.92	50.46*	50.46
115	7.500	-12.51	-7.51	102.84	51.42*	51.42
116	8.000	-6.52	-7.82	104.77	52.38*	52.38

底面反力

R_x : -31.71 kN

R_y : 4839.41 kN

R_M : -2.62 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 31.71 kN

H_a : 1935.76 kN

H = 31.71 kN ≤ H_a = 1935.76 kN OK

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

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}
3	0.000	0.00	21.83	77.86	38.93*	38.93
201	0.500	32.63	19.58	79.78	39.89*	39.89
202	1.000	28.61	17.17	81.70	40.85*	40.85
203	1.500	24.54	14.72	83.63	41.81*	41.81
204	2.000	20.52	12.31	85.55	42.78*	42.78
205	2.500	16.63	9.98	87.48	43.74*	43.74
206	3.000	12.93	7.76	89.40	44.70*	44.70
207	3.500	9.42	5.65	91.33	45.66*	45.66
208	4.000	6.12	3.67	93.25	46.63*	46.63
209	4.500	3.00	1.80	95.18	47.59*	47.59
210	5.000	0.05	0.03	97.10	48.55*	48.55
211	5.500	-2.76	-1.65	99.03	49.51*	49.51
212	6.000	-5.45	-3.27	100.95	50.47*	50.47
213	6.500	-8.07	-4.84	102.87	51.44*	51.44
214	7.000	-10.64	-6.39	104.80	52.40*	52.40
215	7.500	-13.20	-7.92	106.72	53.36*	53.36
216	8.000	-7.88	-9.45	108.65	54.32*	54.32

底面反力

R_x : -37.15 kNR_y : 4264.30 kNR_M : -15.08 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 37.15 kN

H_a : 1705.72 kNH = 37.15 kN ≤ H_a = 1705.72 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	100.88	0.00	55.48
101	0.500	0.00	0.00	103.50	0.00	56.93
102	1.000	84.04	50.42	106.13	58.37*	58.37
103	1.500	65.58	39.35	108.75	59.81*	59.81
104	2.000	46.91	28.15	111.37	61.26*	61.26
105	2.500	29.58	17.75	114.00	62.70*	62.70
106	3.000	14.19	8.51	116.62	64.14*	64.14
107	3.500	0.93	0.56	119.25	65.59*	65.59
108	4.000	-10.25	-6.15	121.87	67.03*	67.03
109	4.500	-19.53	-11.72	124.50	68.47*	68.47
110	5.000	-27.16	-16.30	127.12	69.92*	69.92
111	5.500	-33.44	-20.06	129.74	71.36*	71.36
112	6.000	-38.65	-23.19	132.37	72.80*	72.80
113	6.500	-43.10	-25.86	134.99	74.25*	74.25
114	7.000	-47.04	-28.22	137.62	75.69*	75.69
115	7.500	-50.69	-30.41	140.24	77.13*	77.13
116	8.000	-27.11	-32.53	142.87	78.58*	78.58

底面反力

R_x : -131.83 kNR_y : 5051.49 kNR_M : -19.20 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 131.83 kN

H_a : 2525.74 kNH = 131.83 kN ≤ H_a = 2525.74 kN OK

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

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}
3	0.000	0.00	106.17*	106.17	47.31	58.39
201	0.500	274.80	108.79*	108.79	48.24	59.84
202	1.000	244.94	111.42*	111.42	48.86	61.28
203	1.500	213.42	114.04*	114.04	49.27	62.72
204	2.000	181.66	108.99	116.66	49.52	64.17
205	2.500	150.66	90.40	119.29	49.67	65.61
206	3.000	121.11	72.67	121.91	49.74	67.05
207	3.500	93.38	56.03	124.54	49.75	68.50
208	4.000	67.66	40.59	127.16	49.72	69.94
209	4.500	43.92	26.35	129.79	49.67	71.38
210	5.000	22.04	13.23	132.41	49.60	72.83
211	5.500	1.78	1.07	135.03	49.52	74.27
212	6.000	-17.17	-10.30	137.66	49.43	75.71
213	6.500	-35.13	-21.08	140.28	49.35	77.16
214	7.000	-52.43	-31.46	142.91	49.28	78.60
215	7.500	-69.38	-41.63	145.53	49.22	80.04
216	8.000	-43.11	-51.73	148.16	49.17	81.49

底面反力

R_x : -203.26 kN
R_y : 1288.04 kN
R_M : -99.79 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 203.26 kN
H_a : 644.02 kN
H = 203.26 kN ≤ H_a = 644.02 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	83037	99644	0
103	1.500	88941	106729	0
104	2.000	93282	111938	0
105	2.500	96720	116064	0
106	3.000	99564	119477	0
107	3.500	101991	122389	0
108	4.000	104106	124927	0
109	4.500	105983	127179	0
110	5.000	107667	129200	0
111	5.500	109196	131035	0
112	6.000	110595	132714	0
113	6.500	111887	134264	0
114	7.000	113084	135700	0
115	7.500	114200	137039	0
116	8.000	57623	69147	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

杭番号 2

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)
3	0.000	0	55969	0
201	0.500	96717	116060	0
202	1.000	99563	119475	0
203	1.500	101990	122387	0
204	2.000	104106	124927	0
205	2.500	105981	127177	0
206	3.000	107667	129200	0
207	3.500	109196	131035	0
208	4.000	110595	132714	0
209	4.500	111885	134262	0
210	5.000	113082	135698	0
211	5.500	114200	137039	0
212	6.000	115245	138294	0
213	6.500	116229	139475	0
214	7.000	117158	140589	0
215	7.500	118037	141644	0
216	8.000	59436	71323	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	166074	199289	0
103	1.500	177882	213458	0
104	2.000	186564	223877	0
105	2.500	193440	232128	0
106	3.000	199128	238954	0
107	3.500	203982	244778	0
108	4.000	208212	249854	0
109	4.500	211965	254358	0
110	5.000	215334	258401	0
111	5.500	218391	262069	0
112	6.000	221190	265428	0
113	6.500	223773	268528	0
114	7.000	226167	271400	0
115	7.500	228399	274079	0
116	8.000	115245	138294	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

杭番号 2

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)
3	0.000	0	0	111938
201	0.500	193434	0	232121
202	1.000	199125	0	238950
203	1.500	203979	0	244775
204	2.000	208212	249854	249854
205	2.500	211962	254354	254354
206	3.000	215334	258401	258401
207	3.500	218391	262069	262069
208	4.000	221190	265428	265428
209	4.500	223770	268524	268524
210	5.000	226164	271397	271397
211	5.500	228399	274079	274079
212	6.000	230490	276588	276588
213	6.500	232458	278950	278950
214	7.000	234315	281178	281178
215	7.500	236073	283288	283288
216	8.000	118872	142646	142646

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 : 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	14.68	155.65	0.00
103	8.53	159.50	0.00
104	2.60	163.35	0.00
105	-2.76	167.20	0.00
106	-7.46	171.05	0.00
107	-11.47	174.90	0.00
108	-14.85	178.74	0.00
109	-17.67	182.59	0.00
110	-20.00	186.44	0.00
111	-21.95	190.29	0.00
112	-23.60	194.14	0.00
113	-25.03	197.99	0.00
114	-26.31	201.84	0.00
115	-27.52	205.69	0.00
116	-46.05	4944.18	-2.62
3	21.83	77.86	0.00
201	71.78	159.56	0.00
202	62.94	163.41	0.00
203	53.98	167.26	0.00
204	45.14	171.11	0.00
205	36.60	174.96	0.00
206	28.45	178.81	0.00
207	20.73	182.65	0.00
208	13.46	186.50	0.00
209	6.60	190.35	0.00
210	0.11	194.20	0.00
211	-6.06	198.05	0.00
212	-12.00	201.90	0.00
213	-17.76	205.75	0.00
214	-23.42	209.60	0.00
215	-29.04	213.45	0.00
216	-54.48	4372.95	-15.08

$\Sigma R_x = 0.00$ (kN) 、 $\Sigma R_y = 14721.91$ (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	184.89	233.48	0.00
103	144.28	239.25	0.00
104	103.21	245.02	0.00
105	65.08	250.80	0.00
106	31.22	256.57	0.00
107	2.05	262.34	0.00
108	-22.55	268.12	0.00
109	-42.96	273.89	0.00
110	-59.75	279.66	0.00
111	-73.56	285.44	0.00
112	-85.04	291.21	0.00
113	-94.82	296.98	0.00
114	-103.49	302.76	0.00
115	-111.51	308.53	0.00
116	-191.46	5208.64	-19.20
3	106.17	94.61	0.00
201	492.38	192.96	0.00
202	467.78	195.44	0.00
203	441.50	197.06	0.00
204	399.65	198.08	0.00
205	331.46	198.67	0.00
206	266.44	198.95	0.00
207	205.45	199.00	0.00
208	148.85	198.89	0.00
209	96.63	198.68	0.00
210	48.49	198.39	0.00
211	3.91	198.07	0.00
212	-37.77	197.74	0.00
213	-77.29	197.42	0.00
214	-115.36	197.12	0.00
215	-152.64	196.88	0.00
216	-298.10	1386.39	-99.79

$\Sigma R_x = 2073.12$ (kN) 、 $\Sigma R_y = 13447.04$ (kN)

3.3.2 格点变位

荷重ケース 1 : 常時

格点 番号	水平变位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直变位 $\delta_y(\text{mm})$	回转变位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-0.17395	-5.56295	0.10807
2	-0.28203	-5.23873	0.10808
3	-0.39012	-4.91445	0.10810
101	-0.12363	-5.53630	0.09339
102	-0.08037	-5.50940	0.07985
103	-0.04359	-5.48289	0.06749
104	-0.01268	-5.45679	0.05637
105	0.01299	-5.43111	0.04652
106	0.03405	-5.40586	0.03794
107	0.05114	-5.38107	0.03060
108	0.06485	-5.35674	0.02445
109	0.07577	-5.33290	0.01943
110	0.08445	-5.30955	0.01544
111	0.09137	-5.28672	0.01240
112	0.09698	-5.26442	0.01019
113	0.10168	-5.24267	0.00869
114	0.10577	-5.22147	0.00778
115	0.10953	-5.20086	0.00732
116	0.11315	-5.18084	0.00717
201	-0.33733	-4.88903	0.10289
202	-0.28737	-4.86402	0.09684
203	-0.24057	-4.83942	0.09031
204	-0.19709	-4.81527	0.08359
205	-0.15696	-4.79157	0.07695
206	-0.12009	-4.76833	0.07059
207	-0.08630	-4.74558	0.06469
208	-0.05531	-4.72333	0.05937
209	-0.02681	-4.70159	0.05473
210	-0.00046	-4.68038	0.05082
211	0.02413	-4.65972	0.04765
212	0.04731	-4.63962	0.04521
213	0.06945	-4.62010	0.04345
214	0.09086	-4.60117	0.04229
215	0.11182	-4.58285	0.04163
216	0.13255	-4.56516	0.04133

荷重ケース 2 : 地震時

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-0.84545	-3.14888	0.38393
2	-1.22939	-1.99707	0.38395
3	-1.61334	-0.84521	0.38396
101	-0.66473	-3.11599	0.33918
102	-0.50605	-3.08287	0.29576
103	-0.36867	-3.05045	0.25415
104	-0.25146	-3.01875	0.21520
105	-0.15292	-2.98781	0.17957
106	-0.07127	-2.95765	0.14769
107	-0.00456	-2.92829	0.11981
108	0.04922	-2.89975	0.09602
109	0.09213	-2.87207	0.07626
110	0.12613	-2.84525	0.06038
111	0.15310	-2.81932	0.04808
112	0.17476	-2.79432	0.03904
113	0.19262	-2.77025	0.03284
114	0.20799	-2.74715	0.02900
115	0.22192	-2.72504	0.02701
116	0.23521	-2.70394	0.02631
201	-1.42063	-0.83128	0.38495
202	-1.23010	-0.81790	0.37565
203	-1.04628	-0.80507	0.35854
204	-0.87246	-0.79279	0.33602
205	-0.71081	-0.78108	0.31025
206	-0.56243	-0.76993	0.28317
207	-0.42760	-0.75935	0.25631
208	-0.30588	-0.74933	0.23092
209	-0.19629	-0.73988	0.20791
210	-0.09746	-0.73100	0.18794
211	-0.00778	-0.72267	0.17136
212	0.07449	-0.71491	0.15833
213	0.15113	-0.70771	0.14876
214	0.22378	-0.70107	0.14233
215	0.29390	-0.69498	0.13856
216	0.36267	-0.68946	0.13675

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)
1(1- 2)	i	0.000	1462.29	6246.49	-1851.46
	j	3.162	21215.44	6246.49	-1851.46
2(2- 3)	i	0.000	18190.09	-5894.45	2195.52
	j	3.162	-449.81	-5894.45	2195.52
100(1-101)	i	0.000	-1462.29	218.87	-6511.43
	j	0.500	-1352.86	218.87	-6571.56
101(101-102)	i	0.000	-1352.86	218.87	-6571.56
	j	0.500	-1243.42	218.87	-6631.69
102(102-103)	i	0.000	-1243.42	233.55	-6476.04
	j	0.500	-1126.65	233.55	-6536.17
103(103-104)	i	0.000	-1126.65	242.08	-6376.67
	j	0.500	-1005.61	242.08	-6436.81
104(104-105)	i	0.000	-1005.61	244.68	-6273.46
	j	0.500	-883.27	244.68	-6333.59
105(105-106)	i	0.000	-883.27	241.91	-6166.39
	j	0.500	-762.32	241.91	-6226.52
106(106-107)	i	0.000	-762.32	234.45	-6055.48
	j	0.500	-645.09	234.45	-6115.61
107(107-108)	i	0.000	-645.09	222.98	-5940.72
	j	0.500	-533.60	222.98	-6000.85
108(108-109)	i	0.000	-533.60	208.13	-5822.10
	j	0.500	-429.54	208.13	-5882.24
109(109-110)	i	0.000	-429.54	190.46	-5699.64
	j	0.500	-334.31	190.46	-5759.77
110(110-111)	i	0.000	-334.31	170.46	-5573.33
	j	0.500	-249.08	170.46	-5633.46
111(111-112)	i	0.000	-249.08	148.51	-5443.17
	j	0.500	-174.82	148.51	-5503.30
112(112-113)	i	0.000	-174.82	124.91	-5309.16
	j	0.500	-112.37	124.91	-5369.30
113(113-114)	i	0.000	-112.37	99.88	-5171.31
	j	0.500	-62.43	99.88	-5231.44
114(114-115)	i	0.000	-62.43	73.57	-5029.60
	j	0.500	-25.64	73.57	-5089.73
115(115-116)	i	0.000	-25.64	46.05	-4884.05
	j	0.500	-2.62	46.05	-4944.18
200(3-201)	i	0.000	-449.81	-197.03	-6208.40
	j	0.500	-548.32	-197.03	-6268.53
201(201-202)	i	0.000	-548.32	-125.25	-6108.97
	j	0.500	-610.95	-125.25	-6169.10
202(202-203)	i	0.000	-610.95	-62.31	-6005.69
	j	0.500	-642.10	-62.31	-6065.82
203(203-204)	i	0.000	-642.10	-8.33	-5898.56
	j	0.500	-646.27	-8.33	-5958.70
204(204-205)	i	0.000	-646.27	36.81	-5787.59
	j	0.500	-627.87	36.81	-5847.72
205(205-206)	i	0.000	-627.87	73.40	-5672.76
	j	0.500	-591.17	73.40	-5732.90
206(206-207)	i	0.000	-591.17	101.85	-5554.09
	j	0.500	-540.24	101.85	-5614.22
207(207-208)	i	0.000	-540.24	122.58	-5431.57
	j	0.500	-478.95	122.58	-5491.70
208(208-209)	i	0.000	-478.95	136.04	-5305.19
	j	0.500	-410.93	136.04	-5365.33
209(209-210)	i	0.000	-410.93	142.64	-5174.97
	j	0.500	-339.61	142.64	-5235.11
210(210-211)	i	0.000	-339.61	142.75	-5040.90
	j	0.500	-268.24	142.75	-5101.04
211(211-212)	i	0.000	-268.24	136.69	-4902.99
	j	0.500	-199.89	136.69	-4963.12
212(212-213)	i	0.000	-199.89	124.69	-4761.22
	j	0.500	-137.55	124.69	-4821.35
213(213-214)	i	0.000	-137.55	106.93	-4615.60
	j	0.500	-84.08	106.93	-4675.73
214(214-215)	i	0.000	-84.08	83.52	-4466.14
	j	0.500	-42.32	83.52	-4526.27
215(215-216)	i	0.000	-42.32	54.48	-4312.82
	j	0.500	-15.08	54.48	-4372.95

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)
1(1- 2)	i	0.000	4353.82	7708.41	-2301.29
	j	3.162	28729.95	7708.41	-2301.29
2(2- 3)	i	0.000	8769.99	-2567.51	3309.28
	j	3.162	650.82	-2567.51	3309.28
100(1-101)	i	0.000	-4353.82	254.42	-8040.57
	j	0.500	-4226.61	254.42	-8100.70
101(101-102)	i	0.000	-4226.61	254.42	-8100.70
	j	0.500	-4099.40	254.42	-8160.84
102(102-103)	i	0.000	-4099.40	439.31	-7927.36
	j	0.500	-3879.74	439.31	-7987.49
103(103-104)	i	0.000	-3879.74	583.59	-7748.24
	j	0.500	-3587.95	583.59	-7808.38
104(104-105)	i	0.000	-3587.95	686.79	-7563.35
	j	0.500	-3244.55	686.79	-7623.49
105(105-106)	i	0.000	-3244.55	751.87	-7372.69
	j	0.500	-2868.62	751.87	-7432.82
106(106-107)	i	0.000	-2868.62	783.09	-7176.25
	j	0.500	-2477.07	783.09	-7236.38
107(107-108)	i	0.000	-2477.07	785.14	-6974.04
	j	0.500	-2084.50	785.14	-7034.17
108(108-109)	i	0.000	-2084.50	762.59	-6766.06
	j	0.500	-1703.20	762.59	-6826.19
109(109-110)	i	0.000	-1703.20	719.63	-6552.30
	j	0.500	-1343.39	719.63	-6612.43
110(110-111)	i	0.000	-1343.39	659.88	-6332.77
	j	0.500	-1013.45	659.88	-6392.90
111(111-112)	i	0.000	-1013.45	586.32	-6107.46
	j	0.500	-720.29	586.32	-6167.59
112(112-113)	i	0.000	-720.29	501.28	-5876.38
	j	0.500	-469.64	501.28	-5936.52
113(113-114)	i	0.000	-469.64	406.46	-5639.53
	j	0.500	-266.42	406.46	-5699.66
114(114-115)	i	0.000	-266.42	302.97	-5396.91
	j	0.500	-114.93	302.97	-5457.04
115(115-116)	i	0.000	-114.93	191.46	-5148.51
	j	0.500	-19.20	191.46	-5208.64
200(3-201)	i	0.000	650.82	-2221.37	-3387.63
	j	0.500	-459.87	-2221.37	-3447.76
201(201-202)	i	0.000	-459.87	-1728.99	-3254.80
	j	0.500	-1324.36	-1728.99	-3314.93
202(202-203)	i	0.000	-1324.36	-1261.21	-3119.50
	j	0.500	-1954.97	-1261.21	-3179.63
203(203-204)	i	0.000	-1954.97	-819.71	-2982.57
	j	0.500	-2364.83	-819.71	-3042.70
204(204-205)	i	0.000	-2364.83	-420.07	-2844.62
	j	0.500	-2574.86	-420.07	-2904.75
205(205-206)	i	0.000	-2574.86	-88.61	-2706.08
	j	0.500	-2619.17	-88.61	-2766.21
206(206-207)	i	0.000	-2619.17	177.84	-2567.26
	j	0.500	-2530.25	177.84	-2627.39
207(207-208)	i	0.000	-2530.25	383.28	-2428.39
	j	0.500	-2338.61	383.28	-2488.52
208(208-209)	i	0.000	-2338.61	532.13	-2289.63
	j	0.500	-2072.54	532.13	-2349.76
209(209-210)	i	0.000	-2072.54	628.76	-2151.08
	j	0.500	-1758.16	628.76	-2211.21
210(210-211)	i	0.000	-1758.16	677.25	-2012.82
	j	0.500	-1419.54	677.25	-2072.96
211(211-212)	i	0.000	-1419.54	681.16	-1874.89
	j	0.500	-1078.96	681.16	-1935.02
212(212-213)	i	0.000	-1078.96	643.39	-1737.28
	j	0.500	-757.27	643.39	-1797.42
213(213-214)	i	0.000	-757.27	566.10	-1600.00
	j	0.500	-474.22	566.10	-1660.13
214(214-215)	i	0.000	-474.22	450.74	-1463.01
	j	0.500	-248.84	450.74	-1523.14
215(215-216)	i	0.000	-248.84	298.10	-1326.26
	j	0.500	-99.79	298.10	-1386.39